SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT

RIVE GAUCHE DU RHONE

ET DES TRAVAUX DE CREATION D'UNE DIGUE ENTRE

TARASCON ET ARLES ET MESURES ASSOCIEES

RUBRIQUE N°0 : RESUME NON TECHNIQUE

SOMMAIRE

1 Objet de l'étude 3
2 Contexte général 3
3 système d'endiguement et zone protégée 7
4 Les inondations passées Du Rhône 13
5 Le Programme de sécurisation 15
6 Les Travaux entre Tarascon et Arles 18
7 Analyse de risques 21
8 Scénarios d'inondation en provenance du système d'endiguement 28
9 Niveaux de protection de la zone protégée 37

1 OBJET DE L'ETUDE

L'étude de dangers est la première étude de dangers concernant le système d'endiguement « Rive Gauche ». Elle entre dans le cadre de la demande d'autorisation initiale du système d'endiguement et dans le cadre de la demande d'autorisation des travaux de création d'une digue de 1er rang à l'ouest du remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles au titre des articles L.214-1 à L.214-6 du Code de l'Environnement. Le contenu de l'étude porte sur ce système tel qu'il se trouvera dans sa configuration effective au moment où il est considéré comme opérationnel une fois les travaux achevés. Néanmoins pour la compréhension et la justification des travaux, la situation initiale a également été étudiée.

2 CONTEXTE GENERAL

Le « Delta du Rhône » est constitué de trois systèmes d'endiguement, considérées comme hydrauliquement liées :

- La « Rive droite » du Rhône et Petit Rhône correspondant à la zone inondée en novembre 1840 et couvrant 11 communes du Gard. Les trois unités de cette zone sont la plaine de Beaucaire, la Camargue Gardoise et la Camargue Saintoise. La population protégée (hors période estivale) est estimée à 45 000 personnes ;
- La « Rive Gauche » du Rhône et du Grand Rhône. Elle comprend les centres urbains de Tarascon, d'Arles et de Port-Saint-Louis-du-Rhône et de Mas Thibert, les plaines de Tarascon, et du Trébon, les anciens marais d'Arles et marais de la Vallée des Baux et de Meyranne et le Plan du Bourg. La population protégée (hors période estivale) est estimée à 60 000 personnes. La zone protégée par le système d'endiguement couvre le territoire de 15 communes ;
- La « Camargue Insulaire » ceinturée par le Petit Rhône Rive Gauche et le Grand Rhône Rive Droite comprenant les centres urbains des Saintes-Maries-de-la-Mer, et des villages de la commune d'Arles (Saliers, Sambuc, Salin de Giraud, Albaron...). La population protégée (hors période estivale) est estimée à 7 000 personnes

Cette population d'environ 110 000 personnes peut doubler, voire tripler en période estivale, principalement dans les communes du Grau-du-Roi, Aigues-Mortes, Arles et les Saintes-Maries-de-la-Mer

Ce territoire soumis au risque inondation du Rhône et de la Mer est protégé par un système de protection de 225 km de digues fluviales et 50 km de digues maritimes, créé après les crues de 1840 et 1856, dont les périodes de retour sont supérieures à 100 ans.

Le SYMADREM assure depuis 2005, l'exploitation de la majeure partie de ces ouvrages, à savoir : environ 210 km digues fluviales (dont 5,5 km d'ouvrages maçonnés) et 25 km de digue à la mer.

La gestion des autres ouvrages est partagée par :

- SNCF Réseau, qui gère le remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles sur un linéaire d'environ 10 km ;

- La Compagnie Nationale du Rhône (CNR), qui gère les Sites-Industrialo-portuaires de Beaucaire, Tarascon et Arles (linéaire total d'environ 7 km) et quelques digues de raccordement à ses remblais et l'écluse de Barcarin ;
- Voies Navigables de France (VNF) qui gère les écluses de Beaucaire, d'Arles et de Saint Gilles et quelques linéaires de digue
- La Compagnie des Salins du Midi et le Conservatoire du Littoral, qui gère la digue à mer depuis le Rhône vif jusqu'à son raccordement à l'est avec la digue du Grand Rhône rive droite, sur une longueur d'environ 25 km.
- Le Conseil Départemental des Bouches-du-Rhône, qui gère 3 tronçons routiers : la RD35 en rive gauche du Grand Rhône, le RD36d sur le Grand Rhône rive droite, le RD85 en rive droite du Petit Rhône.

Des accords ont été passés (SNCF et CNR) ou vont être passés (Salins du Midi, CD13) pour qu'au fur à mesure des travaux, le SYMADREM devienne progressivement le gestionnaire unique des systèmes d'endiguement.

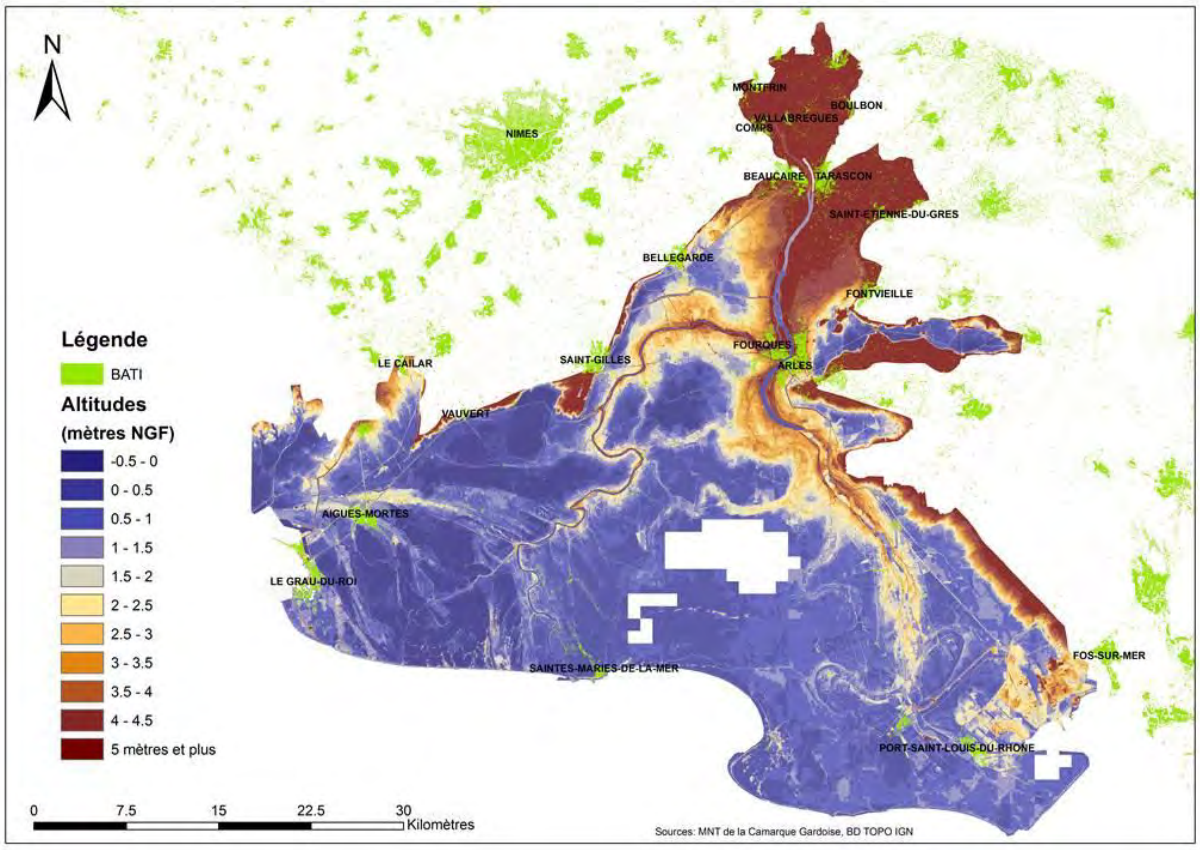


Figure 1. Delta du Rhône

La crue extraordinaire de novembre 1840 est le véritable point de départ d'une politique de l'Etat en matière de protection contre les crues du Rhône, qui se traduit par : la création en 1840 d'un service spécial du Rhône administré par les ingénieurs des Ponts et Chaussées.
Les ingénieurs vont établir dès cette époque les plans du système et construire les premières digues dites « insubmersibles ».

La crue de mai 1856, actuelle crue de référence bien que son débit et sa durée soient moins importants que la crue de novembre 1840, accélère et généralise la réalisation des travaux d'endiguement à l'ensemble du Grand Delta.
L'Etat intervient alors dans la conception, la réalisation et le financement des travaux d'investissement, à hauteur de 25 % des dépenses jusqu'en 1856 et 33 % des dépenses après la crue de 1856. Cette participation de l'Etat passera à 40 % après les crues de 1993 et 1994.

Une fois les travaux réalisés, la charge des travaux d'entretien est confiée à des Associations Syndicales Forcées (ASF) ; L'Etat demeure néanmoins très présent à tous les niveaux (tutelle des associations, maîtrise d'œuvre, contrôle…). L'absence de grandes crues lors du XX^{ème} siècle, et l'importance des moyens techniques et financières nécessaires au maintien des ouvrages dans leur état initial va avoir raison de système.

Côté Gard, en 1985, l'ASF créée par ordonnance royale en 1845 dénommée Syndicat des Digues de Beaucaire à la Mer se trouve en cessation de paiements. Elle est dissoute par le préfet et remplacée par une structure publique. Le Syndicat Intercommunal des Digues du Rhône de Beaucaire à la Mer (SIDR) est créé par arrêté préfectoral du 17 août 1987. Ce Syndicat Intercommunal qui regroupe les Communes inondées en 1840 a pour mission d'entretenir la digue rive droite du Rhône et du Petit Rhône de Beaucaire à Sylvéréal.

Côté Bouches-du-Rhône, les crues d'octobre 1993 et janvier 1994 et les nombreuses brèches qui se sont produites mettent en évidence le manque de moyens des Associations Syndicales gestionnaires des ouvrages. Faisant suite aux préconisations du rapport DAMBRE, est créé par Arrêté Préfectoral du 06 décembre 1996, le SIDRHEMER - Syndicat Intercommunal de Gestion des Digues du Rhône et de la Mer - qui regroupe les Communes d'Arles, de Port Saint Louis du Rhône et des Saintes Maries de la Mer.

Confrontés à l'ampleur du territoire et aux exigences techniques inhérentes aux ouvrages hydrauliques, ces deux syndicats sont rapidement limités dans leur volonté commune de mettre en place une gestion digne de ce nom.

Ce n'est qu'avec l'adhésion en 1999 de la Région Provence-Alpes-Côte d'Azur et du Département des Bouches-du-Rhône, rejoints en 2005 par la Région Languedoc-Roussillon et le Département du Gard que le territoire va pouvoir poser les jalons d'une exploitation à la hauteur des enjeux protégés et devenir un précurseur avant l'heure de la loi dite « GEMAPI ».

En 1999, le SIDRHEMER est transformé par arrêté Préfectoral du 27 juillet 1999 en Syndicat Mixte permettant ainsi l'adhésion du Conseil Régional Provence-Alpes-Côte d'Azur et du Conseil Départemental des Bouches-du-Rhône. Il prend la dénomination de SYMADREM (SYndicat Mixte d'Aménagement des Digues du Rhône Et de la Mer).

La crue du Rhône des 3 et 4 décembre 2003, qui touche plus de 12 000 personnes sur l'ensemble du Delta et occasionne plus de 700 millions d'euros de dommages, met en exergue la nécessité d'avoir une gestion globale des digues dans le Grand Delta du Rhône. Le Préfet autorise le 27 décembre 2004, l'extension du périmètre et les modifications des statuts du SYMADREM qui devient inter-régional avec l'adhésion du Conseil Régional Languedoc-Roussillon et du Conseil Départemental du Gard ainsi que des membres du SIDR, suite à la dissolution de ce dernier. Le périmètre est étendu en rive gauche du Rhône avec l'adhésion de la Commune de Tarascon et la dissolution de l'Association des Chaussées de Tarascon qui gérait la digue de la Montagnette.

Désormais, le SYMADREM regroupe :

- La Région Provence-Alpes-Côte d'Azur,
- La Région Occitanie,
- Le Département du Gard,
- Le Département des Bouches-du-Rhône,
- La Communauté d'Agglomération Arles Camargue Crau Montagnette (Arles, Tarascon, et les Saintes-Maries-de-la-Mer).
- La Commune de Port-Saint-Louis-du-Rhône,
- La Communauté de communes Terre de Camargue (Saint Laurent d'Aigouze, Aigues-mortes et le Grau du Roi),
- Les Communes de Beaucaire, Fourques, Bellegarde, Saint Gilles, Beauvoisin, Vauvert, Le Cailar, Aimargues.

3 SYSTEME D'ENDIGUEMENT ET ZONE PROTEGEE

Le système d'endiguement « Rive Gauche » et la zone protégée par ce dernier, figure en page suivante.
Le système comprend des digues de 1er rang, des digues dites de 2ème rang et certaines protections de berges en enrochements quand la largeur du ségonnal (ou franc-bord) est inférieure à 20 mètres.

La mise en service du système d'endiguement « Rive Gauche » interviendra après la date maximum suivante :

- date de réception de la digue de 1er rang à créer à l'ouest du remblai ferroviaire Tarascon-Arles,
- date de réception de la digue de 1er rang à créer sur le Site-Industrialo-Fluvial de Tarascon entre le Viaduc ferroviaire et le Pont de Tarascon,
- date de réception des travaux de sécurisation des digues du Vigueirat rive droite entre la digue Nord d'Arles et la RN 113 et rive gauche entre la RD453.

L'objectif du système d'endiguement « Rive Gauche » est de protéger la zone protégée des crues du Rhône jusqu'à un niveau de protection en cours de détermination.

Ce système d'endiguement est sans efficacité contre les crues du Vigueirat, contre l'impluvium local et l'impluvium en provenance des Alpilles, de la Montagnette ou de la Crau qui peuvent être également sources d'inondation de la zone protégée.

A la date de mise en service du système d'endiguement « Rive Gauche », le SYMADREM sera gestionnaire unique de la fonction « protection contre les crues du Rhône » des tronçons de digues ci-après à l'exception de l'écluse d'Arles qui continuera d'être géré par VNF et l'écluse de Barcarin et ses digues de fermeture, qui continueront d'être gérés par la CNR. Des conventions de coordination seront signées avec ces deux organismes.

Les digues constituant le système d'endiguement et la zone protégée par ce système d'endiguement figurent en page suivante.

En dehors du centre-ville d'Arles dont l'altitude est à plus de 9 m NGF, qui constitue une zone de repli facile d'accès, les autres centres urbains ne disposent pas de zones de repli.

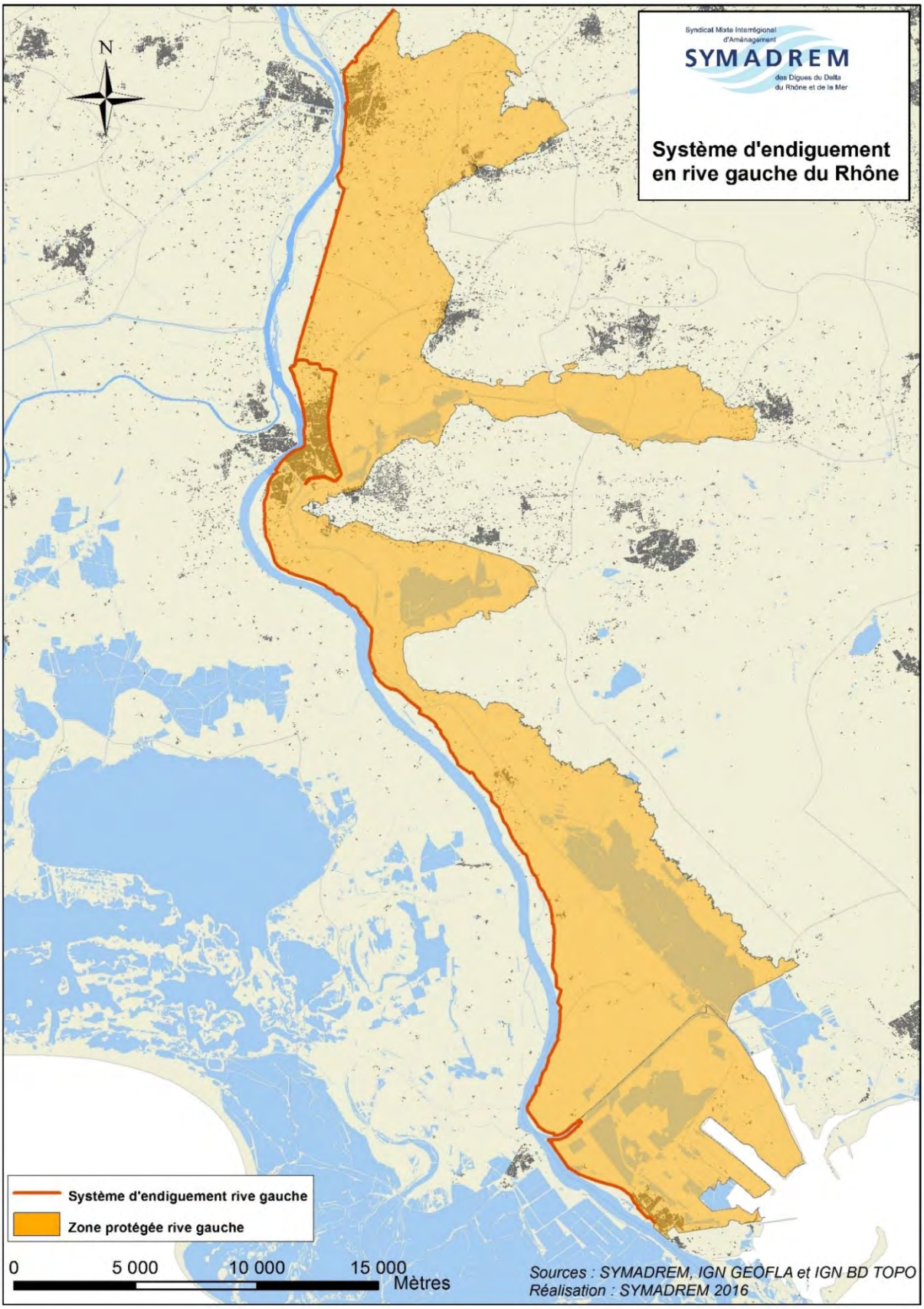


Figure 2. Système d'Endiguement Rive Gauche et Zone Protégée

Les digues de 1er rang du système d'endiguement « Rive Gauche » sont illustrées ci-dessous :



1 - Montagnette Nord



2 - Montagnette Ouest



3 - Quais Tarascon Nord



4 - Château Royal de Provence



5 - Quais Tarascon Sud


6 - SIF de Tarascon


7 -Rideau Palplanches Fibre Excellence


8-9-10- Remblai SNCF Tarascon-Arles



11 - Digue du Mas Molin



12 - Digue Est du Port d'Arles



13 - Chemin des ségonnaux



14 - Quais d'Arles



15 - Remblai de l'IRPA



16 - Ecluse d'Arles



17 - Digue de Barriol



18 - Digue Prends-té-Garde Grand Mollégès



19 - RD 35



20 - Digue Mas Thibert Amont



21 - Digue de Mas Thibert à Boisviel



22 - Digue de Boisviel à Tour de Parade



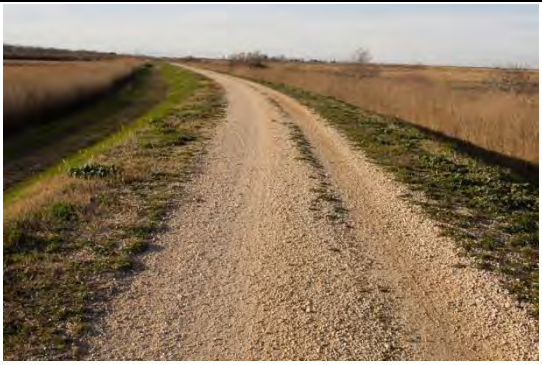
23 - Digue de Tour de Parade à Barcarin



24 - Ecluse de Barcarin et digues de fermeture



25 - Digue de Bois François Nord



26 - Digue de Bois François Sud



27 - Digue de Port-Saint-Louis

Les digues de 2ème rang du système d'endiguement « Rive Gauche » sont illustrées ci-dessous:



28 - Barreau Nord



29 - Rocade Nord RD 570n



30 - Vigueirat RD - Digue Nord à RD 453



31 - Vigueirat RD - RD 453 à RN 113



32 - Vigueirat RG - RD 453 à RN 113

4 LES INONDATIONS PASSEES DU RHONE

Par le passé, la zone protégée par le système d'endiguement « Rive Gauche » a été inondée plusieurs fois, en novembre 1840, mai 1856 et décembre 2003 par le Rhône ; en novembre 1843 par la Durance (plaines de Tarascon et du Trébon) et 1951 en 2003 par le Vigueirat. Les 3 grandes inondations du Rhône ont été provoquées par des brèches dans les ouvrages.

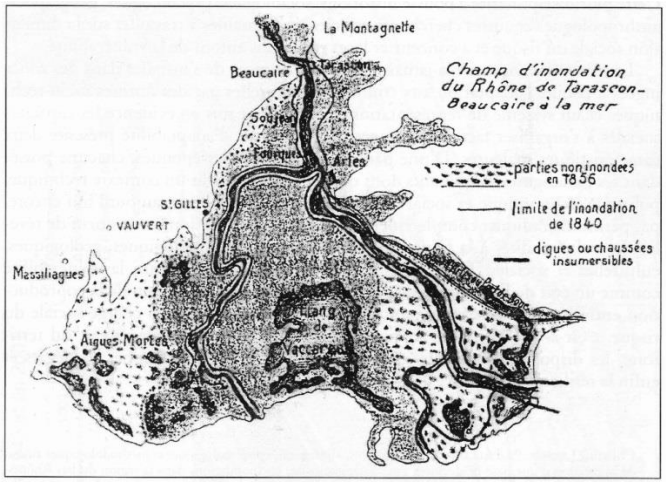


Figure 3. Inondations de 1840 et 1856 (source Pardé)



Figure 4. Napoléon III visite les sinistrés à Tarascon et vue depuis les arènes sur les marais inondés



Photo 1. Tarascon ravagé par l'inondation provoquée par les brèches dans la digue de Montagnette (© Balbus)



Figure 5. Inondation décembre 2003

5 LE PROGRAMME DE SECURISATION

Les travaux de création d'une digue entre Tarascon et Arles et la réalisation des mesures associées (transparence hydraulique du remblai ferroviaires, mesures compensatoires et mesures d'accompagnement) sont réalisés dans le cadre d'un vaste programme de sécurisation des ouvrages de protection depuis le Barrage de Vallabrègues jusqu'à la Mer, d'un montant de 400 millions d'euros HT et découpé en plusieurs opérations. A la date de réalisation de l'étude de dangers, environ ¼ des travaux du programme de sécurisation ont été réalisés. Ce dernier réalisé grâce au concours de l'Etat (40 %), des Régions (30 %), des Départements (25 %) et des Communes (5 %) devrait être achevé vers 2030.

Le programme de sécurisation comprend la réalisation de :

- digues dites « résistantes à la surverse » permettant de résister à un déversement sans brèche en cas de crues rares (période de retour compris entre 20 et 200 ans suivant les bras du Rhône) ;
- digues dites « millénales » ne permettant pas de résister à un déversement et calées altimétriquement au-dessus de la crue exceptionnelle du Rhône pour éviter tout risque de contournement en cas de déversement sur les digues résistantes à la surverse ;
- digues de protection rapprochée au droit de zones à enjeux de manière à assurer une cohérence du niveau de protection.

La localisation de ces différents types de digue figure en page suivante.

Pour plus de détails, on se reportera sur le site internet du Symadrem : www.symadrem.fr

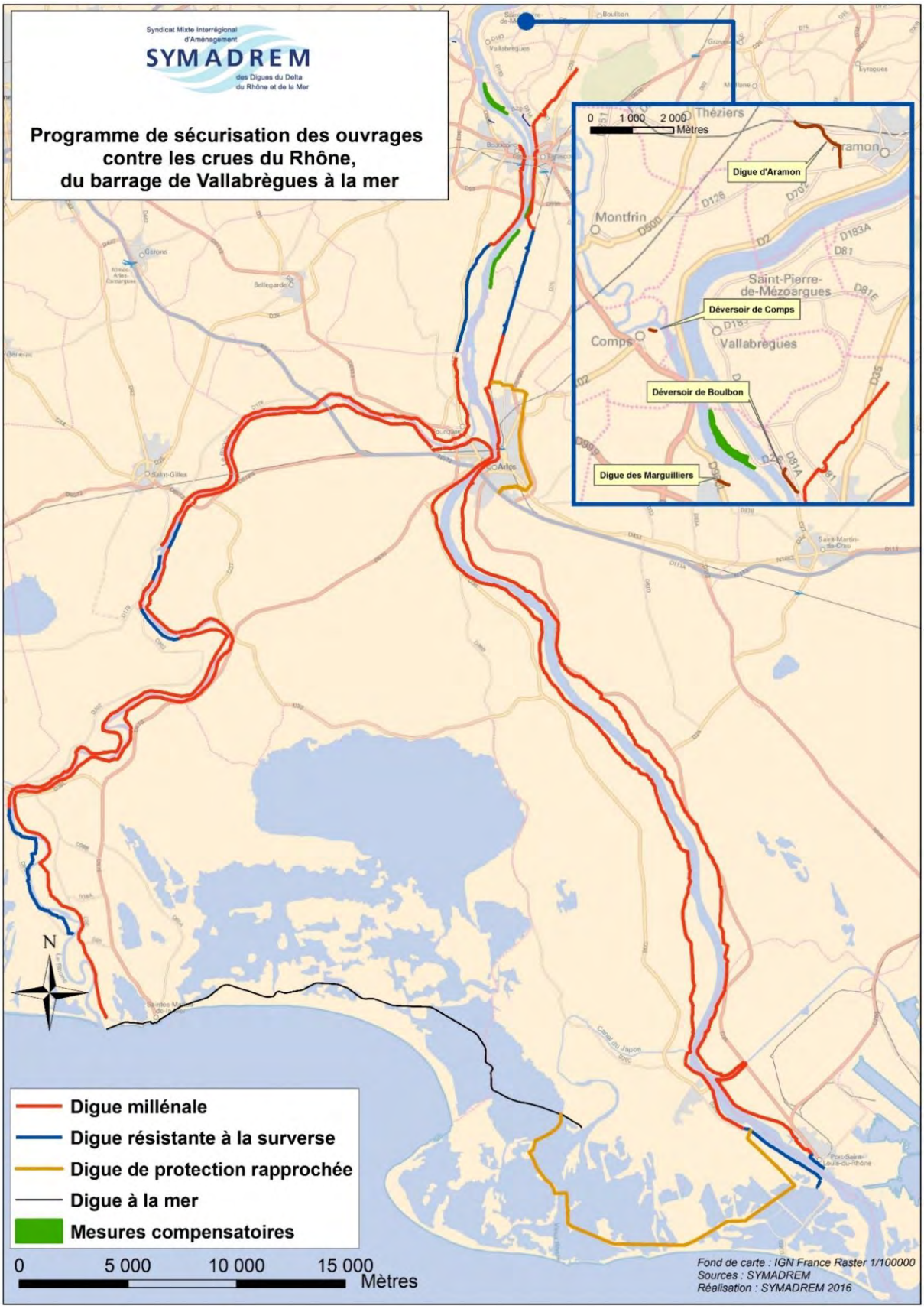


Figure 6. Programme de sécurisation

La carte ci-dessous localise les différentes opérations du programme de sécurisation et leur état d'avancement.

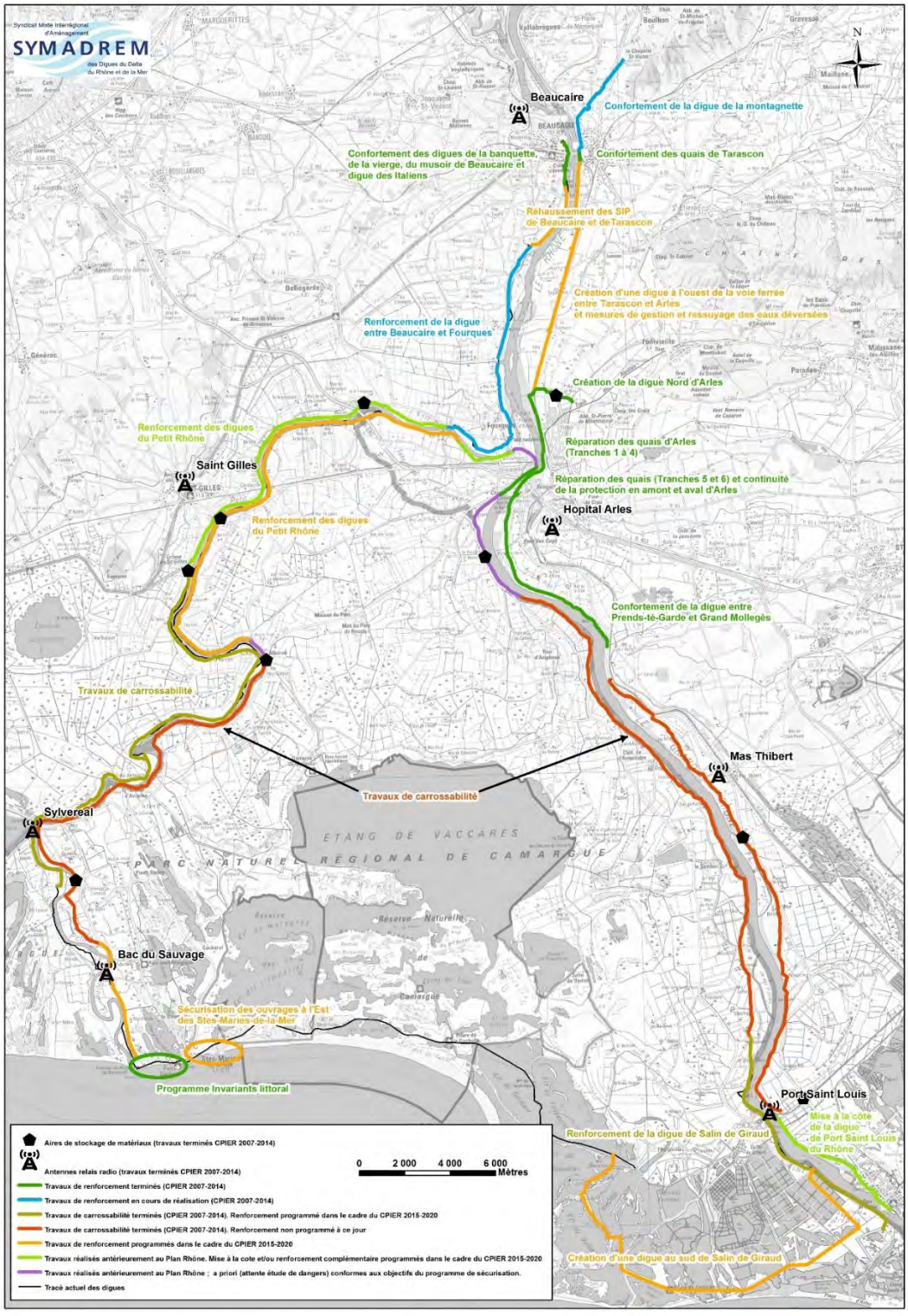


Figure 7. Programme de sécurisation – état d'avancement au 1er octobre 2016

6 LES TRAVAUX ENTRE TARASCON ET ARLES

L'opération de création d'une digue de 1er rang à l'Ouest du remblai ferroviaire, entre Tarascon et Arles, et des mesures associées, s'étend du pont route de Tarascon (RD99 à la digue dite du « Mas Molin » raccordant le Port d'Arles au remblai ferroviaire Tarascon/Arles. Elle concerne également certains ouvrages hydrauliques connexes au système d'endiguement.

Les travaux réalisés sous maîtrise d'ouvrage du SYMADREM comprennent :

- la création d'une digue sur le Site-Industrialo-Fluvial de Tarascon, calée à la cote de danger (0,5 m au-dessus du niveau d'eau atteint par la crue exceptionnelle du Rhône),
- le rehaussement à la cote de danger du rideau de palplanches situé au droit de l'usine Fibre Excellence (ex-Tembec),
- la réalisation à la cote de danger d'une digue non renforcée au déversement le long du chemin des ségonnaux,
- la réalisation à l'ouest du remblai SNCF réseau (de l'aval de Fibre Excellence à l'aval du canal des Alpines) d'une digue résistante à la surverse calée à la cote de protection (correspondant à une crue type décembre 2003 sans brèche), séparée de 15 mètres de pied à pied du remblai ferroviaire,
- la réalisation à l'ouest du remblai ferroviaire d'une digue, séparée du remblai ferroviaire, non renforcée au déversement et calée à la cote de danger,
- la mise en dépôt des déblais et de l'excédent de terre végétale au niveau de l'ancienne décharge des Ségonnaux,
- le dévoiement des réseaux concessionnaires (Enedis, Orange, GRT Gaz, Trapil),
- la création d'une voie de circulation en pied de digue côté fleuve et qui aura deux affectations : l'exploitation de la digue et la desserte communale.

Les mesures d'annulation et réduction d'impacts hydrauliques liés à la création de la digue de 1er rang, qui sont :

- le rehaussement du déversoir de Boulbon,
- le rehaussement du déversoir de Comps,
- le rehaussement de la digue d'Aramon,
- le rehaussement de la digue des Marguilliers comprenant la création d'un déversoir de sécurité,
- la création d'une lône en rive gauche comprenant la renaturation écologique du site,
- la suppression de l'atterrissement au droit de l'usine Fibre Excellence.

Les mesures compensatoires environnementales liées aux ouvrages (digue, lône, atterrissement…).

Les mesures de gestion et de ressuyage des eaux déversées en rive gauche du Rhône, comprenant les travaux suivants :

- Transparence du canal des Alpines : passage en siphon du canal sur un linéaire de 300 mètres,
- Fossé Est/Ouest : recalibrage global du fossé déjà existant en limite communale et prolongation du fossé sur les derniers 600 mètres en extrémité Est,

- Création d'un siphon sous le canal du Vigueirat au droit de Fort d'Herval : création d'un ouvrage génie-civil 2,5 m x 2,2 m,
- Amenée au canal de vidange : création d'un chenal trapézoïdal en déblais (l = 18 m) depuis le siphon précité au canal de la vidange,
- Confortement des digues du Vigueirat en traversée de Fourchon (de la RD 453 à la RN 113) et calage à la cote atteinte dans le Vigueirat pour la crue millénale du Rhône sans brèche dans les digues du Rhône et sans brèche sur les digues du Vigueirat assortie d'une revanche de 20 cm:
    - Au droit des secteurs non confortés : maintien actuel du remblai et recharge aval avec mise en œuvre d'un filtre,
    - Au droit des secteurs déjà confortés : mise en œuvre d'une recharge aval avec dispositif de filtration drainage,
    - Au droit des secteurs avec peu d'emprises : réalisation préférentiellement de murs de soutènement en gabions.
- Rehausse des berges du tronc commun de 10 à 30 cm en traversée de Fourchon de la RD543 à la RN 113

Les travaux réalisés sous maîtrise d'ouvrage de la SNCF Réseau comprennent :

- 10 ouvrages hydrauliques traversants, positionnés au droit du tronçon de digue résistant à la surverse et dimensionnés de façon à évacuer, le débit de déversement de la crue exceptionnelle du Rhône (environ 1000 m3/s)
- les ouvrages de dissipation de l'énergie de l'eau à réaliser en aval de chaque ouvrage hydraulique traversant, dit « bassin de restitution des ouvrages de transparence »
- le confortement du remblai ferroviaire par la mise en oeuvre d'une technique de génie végétal (en section courante du remblai) et par la pose d'un complexe géomembrane aux abords immédiats des ouvrages de transparence sur le périmètre de l'opération ;
- les ouvrages d'entonnement dans l'espace inter-remblais (entre la digue et le remblai ferroviaire) au droit des ouvrages de transparence ;
- Le nivellement de l'espace inter-remblais entre 0 et 1m, afin de garantir l'écoulement hydraulique Nord-Sud ;
- la suppression des cavaliers latéraux des trois trémies routières existantes ;
- la réalisation des deux guides-eaux aux extrémités Nord et Sud de la digue résistante à la surverse ;
- La réalisation d'une piste d'exploitation côté Est du remblai ferroviaire et de déviations du chemin du Grand Castelet au droit des ouvrages OA0 à OA4.

La carte en page suivante localise les travaux envisagés. Le détail des travaux figure en rubrique n°3 : analyse fonctionnelle.

Les travaux de création de digue et de mise en transparence hydraulique du remblai ferroviaire seront réalisés concomitamment conformément à la convention signée en 2011 entre le SYMADREM, la SNCF réseau et l'Etat. Jusqu'à réception de la digue, SNCF réseau est responsable de l'exploitation de la protection. Elle obture à ce titre, jusqu'à réception des travaux de la digue, les ouvrages de transparence hydraulique de façon à garantir un niveau de sûreté équivalent au niveau de sûreté avant travaux.

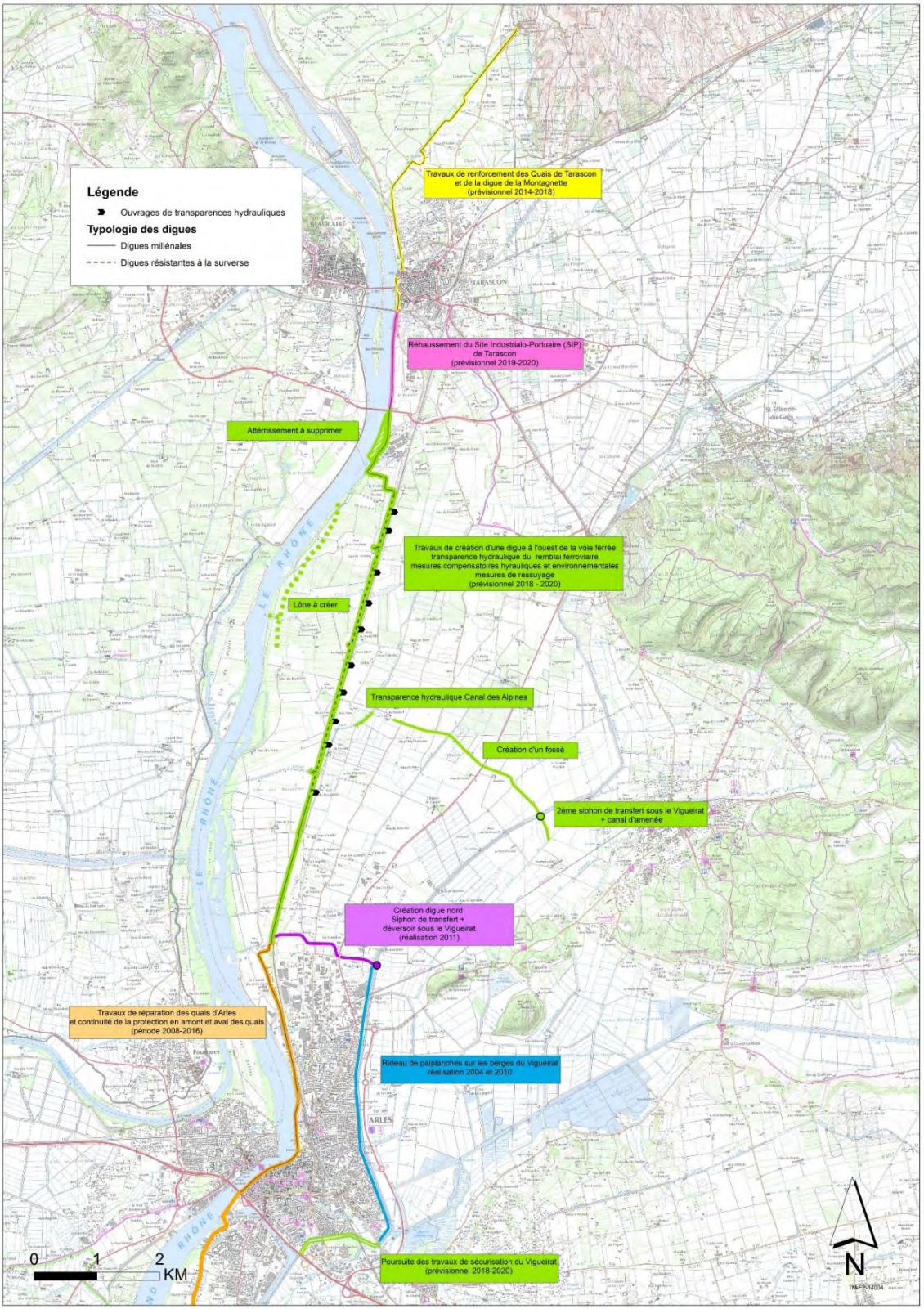


Figure 8. Digue Tarascon-Arles et mesures associées

7 ANALYSE DE RISQUES

L'étude de dangers ou analyse de risques a été réalisée sur l'ensemble des ouvrages constituant le système d'endiguement (digues, murs, quais, ouvrages traversants). Elle a été construite sur la base du modèle source/transfert/cible, traduction de Source/Pathway/Receptor. Ce modèle est celui qui a été utilisé le programme européen FloodProb (http://www.floodprobe.eu/) et l'International Levee Handbook (http://www.leveehandbook.net/).

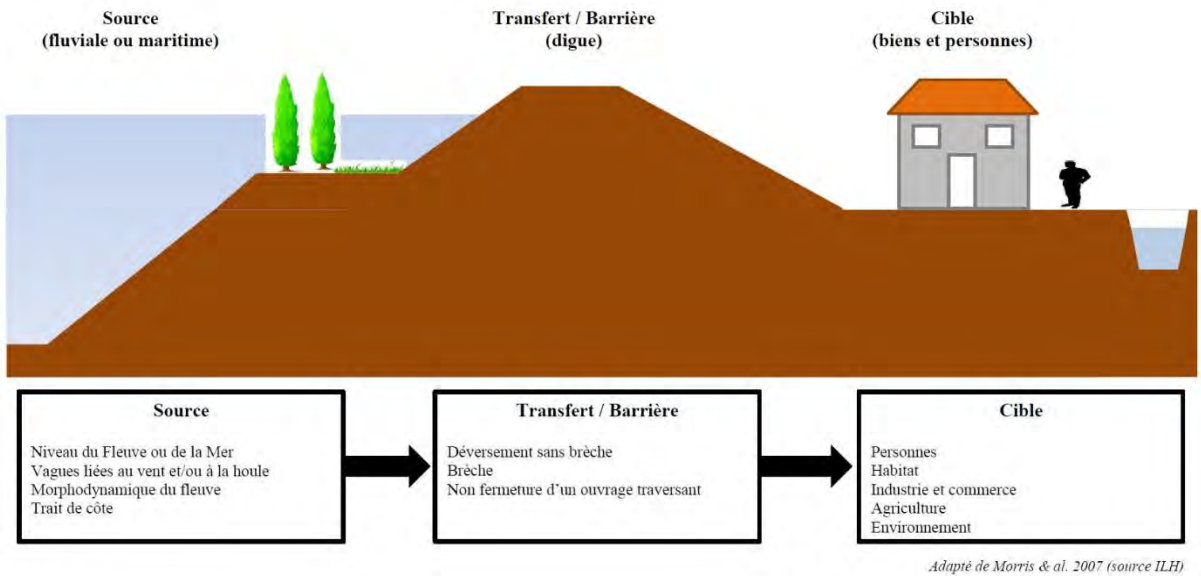


Figure 9. Modèle Source Transfert Cible (d'après Morris & *al*. Source ILH)

La source est l'élément qui va permettre de générer une action (on peut également utiliser les termes de chargement ou sollicitation) sur l'ouvrage de protection. Elle peut être :

- Le niveau du fleuve ou de la Mer,
- Les vagues liées au vent et/ou la Houle,
- La tendance géomorphologique du fleuve à éroder les berges ou mobilité du trait de côte.

La cible va être l'ensemble des enjeux localisés dans la zone protégée par le système d'endiguement : les personnes, l'habitat, les industries et commerces, les exploitations agricoles mais également les enjeux environnementaux ou patrimoniaux.

Le transfert va caractériser le type de franchissement de la barrière que constitue la digue. 4 types de franchissement ou scénarios d'inondation ont été pris en compte :

- cas n°1 : Brèche avant surverse dans la digue,
- cas n°2 : Défaillance d'un ouvrage hydraulique traversant (non obturation ou rupture des organes de fermeture) entraînant la libération d'eau dans la zone protégée,

- cas n°3 : surverse sans brèche (digue résistante à la surverse) sur la digue quand le niveau de l'eau est supérieur à la crête de l'ouvrage,
- cas n°4 : Brèche après surverse sur la digue.

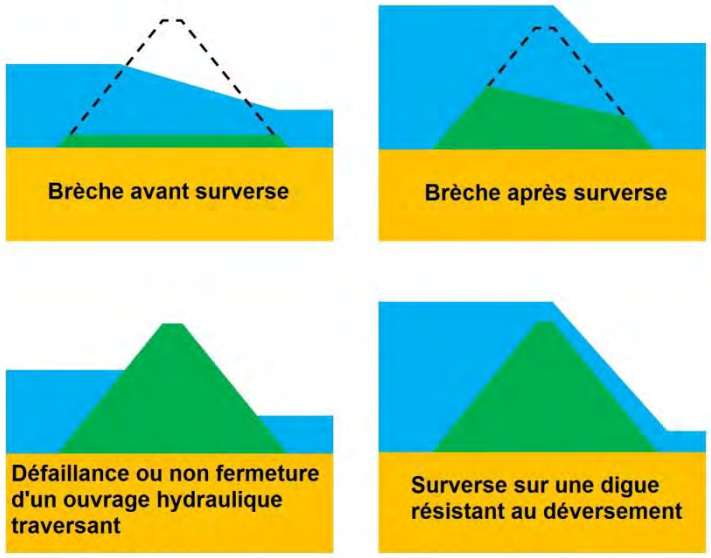


Figure 10. Scénarios d'inondation pris en compte dans l'étude de dangers (d'après USBR)

Les barrières de sécurité (appelées également fonctions) qui vont s'opposer au transfert de la source vers la cible sont de plusieurs types. Il y a les barrières passives. Les plus communes sont l'étanchéité et la protection. L'étanchéité va limiter les infiltrations dans le corps de digue ; elle peut être assurée par du limon compacté, des perrés maçonnés ou bétonnés ou des rideaux de palplanches…. La protection concerne la protection contre les animaux fouisseurs (grillage) ou contre l'érosion du fleuve (perrés, enrochements, ripisylve).
D'autres barrières existent également, la filtration et le drainage. La filtration qui peut être assurée par un géotextile ou du sable va permettre en cas de défaillance de l'étanchéité de retenir les matériaux (éviter la déstructuration du corps de digue) tout en laissant passer l'eau (éviter la mise en pression). Cette barrière nécessite un bon système de drainage, une protection et d'être stable en crue. Une autre barrière est la résistance à la surverse qui permettra en cas de dépassement du niveau de protection au fleuve de franchir la digue sans la détruire et entraîner la formation de brèches.
Il y a également les barrières actives : la surveillance des ouvrages en toutes circonstances et les interventions d'urgence. La surveillance hors période de crue va permettre de détecter au plus tôt les dégradations sur les ouvrages et d'intervenir le cas échéant afin de maintenir le niveau de performance des ouvrages sur leur durée de vie. La surveillance des ouvrages en périodes de crues va permettre de détecter le plus tôt possible les désordres en crue et les interventions d'urgence vont permettre de retarder l'instant fatidique, où les entrées d'eau deviendront inévitables.

L'étude de dangers a abordé de façon exhaustive les dangers en provenance du système d'endiguement. Elle n'a pas abordé de façon exhaustive les autres risques auxquels la zone protégée est exposée (le ruissellement pluvial, les remontées de nappe et les débordements du Vigueirat en dehors du système d'endiguement). Pour ces risques, seules les situations les plus pertinentes ont été étudiées.

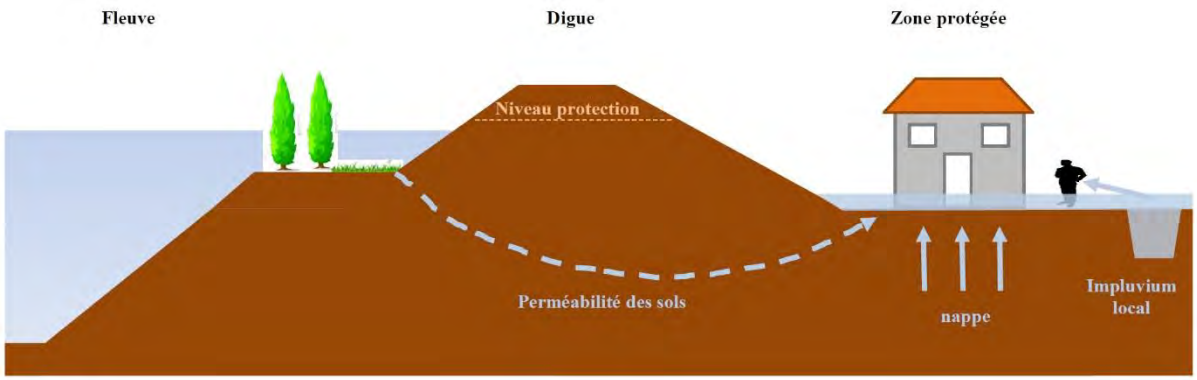


Figure 11. Autres risques non abordés dans l'étude de dangers

Par rapport aux quatre scénarios d'inondation pris en compte, trois scénarios sont liés au risque incrémental induit par la présence même de la digue. Ils n'existeraient pas en l'absence de digue. Ils pourraient être qualifiés de risques « technologiques » bien qu'il ne soit pas dans les habitudes de les qualifier ainsi. Le scénario « surverse sans brèche sur la digue » correspond au risque lié à l'inondation qui serait causée en l'absence de digue. Il s'agit typiquement d'un risque naturel.

C'est la prise en compte de ces 4 scénarios d'inondation et le risque associé à chacun d'eux qui va permettre de quantifier le risque résiduel d'inondation auquel la population est exposée. Cette typologie est illustrée ci-dessous

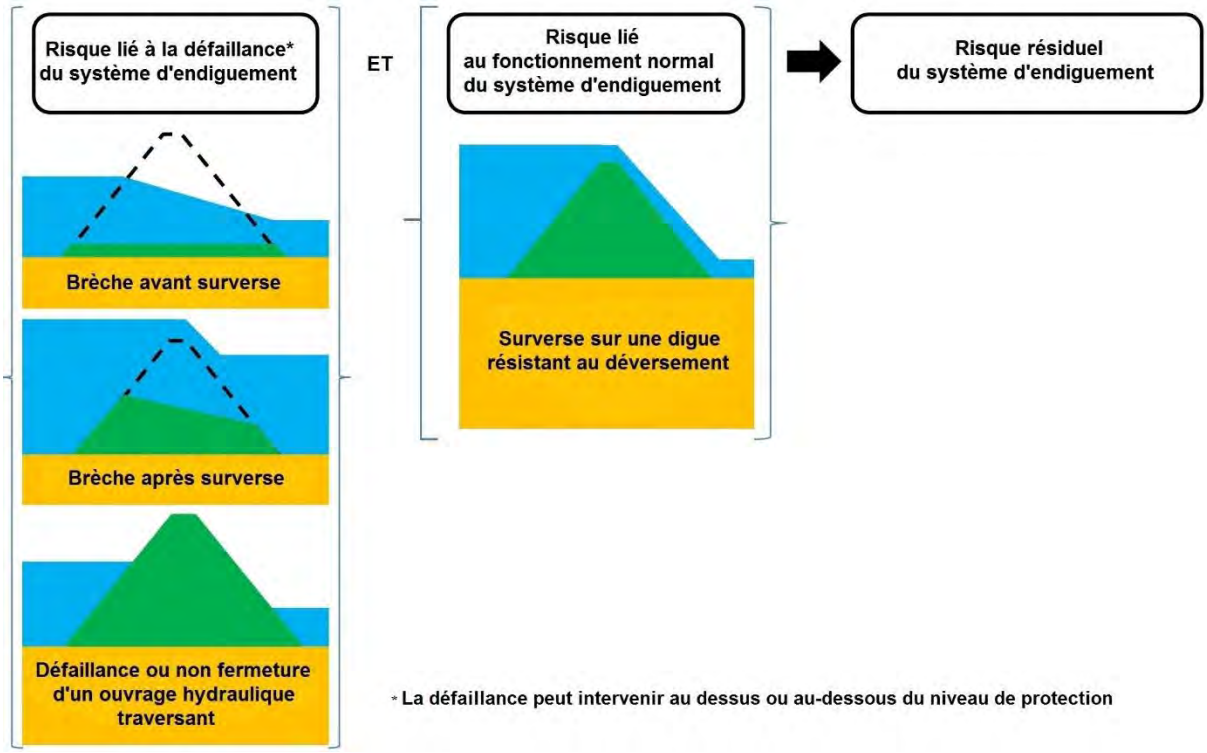


Figure 12. Typologie des risques liés au système d'endiguement et risque résiduel (d'après USBR)

Pour l'estimation des risques, le choix a été fait de construire un modèle probabiliste.

Le choix d'une méthode probabiliste est motivé la facilité d'identification et de mise en œuvre du caractère probabiliste de l'aléa crue, du fait des nombreuses observations et études hydrologiques sur le Rhône.

Le choix d'une méthode probabiliste est renforcé par la grande hétérogénéité des faciès géotechniques rencontrés dans le Delta, à la fois au cœur des ouvrages due aux différentes étapes de construction des digues et à la superposition de couches de différentes natures les unes sur les autres (effet mille feuilles) mais également dans leur fondation compte tenu des multiples changements de tracés que le Rhône a connu dans son histoire.

Cette forte hétérogénéité est observée parfois au sein d'un même sondage où on peut observer des fortes variations de résistance à l'érosion entre des échantillons espacés d'un mètre à peine, mais également au sein de paléo-chenaux, où des sables de granulométrie différentes (et donc des gradients critiques) peuvent être observés.

Cette hétérogénéité rend très difficile, voire illusoire le caractère déterministe d'un facteur de sécurité.

Le risque lié à chacun des scénarios peut être déterminé sous la forme suivante

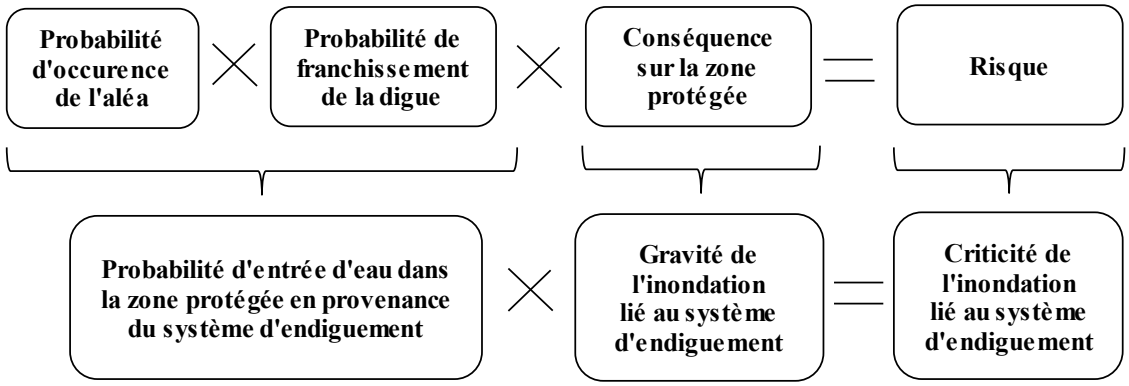


Figure 13. Définition du risque

Pour l'appréciation du risque, deux notions sont considérées :

- le risque individuel,
- le risque sociétal ou collectif.

Le risque individuel est un terme qui est associé à la personne la plus exposée qui est placée en relation fixe avec un danger, comme une digue. Le risque individuel est la somme des risques de tous les modes de défaillance potentiels associés aux dangers qui affectent cette personne.
Le risque sociétal porte sur la notion que lorsque les conséquences s'accroissent, la société s'attend en général à ce que la probabilité de ces conséquences décroit.
Dans les pays occidentaux et plus particulièrement les pays anglo-saxons qui ont été précurseur dans les analyses de risques, on retient pour le risque individuel lié à la défaillance d'un barrage ou d'une digue la probabilité annuelle de 1/10 000 ou 10^{-4}.
Il est important de placer le seuil de probabilité de défaillance annualisée (ou risque individuel) de 1 sur 10 000 dans le contexte de la probabilité de mortalité de fond à des

individus de toutes causes. L'objectif de 1/10 000 pour le risque individuel est de maintenir les dangers posés par les digues à un niveau inférieur aux niveaux auxquels l'individu est déjà exposé.

La figure ci-dessous illustre pour les années 2002 à 2004 la probabilité annuelle de décès en France en fonction de l'âge et du sexe. On constate que le seuil de 1/10000 correspond à la probabilité annuelle de décès la plus faible rencontrée dans l'ensemble de la population française (les femmes/filles de 5 à 15 ans)

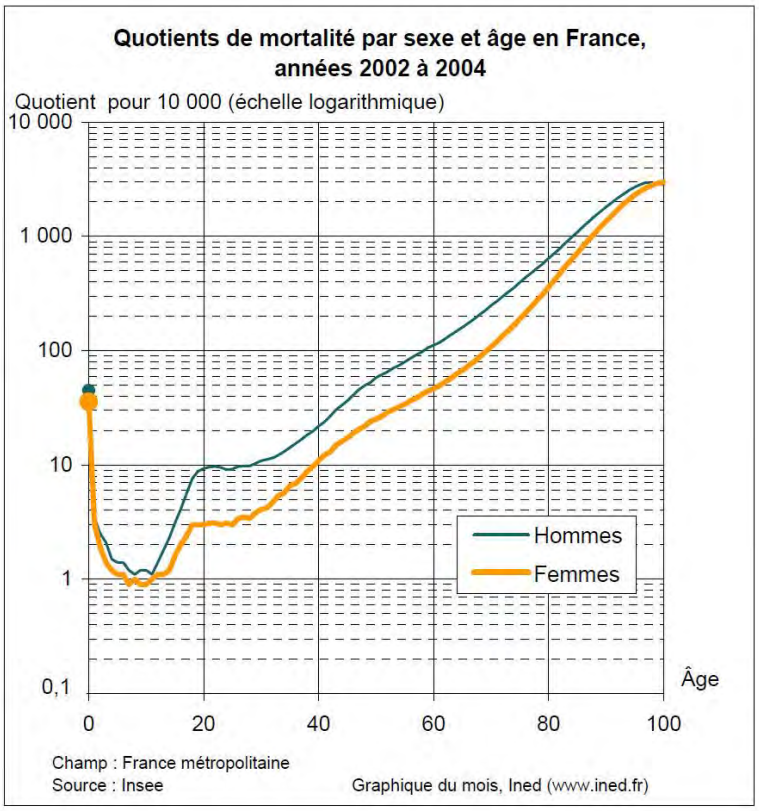


Figure 14. Probabilité annuelle de décès en France par tranche d'âge et par sexe (source Ined)

Pour donner d'autres ordres de grandeur, la probabilité annuelle de fusion du cœur d'une centrale nucléaire est de $0{,}5.10^{-4}$. En cas de fusion du cœur d'une centrale nucléaire, la probabilité de fissuration de l'enceinte et diffusion à l'extérieur est de 0,1, ce qui donne un risque global annuel de de 5.10^{-6}.

Pour l'appréciation de ceux notions de risque, on considère 3 seuils :

- Le seuil d'in acceptabilité
- Le seuil de tolérance
- Le seuil d'acceptabilité

Quand la probabilité d'occurrence du danger est supérieure au seuil d'in acceptabilité, des mesures doivent être prises qu'elles qu'en soient le prix.

Dans la gamme de probabilités comprises entre ce dernier seuil et le seuil d'acceptabilité, on parle de seuil de tolérance. La population et la société sont préparées pour faire face au risque et pour l'accepter.

Quand la probabilité d'occurrence du danger est inférieure au seuil d'acceptabilité, on considère le risque comme insignifiant. Aucune mesure supplémentaire n'est requise pour diminuer ce risque.

Pour caractériser le risque lié au système d'endiguement, ce dernier a été découpé en tronçons homogènes, eux-mêmes découpés en tronçons de 125 m en moyenne.

Chaque tronçon a fait l'objet d'une analyse portant sur 13 scénarios de brèche définis en fonction du retour d'expériences des crues passés, des investigations géotechniques et de l'état de l'art actuel. Pour la construction de ce modèle probabiliste, le SYMADREM a bénéficié du concours de centre d'ingénierie hydraulique d'EDF avec lequel il a développé un partenariat technique depuis de nombreuses années.

L'analyse des risques et notamment de la probabilité d'entrée d'eau dans la zone protégée est basée sur cinq modèles construits à partir d'investigations exhaustives menées dans le cadre d'un diagnostic approfondi :un modèle hydraulique et un modèle morpho-dynamique pour la quantification et la probabilité d'occurrence de l'aléa et trois modèles respectivement géométrique, géotechnique et fonctionnel pour l'évaluation de la probabilité de résistance et de franchissement de la digue.

Des seuils d'acceptabilité ont été définis en fonction des victimes potentielles suivants les standards internationaux habituellement utilisés (méthode dite ALARP) : 10^{-4} pour la probabilité annuelle de brèche dans les digues du Rhône, portes d'écluse et batardeaux et 10^{-3} pour la probabilité annuelle de défaillance des organes de fermeture des ouvrages hydrauliques traversants et de brèches dans les digues de canaux. La validation de l'analyse de risques est qualifiée sur les résultats de l'étude accidentologique.

Les scénarios d'accident étudiés sont les suivants :

Tableau 1. Identification des différents scénarios de brèches

N° scénario	Modes de rupture	Libellé du scénario de brèche
1	Claquage hydraulique + Erosion de conduit	Claquage hydraulique d'un terrier de blaireau partiellement colmaté et érosion de conduit
2	Erosion de conduit	Erosion de conduit dans un vide le long d'un ouvrage hydraulique traversant
3	Erosion de conduit	Erosion de conduit dans une racine d'arbre mort
4	Erosion de conduit	Erosion de conduit dans une fissure traversante
5	Soulèvement hydraulique + Erosion régressive	Claquage hydraulique d'une couche de sol cohésive surplombant une couche de sable et érosion régressive de cette dernière
6	Claquage hydraulique + Erosion de contact	Claquage hydraulique du masque étanche et érosion de contact le long d'une couche de graviers
7	Claquage hydraulique + Suffusion interne	Claquage hydraulique du masque étanche et suffusion de couche de grave englobée dans la digue
8	Surverse	Surverse sur la digue
9	Affouillement de pied	Affouillement en pied amont de la digue
10	Glissement	Glissement du talus aval en crue
11	Glissement	Glissement du talus amont en crue
12	Mécanique	Stabilité mécanique des ouvrages hors glissement, claquage hydraulique et soulèvement du pied aval
13	Mécanique	Stabilité des parapets et batardeaux

Deux scénarios ont également été analysés et écartés du fait de leur très faible probabilité : la brèche par liquéfaction sous sollicitation sismique du fait de la très faible occurrence de la concomitance d'une crue et d'un séisme et la brèche par érosion liée au batillage intégrée dans le scénario de surverse et d'affouillement de pied.

Deux scénarios spécifiques au remblai ferroviaire ont également été étudiés :

- Dans l'état initial : la rupture par érosion de contact du ballast en crête de digue
- Dans l'état après travaux : la rupture du remblai ferroviaire par érosion interne lors du déversement sur la digue résistante à la surverse

8 SCENARIOS D'INONDATION EN PROVENANCE DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT

Une fois ces scénarios quantifiés, les conséquences sur la zone protégée ont été évaluées par la mise en œuvre de modèles hydrauliques.

Dans l'état initial (date du 1er octobre 2016), 26 scénarios d'inondation, portant sur des tronçons de digue non encore sécurisés dans le cadre du Plan Rhône, ont été modélisés. La gravité et la probabilité d'occurrence de ces scénarios a été estimées. A l'exception du scénario lié à la défaillance d'un ouvrage hydraulique traversant et de 2 scénarios de surverse sans brèche (peu probable) sur la digue de Port-Saint-Louis, tous ces scénarios présentent un **risque inacceptable**.

Les tronçons de digue présentant le risque le plus important sont : le remblai ferroviaire, la digue du Grand Rhône rive gauche au droit de Mas Thibert et la digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône (particulièrement le tronçon conforté en urgence en 1998).

Dans l'état final après sécurisation complète du système, 20 scénarios d'inondation ont été modélisés :

- Trois scénarios concernent des événements sans surverse sur les ouvrages du système,
- Neuf scénarios concernent des événements avec surverse sans brèche sur les ouvrages du système,
- Huit scénarios concernent des scénarios de brèches très improbable ou extrêmement peu probables.

Tous ces scénarios présentent un **risque acceptable**.

Dans l'état intermédiaire après réalisation de la digue entre Tarascon et Arles, le système d'endiguement de la digue de la Montagnette à la RD35 présentera un risque **acceptable**. Le système en aval de la RD35 présentera un risque **inacceptable**. La mise en œuvre de mesures de réduction du risque au sud de la RD35 est indispensable.

Ces mesures concernent la mise en œuvre des deux opérations du programme de sécurisation :

- La mise à la cote de la digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône,
- Le renforcement et rehaussement des digues du Grand Rhône Rive Gauche – 2ème priorité

La première opération est combinée avec le renforcement des digues de Salin de Giraud et la création d'une digue au Sud du Village. Les études ont été reprises suite à l'accord des différentes parties au projet (Préfet, Compagnie des Salins du Midi et des Salines de l'Est)

Les travaux, sous réserve de l'obtention des autorisations administratives, des acquisitions foncières et des financements contractualisés dans le CPIER Plan Rhône, pourrait être réalisée de 2020 à 2023.

La deuxième opération n'est pas contractualisée dans le CPIER Plan Rhône 2015-2020. Elle devra être intégrée dans un prochain CPIER Plan Rhône non programmé à ce jour.

Les cartes suivantes extraites des nombreuses modélisations donnent un aperçu de scénarios d'inondation possibles en cas de crue, dans l'état initial (actuel), l'état intermédiaire après travaux entre Tarascon et Arles et l'état final (après réalisation des travaux sur Port-Saint-Louis-du-Rhône et entre la RD35 et l'écluse de Barcarin).

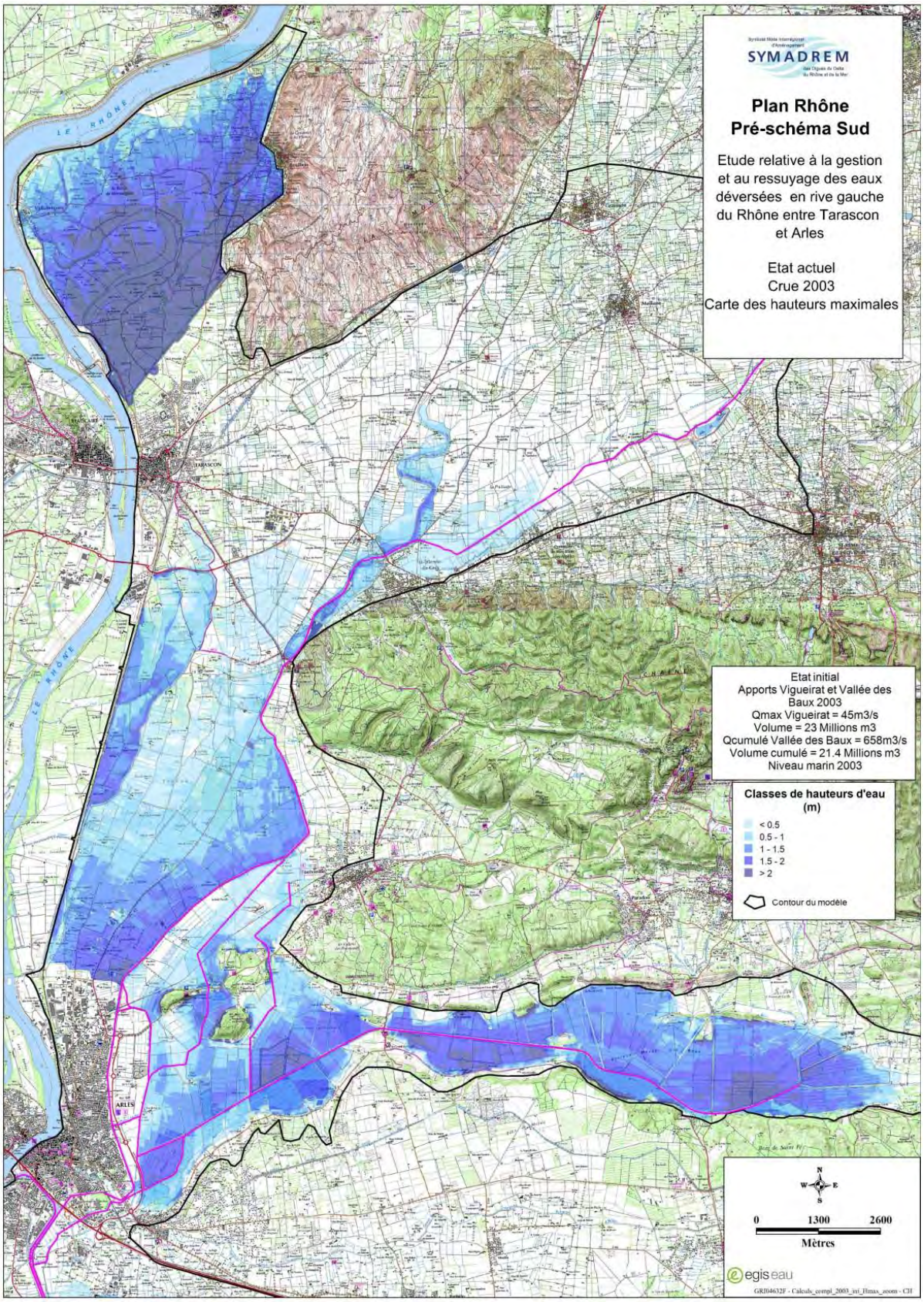


Figure 15. Etat actuel – crue Rhône type décembre 2003 – brèches identiques à celles de 2003, brèche dans les digues du Vigueirat à Fort d'Herval et impluvium local

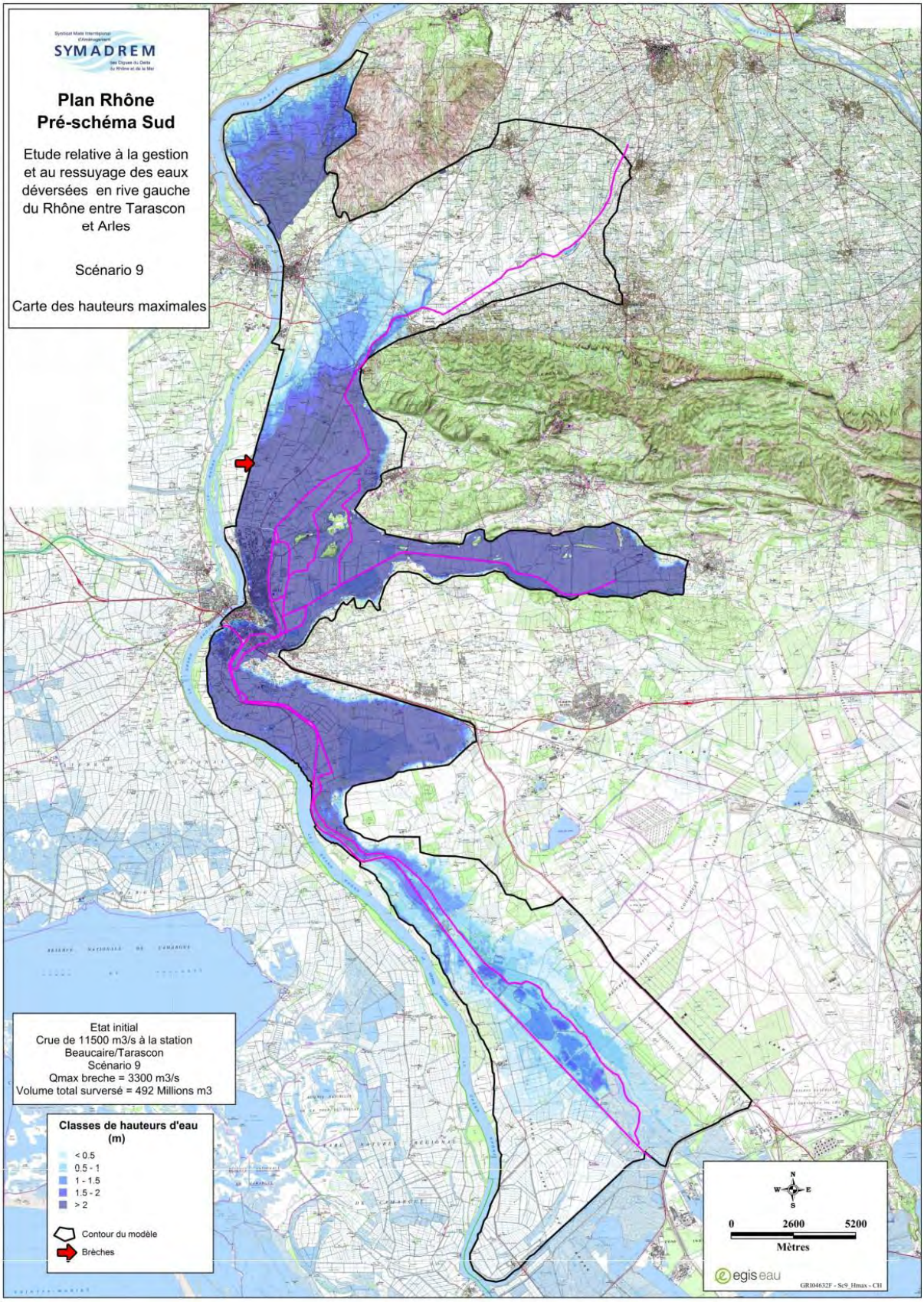


Figure 16. Etat actuel – crue Rhône type décembre 2003 – brèche dans le remblai ferroviaire – événement très probable

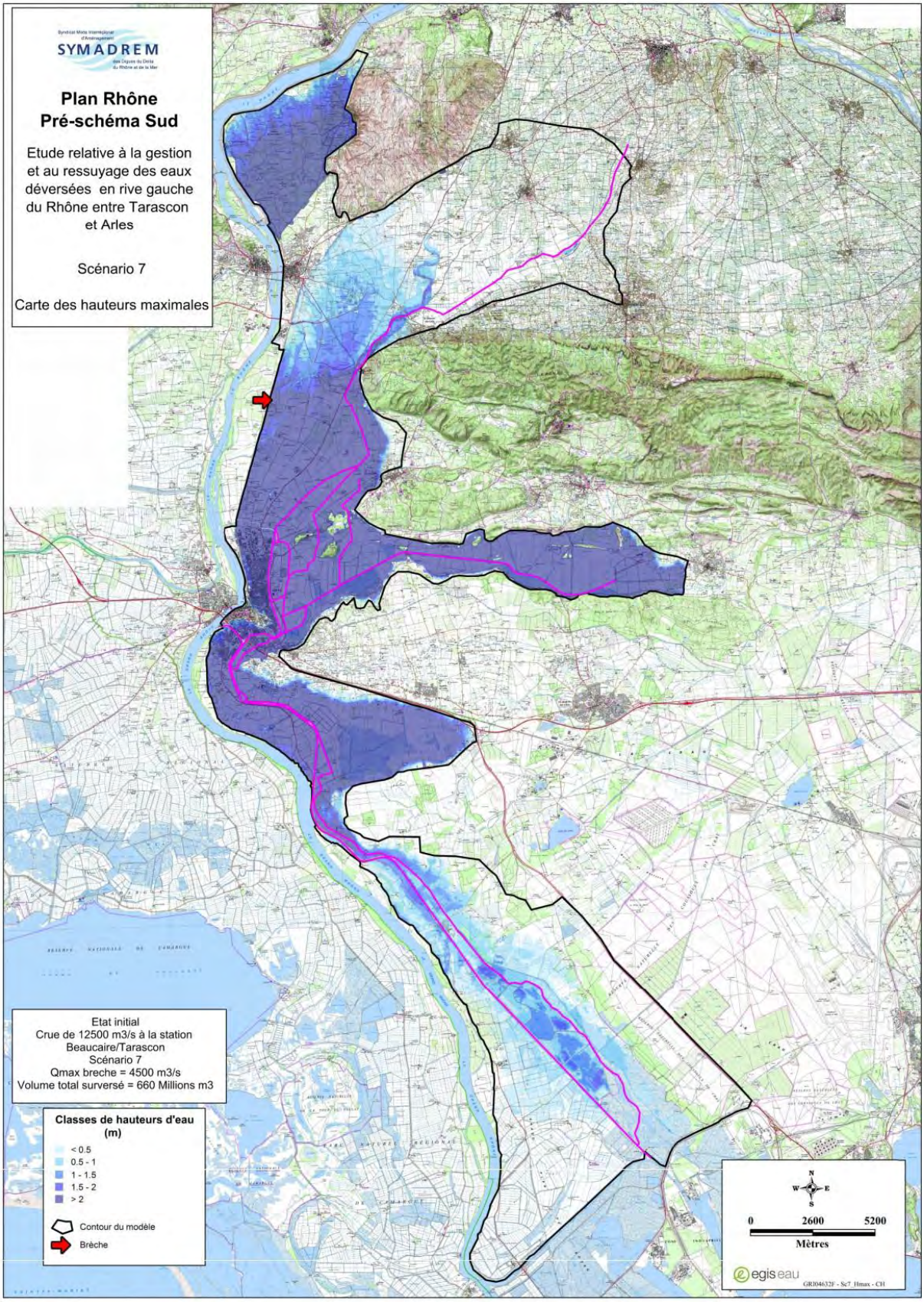


Figure 17. Etat actuel – crue Rhône type mai 1856 – brèche dans le remblai ferroviaire – événement très probable

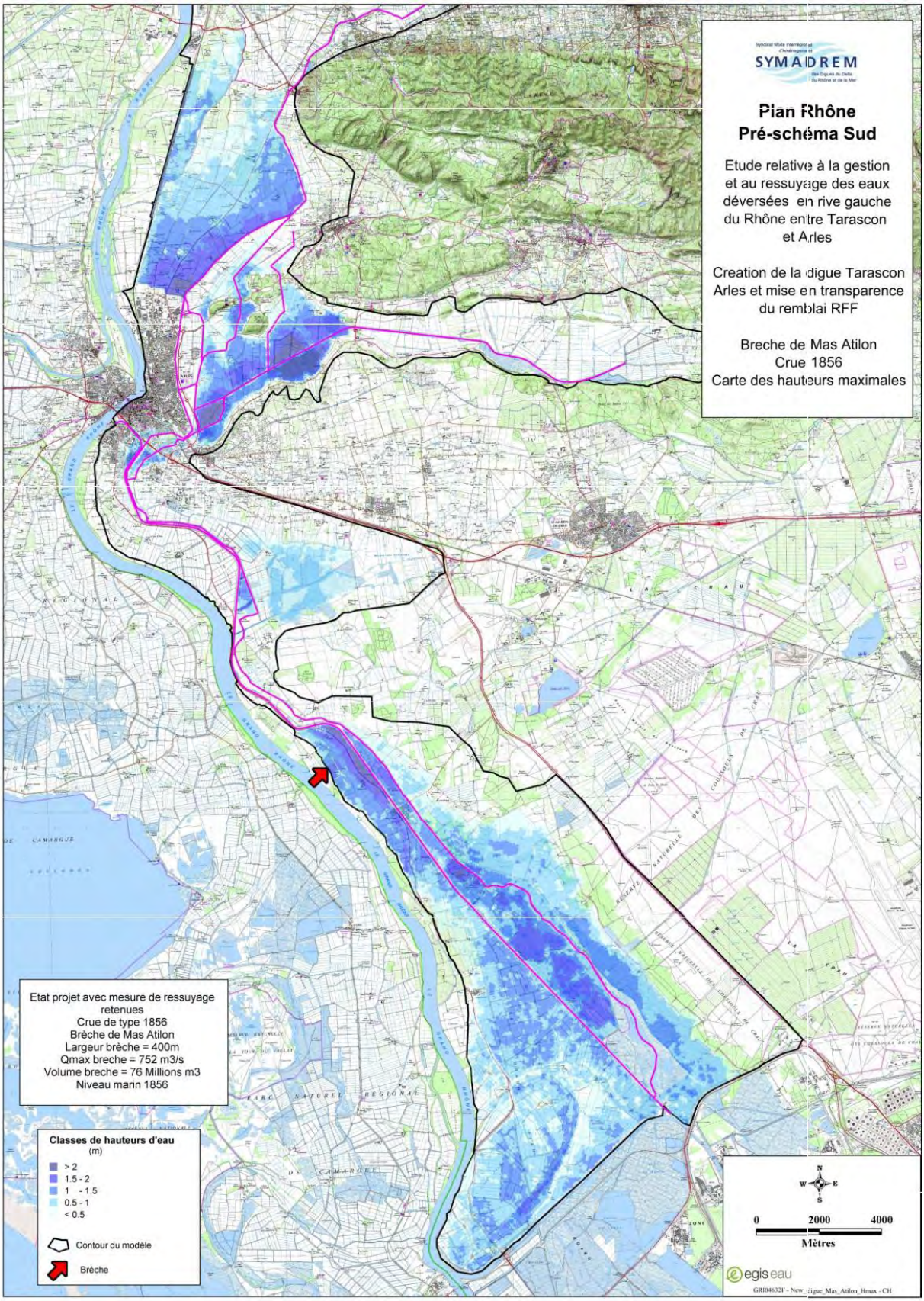


Figure 18. Etat intermédiaire – Crue Rhône type mai 1856 – Surverse contrôlée en amont d'Arles et Brèche en aval d'Arles – Evénement certain en amont et très probable en aval

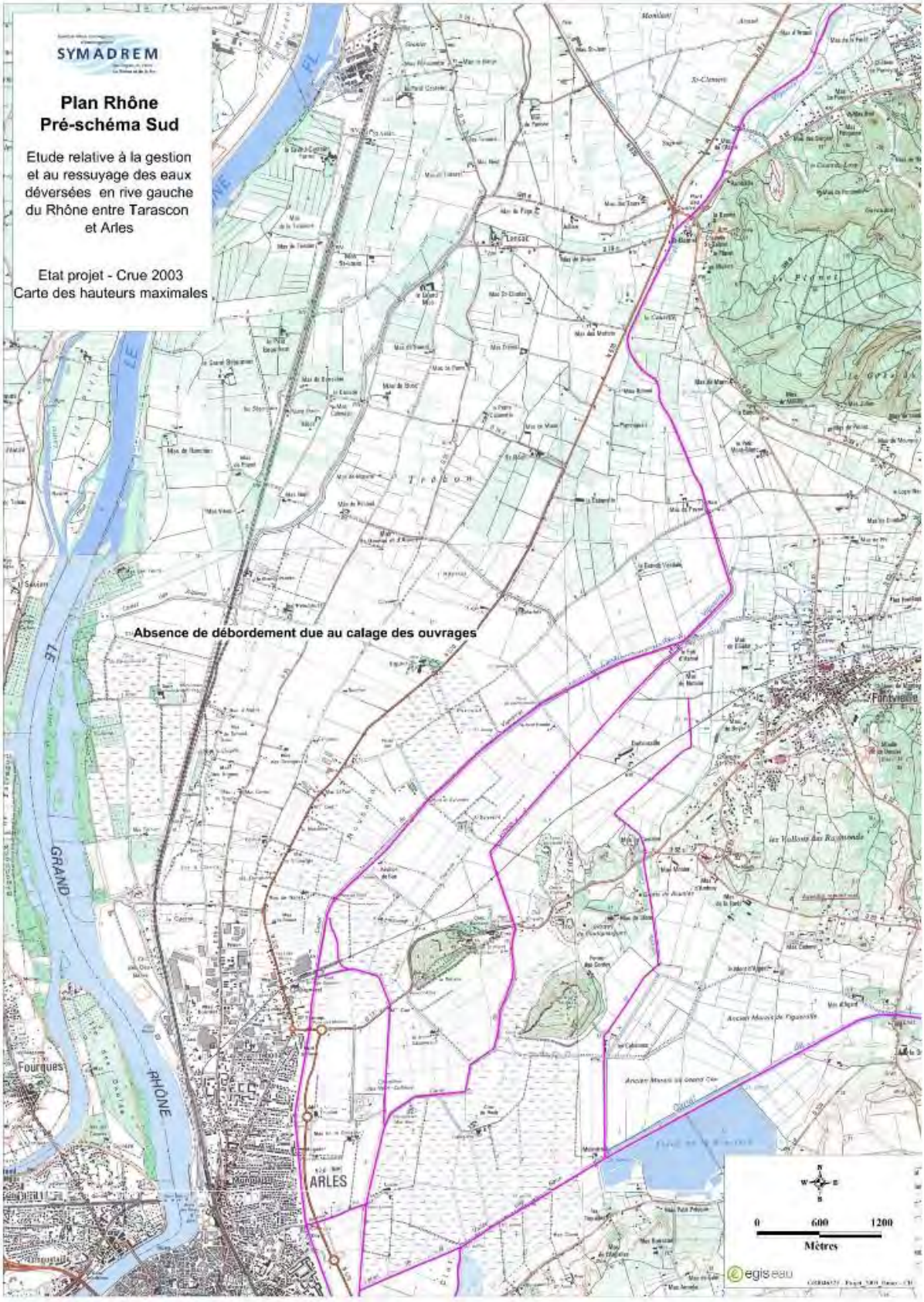


Figure 19. Etat final – crue Rhône type décembre 2003 sans crue du Vigueirat ni apport impluvium local – événement très probable

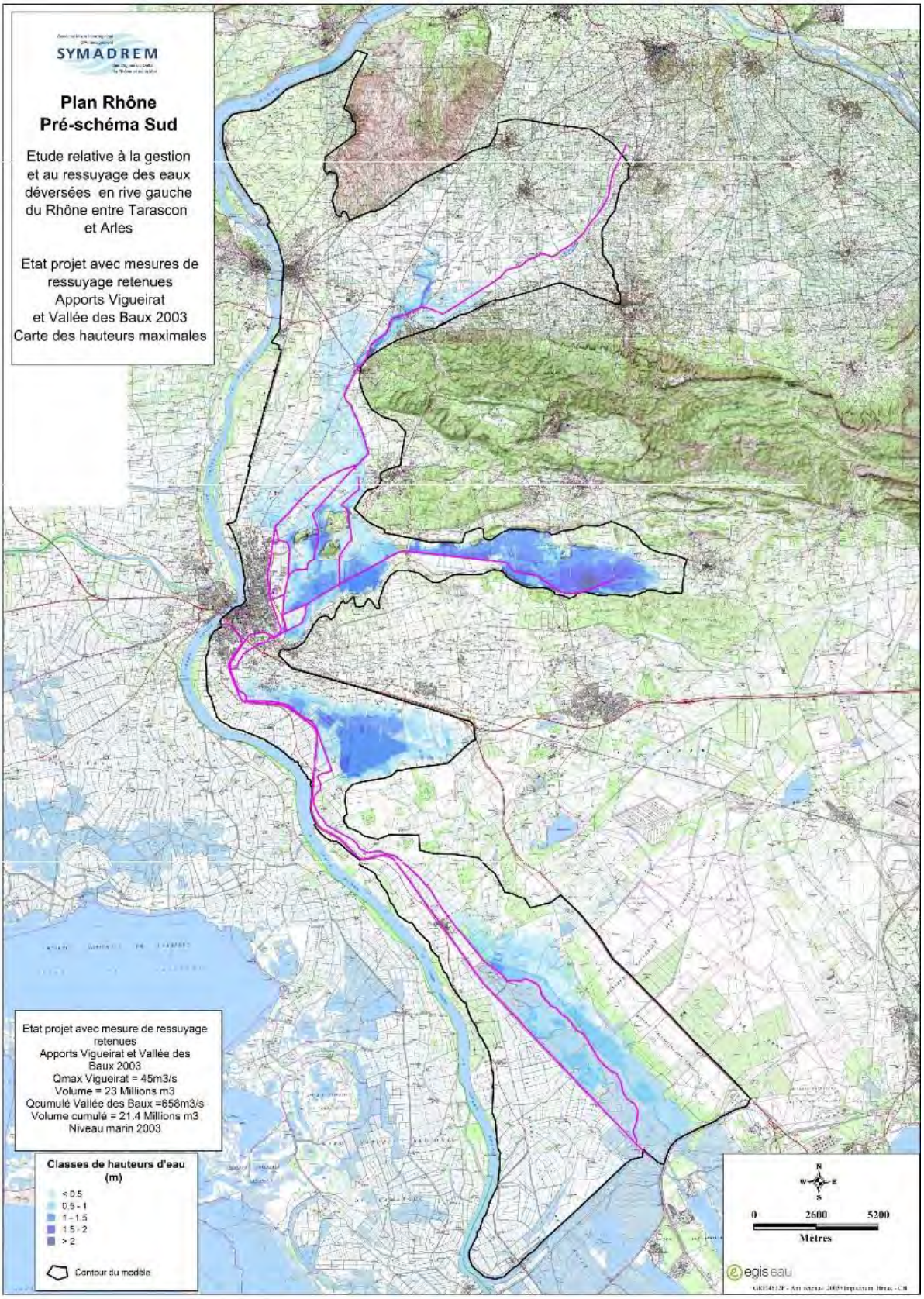


Figure 20. Etat final – crue Rhône type décembre 2003 (pas d'entrée d'eau) avec brèche dans les digues du Vigueirat à Fort d'Herval et Impluvium local

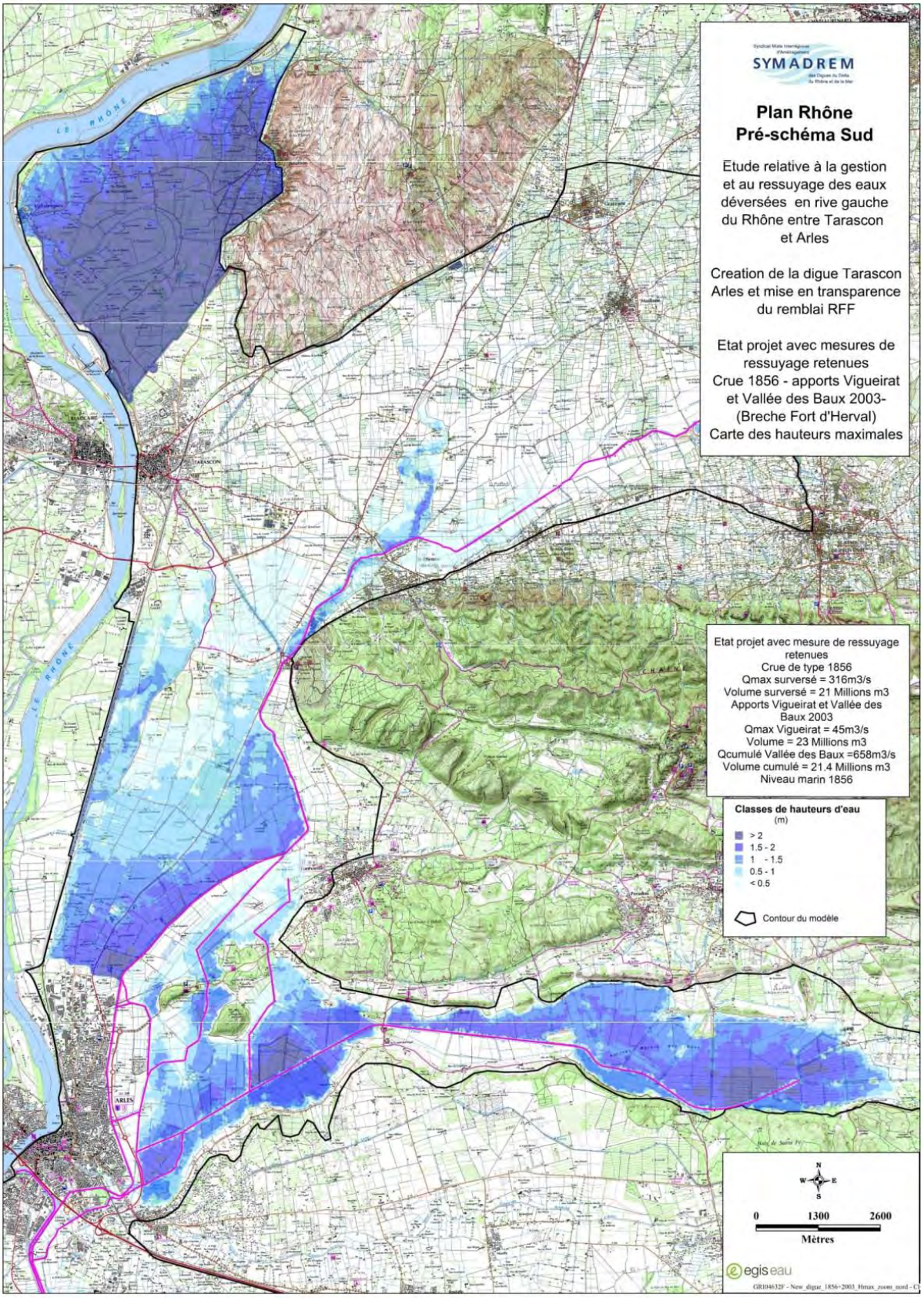


Figure 21. Etat final – crue Rhône type mai 1856 (entrée contrôlée d'eau) avec brèche dans les digues du Vigueirat à Fort d'Herval et Impluvium local

9 NIVEAUX DE PROTECTION DE LA ZONE PROTEGEE

Conformément également à la nouvelle réglementation « digues » de 2015. Il a été procédé à la détermination des niveaux de protection de la zone protégée après création de la digue Tarascon-Arles et réalisation des mesures associées.

Un découpage a été établi en sous-zones protégées, qui ont été délimitées à partir des résultats des différents scénarios d'inondation de l'étude de dangers du système d'endiguement de la rive gauche et pouvant être considérées comme hydrauliquement cohérents. La carte ci-dessous illustre ce découpage.

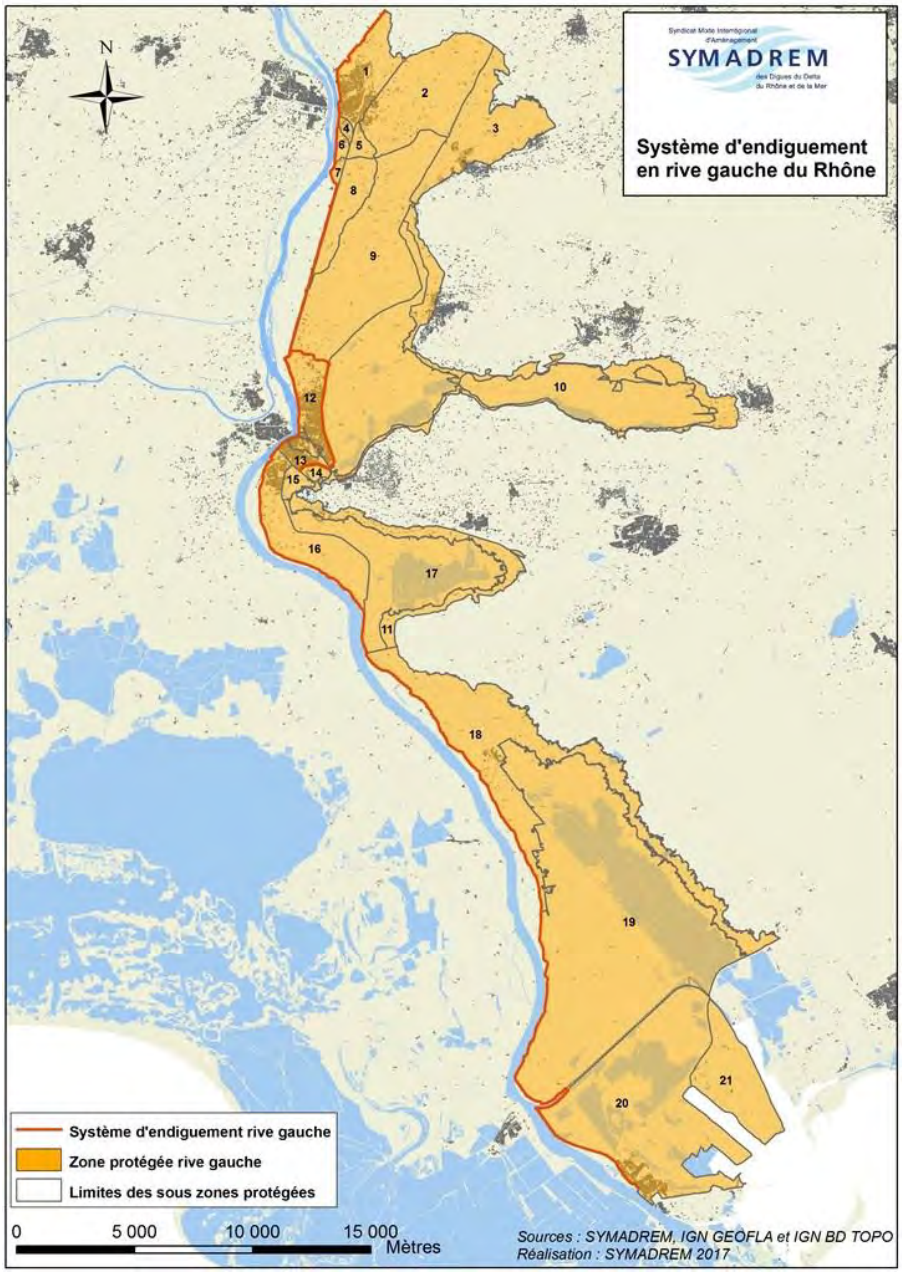


Figure 22. Découpage de la zone protégée par le système d'endiguement « rive gauche » en 21 sous-zones protégées

Six niveaux de protection des zones exposées au risque d'inondation en provenance du système d'endiguement ont été retenus. Ils sont décrits dans le tableau ci-après avec les incertitudes liées à ces paramètres.

Tableau 2. Caractéristiques des niveaux de protection

Niveau de protection	Débit (m^3/s)* Beaucaire/ Tarascon	Cote** Beaucaire/Tarascon (m NGF IGN 69) suivant courbe de tarage (en vigueur depuis le 7/12/2003)	Cote*** Beaucaire /Tarascon (m NGF IGN 69) extraite du modèle ECPS PS (CNR) après sécurisation	Niveau marin (m NGF IGN 69)	Période de retour (années arrondies)	Intervalle de confiance à 95 %	
						borne inférieure	borne supérieure
A	14 160	Non valable	12,01	1,50	800	12 600	15 300
B	12 500		11,68	1,30	200	11 200	13 400
C	11 500	11,30	11,33	1,00	100	10 400	12 300
D	10 500	10,76	10,73	0,80	50	9 600	11 200
E	9 500	10,21	10,36	0,95	20	8 700	10 000
F	8 500	9,58	9,94	0,40	10	7 900	8 900

* ± 5 % ** ± 10 cm *** ± 20 cm

Les niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées **après création de la digue Tarascon-Arles** et réalisation des mesures associées, **avant rehaussement du Site-Industrialo-Portuaire de Tarascon** (objet du dossier d'autorisation) sont fournis dans la carte suivante :

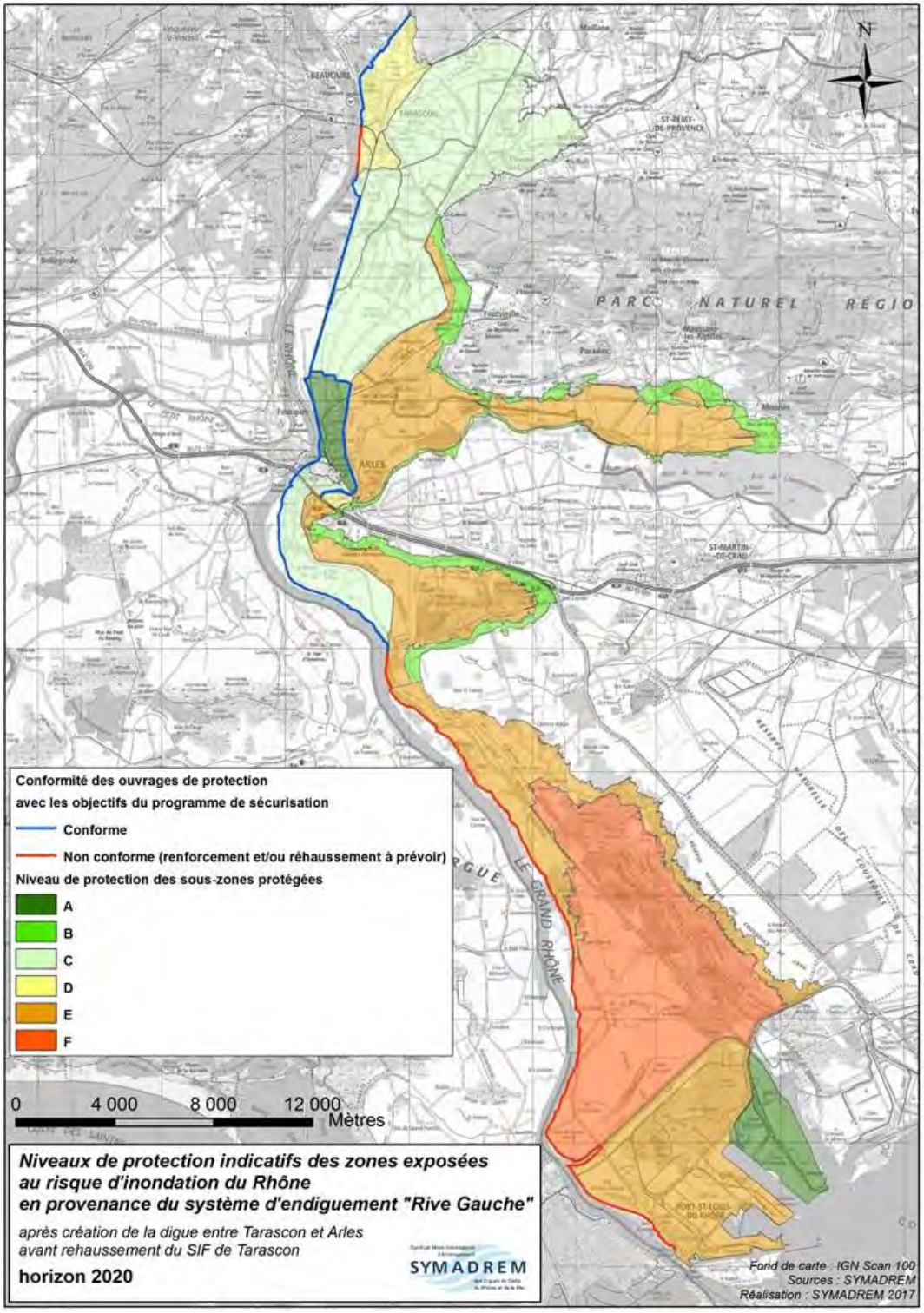


Figure 23. Niveaux de protection indicatifs après création de la digue Tarascon-Arles et réalisation des mesures associées, avant rehaussement du Site-Industrialo-Portuaire de Tarascon

Les cartes présentées ci-après illustrent respectivement :

- La conformité des ouvrages de protection avec les objectifs du programme de sécurisation à la date de dépôt du dossier d'autorisation,

- Pour information, les niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées **après création de la digue Tarascon-Arles**, réalisation des mesures associées et rehaussement du Site-Industrialo-Portuaire de Tarascon (programmation CPIER 2015-2020),
- Pour information, les niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées après création de la digue Tarascon-Arles, réalisation des mesures associées, rehaussement du Site-Industrialo-Portuaire de Tarascon et mise à la cote de la digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône (programmation CPIER 2015-2020),
- Pour information, les niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées après sécurisation globale des ouvrages (post programmation CPIER 2015-2020) .

Il est à souligner que la station de référence pour le relevé des niveaux et l'estimation débits du Rhône est la station Beaucaire/Tarascon du Service Prévision des Crues du Grand Delta au PK Rhône 269,6.

Les débits sont estimés à partir de la courbe de tarage en vigueur depuis le 7 décembre 2003 (courbe verte sur la figue ci-dessous). Les valeurs, en termes de débit et de hauteur, supérieures à celles connues en décembre 2003, ont été extrapolées mathématiquement sans tenir compte des surverses occasionnées entre Beaucaire et Arles en rives droite et gauche du Rhône qui ont pour effet de contrôler les niveaux au droit de la station.

Cet effet est perceptible sur la figure ci-dessous, qui superpose la courbe de tarage actuellement en vigueur à la station de Beaucaire/Tarascon (courbe verte) et les niveaux modélisés par la $CNR_{ingénierie}$ dans le cadre de l'étude de calage (courbe bleu). On remarque que la courbe de tarage n'est pas valable pour les niveaux supérieurs à 11,5 m NGF (zone 1). A titre d'exemple, la crue exceptionnelle du Rhône (14160 m^3/seconde) correspondrait suivant la courbe de tarage en vigueur à une cote d'environ 12,65 m NGF. Les niveaux modélisés par la $CNR_{ingénierie}$ dans le cadre de l'étude de calage donne une cote d'environ 12,05 m NGF dans l'état initial et 12,01 m NGF dans l'état après travaux.

Il est donc indispensable de modifier la courbe de tarage en vigueur pour les débits supérieurs à 11 500 m^3/s pour tenir compte du fonctionnement hydraulique (actuel ou projeté) entre Beaucaire et Arles.

De la même façon, on constate des écarts notables entre la courbe de tarage et les résultats de la modélisation CNR (en dehors de la fourchette de précision des débits de ± 5 %) pour les débits de pointe inférieurs à 9 500 m^3/s (zone 2) ; cet écart étant dû au fait le modèle a été calé sur la seule crue de décembre 2003.

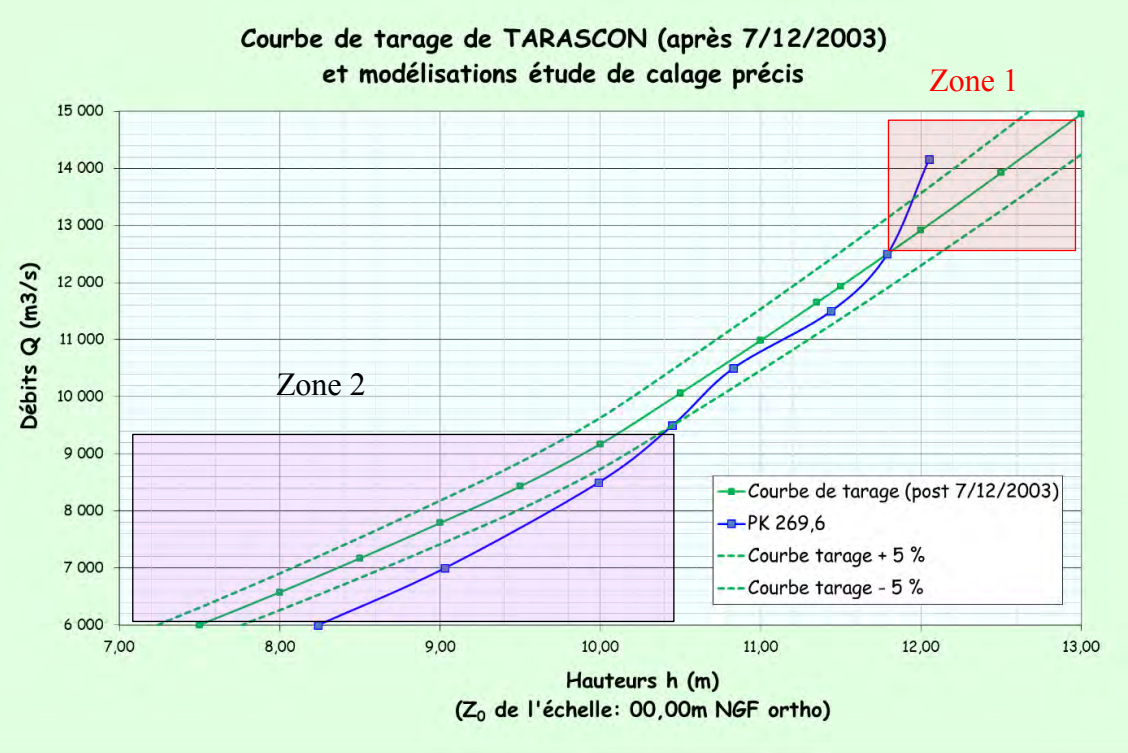


Figure 24. Courbe de tarage en vigueur à Beaucaire/Tarascon, fourchettes de précision et niveaux modélisés dans le cadre de l'étude de calage

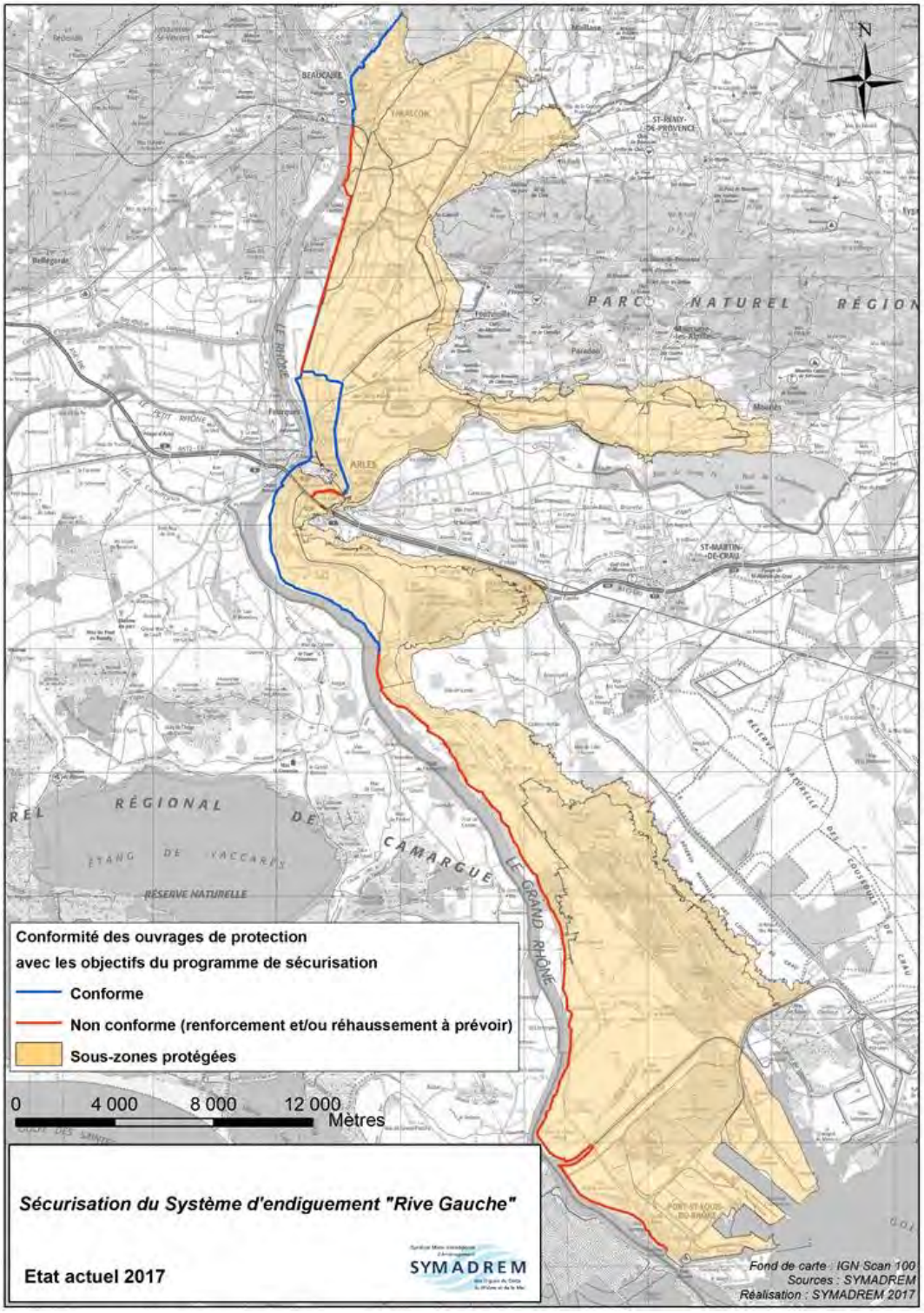


Figure 25. Etat de la conformité des ouvrages de protection avec les objectifs du programme de sécurisation à la date de dépôt du dossier d'autorisation

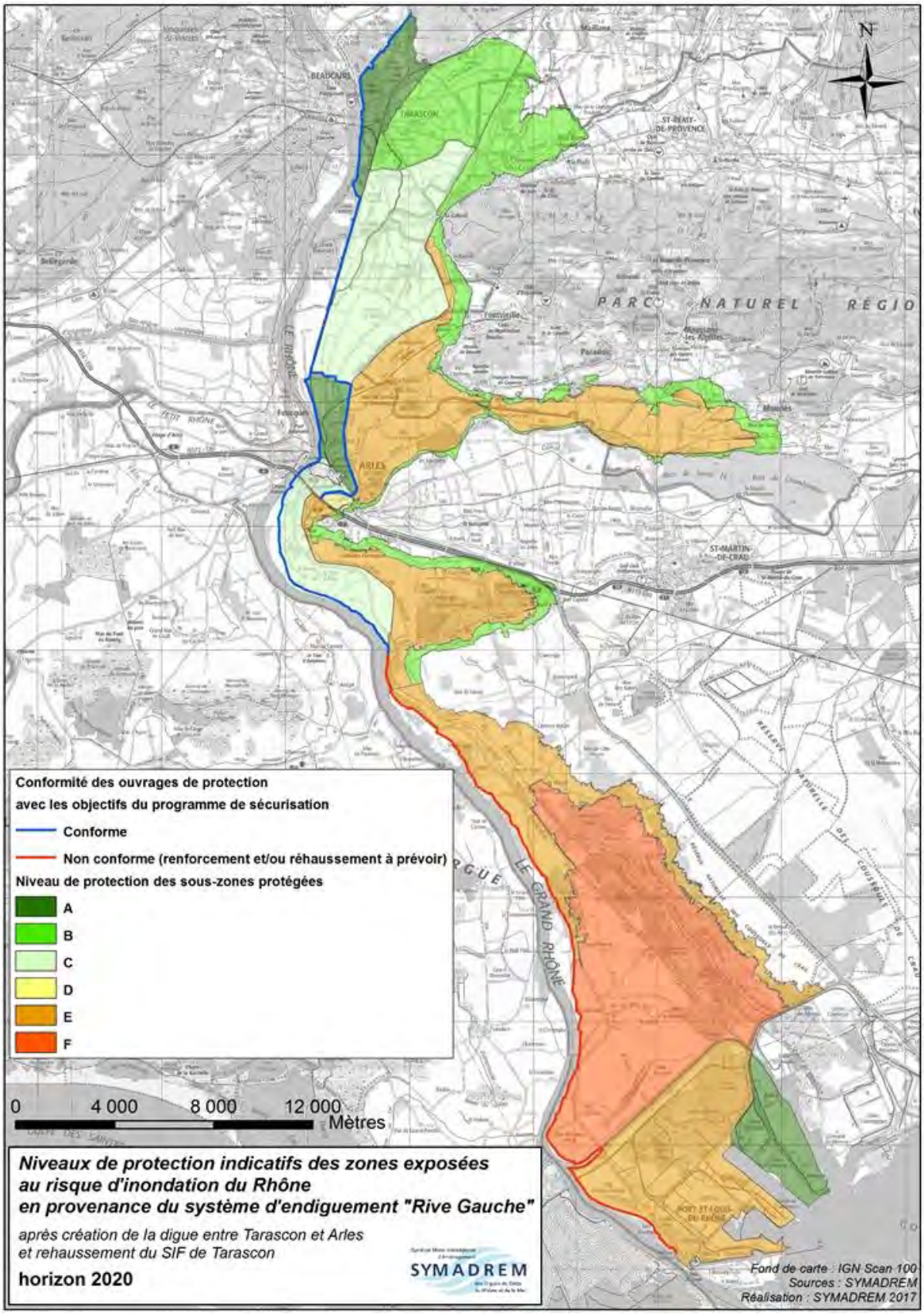


Figure 26. niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées après création de la digue Tarascon-Arles, réalisation des mesures associées et rehaussement du Site-Industrialo-Portuaire de Tarascon (programmation CPIER 2015-2020)

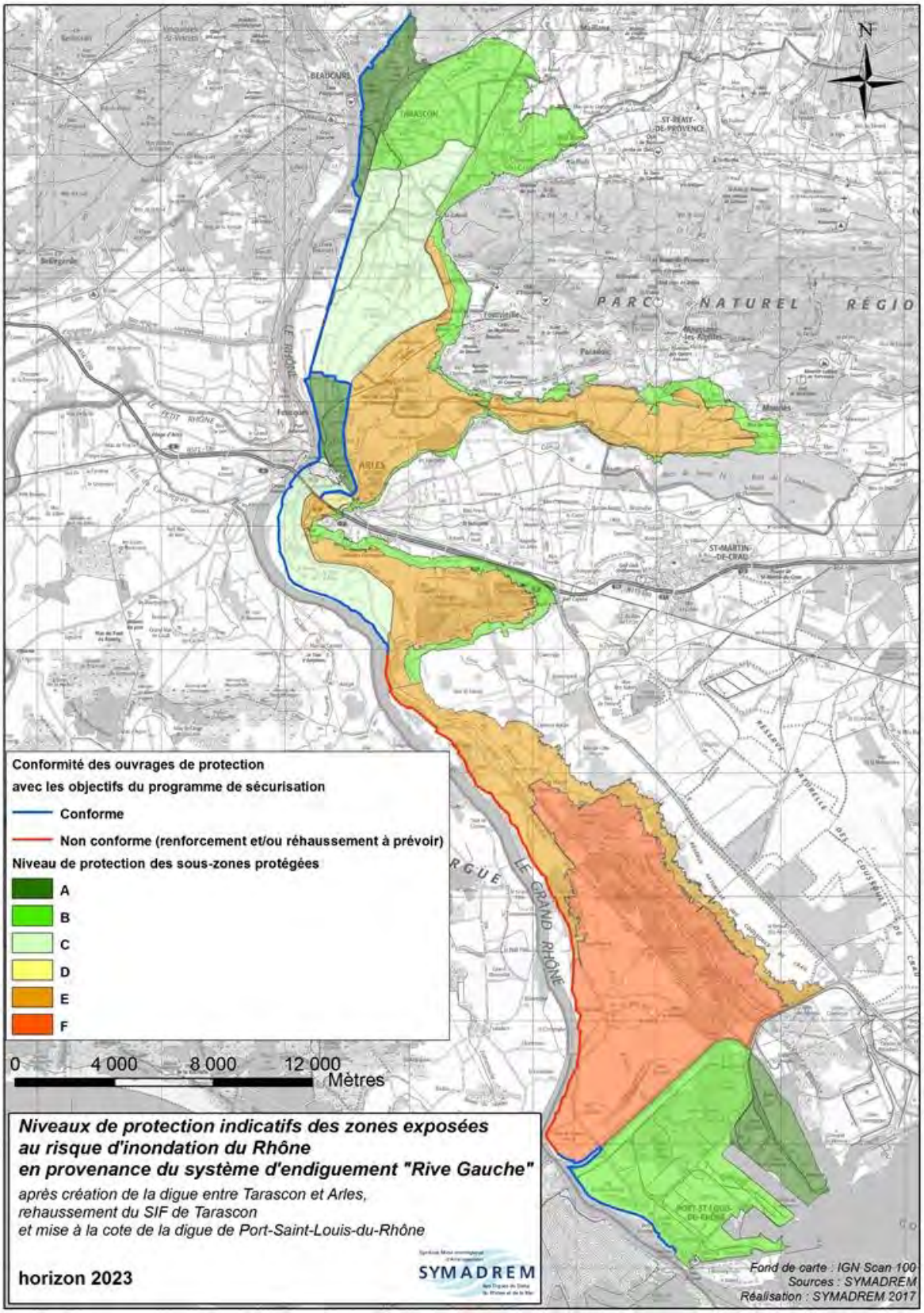


Figure 27. niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées après création de la digue Tarascon-Arles, réalisation des mesures associées, rehaussement du Site-Industrialo-Portuaire de Tarascon et mise à la cote de la digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône (programmation CPIER 2015-2020)

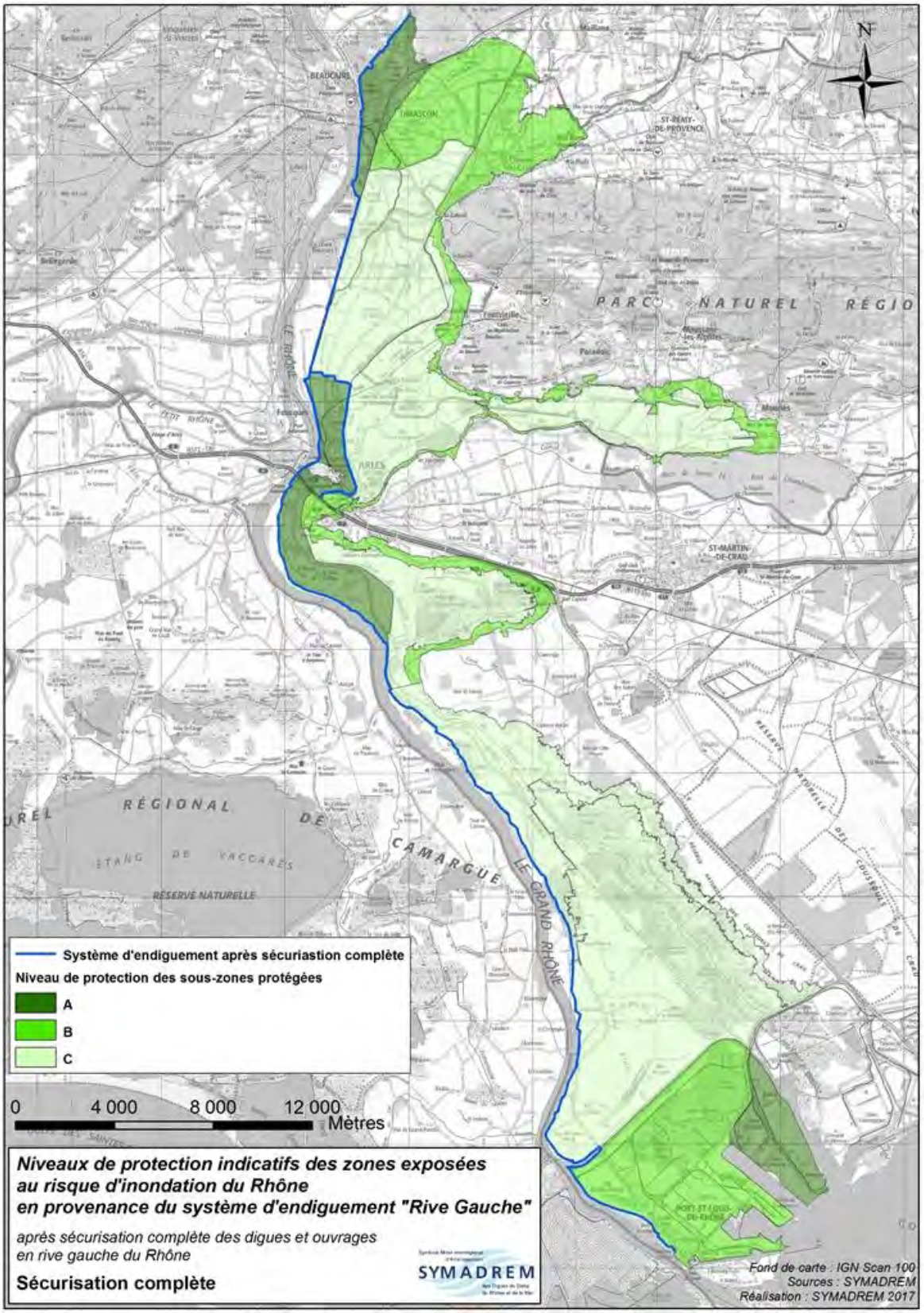


Figure 28. niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées après sécurisation globale des ouvrages (post programmation CPIER 2015-2020).

Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement
SYMADREM
des Digues du Delta du Rhône et de la Mer

SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT
RIVE GAUCHE DU RHONE
ET DES TRAVAUX DE CREATION D'UNE DIGUE ENTRE TARASCON ET ARLES ET MESURES ASSOCIEES

RUBRIQUE N°1 : RENSEIGNEMENTS ADMINISTRATIFS

SOMMAIRE

1 Statut de l'étude de dangers 3
2 Proprietaires des ouvrages gérés actuellement par le Symadrem 4
3 Proprietaires et exploitants des ouvrages non gérés actuellement par le Symadrem 7
4 Propriétaires et exploitants des ouvrages dont la fonction protection contre les crues ne sera pas géré par le Symadrem après travaux et autorisation du système d'endiguemement .. 10
5 Propriétaires et exploitants des ouvrages et réseaux traversant les digues 11
6 Propriétaires et exploitants des passages batardables englobés dans les digues 21
7 Arrêtés préfectoraux 22
7.1 Arrêtés statuts du SYMADREM 22
7.2 Arrêtés de transfert de gestion 22
7.3 Arrêtés de classement 22
7.4 Arrêté réglementant l'usage et la circulation sur les digues 23
7.5 Arrêtés de destruction des animaux fouisseurs 23
7.6 Arrêtés relatifs aux acquisitions foncières 24
7.7 Arrêtés et portes à connaissance relatifs aux procédures dites d'autorisation loi sur l'eau ou CNPN 24
8 Arrêtés municipaux 26
9 Déclaration d'existence 26
10 Conventions 27
10.1 Convention avec SNCF Réseau 27
10.2 Conventions avec la CNR 27
10.3 Conventions avec VNF 28
10.4 Convention avec le Département 28
11 Identification des rédacteurs et organismes ayant participé à la rédaction de l'étude de dangers 30

1 STATUT DE L'ETUDE DE DANGERS

L'étude de dangers entre dans le cadre de la demande d'autorisation au titre des articles L.214-1 à L.214-6 du Code de l'Environnement des travaux de création d'une digue de 1er rang à l'ouest du remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles et des mesures associées comprenant notamment la sécurisation des digues du Vigueirat depuis la RD453 à la RN113 et localement en rive droite du Vigueirat entre la rocade RD570n et la RD453.

Elle concerne également l'autorisation initiale du système d'endiguement dit « Rive Gauche ».

Les ouvrages constituant le système d'endiguement sont présentés succinctement en rubrique 2 et en détail en rubrique 3.

2 PROPRIETAIRES DES OUVRAGES GERES ACTUELLEMENT PAR LE SYMADREM

Le tableau suivant recense le propriétaire des différents tronçons de digues, inclus dans le système d'endiguement « Rive Gauche » et gérés par le SYMADREM à la date d'établissement de l'étude de dangers. La grande partie de ces ouvrages a fait l'objet d'une déclaration d'existence, en application de l'article L.214-6 du code de l'environnement, adressée au préfet des Bouches-du-Rhône le 26 mars 2009.
En cas de superposition d'affectations, l'affectation concernant le SYMADREM est systématiquement « la protection contre les crues du Rhône », l'autre affectation en indiquée entre parenthèses.

Tableau 1. Système d'endiguement Rive Gauche - digues de 1er rang gérées actuellement par le Symadrem

Ouvrage	PR digue		Linéaire	Propriétaire	Exploitant actuel
	Début	fin	(m)		
Digue de la Montagnette	263.00	266.67	4 585	Symadrem	Symadrem
Interruption digue au droit de la route départementale 81a					
Quais Tarascon Amont Château	266.93	267.07	137	Non cadastré Ville Tarascon	Symadrem
Mur du Château Royal de Provence	267.07	267.20		Non cadastré Ville Tarascon	Symadrem
Quais Tarascon aval Château amont RD999	267.20	267.33	124.6	Non cadastré Ville Tarascon	Symadrem
Interruption digue au droit de la route départementale 999					
Quais Tarascon aval Château aval RD999	267.37	267.70	362.6	Non cadastré Ville Tarascon	Symadrem
Interruption digue du Viaduc ferroviaire jusqu'à l'usine Fibre excellence					
Rideau Fibre Excellence	269.75	270.30	558.6	Usine Fibre Exc. sur 300 m amont et non cadastré	Symadrem
Interruption digue de l'extrémité aval du rideau de palplanches à la digue du Mas Molin					
Digue du Mas Molin	278.90	279.37	250	Etat concédé à CNR	Symadrem
Digue Est Site Industrialo-Portuaire Arles	279.37	280.87	1500	Etat	Symadrem (CNR Port)
Chemin des ségonnaux	280.87	281.80	1300	Ville d'Arles	Symadrem (Ville voirie)
Quai Marx Dormoy	282.00	282.35	530	Etat	Symadrem
Quai de la Roquette	282.35	283.02	700	Etat	Symadrem (partie haute)
Parapet et merlon du remblai de l'IRPA	283.02	283.50	500	Etat / Département / Ville	Symadrem

Ouvrage	PR digue		Linéaire	Propriétaire	Exploitant actuel
	Début	fin	(m)		
Interruption Ecluse d'Arles					
Digue d'embouquement Est Ecluse d'Arles	283.50	283.71	200	Etat	Symadrem (VNF navigation)
Interruption voie communale au PR 283.7 et 284.1					
Barriol à RD35	283.71	293.09	9 190	Symadrem 4775 m Non cadastré 350 m Etat (289.2 à 293.1)	Symadrem
Interruption RD35					
RD35 à Mas d'Antonelle	297.60	313.82	20 609	Non cadastré 5 m Etat 18109 m Symadrem 2495 m	Symadrem
Mas d'Antonelle au Canal du Rhône à Fos	313.92	316.04	2 678	Symadrem	Symadrem
Interruption Canal du Rhône à Fos					
Canal du Rhône à Fos au Bac de Barcarin	316.70	316.85	138	Symadrem	Symadrem
Interruption Route Départementale menant au Bac de Barcarin					
Bac de Barcarin au Bac ferroviaire	316.86	317.30	496.5	Non cadastré 77 m Symadrem	Symadrem
Bac ferroviaire à Port-Saint-Louis-du-Rhône	317.31	321.25	4115	Non cadastré (Etat)	Symadrem
Bac ferroviaire à Port-Saint-Louis-du-Rhône	321.25	322	785	Ville	Symadrem
Bac ferroviaire à Port-Saint-Louis-du-Rhône	322	322.27	285	Etat	Symadrem

Tableau 2. Système d'endiguement Rive Gauche - digues de 2ème rang gérées actuellement par le Symadrem

Ouvrage	PR digue		Linéaire	Propriétaire	Exploitant actuel
	Début	fin	(m)		
Digue Nord	0	1.17	1170	Symadrem	Symadrem
Rocade Nord RD570n	1.17	1.88	640	Département	Symadrem (CD13 : voirie)

Les berges en enrochements incluses dans le système d'endiguement « Rive Gauche » et gérés actuellement par le Symadrem sont les suivantes :

Tableau 3. Système d'endiguement « Rive Gauche » - berges en enrochements

N° tronçon	Libellé	PK Rhône		Propriétaire	Exploitant actuel
		début	Fin		
B2	Enrochements – Quais d'Arles	281.8	283.0	Domaine Public Fluvial	SYMADREM
B4	Enrochements – Grand Passon à Bois François	312.0	318.5		SYMADREM

3 PROPRIETAIRES ET EXPLOITANTS DES OUVRAGES NON GERES ACTUELLEMENT PAR LE SYMADREM

Les ouvrages singuliers ou linéaires figurant dans le tableau ci-dessous sont les ouvrages situés sur la ligne de défense contre les crues du Rhône de 1er rang et non gérés par le SYMADREM.

Tableau 4. Ouvrages situés sur la ligne de défense contre les crues du Rhône de 1er rang et non gérés actuellement par le Symadrem,

Ouvrage	PR digue		Linéaire	Propriétaire	Exploitant actuel
	Début	fin	(m)		
RD 81a	266,67	266,96	-	Département	Département
RD 999	267.33	267.37	-	Département	Département
Viaduc Ferroviaire	267.70	267.70	-	SNCF Réseau	SNCF
Site Industrialo-Fluvial de Tarascon	267.70	269.75	1900	Etat	CNR
Digue Privée Fibre Excellence	270.20	270.20	600	Fibre Excellence	Fibre Excellence
Remblai ferroviaire	270.20	278.90	7700	SNCF réseaux	SNCF
Quai du 8 mai 1975 (Lamartine)	281.80	282.00	200	Etat	VNF
Partie basse quai de la Roquette	282.35	283.07	700	Etat	VNF
Ecluse d'Arles	283.50	283.50	50	Etat	VNF
Voie communale	283.70	283.70	-	Ville Arles	Ville Arles
Voie communale	284.10	284.10	-	Ville Arles	Ville Arles
RD35	293.09	294.60	1500	Département	Département
Ecluse du Canal du Rhône à Fos	316.04	316.70	300	Etat	CNR
RD Bac de Barcarin	316.85	316.85		Département	Département

Les ouvrages linéaires figurant dans le tableau ci-dessous sont les ouvrages situés sur la ligne de défense contre les crues du Rhône de 2ème rang et non gérés par le SYMADREM.

Tableau 5. Ouvrages situés sur la ligne de défense contre les crues du Rhône de 2eme rang et non gérés actuellement par le Symadrem,

Ouvrage	PR digue		Linéaire	Propriétaire	Exploitant actuel
	Début	fin	(m)		
Digue du Vigueirat rive droite de la rocade RD570n à la RN113	1.81	7,83	5 820	ADMA et privés	ADMA
Digue du Vigueirat rive gauche de la RD453 à la RN113	6,42	7,83	1 350	ADMA et privés	ADMA

Les berges en enrochements incluses dans le système d'endiguement « Rive Gauche » non gérées actuellement par le SYMADREM sont les suivantes :

Tableau 6. Système d'endiguement « Rive Gauche » - berges en enrochements

N° tronçon	Libellé	PK Rhône		Propriétaire	Exploitant actuel
		début	Fin		
B1	Enrochements - Rideau Fibre Excellence	269.6	270.3	Domaine Public Fluvial	CNR
B3	Enrochements – Mas de la Ville	290.9	291.1		CNR

Le tableau ci-dessous indique les actions techniques et/ou administratives à mener jusqu'à la mise en service des ouvrages de 1er rang objet de la demande d'autorisation.

Tableau 7. Actions techniques et/ou administratives sur les ouvrages de 1er rang

Ouvrage	Actions administrative et technique
RD 81a	Passation d'une convention de superpositions d'affectations avec le Département des Bouches-du-Rhône
RD 999	Passation d'une convention de superpositions d'affectations avec le Département du Gard et des Bouches-du-Rhône
Viaduc Ferroviaire	Passation d'une convention d'intervention avec la SNCF Réseau
Site Industrialo-Fluvial de Tarascon	Accord cadre passé le 1er mars 2010 Passation d'une convention de superposition d'affectations avec l'Etat en présence de la CNR pour la réalisation de la diguette sur le SIP de Tarascon
Digue Privée Fibre Excellence	Ouvrage caduque après la création de la digue entre Tarascon et Arles
Remblai ferroviaire	Ouvrage caduque après la création de la digue entre Tarascon et Arles
Quai du 8 mai 1975 (Lamartine)	Passation d'une convention de superposition d'affectations entre VNF, la ville d'Arles et le SYMADREM
Partie basse quai de la Roquette	Passation d'une convention de superposition d'affectations entre VNF, la ville d'Arles et le SYMADREM
Ecluse d'Arles	Passation d'une convention de coordination des actions en périodes de crise à passer avec VNF
Voie communale 283.70	Passation d'une convention de superpositions d'affectations avec la ville d'Arles
Voie communale 284.10	Passation d'une convention de superpositions d'affectations avec la ville d'Arles
RD35	Passation d'une convention de superpositions d'affectations avec le Département des Bouches-du-Rhône
Ecluse du Canal du Rhône à Fos	Passation d'une convention de coordination des actions en périodes de crise à passer avec CNR
RD - Bac de Barcarin	Passation d'une convention de superpositions d'affectations avec le Département des Bouches-du-Rhône

Le tableau ci-dessous indique les actions techniques et/ou administratives à mener jusqu'à la mise en service des ouvrages de 1er rang objet de la demande d'autorisation.

Tableau 8. Actions techniques et/ou administratives sur les ouvrages de 2ème rang

Ouvrage	Actions administrative et technique
Digue du Vigueirat rive droite de la rocade RD570n à la RN113	Acquisitions des digues par le SYMADREM et passation d'une convention de superposition de gestion à passer avec l'ADMA
Digue du Vigueirat rive gauche de la RD453 à la RN113	Acquisitions des digues par le SYMADREM et passation d'une convention de superposition de gestion à passer avec l'ADMA
Berges	Superposition d'affectations avec la CNR

4 PROPRIETAIRES ET EXPLOITANTS DES OUVRAGES DONT LA FONCTION PROTECTION CONTRE LES CRUES NE SERA PAS GERE PAR LE SYMADREM APRES TRAVAUX ET AUTORISATION DU SYSTEME D'ENDIGUEMEMENT

Après :

- autorisation du système d'endiguement,
- réalisation et réception des travaux de création d'une digue entre Tarascon et Arles,
- sécurisation des digues du Vigueirat rive droite entre la RD570n et RN113,
- sécurisation des digues du Vigueirat rive gauche entre la RD570n et RN113,
- passation des conventions citées aux tableaux n°5 et n°6.

Deux ouvrages ne seront pas gérés par le SYMADREM. Ce sont :

- L'écluse d'Arles gérée par VNF,
- L'écluse du Canal du Rhône à Fos et ses digues d'embouquement gérée par la CNR,

Des conventions de coordination des actions en périodes de crise seront passées pour coordonner les actions de ces deux gestionnaires avec celles du SYMADREM.

5 PROPRIETAIRES ET EXPLOITANTS DES OUVRAGES ET RESEAUX TRAVERSANT LES DIGUES

Par convention, on utilise la terminologie « ouvrage hydraulique traversant » pour les ouvrages équipés d'organes de fermeture et dans lesquels circule de l'eau prélevé dans le Rhône (irrigation) ou de l'eau évacuée vers le Rhône (drainage agricole ou pluvial) et la terminologie « réseaux » pour les réseaux secs ou humides. Qu'il s'agisse d'ouvrages hydrauliques traversants ou de réseaux, tous ces ouvrages sont la propriété de tiers et peuvent être exploités par un opérateur de réseaux ou un fermier. Les ouvrages aériens et les ouvrages enterrés longitudinalement dans la digue ne sont pas recensés.
Le tableau ci-dessous liste les ouvrages de tiers englobés dans les ouvrages gérés par le SYMADREM. La typologie des réseaux traversants (colonne Typ) est la suivante :

Tableau 9. Typologie des réseaux secs et humides

Code	Type réseaux
GBP	Gaz basse pression
GHP	Gaz haute pression
ELD	Elect. distrib. (BT et HTA)
ELT	Elect. transport (HTB)
TEL	Télécommunications
FIB	Fibre optique
OLE	Hydrocarbure
EP	Eclairage Public
EDI	Eau de distribution
EUS	Eaux usées, assainis.

Tableau 10. Typologie des ouvrages hydrauliques traversants

DRA	Drainage
EPL	Eaux pluviales
IRR	Irrigation
IND	Indéfini

Dans les tableaux ci-après, la colonne « Pos » indique la position de l'ouvrage ou du réseau traversant dans la digue :

- La lettre « T » est utilisée si l'ouvrage ou le réseau est enterré dans la digue ou dans la fondation superficielle (moins de 2 mètres),
- La lettre « S » est utilisée si l'ouvrage ou le réseau passe en siphon inversé soit en suivant la géométrie de la digue (cas le plus souvent des ouvrages agricoles) ou soit en suivant le profil en long du chemin ou de la route de franchissement.
- La lettre « F » est utilisée si l'ouvrage ou le réseau traverse la digue en fondation profonde (plus de 2 mètres) avec des débouchés amont et aval suffisamment éloignés de la digue.

Tableau 11. Digue de la Montagnette et Quais de Tarascon – Ouvrages hydrauliques traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
RG 267,15	EPL	T	Château Pluvial 1			
RG 267,15	EPL	T	Château Pluvial 2			
RG 267,7	EUS	T	Aval Quai - EU	Véolia	Lyon	04 67 20 73 73

Tableau 12. Digue de la Montagnette et Quais de Tarascon – Réseaux traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
RG 262,93	ELD	S	VC St Victor - Elec	Enedis	Aix	04 42 37 90 63
RG 264,08	ELD	S	RD 35 - Elec	''	''	''
RG 264,08	TEL	S	RD 35 - Télécom	Orange	Lyon	04 97 46 16 00
RG 265,03	TEL	S	VC Astier - Télécom	''	''	''
RG 265,5	EDI	S	RD81 - AEP	Véolia	Caluire	04 67 20 73 73
RG 265,83	EDI	S	VC Grivet - AEP	''	''	''
RG 266,16	ELD		ERDF	Enedis	Aix	04 42 37 90 63
RG 266,21	EDI		Château Gaillard - AEP	''	''	''
RG 266,69	ELD		Château Gaillard - Elec	Enedis	Aix	04 42 37 90 63
RG 266,8	FIB		RD 81a - Fibre Orange	Orange	Lyon	04 97 46 16 00
RG 266,81	FIB		RD81a - Fibre communale	Ville	Tarascon	
RG 266,85	EUS		Quai Amont Château – EU	Véolia	Caluire	04 67 20 73 73
RG 266,85	EDI		Quai Amont Château – AEP 1	''	''	''
RG 266,85	ELD		Quai Amont Château – Elec	Enedis	Aix	04 42 37 90 63
RG 267,05	EDI		Quai Amont Château - AEP 2	Véolia	Caluire	04 67 20 73 73
RG 267,7	ELD		Aval Quai – Elec	Enedis	Aix	04 42 37 90 63

Tableau 13. Site-Industrialo-Fluvial de Tarascon - Ouvrages hydrauliques traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
RG 268,16	EPL		SIF Tarascon - OH 1	CNR	Villeneuve	04 90 15 98 00
RG 268,96	EPL		SIF Tarascon - OH 2	''	''	''
RG 269,26	EPL		SIF Tarascon - OH 3	''	''	''
RG 269,58	EPL		SIF Tarascon - OH 4	''	''	''
RG 269,62	EPL		SIF Tarascon - OH 5	''	''	''
RG 269,69	EPL		SIF Tarascon - OH 6	''	''	''
RG 269,78	EPL		SIF Tarascon - OH 7	''	''	''

Tableau 14. Site-Industrialo-Fluvial de Tarascon – Réseaux traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
RG 267,73	ELD		SIF Tarascon - Elec 1	Enedis	Aix	04 42 37 90 63
RG 267,76	EUS		SIF Tarascon – EU 1	Véolia	Caluire	04 67 20 73 73
RG 267,76	GHP		SIF Tarascon – Gaz HP	GRT Gaz	Lyon	04 78 65 59 59
RG 268,02	EUS		SIF Tarascon – EU 2	Véolia	Caluire	04 67 20 73 73
RG 269,57	ELD		SIF Tarascon – Elec 2	ERDF	Nîmes	04 42 37 90 63

Tableau 15. Rideau Fibre Excellence et digue Tarascon-Arles - Ouvrages hydrauliques traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
RG 269,85	EPL		Fibre Excellence - Pluvial	Usine	Tarascon	
RG 272,14	EPL		Lône du Castellet	Ville	Tarascon	
RG 275,24	IRR		Canal des Alpines	SNCF/SICAS		
RG 278,86	EPL		Molin - OH 1	SNCF	Marseille	

Tableau 16. Rideau Fibre Excellence et digue Tarascon-Arles – Réseaux traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
RG 270,29	EUS		Fibre Excellence – EU 1	Usine	Tarascon	
RG 270,29	EUS		Fibre Excellence – EU 2	Usine	Tarascon	
RG 270,66	FIB		Grd Castelet – Fibre Orange	Orange	Lyon	04 97 46 16 00
RG 271,22	OLE		Teissier – Oléoduc	Trapil		
RG 271,27	ELD		Teissier - Elec 1	Enedis	Aix en Provence	04 42 37 90 63
RG 271,27	ELD		Teissier - Elec 2	Enedis	Aix en Provence	04 42 37 90 63
RG 275,33	FIB		Parade – Fibre Orange	Orange	Lyon	04 97 46 16 00
RG 276,01	GBP		Beaumettes - Gaz 1	GDF		
RG 276,06	GBP		Beaumettes - Gaz 2	‘’		

Tableau 17. Digue Mas Molin à Ecluse Arles - Ouvrages hydrauliques traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
RG 279	EPL		Molin - OH 2	CNR	Villeneuve-	
GRG 280,35	EPL		SIP Arles - OH 1	''	''	
GRG 280,38	EPL		SIP Arles - OH 2	''	''	
GRG 280,58	EPL		SIP Arles - OH 3	''	''	
GRG 282,01	EPL		Roubine du Roy	Ville	Arles	
GRG 282,08	EPL		Quai Marx Dormoy - OH 1	''	''	
GRG 282,14	EPL		Quai Marx Dormoy - OH 2	''	''	
GRG 282,25	EPL		Quai Marx Dormoy - OH 3	''	''	
GRG 282,41	EPL		Quai Roquette - OH 5	''	''	
GRG 282,47	EPL		Quai Roquette - OH 6	''	''	
GRG 282,49	EPL		Quai Roquette - OH 7	''	''	
GRG 282,69	EPL		Quai Roquette - OH 8	''	''	
GRG 282,79	EPL		Quai Roquette - OH 9	''	''	
GRG 283,04	EPL		Quai Roquette - OH 11	''	''	
GRG 283,05	EPL		Canal de Craponne	ACSO	Arles	
GRG 283,34	EPL		IRPA - OH 1	??		
GRG 283,44	EPL		IRPA - OH 2	??		

Tableau 18. Digue Mas Molin à Ecluse Arles – réseaux traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
GRG 283.31	FIB		IRPA – Fibre SFR	SFR		

Tableau 19. Ecluse Arles à Grand Mollégès – Ouvrages hydrauliques traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
GRG 286.5	IRR	??	Plan du Bourg -Irrigation	ASA	Arles	
GRG 289.63	IRR	T	Tour d'Aling - OH 1	SC Mas de l'Hoste (Stoffel)	Arles	04 90 98 72 60 06 07 11 73 32
GRG 289.69	IRR	??	Tour d'Aling - OH 2			
GRG 291.04	IRR	T	Mas de la Ville – OH 1	SCA (Thomas)	Arles	04 90 96 34 47 04 90 93 09 09
GRG 291.01	IRR	T	Mas de la Ville - OH 2	''	''	''
GRG 291.77	IRR	T	Mas de la Ville – OH 3	''	''	''

Tableau 20. Ecluse Arles à Grand Mollégès – Réseaux traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
GRG 283,76	EDI		Barriol – AEP 1	ACCM EAUX	Arles	04 90 99 52 14
GRG 283,82	FIB		Barriol – Fibre Orange	Orange	Lyon	04 97 46 16 00
GRG 283,82	ELD		Barriol – Elec 1	Enedis	Aix	04 42 37 90 63
GRG 283,99	ELD		Barriol – Elec 2	''	''	''
GRG 284,09	ELD		Barriol – Elec 3	''	''	''
GRG 284,09	GBP		Barriol – Gaz 1	GRDF	Aix	
GRG 284,13	GBP		Barriol – Gaz 2	''	''	''
GRG 284,13	EDI		Barriol – AEP 2	ACCM EAUX	Arles	04 90 99 52 14
GRG 284,13	ELD		Barriol – Elec 4	Enedis	Aix	04 42 37 90 63
GRG 284,94	EDI		Barriol – AEP 3	ACCM EAUX	Arles	04 90 99 52 14
GRG 286,25	ELU		Barriol – AEP 4	''	''	''
GRG 286,49	EDI		Prends-té-Garde – AEP 1	''	''	''
GRG 286,49	ELD		Prend-té-Garde – Elec 1	Enedis	Aix	04 42 37 90 63
GRG 286,5	EDI		Prends-té-Garde – AEP 2	ACCM EAUX	Arles	04 90 99 52 14
GRG 286,63	ELD		Prend-té-Garde – Elec 2	Enedis	Aix	04 42 37 90 63
GRG 292,23	ELD		Grand Mollégès - Elec	Enedis	Aix	04 42 37 90 63

Tableau 21. Aval RD 35 à Canal du Rhône à Fos - Ouvrages hydrauliques traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
GRG 294.7	IRR	T	Petit Galignan	Limonta	Arles	04 90 98 73 28 06 28 56 57 68
GRG 299.43	IRR	T	Atilon - OH 1	De Roux	Arles	04 90 98 70 04 09 66 97 70 04
GRG 299.86	IRR	T	Atilon – OH 2	‘’	‘’	‘’
GRG 300.61	IRR	T	Champtercier	Tavan	Arles	06 22 65 05 14 06 87 73 13 04
GRG 302.35	IRR	T	Mas Thibert	Ass. Fonc. (Faurot)	Arles	06 89 84 48 76
GRG 304.18	IRR	T	Marais du Vigueirat	Sanial Henry	Arles	04 90 98 77 41 04 90 98 71 07 04 90 98 70 30 06 23 08 24 57 06 16 02 27 73
GRG 304.74	IRR	T	la Forêt	Rivas	Arles	04 90 98 70 05
GRG 306.01	IRR	T	Isle St Pierre	Henry	Arles	04 90 98 70 30 06 16 02 27 73 06 16 12 72 12
GRG 307.14	IRR	T	Boisviel Sud – OH 1	Domange	Arles	06 69 13 59 16
GRG 308.24	IRR	T	Boisviel Sud – OH 2	‘’	‘’	‘’
GRG 309.06	IRR	T	Boisviel Sud – OH 3	Domange	Arles	06 69 13 59 16
GRG 309.53	IRR	T	Tour Parade Mas de la Ville	Gautier	Arles	06 32 23 84 98
GRG 310.35	IRR	T	la Porcelette	Ferrier	Arles	06 89 27 61 79 06 81 48 01 93
GRG 311.06	IRR	T	Le Bras Mort	Ferrier	Arles	04 42 86 04 67 06 81 48 01 93
GRG 311.97	IRR	T	Grand Passon – OH 1	Sociadore (Cantelle)	PSL	04 42 86 04 67 06 22 93 29 24
GRG 313.40	IRR	S	Eyselle – OH 1	’’	‘’	‘’
GRG 313.41	IRR	S	Eyselle – OH 2	’’	‘’	‘’
GRG 313.89	IRR	T	Eyselle – OH 3	‘’	‘’	‘’
GRG 314.01	IRR	T	Eyselle – OH 4	‘’	‘’	‘’
GRG 314.83	IRR	T	Grand Peloux – OH 1	Joël	PSL	06 12 48 60 08
GRG 314.91	IRR	T	Grand Peloux – OH 2	‘’	‘’	‘’

Tableau 22. Aval RD 35 à Canal du Rhône à Fos - Réseaux traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
GRG 297,29	ELD		Les Entorches - Elec	Enedis	Aix	04 42 37 90 63
GRG 297,45	FIB		Les Entorches – Fibre Orange	Orange	Lyon	04 97 46 16 00
GRG 303,73	EPL ou EUS		Cassaire – Pluvial ou EU	ACCM EAUX	Arles	04 90 99 52 14
GRG 303,73	FIB		Cassaire – Fibre Orange	Orange	Lyon	04 97 46 16 00
GRG 305,27	EDI		Isle St Pierre – AEP 1	Henry	PSL	04 90 98 70 30 06 16 02 27 73 06 16 12 72 12
GRG 305,45	FIB		La Forêt - Fibre	Orange	Lyon	04 97 46 16 00
GRG 306,4	EDI		Isle St Pierre – AEP 2	Henry	PSL	04 90 98 70 30 06 16 02 27 73 06 16 12 72 12
GRG 306,91	ELD		Boisviel Sud - Elec	Enedis	Aix	04 42 37 90 63
GRG 308,3	EDI		Petit Boisviel	Reboul	Arles	04 90 98 74 70 06 27 39 71 60
GRG 308,46	FIB		Petit Boisviel – Fibre Orange	Orange	Lyon	04 97 46 16 00
GRG 309,13	FIB		Guinchet – Fibre Orange	''	''	''
GRG 313,63	ELD		Grand Passon - Elec	Enedis	Aix	04 42 37 90 63

Tableau 23. Canal du Rhône à Fos à Port-Saint-Louis-du-Rhône - Ouvrages hydrauliques traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
GRG 316.81	IRR	T	Port Autonome – OH 1	Sociadore (Cantelle)	PSL	04 42 86 04 67 06 22 93 29 24
GRG 317.20	IRR	T	Port Autonome – OH 2	Chasse du PAM (Aulanier)	PSL	06 86 46 66 84
GRG 317.31	DRA	T	Plan du Bourg - Drainage	ASA	Arles	04 42 86 05 29 06 86 35 06 96
GRG 318.03	IRR	T	Bois-François – Irrigation 1	SA BF (Deligne)	PSL	06 07 82 16 97
GRG 318.63	DRA	T	Bois-François – Drainage	''	''	''
GRG 319.92	IRR	T	Bois-François – Irrigation 2	''	''	''
GRG 320.90	IRR	T	Domaine Saint Louis	Syndicat Du DSL (SALIBA)	PSL	06 85 16 76 57
GRG 320.92	EPL	T	Port-Saint-Louis - Pluvial 1	SEERC	PSL	04 42 86 91 15 06 33 24 91 97 04 42 11 19 03 06 82 67 76 21
GRG 321.57	EPL	S	Port-Saint-Louis - Pluvial 2	''	''	''
GRG 321.59	EPL	T	Port-Saint-Louis - Pluvial 3			

Tableau 24. Canal du Rhône à Fos à Port-Saint-Louis-du-Rhône - Réseaux traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
GRG 316.84	FIB		Barcarin - Fibre	Orange	Lyon	04 97 46 16 00
GRG 317.17	GHP		Barcarin – Gaz HP	GRT Gaz	Lyon	04 78 65 59 59

Tableau 25. Digue Nord, Rocade, Vigueirat urbain - Ouvrages hydrauliques traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
VIG 2.31	EPL	T	Siphon de Flèche	Ville	Arles	
VIG 4.71	EPL	T	Portes Roubine du Roy	Ville	‘’	
VIG 4.74	EPL	T	Siphon de Quenin	Ville	‘’	
VIG 5.97	EPL	T	Siphon de Mollard	Ville	‘’	

Tableau 26. Digue Nord, Rocade, Vigueirat urbain - réseaux traversants

PR	Typ	Pos	Libellé ou lieu-dit	Exploitant	Ville	Téléphone
DN 0,43	FIB	S	VC Fer à cheval – Fibre	Orange	Lyon	04 97 46 16 00
DN 0,73	GBP	F	Gaz foncaçe			
DN 0,68	EDI	S	RD 35 - AEP	Eaux de Marseille	Arles	04 90 49 60 09
DN 0,69	TEL	S	RD 35 - TELECOM	Orange	Lyon	04 97 46 16 00
VIG 2,8	IND			Non identifié		
VIG 3,12	IND			‘’		
VIG 3,86	IND			‘’		
VIG 4,9	IND			‘’		
VIG 5,62	IND			‘’		
VIG 6,94	IND			‘’		
VIG 7,41	IND			‘’		
VIG 7,76	IND			‘’		

6 PROPRIETAIRES ET EXPLOITANTS DES PASSAGES BATARDABLES ENGLOBES DANS LES DIGUES

La digue de la Montagnette ainsi que les quais de Tarascon et d'Arles sont traversés par des passages batardables.

La liste de ces passages batardables gérés respectivement par la ville de Tarascon (5) et d'Arles (12) figurent ci-après.

Tableau 27. Rive Gauche – Passages batardables

PR	Localisation / Libellé	Exploitant
RG 264.1	Montagnette - RD35	Ville Tarascon
RG 265.0	Montagnette - VC Mas d'Astier	''
RG 265.5	Montagnette - RD81	''
RG 265.9	Montagnette - Av. Château Gaillard	''
RG 267.5	Quai Tarascon	''
GRG 282,37	Quai Roquette – R1	Ville Arles
GRG 282,46	Quai Roquette – R8	''
GRG 282,49	Quai Roquette – R7	''
GRG 282,61	Quai Roquette – R2	''
GRG 282,71	Quai Roquette – R3	''
GRG 282,80	Quai Roquette – R4	''
GRG 282,85	Quai Roquette – R5	''
GRG 282,98	Quai Roquette – R6	''
GRG 283,12	IRPA – R9	''
GRG 283,25	IRPA - R10	''
GRG 283,35	IRPA R11	''
VIG 4.03	Pont des Marinettes	''

7 ARRETES PREFECTORAUX

7.1 ARRETES STATUTS DU SYMADREM

Le dernier arrêté préfectoral portant sur la mise à jour des statuts du SYMADREM est le suivant :

- [R001] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône portant modification des statuts du Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement des Digues du Delta du Rhône et de la Mer – 22 mars 2016

7.2 ARRETES DE TRANSFERT DE GESTION

Deux arrêtés portant transfert de gestion des digues de l'Etat au bénéfice du SYMADREM ont été pris en 2001 concernant la gestion des digues du Grand Rhône Rive Gauche du PK 288.5 au PK 311,5 et en 2002 concernant la partie haute des quais du Rhône en traversée d'Arles. Les références de ces arrêtés sont les suivantes :

- [R101] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône portant transfert de gestion au Syndicat Mixte d'Aménagement des Digues du Rhône et de la Mer des terrains du Domaine Public Fluvial à Arles partie haute de quais du Rhône – 11 avril 2002 (remise d'ouvrage le 10 juin 2002)
- [R102] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône portant transfert de gestion au Syndicat Mixte d'Aménagement des Digues du Rhône et de la Mer des terrains du Domaine Public Fluvial sur les rives gauche (PK 288.5 à 311.5) et droite (317 à 326) du Grand Rhône – 17 Décembre 2001

7.3 ARRETES DE CLASSEMENT

Cinq arrêtés de classement d'ouvrages actuellement gérés par le SYMADREM ont été pris. Ce sont les suivants :

- [R303] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°157-2011 PC fixant la classe A pour les digues protégeant la rive gauche du Rhône de Tarascon à Arles – 20 octobre 2011
- [R306] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°136-2011 autorisant les travaux sur les quais d'Arles et fixant la classe B pour les digues protégeant la rive gauche du Grand Rhône en aval de l'Ecluse d'Arles – 18 juin 2013
- [R307] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°59-2014 PC fixant la classe B pour les digues du Grand Rhône à Port-Saint-Louis – 11 juillet 2014
- [R308] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°134-2014 PC modifiant l'arrêté n°31-2006-EA et fixant la classe de la digue Nord d'Arles – 13 janvier 2015
- [R309] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°135-2014 PC modifiant l'arrêté n°4-2006-EA et portant prescriptions complémentaires de mesures d'exploitation et de surveillance sur la Rocade RD570n Nord d'Arles – 13 janvier 2015

Trois arrêtés de prescriptions de mesures spécifiques relatives à l'exploitation et à la surveillance d'ouvrages situés sur la ligne de défense contre les crues du Rhône ont également été pris sur les ouvrages suivants :

- Remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles, ouvrage géré par la SNCF Réseau
- Ecluse d'Arles, Digue d'embouquement Est et partie basse de quais du Rhône, ouvrages gérés par VNF
- Portes de l'écluse de Barcacin et digue de fermeture amont et aval, ouvrages gérés par la CNR.

Les références de ces arrêtés sont les suivantes :

- [R402] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône de prescriptions de mesures spécifiques relatives à l'exploitation et à la surveillance du remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles – 25 août 2010
- [R403] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°136-2001 DIG/EA autorisant au titre de l'article L.214-3 du Code de l'Environnement Voies Navigables de France à réaliser les travaux de protection contre les crues du Rhône sur l'écluse d'Arles et prescrivant des mesures complémentaires de suivi relatives à l'exploitation et à la surveillance des ouvrages de protection contre les crues du Rhône dans la traversée d'Arles – 18 juin 2013
- [R405] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n° 2014192-0007 prescrivant à la compagnie nationale du Rhône (CNR), des mesures d'exploitation et de surveillance des portes de l'écluse de Barcarin, de la digue de fermeture amont – 11 juillet 2014

7.4 ARRETE REGLEMENTANT L'USAGE ET LA CIRCULATION SUR LES DIGUES

Un arrêté a été pris en 2002, réglementant les usages sur les digues et quais du Rhône appartenant à l'Etat et dont la gestion a été transférée au SYMADREM. La référence de ce dernier est la suivante :

- [R501] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône réglementant les usages sur les digues et quais du Rhône et la digue à la Mer appartenant à l'Etat et dont la gestion a été transférée au SYMADREM – 24 octobre 2002

Cet arrêté ne vise pas le décret de 1932. Il interdit la circulation à tout véhicule terrestre à moteur et précise que la circulation à pied et à vélo est autorisée.

7.5 ARRETES DE DESTRUCTION DES ANIMAUX FOUISSEURS

Chaque année, à la demande du SYMADREM, un arrêté préfectoral autorisant le piégeage des animaux fouisseurs et plus particulièrement les blaireaux est pris. Le dernier en date est le suivant :

- [R606] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône portant autorisation aux gestionnaires d'ouvrages hydrauliques de destruction d'animaux d'espèces fouisseuses ou dévastatrices susceptibles de porter atteinte par leur action à l'intégrité physique

des ouvrages de génie civil dans le Département des Bouches-du-Rhône pour l'année 2011 – 19 mai 2015

7.6 ARRETES RELATIFS AUX ACQUISITIONS FONCIERES

Les arrêtés en vigueur respectivement de déclaration d'utilité publique, de mise en compatibilité des PLU et POS et de cessibilité sont les suivants :

- [R703] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°2013-15 déclarant d'utilité publique sur le territoire de la commune d'Arles, au bénéfice du SYMADREM, les travaux de réparation des quais du Rhône dans la traversée d'Arles et de la continuité de la protection en amont et en aval des quais – 10 avril 2013
- [R705] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°2015-09 déclarant d'utilité publique au bénéfice du SYMADREM, les travaux nécessaires au renforcement de la digue de la Montagnette sur la commune de Tarascon – 10 avril 2015
- [R707] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°2016-23 déclarant d'utilité publique, au bénéfice du Syndicat Mixte d'Aménagement des Digues du Rhône et de la Mer (SYMADREM) et la SNCF-Réseau, la création d'une digue à l'ouest du remblai ferroviaire entre Arles et Tarascon et les travaux de mise en transparence hydraulique du remblai ferroviaire et mesures associées, et emportant approbation des nouvelles dispositions du Plan d'Occupation des Sols des communes d'Arles et de Tarascon – 13 mai 2016

7.7 ARRETES ET PORTES A CONNAISSANCE RELATIFS AUX PROCEDURES DITES D'AUTORISATION LOI SUR L'EAU OU CNPN

Les arrêtés d'autorisation, arrêtés complémentaires, portés à connaissance et arrêtés de dérogation à l'interdiction de destructions d'espèces protégées sont les suivants :

- [R802] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°2002-31/37-1999-EA autorisant, au titre des articles L214-1 à 6 du Code de l'Environnement, le SYMADREM à procéder aux travaux de confortement des digues du Rhône – secteurs invariants – confortement côté terre sur les communes d'Arles et de Port-Saint-Louis-du-Rhône et déclarant d'intérêt général cette opération – 12 avril 2002
- [R804] : Arrêté Inter-préfectoral des Bouches-du-Rhône et du Gard autorisant, au titre des articles L214-1 à 6 du Code de l'Environnement, le SYMADREM à procéder aux travaux de confortement des digues du Rhône – secteurs invariants – confortement côté fleuve et modification de tracé de la digue sur les communes d'Arles et de Port-Saint-Louis-du-Rhône – 19 mars 2003
- [R805] : Arrêté Inter-préfectoral des Bouches-du-Rhône et du Gard autorisant, au titre des articles L214-1 à 6 du Code de l'Environnement, les établissements TEMBEC de Tarascon à construire une digue de protection contre les inondations – 27 juin 2005 et courrier du 8 août 2005 de la Préfecture des Bouches-du-Rhône prenant acte du R214-18 du 18 juillet 2005 du SYMADREM informant le Préfet de la décision du SYMADREM d'assurer la maîtrise d'ouvrage des travaux à réaliser sur le domaine public.
- [R807] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°31-2006 EA portant déclaration d'intérêt général et autorisation, au titre des articles L214-1 à 6 du Code de

l'Environnement concernant le système de protection des quartiers Nord d'Arles contre les inondations – 8 novembre 2007

- [R808] : Courrier du 2 mars 2011 de la Préfecture des Bouches-du-Rhône prenant acte des modifications au titre du R214-18 de l'arrêté n°31-2006 EA du 8 novembre 2007
- [R809] : Courrier du 18 septembre 2012 de la Préfecture des Bouches-du-Rhône prenant acte des modifications au titre du R214-18 porté à connaissance du Préfet concernant les travaux de renforcement de la digue de la Montagnette et des quais de Tarascon
- [R810] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°136-2001 DIG/EA portant déclaration d'intérêt général et autorisant, au titre de l'article L214-3 du Code de l'Environnement, le SYMADREM à réaliser les travaux de réparation des quais du Rhône dans la traversée d'Arles et de la continuité de la protection en amont et en aval des quais – 18 juin 2013
- [R812] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°139-2013 PC modifiant les arrêtés préfectoraux du 12 avril 2002 et du 19 mars 2003 autorisant le SYMADREM aux travaux de confortement des digues du Rhône – secteurs « invariants » - 11 juillet 2014
- [R813] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône n°139-2013 PC portant rectification d'une erreur matérielle dans l'arrêté préfectoral complémentaire du 11 juillet 2014 autorisant le SYMADREM aux travaux de confortement des digues du Rhône – secteurs « invariants » - 24 juillet 2014
- [R816] : Arrêté Préfectoral des Bouches-du-Rhône portant dérogation à l'interdiction de destruction, perturbation ou de déplacement de spécimens d'espèces végétales et animales protégées et de leurs habitats dans le cadre de la création d'une digue à l'ouest du remblai ferroviaire entre Arles et Tarascon et les travaux de mise en transparence hydraulique du remblai ferroviaire et mesures associées – 29 février 2016

8 ARRETES MUNICIPAUX

4 arrêtés municipaux réglementant l'usage et la circulation sur les digues de Rive gauche ont été pris. Ces sont les suivants :

- [R502] : Arrêté municipal d'Arles interdisant la circulation à tout véhicule sur les digues et ouvrages exploités par le SYMADREM – 14 septembre 2010
- [R503] : Arrêté municipal d'Arles modificatif interdisant la circulation aux véhicules terrestres à moteur sur les digues et ouvrages exploités par le SYMADREM – 4 octobre 2010
- [R506] : Arrêté municipal de Port-Saint-Louis-du-Rhône interdisant la circulation aux véhicules terrestres à moteur sur les digues et ouvrages exploités par le SYMADREM – 21 septembre 2010
- [R508] : Arrêté municipal de Tarascon interdisant la circulation à tout véhicule sur les digues et ouvrages exploités par le SYMADREM – 29 septembre 2010

9 DECLARATION D'EXISTENCE

Une déclaration d'existence, en application de l'article L.214-6 du code de l'environnement et valant autorisation au titre de la loi sur l'eau a été adressée en 2009 au Préfet des Bouches-du-Rhône.

10 CONVENTIONS

10.1 CONVENTION AVEC SNCF RESEAU

Une convention pour réalisation de l'opération de création d'une digue à l'Ouest du remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles et mise en transparence hydraulique de ce dernier a été signée le 25 février 2011 avec l'Etat et SNCF réseau (ex-RFF). Elle détermine les conditions de gestion des ouvrages jusqu'à la mise en service de la digue de 1er rang à créer, la maîtrise d'ouvrage des études et travaux et les conditions de financement.

10.2 CONVENTIONS AVEC LA CNR

Plusieurs conventions ont été signées avec la CNR pour notamment le rehaussement du Site-Industrialo-Fluvial de Tarascon, la digue du Mas Molin et l'extrémité Est du Port d'Arles ainsi que pour le rehaussement des déversoirs de Boulbon et Comps et la suppression de l'atterrissement au droit de l'usine Fibre Excellence.

La hiérarchisation des conventions est la suivante :

- L'accord cadre de 2010 définissant les principes de maîtrise d'ouvrage par le SYMADREM, la gestion future des ouvrages de protection par le SYMADREM, la gestion du lit mineur par la CNR, y compris des mesures d'annulation et réduction d'impacts hydrauliques réalisées par le SYMADREM et la participation financière de la CNR aux travaux,
- Les conventions d'application relatives aux différentes opérations du programme de sécurisation du SYMADREM,
- Les conventions de superposition d'affectations et/ou de remise d'ouvrages entérinant la gestion des ouvrages de protection contre les crues du Rhône par le SYMADREM.

Les références des conventions concernant le système d'endiguement sont les suivantes :

- [F101] : Accord cadre du 17 février 2010 signé avec la CNR
- [F105] : Convention d'application n°4 de l'accord-cadre CNR/SYMADREM pour la réalisation d'une digue à l'Est du SIP d'Arles et rehaussement de la digue du Mas Molin – 24 septembre 2014
- [F108] : Convention de remise d'ouvrage « digue du Mas Molin » entre la CNR et le SYMADREM en présence de l'Etat – 9 juillet 2015
- [F109] : Convention de superposition d'affectations sur le domaine concédé à la CNR entre l'Etat et le SYMADREM concernant l'extrémité Est du SIP d'Arles – 9 juillet 2015
- [F110] : Convention de financement en application de l'accord cadre CNR/SYMADREM – 27 mars 2015
- [F111] : Convention d'application n°6 de l'accord-cadre CNR/SYMADREM pour le rehaussement du déversoir de Boulbon, le déversoir de Comps et la suppression de l'atterrissement au droit de l'usine Fibre Excellence – 22 juillet 2016.

La convention d'application n°6 donnera lieu à la signature d'une convention de remise d'ouvrage concernant le déversoir de Boulbon juste avant le démarrage des travaux.

La convention d'application n°5 en cours de rédaction définira le cadre d'intervention sur le SIP de Beaucaire et SIF de Tarascon. Elle donnera lieu à une convention de superposition d'affectations sur le SIF de Tarascon pour la réalisation de l'ouvrage de rehausse prévu dans le programme de sécurisation du SYMADREM.

10.3 CONVENTIONS AVEC VNF

L'objet des conventions passées avec VNF a été le suivant :

- Rehaussement et renforcement des écluses par VNF de façon à garantir la tenue des ouvrages pour la crue exceptionnelle,
- Mise en place de superposition d'affectations sur les digues d'embouquement des écluses situées sur la ligne de défense contre les crues du Rhône et sur la partie basse des quais du Rhône en traversée d'Arles,
- Gestion de l'affectation « protection contre les crues » de la digue d'embouquement Est de l'écluse d'Arles et de la partie basse des quais du Rhône par le SYMADREM,
- Gestion de l'affectation « protection contre les crues » de l'écluse d'Arles par VNF.

Les conventions intéressant le système d'endiguement rive gauche sont les suivantes :

- [F201] : Convention SYMADREM/VNF d'Amarrage sur le quai du 8 mai 1945 pour bateaux à passagers - 2007
- [F203] : Convention cadre SYMADREM/VNF sur l'écluse d'Arles et la digue d'embouquement Est - 15 février 2012
- [F205] : Convention de superposition d'affectations sur le domaine public fluvial entre VNF et le SYMADREM concernant la digue d'embouquement Est de l'écluse d'Arles – 24 juillet 2015
- [F206] : Convention de participation financière entre le SYMADREM et VNF pour la réalisation des études réglementaires sur la partie basse et la partie haute des quais d'Arles – 2015

Une convention de superposition d'affectations sur les quais du Rhône est en cours de rédaction : Elle attribuera les affectations suivantes :

- Affectation principale : navigation (VNF)
- Affectation supplémentaire n°1 : protection contre les crues du Rhône (SYMADREM)
- Affectation supplémentaire n°2 : gestion des chemins de halage, mise en place des batardeaux (Ville d'Arles)
- Affectation supplémentaire n°3 : gestion des ouvrages hydrauliques d'eaux pluviales englobés dans les quais (Ville d'Arles)

10.4 CONVENTION AVEC LE DEPARTEMENT

Une convention de superposition d'affectation a été passée avec le département des Bouches sur la rocade Est d'Arles.

[F401] : Convention de superposition d'affectations entre le Département des Bouches-du-Rhône et le SYMADREM concernant le prolongement de la Rocade Est d'Arles RD570n – 28 mai 2013

11 IDENTIFICATION DES REDACTEURS ET ORGANISMES AYANT PARTICIPE A LA REDACTION DE L'ETUDE DE DANGERS

L'organisme ayant rédigé l'étude de dangers est :

Le Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement
des Digues du Delta du Rhône et de la Mer
1182 Chemin de Fourchon
VC33
13200 ARLES

Les rédacteurs de l'étude de dangers sont :

- Thibaut MALLET : Directeur Général Adjoint et Directeur technique
- Charlie DAST : Ingénieur sûreté des ouvrages
- Marceau REQUI : Ingénieur sûreté des ouvrages
- Séverine CHARDES : Ingénieur d'exploitation

La cartographie et l'extraction des données a été assurées par :

- Antoine CASTAGNET : Chargé de missions Géomatique et Informatique

Ont contribué également à la rédaction de certaines parties :

- Khadija OUTALMIT : Ingénieur sûreté des ouvrages (n'est plus en poste actuellement)
- Jacques GUILLOT : Directeur technique adjoint (retraité)

La rédaction de l'étude accidentologique a été réalisée en étroite collaboration avec les gardes digues du SYMADREM :

- Robert BONNEFOY
- Joël COMMIN
- Bruno DUMAS
- Louis GASPARD
- Thierry LIABOEUF
- Thierry MORRA
- Norbert ROGER
- Alain RAMON

Le modèle de rupture a été élaboré avec l'assistance de Jean-Jacques FRY, expert au Centre d'Ingénierie Hydraulique d'EDF.

Jean-Jacques FRY a procédé en une relecture, vérification et validation technique de la rubrique n°8a et de la méthodologie décrite en rubrique n°2.

Le Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement des Digues du Delta du Rhône et de la Mer (SYMADREM), est un établissement public territorial (syndicat mixte ouvert) qui regroupe depuis le 1er janvier 2005 :

- La Région Provence-Alpes-Côte d'Azur,
- La Région Occitanie,
- Le Département du Gard,
- Le Département des Bouches-du-Rhône,
- La Communes d'Agglomération Arles Crau Camargue Montagnette (ACCM) (Tarascon, Arles, Saintes-Maries-de-la-Mer),
- La Communauté de communes Terre de Camargue (Saint Laurent d'Aigouze, Aigues-mortes et le Grau du Roi),
- La Commune de Port-Saint-Louis-du-Rhône,
- Les Communes de Beaucaire, Fourques, Bellegarde, Saint Gilles, Beauvoisin, Vauvert, Le Cailar, Aimargues.

Ses missions consistent en :

- l'exploitation des ouvrages de protection contre les crues du Rhône et contre les incursions marines situés dans son périmètre de compétences,
- la maîtrise d'ouvrage des études et des travaux de renforcement des ouvrages situés dans son périmètre de compétences.

Le SYMADREM dispose, par arrêté du Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement du 21 décembre 2016 portant agrément d'organismes intervenant pour la sécurité des ouvrages hydrauliques de l'agrément n°62-d « Digues et Petits Barrages – Etudes et diagnostics » et de l'agrément n°62-e « Digues et Petits Barrages – Etudes, diagnostics et suivi de travaux » pour une durée de 5 ans.

Conformément à l'arrêté du 18 février 2010 précisant les catégories et critères des agréments des organismes intervenant pour la sécurité des ouvrages hydrauliques ainsi que l'organisation administrative de leur délivrance :

- L'agrément Digues et petits barrages - études et diagnostics autorise son titulaire à effectuer pour une digue, quelle que soit sa classe, l'étude de dangers, le projet de réalisation ou de modification substantielle, la revue de sûreté et les diagnostics de sûreté ainsi que, pour un barrage de classe C ou D, le projet de réalisation ou de modification substantielle et les diagnostics de sûreté ;
- L'agrément Digues et petits barrages - études, diagnostics et suivi des travaux ; cet agrément autorise son titulaire à effectuer pour une digue, quelle que soit sa classe, l'étude de dangers, le projet de réalisation ou de modification substantielle, la mission de maîtrise d'œuvre décrite à l'article R. 214-120, la revue de sûreté et les diagnostics de sûreté ainsi que, pour un barrage de classe C ou D, le projet de réalisation ou de modification substantielle, la mission de maîtrise d'œuvre décrite à l'article R. 214-120 et les diagnostics de sûreté.

Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement
SYMADREM
des Digues du Delta du Rhône et de la Mer

SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT
RIVE GAUCHE DU RHONE
ET DES TRAVAUX DE CREATION D'UNE DIGUE ENTRE
TARASCON ET ARLES ET MESURES ASSOCIEES

RUBRIQUE N°2 : OBJET DE L'ETUDE

SOMMAIRE

1 Objet de l'étude 3
2 Presentation du système d'endiguement 3
3 Présentation de la zone protégée 16
4 Le Programme de sécurisation des ouvrages de protection contre les crues du Rhône 24
4.1 Une exposition au risque de brèches inacceptable 24
4.2 Objectifs du programme 24
4.3 Principes et avantages des digues résistantes à la surverse 30
4.4 Objectifs environnementaux 31
4.5 Adaptabilité des ouvrages au changement climatique 32
4.6 Découpage et programmation des opérations 33
4.7 Etat d'avancement des opérations 43
5 Les travaux objet de la demande d'autorisation 50
6 Méthodologie de l'étude de dangers 53
6.1 Modèle Source / Transfert / Cible 53
6.2 Niveaux de protection, de sûreté et de danger - définitions 55
6.3 Limites de l'étude de dangers 59
6.4 Acceptabilité du risque ou criticité des scenarios d'inondation 62
6.5 Différentes étapes de l'analyse de risques incrémentaux 72
6.6 Modes de rupture - généralités 73
6.7 modes de rupture considérés 77
6.8 Barrières de sécurité, Fonctions, sous-fonctions et composants d'une digue en terre 80
6.9 Investigations, études et diagnostic approfondi 89
6.10 Choix d'une démarche probabiliste et courbe de fragilité 90
6.11 Scénarios d'accidents ou de brèches étudiés 94
6.12 Arbre d'événements d'un scénario de brèche 96
6.13 Modèle géométrique 98
6.14 Détermination de la probabilité annuelle de brèche 100
7 Références techniques et bibliographiques 105
8 Glossaire 118

1 OBJET DE L'ETUDE

L'étude de dangers est la première étude de dangers concernant le système d'endiguement « Rive Gauche ». Elle entre dans le cadre de la demande d'autorisation initiale du système d'endiguement et dans le cadre de la demande d'autorisation des travaux de création d'une digue de 1er rang à l'ouest du remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles au titre des articles L.214-1 à L.214-6 du Code de l'Environnement. Le contenu de l'étude porte sur ce système tel qu'il se trouvera dans sa configuration effective au moment où il est considéré comme opérationnel une fois les travaux achevés.

Avertissement :

Tous les débits cités dans le document sont ceux estimés, à la station de Beaucaire/Tarascon au PK Rhône 269.6, à partir de la courbe de tarage en vigueur au moment de l'établissement du présent document. Les périodes de retour sont celles issues de l'analyse hydrologique menée en 1998 lors de l'Etude Globale Rhône (EGR). Ces périodes de retour ont été révisées dans le cadre de la présente étude de dangers et le seront encore prochainement avec l'étude hydrologique en cours menée sous maîtrise d'ouvrage de la DREAL Auvergne-Rhône-Alpes.
Les niveaux d'eau dans le lit endigué sont ceux calculées par la $CNR_{ingénierie}$ à partir du modèle développé dans le cadre de l'étude de calage pour des scénarios de crues données. Certains paramètres peuvent influer sur la ligne d'eau. Ces niveaux d'eau sont donc entachés d'incertitudes présentées dans la rubrique n°6.
Les niveaux de protection de la zone protégée par le système d'endiguement sont donnés sous la forme d'une cote à la station de Beaucaire/Tarascon entachée d'une incertitude précisée dans la rubrique n°8d ; les débits et périodes de retour associés à cette cote sont indicatifs.

2 PRESENTATION DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT

Le système d'endiguement « Rive Gauche » et la zone protégée par ce dernier, figure en page suivante.
Le système comprend des digues de 1er rang, des digues dites de 2ème rang et certaines protections de berges en enrochements quand la largeur du ségonnal (ou franc-bord) est inférieure à 20 mètres.

La mise en service du système d'endiguement « Rive Gauche » interviendra après la date maximum suivante :

- date de réception de la digue de 1er rang à créer à l'ouest du remblai ferroviaire Tarascon-Arles,
- date de réception de la digue de 1er rang à créer sur le Site-Industrialo-Fluvial de Tarascon entre le Viaduc ferroviaire et le Pont de Tarascon,
- date de réception des travaux de sécurisation des digues du Vigueirat rive droite entre la digue Nord d'Arles et la RN 113 et rive gauche entre la RD453.

L'objectif du système d'endiguement « Rive Gauche » est de protéger la zone protégée des crues du Rhône jusqu'à un niveau de protection en cours de détermination.
Ce système d'endiguement est sans efficacité contre les crues du Vigueirat, contre l'impluvium local et l'impluvium en provenance des Alpilles, de la Montagnette ou de la Crau qui peuvent être également sources d'inondation de la zone protégée.

Les digues de 1er rang du système d'endiguement « Rive Gauche » sont découpées en 27 tronçons homogènes. Les longueurs des tronçons, les PR digues encadrant ces tronçons, ainsi que le gestionnaire actuel des ouvrages et le gestionnaire à la date de mise en service du système d'endiguement figurent dans le tableau ci-après.
A la date de mise en service du système d'endiguement « Rive Gauche », le SYMADREM sera gestionnaire unique de la fonction « protection contre les crues du Rhône » des tronçons de digues ci-après à l'exception du tronçon n°16 « écluse d'Arles » qui continuera d'être géré par VNF et le tronçon n°24 « Ecluse de Barcarin et digues de fermeture» qui continuera d'être géré par la CNR. Des conventions de coordination seront signées avec ces deux organismes.

Tableau 1. Système d'endiguement « Rive Gauche » - tronçons de digue de 1er rang

N°	Libellé	Linéaire (m)	PR Digue		Exploitant	
			début	Fin	Actuel	Projet
1	Digue de la Montagnette Nord	3 680	262,93	265,94	SYMADREM	SYMADREM
2	Digue de Montagnette Ouest	970	265,94	266,93		
3	Quais de Tarascon Nord	140	266,93	267,07		
4	Château Royal de Provence	210	267,10	267,19		
5	Quais de Tarascon Sud	480	267,20	267,70		
6	Site-Industrialo-Fluvial de Tarascon	2 000	267,71	269,89	CNR	
7	Rideau de palplanches Fibre Excellence	440	269,84	270,29	SYMA DREM Usine	
8	Digue Tarascon Arles millénale Nord	660	270,29	270,69	SNCF	
9	Digue résistance à la surverse	5 290	270,69	275,88		
10	Digue Tarascon Arles millénale Sud	2 390	275,88	278,89		
11	Digue du Mas Molin	300	278,84	279,23	SYMADREM	
12	Digue Est du Port d'Arles	1 660	279,23	280,84		
13	Chemin des ségonnaux	1 350	280,84	281,80		
14	Quais d'Arles	1 440	281,82	283,06		
15	Remblai de l'IRPA	510	283,09	283,59		
16	Ecluse d'Arles	270	283,59	283,73	VNF	VNF
17	Digue de Barriol	2 350	283,73	286,49	SYMA DREM	SYMADREM
18	Digue de Prends-té-Garde à Grand Mollégès	6 730	286,49	293,08		
19	RD 35	1 510	293,06	294,62	CD 13	
20	Digue Mas Thibert Amont	6 940	294,61	301,25	SYMA DREM	
21	Digue de Mas Thibert à Boisviel	5 450	301,25	306,25		
22	Digue de Boisviel à Tour de Parade	2 830	306,25	309,13		
23	Digue de Tour de Parade à Barcarin	7 440	309,13	316,04		
24	Ecluse de Barcarin et digues de fermeture	3 910	316,04	316,70	CNR	CNR
25	Digue de Bois François Nord	2 850	316,70	319,53	SYMA DREM	SYMA DREM
26	Digue de Bois François Sud	1 910	319,53	321,21		
27	Digue de Port-Saint-Louis	1 070	321,21	322,29		
TOTAL		64 780				

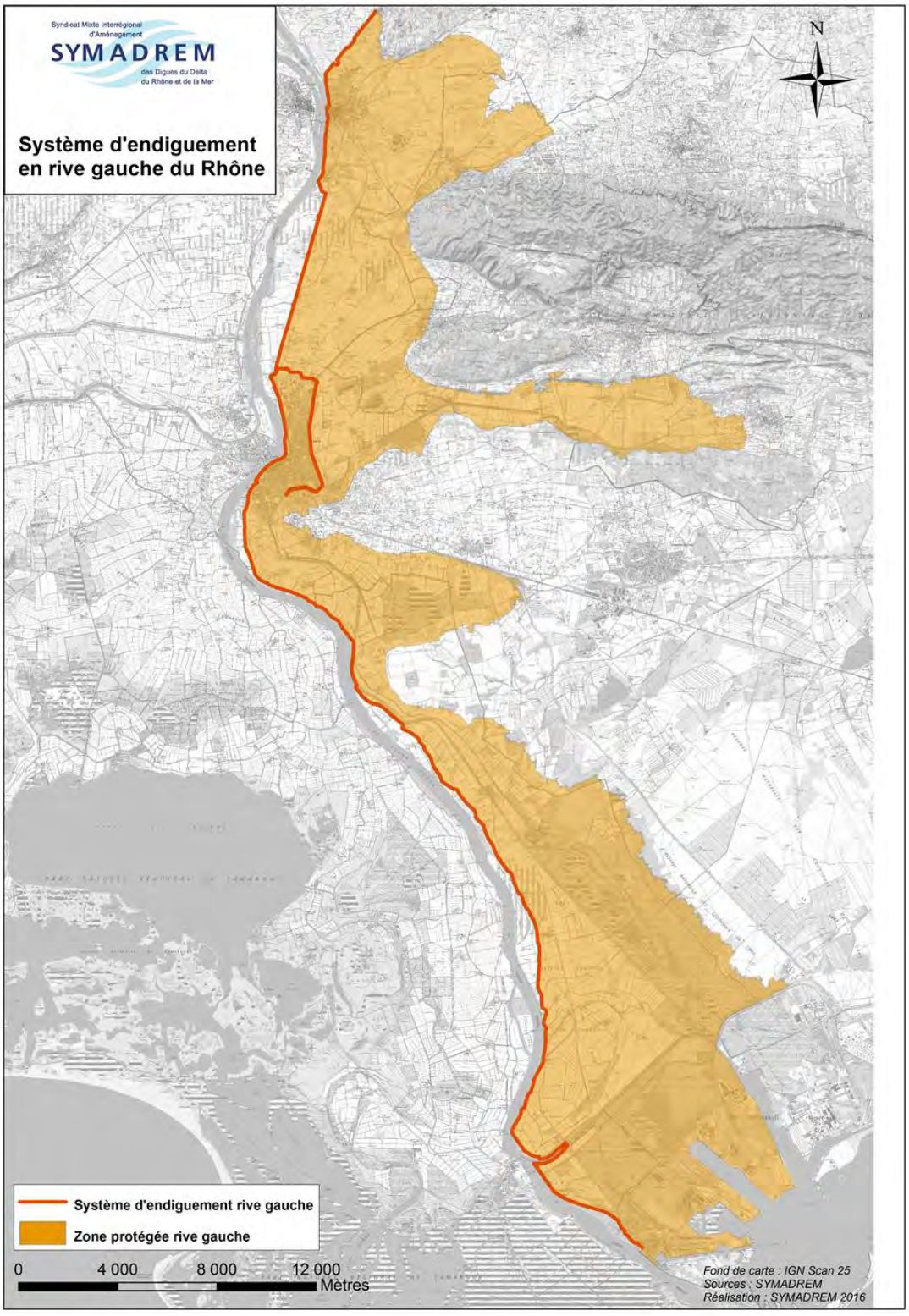


Figure 1. Système d'endiguement « Rive Gauche » et zone protégée

Le PK Rhône correspond au point kilométrique mis en place pour la navigation et matérialisé par des panneaux sur les berges du Rhône. Le PR, point repère SYMADREM pour les digues de 1er rang, correspond à la projection des PK Rhône sur les crêtes de digues matérialisés sur le terrain par des bornes posée tous les quarts de PR (soit 1 environ tous les 250 m).

La figure ci-après illustre ce principe

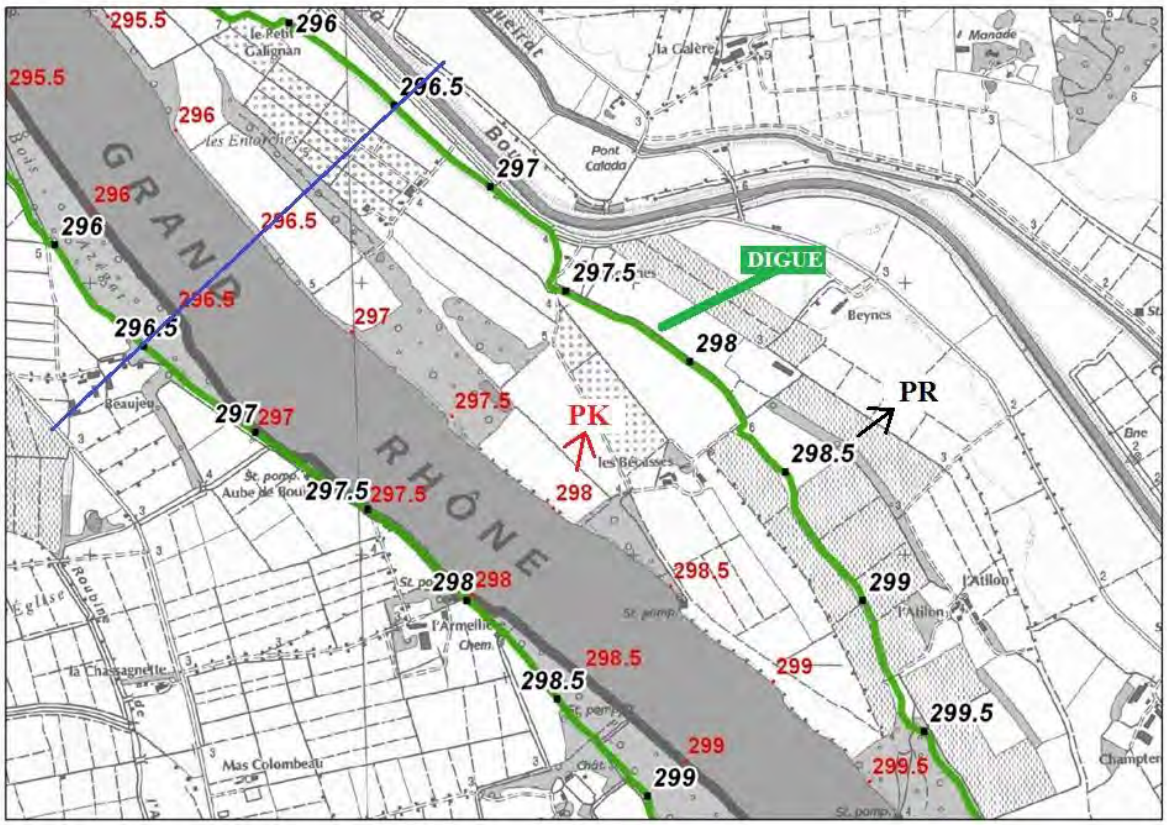


Figure 2. PK Rhône et PR digue

Les digues de 2ème rang du système d'endiguement « Rive Gauche » sont découpées en 5 tronçons homogènes dont les limites figurent ci-dessous. Le PR 0 correspond pour les digues de 2ème rang à l'appui que fait la digue Nord d'Arles sur le remblai ferroviaire Tarascon-Arles.

Tableau 2. Système d'endiguement « Rive Gauche » - tronçons de digue de 2ème rang

N°	Libellé	Linéaire (m)	PR Digue		Exploitant	
			début	Fin	actuel	projet
28	Barreau Nord	1 170	0	1.17	SYMADREM	
29	Rocade Nord RD 570n	640	1.17	1.88		
30	Vigueirat rive droite Digue Nord à RD 453	4 450	1.81	6.40	ADMA	SYMADREM
31	Vigueirat rive droite - RD 453 à RN 113	1 370	6.44	7.83		
32	Vigueirat rive gauche - RD 453 à RN 113	1 350	6.42	7.83		

A la date de mise en service du système d'endiguement « Rive Gauche », le SYMADREM sera gestionnaire unique de la fonction « protection contre les crues du Rhône » des tronçons de digues susvisés. L'Association de Dessèchement des Marais d'Arles continuera de gérer sur ces tronçons l'affectation « gestion des écoulements ».

Les berges en enrochements incluses dans le système d'endiguement « Rive Gauche » sont les suivantes :

Tableau 3. Système d'endiguement « Rive Gauche » - berges en enrochements

N° tronçon	Libellé	PK Rhône	
		début	Fin
B1	Enrochements - Rideau Fibre Excellence	269.6	270.3
B2	Enrochements – Quais d'Arles	281.8	283.0
B3	Enrochements – Mas de la Ville	290.9	291.1
B4	Enrochements – Grand Passon à Bois François	312.0	318.5

La localisation des tronçons de digues de 1er rang et 2ème rang composant le système d'endiguement figure en pages suivantes :

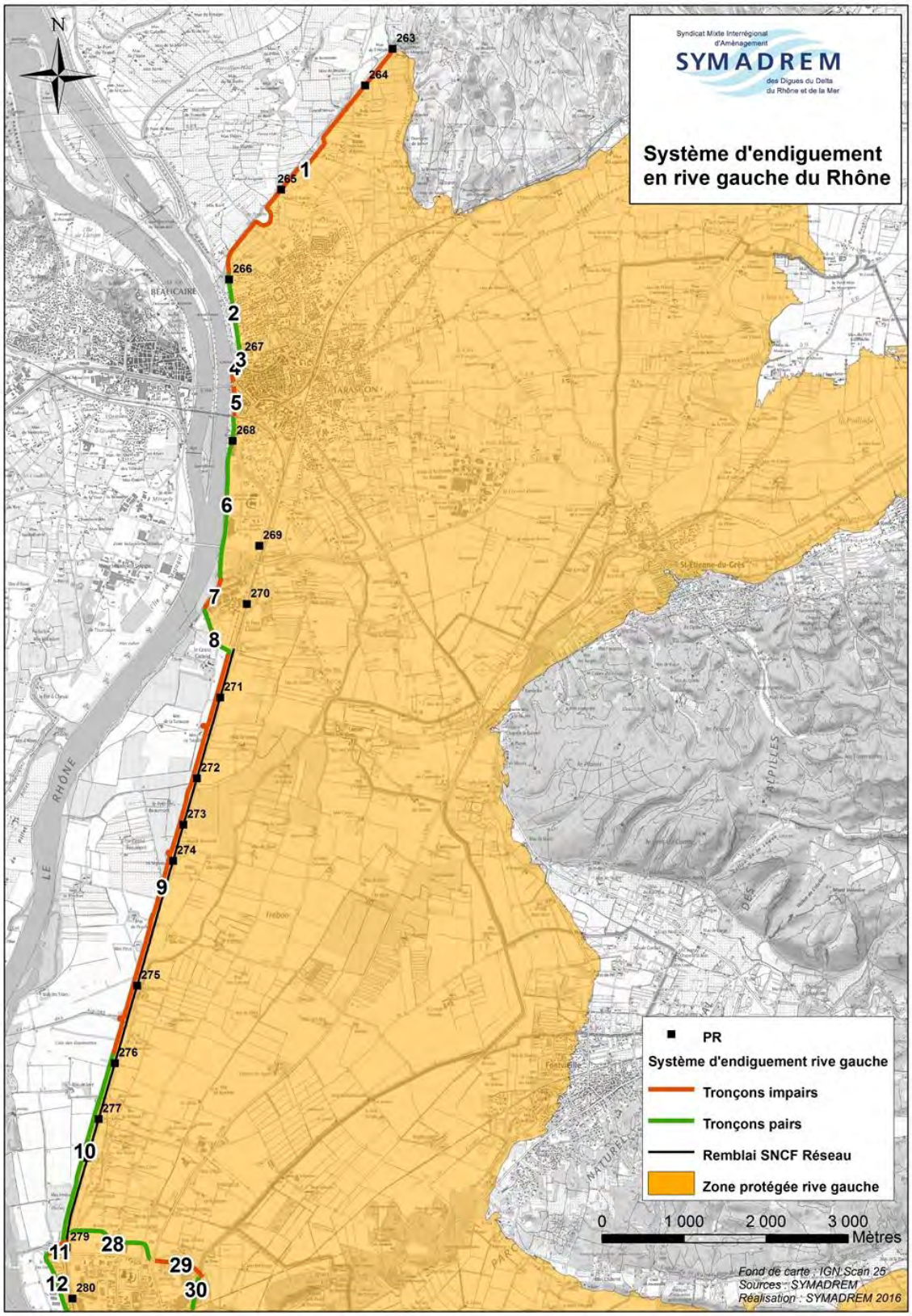


Figure 3. Système d'endiguement – découpage en tronçons de digue (1 à 10)

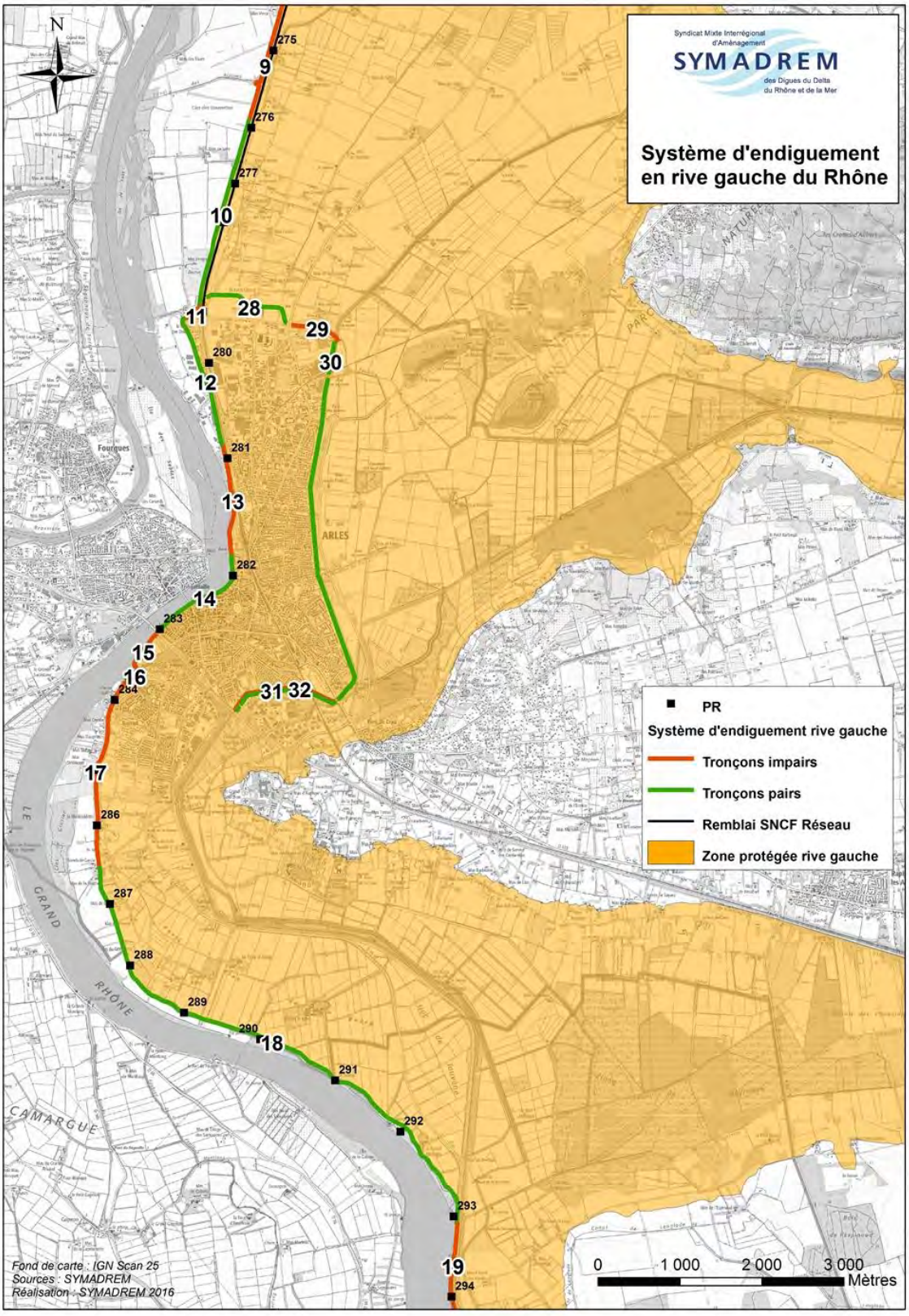


Figure 4. Système d'endiguement – découpage en tronçons de digue (10 à 18 et 28 à 32)

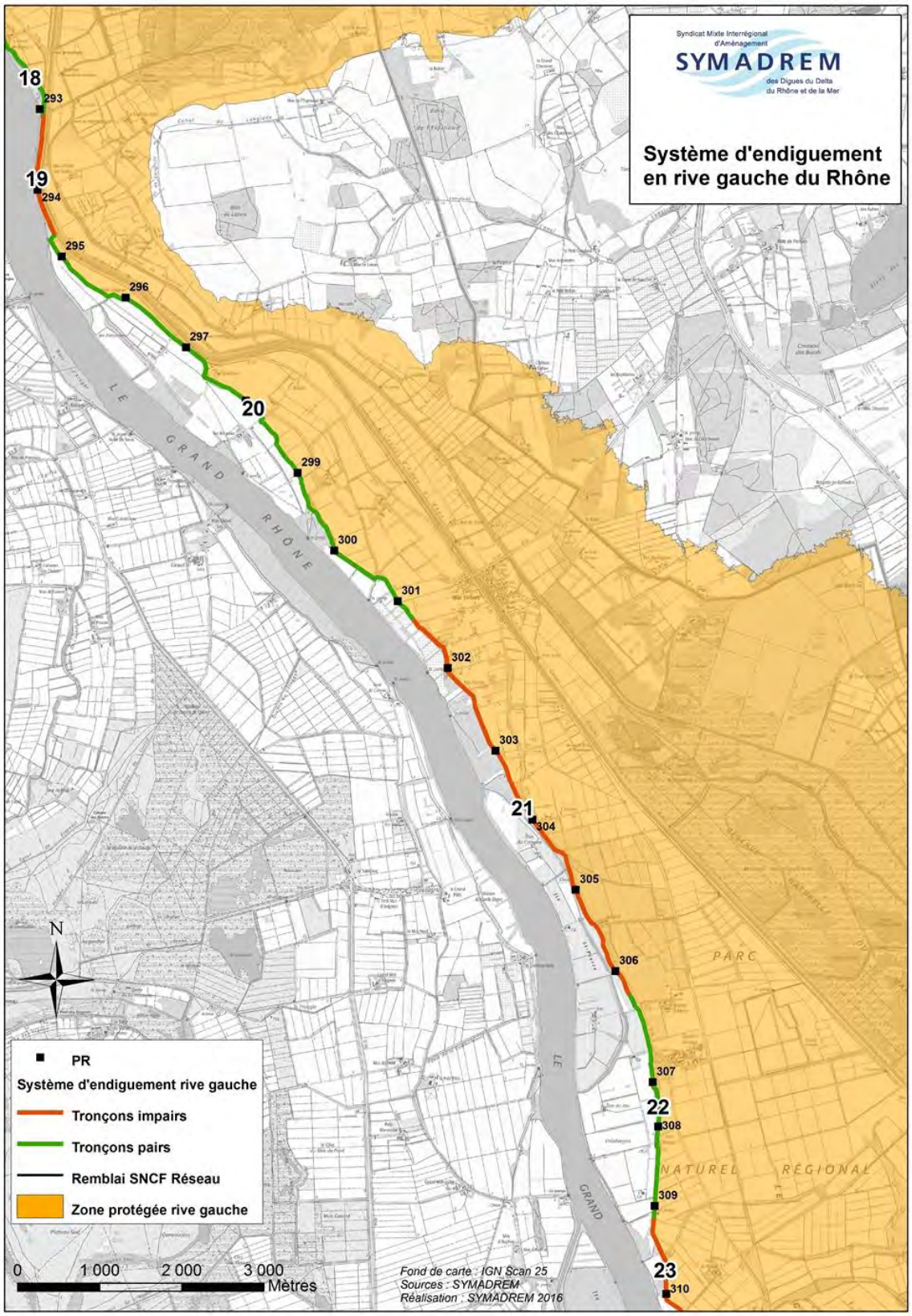


Figure 5. Système d'endiguement – découpage en tronçons de digue (19 à 22)

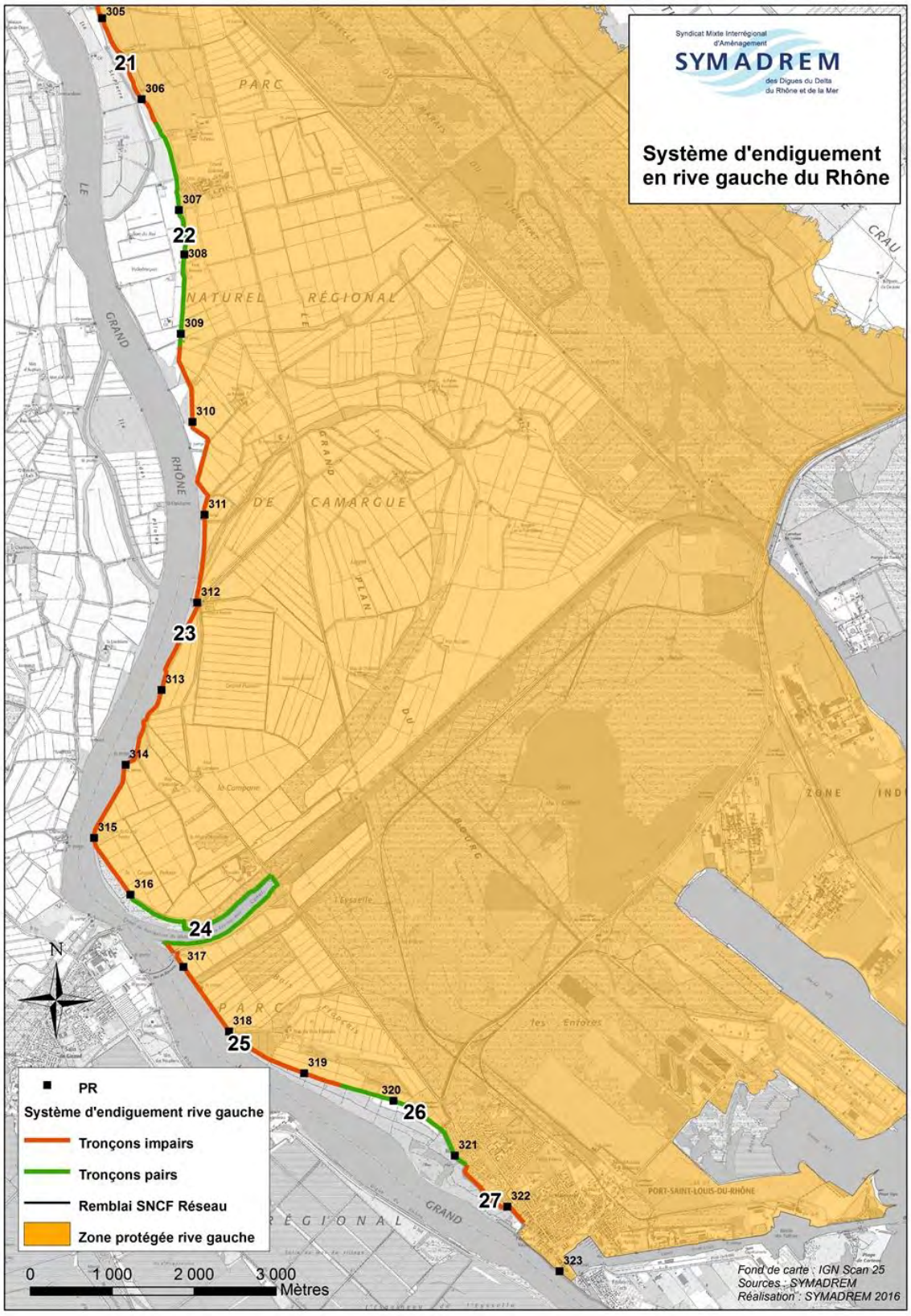


Figure 6. Système d'endiguement – découpage en tronçons de digue (22 à 27)

Les digues de 1er rang du système d'endiguement « Rive Gauche » sont illustrées ci-dessous :



1 - Montagnette Nord



2 - Montagnette Ouest



3 - Quais Tarascon Nord



4 - Château Royal de Provence



5 - Quais Tarascon Sud


6 - SIF de Tarascon


7 -Rideau Palplanches Fibre Excellence


8-9-10- Remblai SNCF Tarascon-Arles



11 - Digue du Mas Molin



12 - Digue Est du Port d'Arles



13 - Chemin des ségonnaux



14 - Quais d'Arles



15 - Remblai de l'IRPA



16 - Ecluse d'Arles



17 - Digue de Barriol



18 - Digue Prends-té-Garde Grand Mollégès



19 - RD 35



20 - Digue Mas Thibert Amont



21 - Digue de Mas Thibert à Boisviel



22 - Digue de Boisviel à Tour de Parade



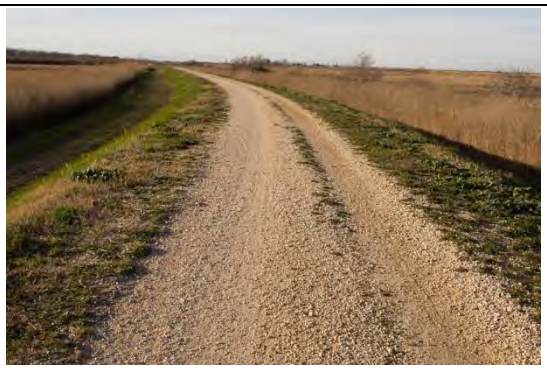
23 - Digue de Tour de Parade à Barcarin



24 - Ecluse de Barcarin et digues de fermeture



25 - Digue de Bois François Nord



26 - Digue de Bois François Sud


27 - Digue de Port-Saint-Louis

Les digues de 2ème rang du système d'endiguement « Rive Gauche » sont illustrées ci-dessous:


28 - Barreau Nord


29 - Rocade Nord RD 570n


30 - Vigueirat RD - Digue Nord à RD 453


31 - Vigueirat RD - RD 453 à RN 113


32 - Vigueirat RG - RD 453 à RN 113

3 PRESENTATION DE LA ZONE PROTEGEE

La zone protégée par le système d'endiguement s'étend sur 319 km². Les contours de la zone protégée ont été fixés sur la base des modélisations hydrauliques d'ondes de rupture pour la crue de référence du Rhône, indépendamment de la probabilité du scénario de brèche.

Les limites de la zone protégée correspondent aux iso-lignes de niveaux, suivantes :

- 11,5 m NGF pour le centre-ville de Tarascon compris entre le système d'endiguement et le canal des alpines - branche de Tarascon ;
- 8,5 m NGF pour la plaine de Maillane / Tarascon située au nord de la RD 970 reliant Tarascon au lieu-dit « Saint Gabriel » ;
- 7,8 m NGF pour les anciens marais d'Arles et marais de la vallée des Baux situés en amont de Pont de Crau ;
- 6,5 m NGF pour le Petit Plan du Bourg et les marais de Meyranne ;
- 5,5 m NGF pour le couloir reliant les marais de Meyranne au Grand Plan du Bourg ;
- 4 m NGF pour le Grand Plan du Bourg au nord de Mas Thibert ;
- 3,5 à 3 m NGF pour le Grand Plan du Bourg au sud de Mas Thibert et Port-Saint-Louis du-Rhône

La zone protégée par le système d'endiguement fait partie de la zone protégée du Grand Delta du Rhône, d'une superficie de 1 571 km², qui forme un « triangle » ayant pour sommet : Beaucaire/Tarascon au Nord, Port-Saint-Louis-du-Rhône/Fos-sur-Mer à l'Est et Aigues-Mortes/Le Grau-du-Roi à l'Ouest (Cf. figure ci-dessous)

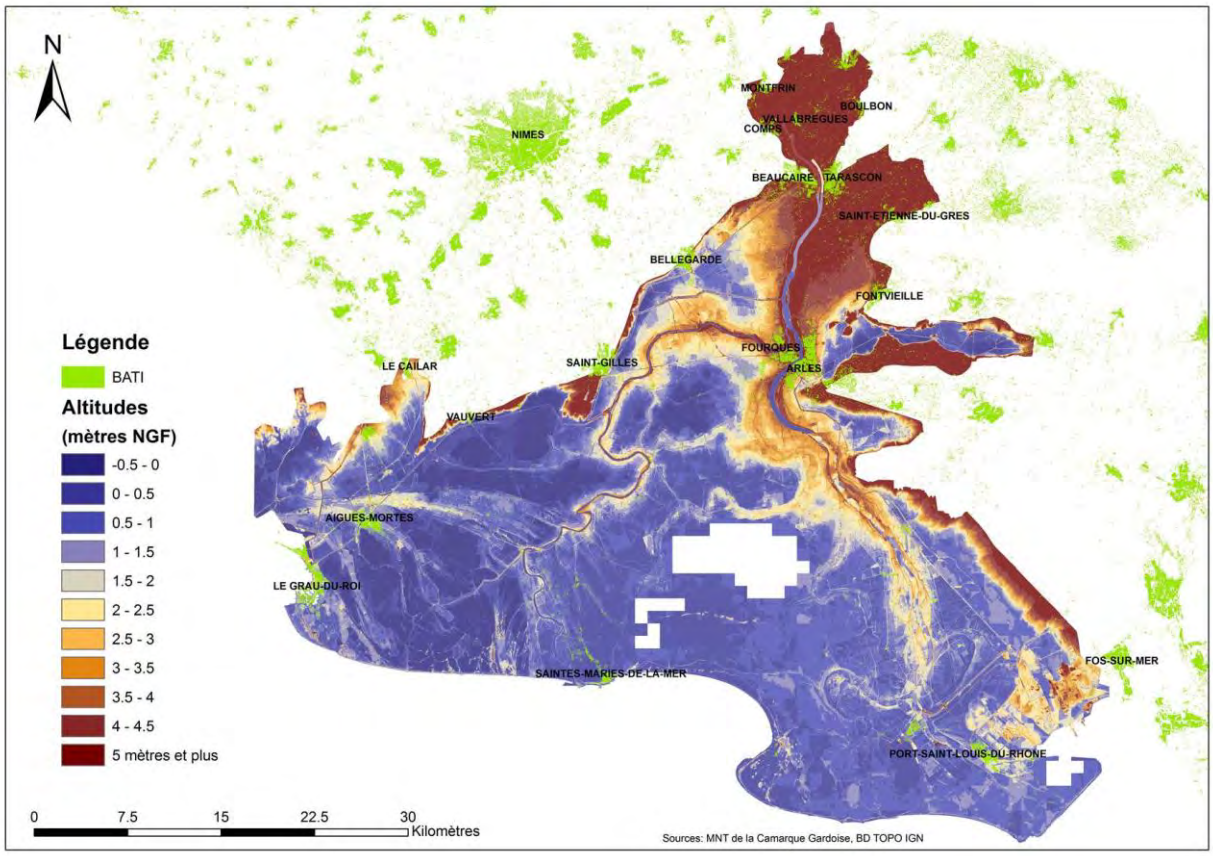


Figure 7. Le Grand Delta du Rhône

Le Grand Delta du Rhône et la zone protégée par le système d'endiguement ont été inondés plusieurs fois. On ne citera que les inondations provoquées par les crues de novembre 1840, mai 1856 et plus récemment en décembre 2003, qui sont les 3 événements les plus importants depuis le milieu du XIX^{ème} siècle.

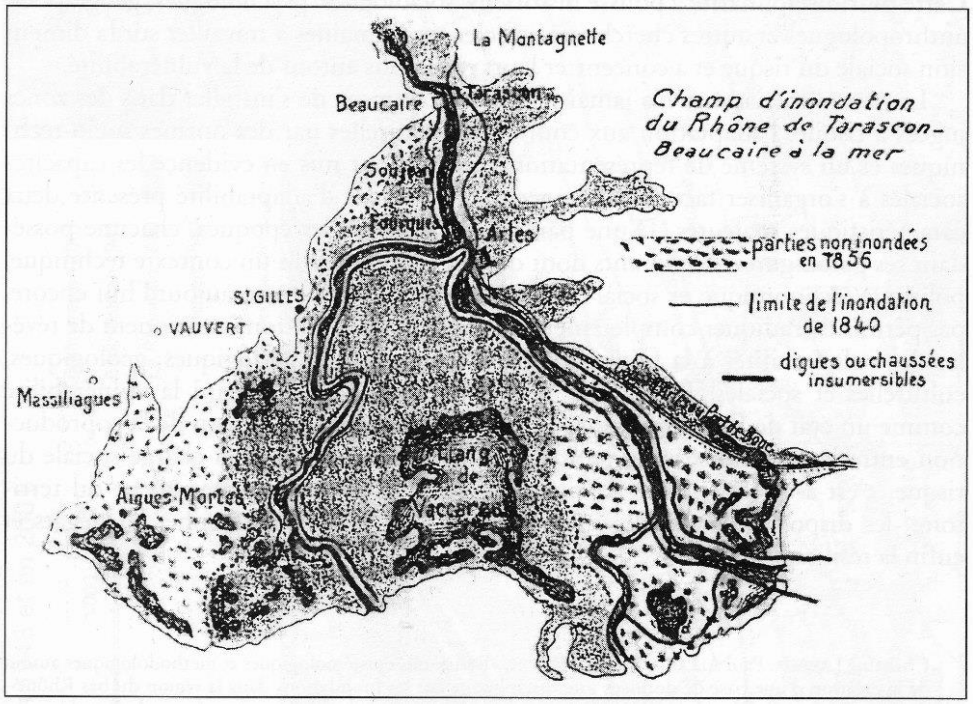


Figure 8. Inondations de 1840 et 1856 (source Pardé)



Figure 9. Inondations de 2003 (image SPOT IGN)

La zone protégée du Grand Delta du Rhône est située en aval du Bassin Versant du Rhône dont la superficie est de 95 500 km².



Figure 10. Bassin versant du Rhône et zone protégée par les ouvrages du SYMADREM

Elle se situe au carrefour des deux Régions Occitanie et Provence-Alpes-Côte d'Azur.

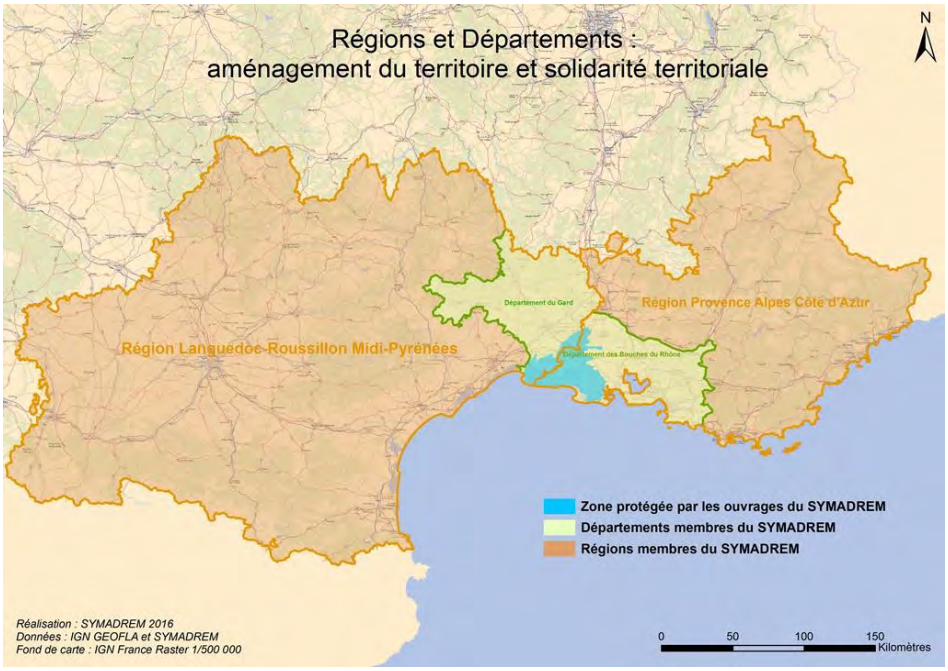


Figure 11. La zone protégée par les digues du SYMADREM

La zone protégée est répartie sur 15 communes (5 % d'urbain et 95 % agricole). Le tableau ci-dessous donne pour chaque commune : la surface de la commune, la surface de la commune comprise dans la zone protégée, le pourcentage par commune de la surface communale comprise dans la zone protégée, le poids (en %) de chaque commune dans la zone protégée.

Tableau 4. Superficie de la zone protégée – bilan à l'échelle communale

Commune	Surface Commune (m²)	Surface communale dans la ZP (m²)	Surface communale dans la ZP (%)	Poids dans la ZP (%)
Mouriès	38 423 445	3 534 002	9%	1%
Graveson	23 486 705	623 807	3%	0%
Fos-sur-Mer	89 064 004	14 683 501	16%	5%
Tarascon	74 212 692	48 513 558	65%	15%
Beaucaire	86 367 352	18 308	0%	0%
Maussane-les-Alpilles	31 534 723	8 345 584	26%	3%
Mas-Blanc-des-Alpilles	1 591 059	85 693	5%	0%
Paradou	15 983 079	6 687 203	42%	2%
Maillane	17 357 890	77 947	0%	0%
Port-Saint-Louis-du-Rhône	82 973 154	57 560 964	69%	18%
Arles	757 541 805	151 973 486	20%	48%
Saint-Rémy-de-Provence	90 416 155	31 242	0%	0%
Fontvieille	40 357 759	13 006 104	32%	4%
Saint-Martin-de-Crau	215 435 665	581 057	0%	0%
Saint-Etienne-du-Grès	29 119 736	13 076 072	45%	4%
TOTAL		318 798 526		100 %

Sur ces 15 communes, 4 sont adhérentes au SYMADREM : Tarascon, Arles, Port-Saint-Louis-du-Rhône et Beaucaire. Elles représentent 81 % de la zone protégée.

Dans les communes non membres du SYMADREM, le poids des communes de Graveson, Maillane, Saint-Rémy-de-Provence et Saint-Martin-de-Crau dans la zone protégée est négligeable (0,4 %).

Les communes suivantes : Mouriès, Maussane-les-Alpilles, Paradou, Fontvieille et Saint-Etienne-du-Grès, non membres du SYMADREM représentent 14 % de la zone protégée.

La commune de Fos-sur-Mer, non membre du SYMADREM représente 5 % de la zone protégée.

La population INSEE résidant dans la zone protégée représentent environ 55 000 personnes.
La population DGF (= population INSEE + 1 habitant par résidence secondaire) représente quant à elle environ 57 000 personnes.

La carte en page suivante, superposant le bâti existant à la zone protégée, permet de voir que l'essentiel des enjeux est concentré sur Arles, Tarascon et Port-Saint-Louis-du-Rhône directement exposés aux crues du Rhône.

Les autres enjeux humains sont, soit disséminés dans la plaine, soit situés en périphérie de la zone protégée. Ce sont essentiellement les quartiers bas de Saint-Etienne-du-Grès, Fontvieille et Mouriès, localisés sur les contreforts des Alpilles.

Arles tient une position particulière car son territoire couvre environ la moitié de la surface protégée, plus de 55 % de la population située dans cette zone (env. 34 000 personnes), plus de 80 % des entreprises et 70% des ERP Sensibles ou stratégiques (Etablissement Recevant du Public). Une grande partie du centre-ville est située à plus de 8,5 m NGF soit au-dessus du niveau du Rhône en crue exceptionnelle avec une brèche dans le système ; représentant de ce fait une zone de repli facile d'accès en cas d'inondation.

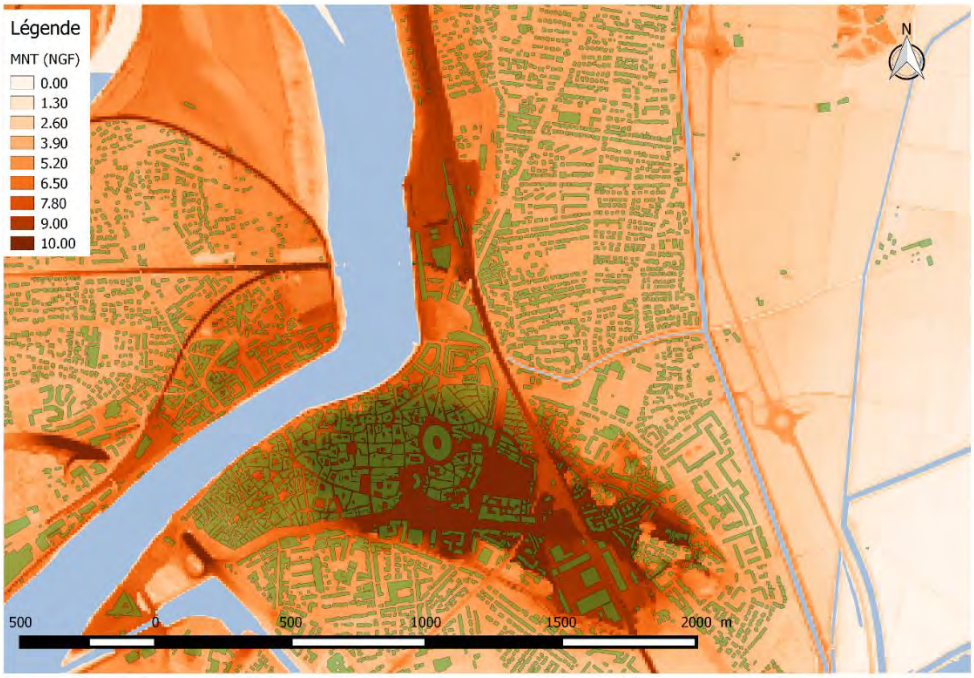


Figure 12. MNT du centre-ville d'Arles

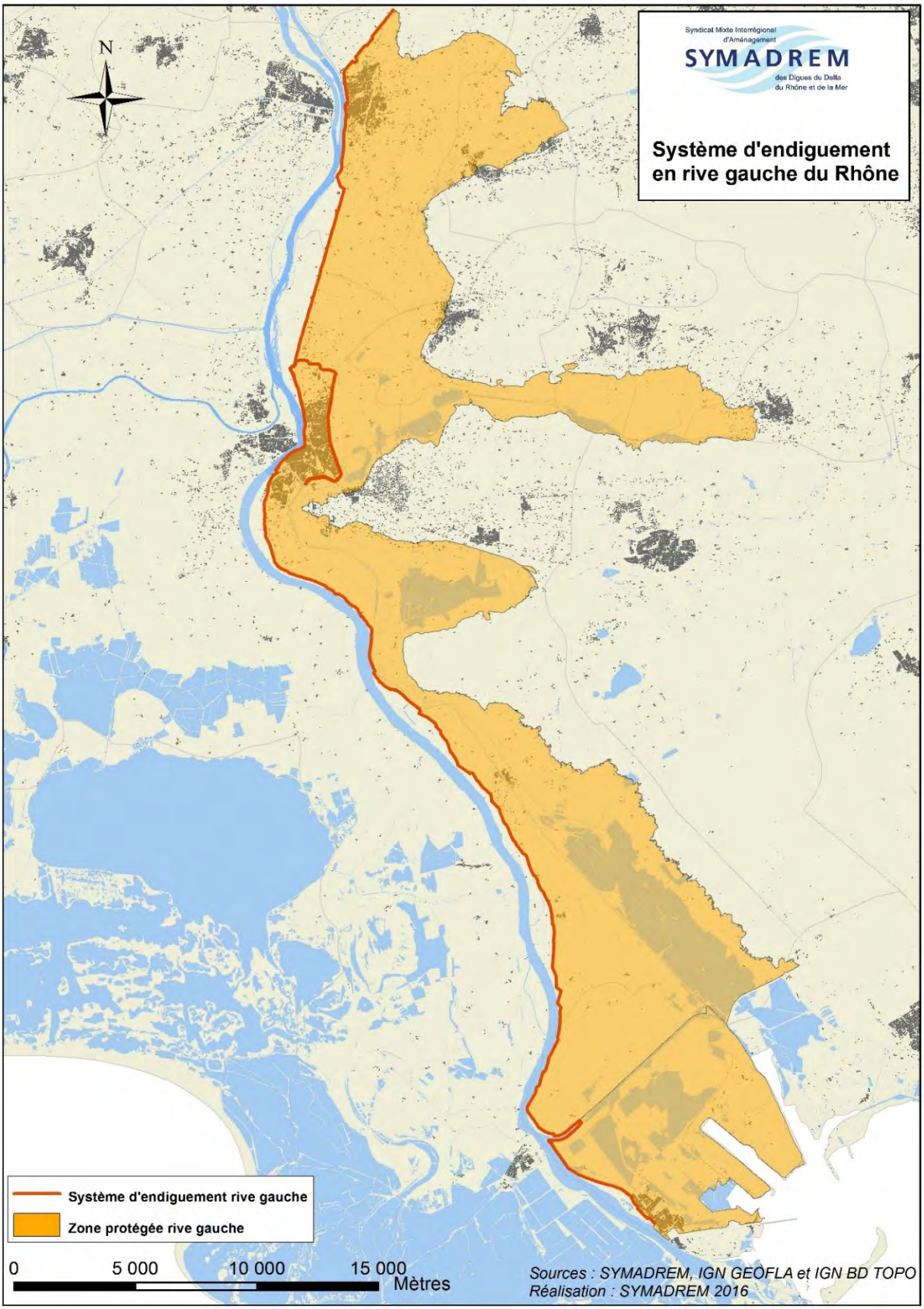


Figure 13. Système d'endiguement « Rive Gauche » - zone protégée et bâti

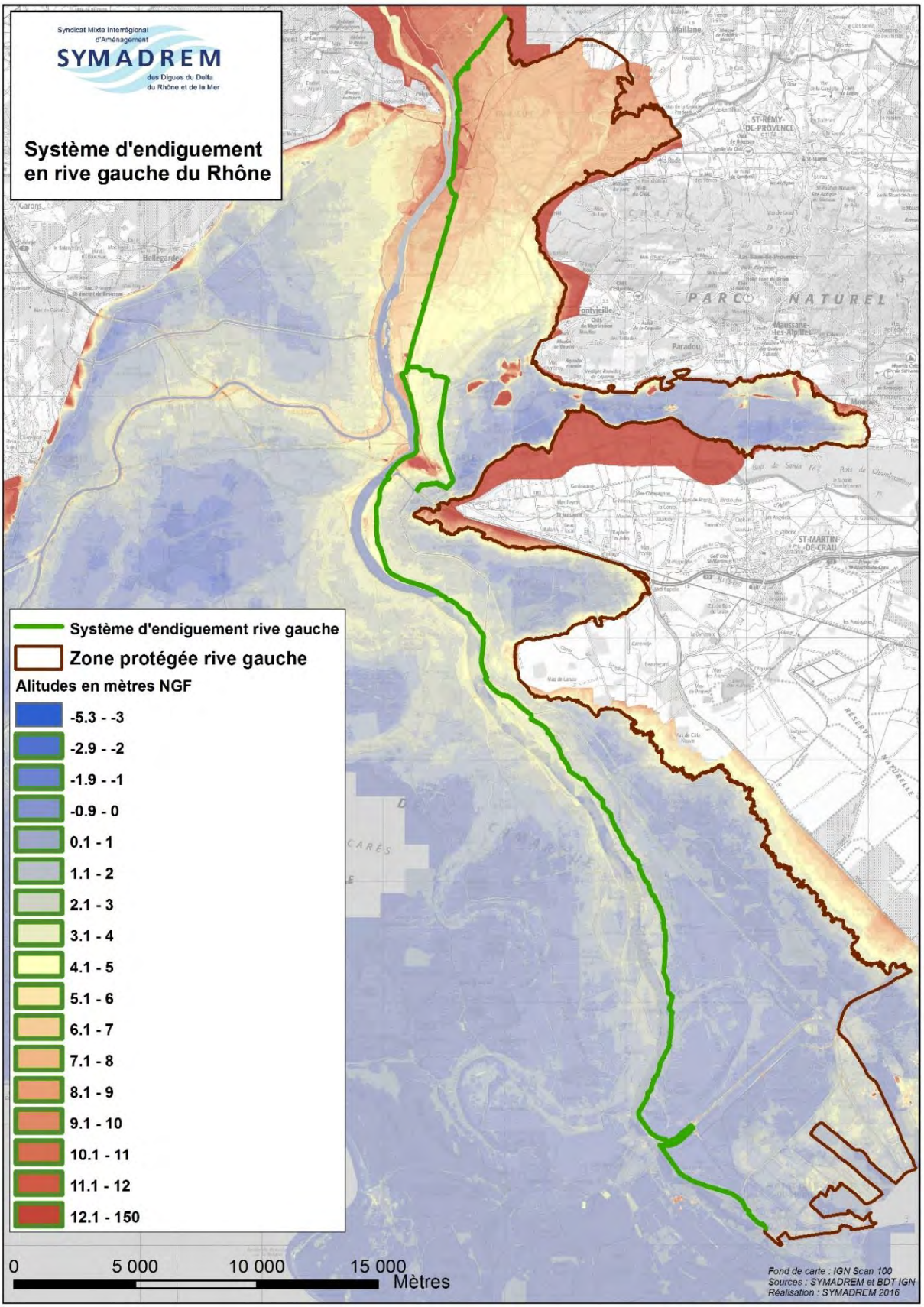


Figure 14. Zone protégée et modèle numérique de terrain

Le système d'endiguement « Rive Gauche » est situé sur deux intercommunalités :

- La Communauté d'Agglomération Arles Crau Camargue Montagnette
- La Métropole Aix Marseille Provence

La zone protégée par ce système est, quant à elle, localisée sur ces deux intercommunalités auxquelles il faut ajouter :

- la Communauté de Communes de la Vallée des Baux et des Alpilles

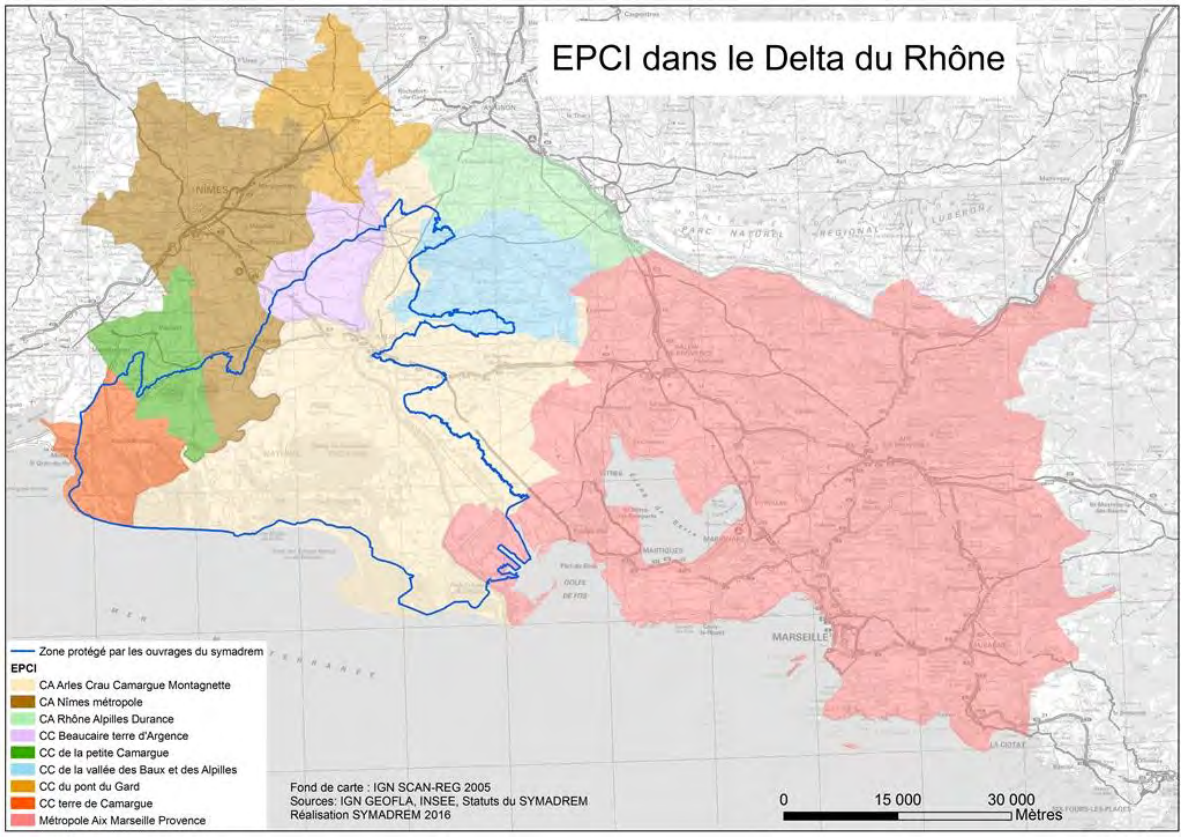


Figure 15. La zone protégée du Grand Delta du Rhône dans le contexte intercommunal

4 LE PROGRAMME DE SECURISATION DES OUVRAGES DE PROTECTION CONTRE LES CRUES DU RHONE

Le programme de sécurisation mené sous maîtrise d'ouvrage du Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement des Digues du Delta du Rhône et de la Mer (SYMADREM) est une des principales composantes du volet inondations du Plan Rhône et plus particulièrement du schéma de gestion des inondations sur le Rhône Aval établi par la DREAL Auvergne-Rhône-Alpes en 2009.

4.1 UNE EXPOSITION AU RISQUE DE BRECHES INACCEPTABLE

Le système de protection contre les crues dans le Delta du Rhône a été réalisé après les grandes crues de 1840 et 1856. Il est ancien et présente une exposition très forte au risque de brèches. Dans l'état actuel, on estime que le risque de brèche(s) dans le système, confirmé par les crues de 1993, 1994, 2002 et 2003, est quasi-certain (1 chance sur 2) à certain (1 chance pour 1), respectivement :

- ✓ dans les digues du Petit Rhône ou dans les digues du Grand Rhône, pour des crues atteignant un débit de 10 500 m^3/s ;
- ✓ et dans les digues du Rhône pour des crues atteignant un débit de 11 500 m^3/s.

La probabilité d'avoir dans les 20 prochaines années, durée prévisionnelle de réalisation du Plan Rhône, une crue de 10 500 m^3/s est de 1 chance sur 3, ce qui permet de qualifier ce risque d'inacceptable vis-à-vis des 110 000 personnes résidant dans le Grand Delta du Rhône.

4.2 OBJECTIFS DU PROGRAMME

Une rénovation complète du système de protection s'impose et est urgente. Le principal objectif du programme de sécurisation est de construire des ouvrages de protection contre les crues du Rhône capables de résister à la rupture pour une crue exceptionnelle du Rhône, dont le débit de pointe est estimé à 14 160 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon. Pour mémoire la crue de décembre 2003 a atteint un débit de pointe de 11 500 m^3/s, celles de novembre 1840 et mai 1856 auraient atteint un débit respectivement de 13 000 m^3/s et 12 500 m^3/s en l'absence de brèches en amont en aval.

Trois types de digue sont prévus dans le programme de sécurisation :

- Des digues résistantes à la surverse calées à la cote de protection,
- Des digues dites « millénales » non renforcées au déversement et calées 50 cm au-dessus de la cote de sûreté,
- Des digues de 2ème rang dans le lit protégé au droit des zones à enjeux sensibles.

Le SYMADREM a retenu pour les ouvrages à construire ou à renforcer dans le cadre du Plan Rhône, 3 cotes :

- **cote de protection** : c'est la cote des digues résistantes à la surverse. Elle correspond à la cote des premiers déversements une fois tous les ouvrages du programme réalisés. L'occurrence de ces derniers peut varier suivant les bras du Rhône.
    - La cote de protection **entre Beaucaire et Arles** correspond au niveau d'eau atteint pour une crue type décembre 2003 sans brèche dans le système, dont le débit de pointe est estimé à 11 500 m^3/s ± 5 % à la station de Beaucaire/Tarascon suivant la courbe de tarage en vigueur à la date d'établissement de l'étude de dangers ;
    - La cote de protection **sur le Petit Rhône en amont de Sylvéréal** correspond au niveau d'eau atteint pour une crue, dont le débit de pointe est estimé à 10 500 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon suivant la courbe de tarage en vigueur à la date d'établissement de l'étude de dangers ;
    - La cote de protection **sur le Grand Rhône** correspond en rive droite au niveau d'eau atteint pour une crue, dont le débit de pointe est estimé à 11 500 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon diminuée de 55 cm et en rive gauche, au niveau d'eau atteint pour une crue, dont le débit de pointe est estimé à 12 500 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon ;
    - La cote de protection **sur le Petit Rhône rive droite en aval de Sylvéréal** correspond au niveau d'eau atteint pour une crue, dont le débit de pointe est estimé à 8 500 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon suivant la courbe de tarage en vigueur à la date d'établissement de l'étude de dangers.

    Ces cotes de protection ont été fixées sur le Rhône et Petit Rhône par le schéma de gestion des inondations du Rhône aval. Les longueurs des digues résistantes à la surverse ont été dimensionnées de façon à n'avoir aucun impact hydraulique notable en amont, en aval et sur la rive opposée par rapport à l'état initial défini par les services de police de l'eau. Des mesures d'annulation et réduction d'impact hydraulique ont néanmoins été nécessaires sur le Rhône pour atteindre les objectifs de protection définis dans le schéma de gestion des inondations du Rhône aval.

- **cote de sûreté** : la cote de sûreté correspond au niveau atteint par la crue exceptionnelle du Rhône après réalisation des ouvrages du programme de sécurisation, dont le débit de pointe est estimé à 14 160 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon suivant la courbe de tarage en vigueur à la date d'établissement de l'étude de dangers ;
- **cote de danger** : c'est la cote des digues non renforcées au déversement. Elle correspond au niveau atteint par la crue exceptionnelle du Rhône après réalisation des ouvrages du programme de sécurisation (cote de sûreté), assortie d'une revanche de 50 cm.

Cette revanche de 50 cm a été fixée dans le cadre de l'étude de calage précis entre Beaucaire et Arles en fonction du niveau maximum acceptable en traversée d'Arles et des objectifs de protection entre Beaucaire et Arles définis dans le schéma de gestion des inondations du Rhône aval. Elle permet de faire face à des incertitudes de deux types :

- Incertitudes liées à la modélisation, dont la précision absolue est estimée à 20 cm
    - En traversée d'Arles, la ligne d'eau est fortement « chahutée », du fait :

- de la présence d'un coude prononcé – effet 2D important
- d'un changement de section notable avec approfondissement important,
- de la présence de deux ponts (avec chacun deux piles dans le lit du fleuve).
- Les lignes d'eau calculées témoignent d'ailleurs de la difficulté de convergence numérique, malgré un maillage particulièrement raffiné en traversée d'Arles (maille de 15 m dans le sens longitudinal – 5 m dans le sens transversal)

- Incertitudes liées aux caractéristiques hydrologiques et hydrauliques du système, dans une fourchette de 30 cm restants :
  - Rapidité des événements futurs (crue plus ou moins rapide), évaluée à 10 cm environ
  - Evolution incertaine et inconnue des conditions d'écoulement – rugosité qui permet de faire face à une augmentation de la rugosité (diminution du coefficient de Strickler de 4 points environ)
  - Evolution incertaine et inconnue de la bathymétrie du Rhône, qui permet de faire face à un engravement notable du Rhône, supérieur en valeur absolue à l'incision mesurée entre les campagnes bathymétriques réalisées en 2002 et 2007.

- Incertitudes liées à l'effet des vagues pouvant être estimées à 35 cm

  Si l'on considère que ces trois incertitudes sont indépendantes (suivant la formule de propagation des incertitudes, l'incertitude générale correspondant à n incertitudes est la somme quadratique des n incertitudes).

Cette revanche de 50 cm initialement déterminée pour la traversée d'Arles a été étendue à l'ensemble du périmètre par soucis de cohérence.

La figure ci-dessous illustre les choix de conception résultant des objectifs définis dans le schéma de gestion des inondations du Rhône aval.

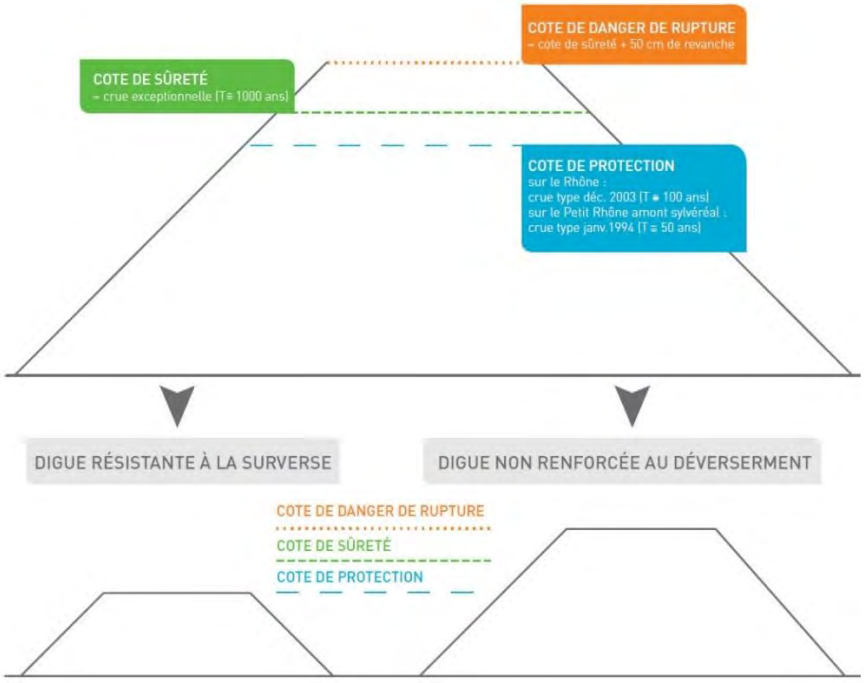


Figure 16. Différentes cotes retenues dans la conception des ouvrages à réaliser

Les ouvrages de protection du programme de sécurisation sont réalisés en conséquence avec un double objectif :

- L'absence de déversement jusqu'à la cote de protection
- L'absence de rupture jusqu'à la cote de sûreté

Pour les crues débordantes (au-delà de la cote de protection), le principe de répartition équitable (50/50) des volumes déversés entre la rive droite et la rive gauche du Rhône et Petit Rhône a été arrêté par l'ensemble des pouvoirs publics et repris dans le schéma de gestion des inondations du Rhône aval. Sur le Grand Rhône, compte tenu de l'influence forte du niveau marin au droit des zones à enjeux (Port-Saint-Louis-du-Rhône et Salin-de-Giraud) et compte tenu de ce qu'aucun objectif ne figurait dans le schéma de gestion des inondations du Rhône aval, les cotes de protection ont été déterminées de façon à ce que les zones d'enjeux forts soient hors d'eau pour une crue de type mai 1856.

Si l'on considère que la durée de vie des ouvrages est de 100 ans, la probabilité d'avoir une crue supérieure à la crue de sûreté sur cette période est de 10 %.

Le programme de sécurisation comporte également des mesures de réduction et d'annulation d'impact :

- rehaussement du déversoir CNR de Boulbon de 10,45 NGF à 10,85 NGF,
- rehaussement du déversoir CNR de Comps de 14,1 NGF à 14,4 NGF,
- rehaussement de la digue communale d'Aramon de 14,4 NGF à 14,5 NGF,
- rehaussement de la digue communale des marguilliers, en amont de Beaucaire, de 13,0 NGF à 14,5 NGF avec un déversoir de sécurité à 14,0 NGF,
- élargissement du lit en aval du barrage de Vallabrègues de 450 000 m^3,
- dragage dans le secteur de l'usine Tembec de 600 000 m^3,

- création d'une lône en rive gauche entre le PK271 et PK274,5 (volume à extraire de 570 000 m^3).

Ces mesures ont été définies de manière à annuler l'impact hydraulique lié à l'empiétement dans le ségonnal de la digue à créer entre Tarascon et Arles et de manière à harmoniser les niveaux de protection au droit des communes d'Aramon et de Comps et du quartier des Marguilliers à Beaucaire avec les niveaux de protection entre Beaucaire et Arles. La protection de la plaine de Boulbon vis-à-vis de la crue centennale n'a pas pu être atteinte compte tenu de l'impact qu'aurait eu une rehausse conséquente du déversoir de Boulbon sur les niveaux d'eau en aval de Beaucaire/Tarascon.

Le rehaussement du déversoir de Boulbon a été limité à 40 cm. Ce nouveau calage du déversoir à la cote 10,85 m NGF permet une mobilisation plus tardive de la zone d'expansion de crue de Boulbon et un écrêtement des crues du Rhône en aval de Beaucaire/Tarascon, qui permet d'annuler partiellement pour les crues cinquantennales et centennales, l'impact du à l'empiétement dans le ségonnal de la digue à créer entre Tarascon et Arles.

Les mesures de sécurisations des ouvrages sont également étendues aux écluses de Beaucaire, Arles et Saint-Gilles gérées par VNF.

Le montant du programme de sécurisation s'élève à 400 millions d'euros HT et il devrait être achevé pour 2030.

La localisation des ouvrages de protection figure en page suivante

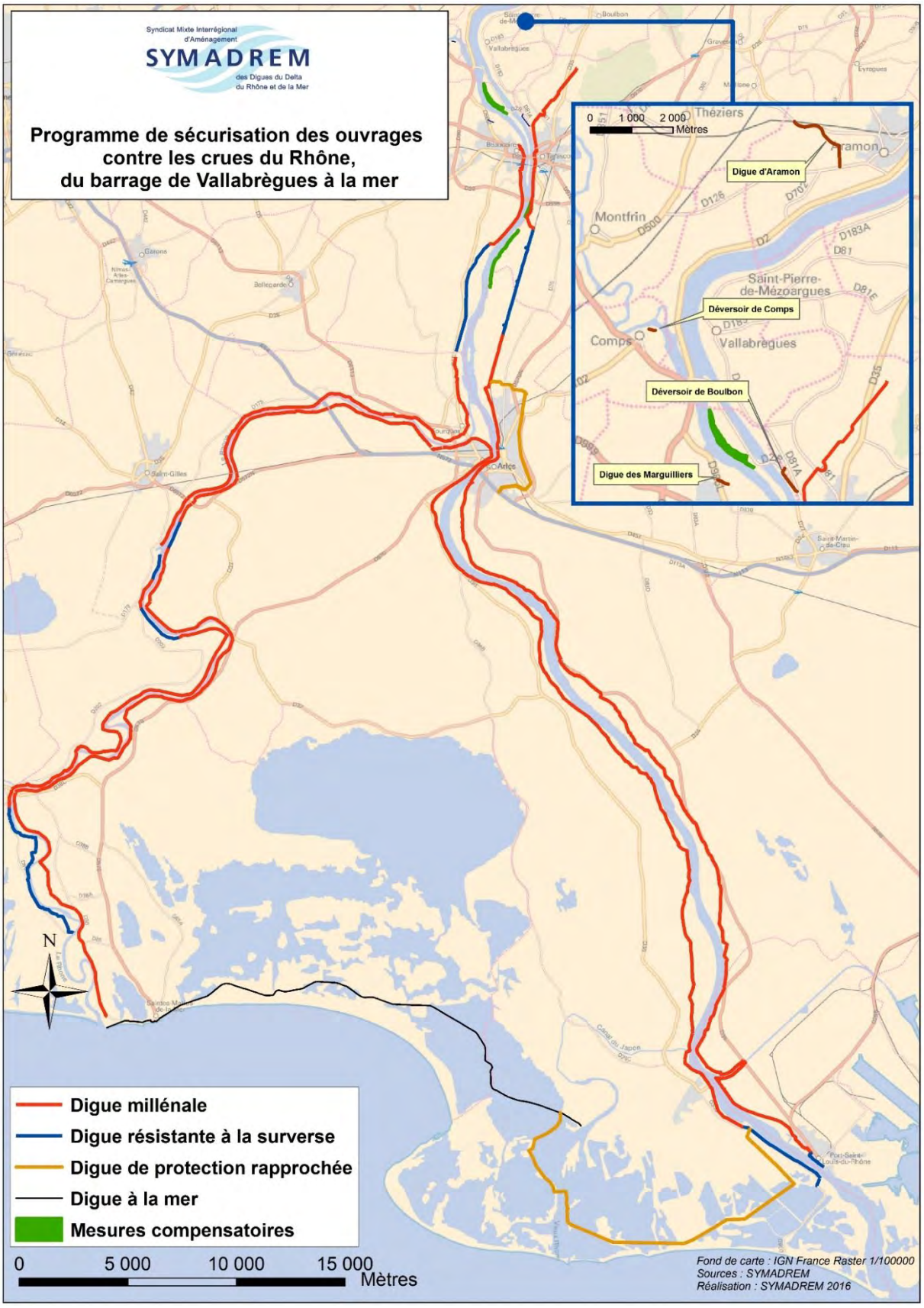


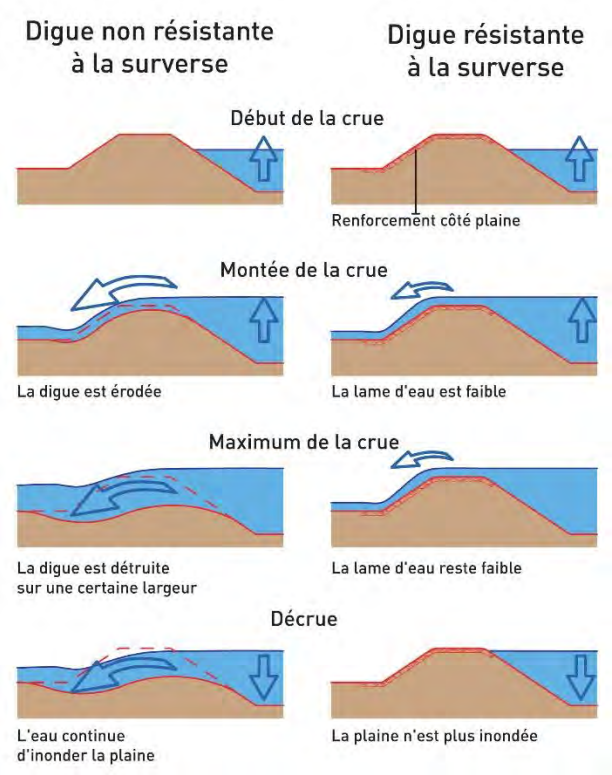
Figure 17. Programme de sécurisation des ouvrages de protection contre les crues du Rhône

4.3 PRINCIPES ET AVANTAGES DES DIGUES RESISTANTES A LA SURVERSE

Actuellement, dès que l'eau déborde sur les digues ou que la pression est trop élevée, des brèches se forment et laissent pénétrer des volumes d'eau très importants. Lorsque s'amorce la décrue, les entrées d'eau continuent d'envahir la zone protégée (la digue étant ouverte sur toute sa hauteur) et ont pour conséquences de générer des volumes de déversements considérables (227 millions de m^3 en décembre 2003) générant des dommages économiques insupportables pour les personnes et les entreprises qu'elles soient agricoles ou industrielles (700 millions d'euros de dommages en décembre 2003).

A ces dommages s'ajoutent les risques sur la sécurité publique. En effet, ces brèches peuvent actuellement se former à n'importe quel endroit, ce qui, sur un linéaire de 210 km de digues fluviales, pose de nombreux problèmes pour la gestion de crise et l'organisation des secours.

Le rehaussement général des digues, en supprimant les déversements actuels lors des grandes crues, reporte le risque de brèches en amont ou en aval, et n'est pas acceptable sur le plan humain et juridique, ce qui le rend irréalisable techniquement. L'inondation est inévitable lors des grandes crues, il y a donc lieu de sécuriser les digues et notamment de les renforcer pour résister à des déversements sans rupture.



***Les digues résistantes à la surverse**, comme leur nom l'indique, sont capables de résister à des débordements, sans se casser et permettent d'éviter la formation de brèches.*

Cette résistance à la surverse fait qu'en cas de crue extrême, seule la petite lame d'eau correspondant au pic de crue, surverse sur les digues. Dès que la décrue s'amorce et que le niveau d'eau redescend en-dessous de la crête de la digue, les déversements sur la digue cessent et l'inondation est restreinte.

De multiples modélisations hydrauliques ont été réalisées pour estimer quantitativement le gain apporté par ces ouvrages. Pour une crue équivalente à celle de mai 1856, qui demeure la crue de référence sur le Rhône, on estime qu'une fois toutes les digues sécurisées, les volumes de déversements seraient environ 30 fois moins importants que dans l'état actuel.

4.4 OBJECTIFS ENVIRONNEMENTAUX

Des objectifs environnementaux ont été définis dès la conception des ouvrages. Ces objectifs peuvent être résumés en trois principes :

- Eloigner du fleuve, l'ouvrage de protection,
- Conservation de la ripisylve,
- Réutilisation en remblai des matériaux du site et des matériaux des digues actuelles.

Eloigner du fleuve, l'ouvrage de protection

Les digues sont des ouvrages de génie civil assurant la protection contre les crues. Ils sont soumis à une réglementation précise depuis 2007 et des règles de conception.
Les berges du Rhône, même si elles ont été largement anthropisées avec la création des épis Girardon début du XX^{ème} siècle et la création de panneaux de fonds notamment sur le Petit Rhône dans les années 1970, présentent un intérêt écologique indéniable, qu'il convient de préserver.
Sur certains tronçons de digue très proches du fleuve, compte tenu de l'impossibilité de sécuriser les ouvrages suivant les objectifs de sécurité projetés sans impact lourd sur la ripisylve des berges (suppression de la ripisylve, mise en place de palplanches ou d'enrochements), le SYMADREM a fait le choix de déconnecter les ouvrages de protection des berges de façon à ce que des gestions adaptées et respectueuses de l'environnement puissent être mise en place respectivement pour les digues et les berges.

Conservation de la ripisylve

Quand les digues sont éloignées du fleuve, elles sont très souvent encadrées par de la ripisylve et de caisses d'emprunt. La sécurisation des digues en place impose l'élargissement des digues et la suppression de ces milieux.
Le choix pris par le SYMADREM est d'adapter le tracé des digues à conforter en fonction des enjeux environnementaux tout en limitant la contrainte sur l'agriculture. Les choix retenus sont détaillés dans le programme de sécurisation.

Réutilisation en remblai des matériaux du site et des matériaux des digues actuelles

La sécurisation des digues nécessite l'apport de volumes de matériaux très importants.
Le SYMADREM demande à ce que la réutilisation des matériaux provenant des digues actuelles et l'exploitation de matériaux d'emprunts locaux, soient intégrées dans la conception des ouvrages à renforcer ou reconstruire, de façon à réduire l'acheminement de matériaux de carrière, optimiser le coût des ouvrages.
En favorisant l'utilisation d'emprunts locaux et en recyclant les matériaux des digues actuelles, le SYMADREM s'inscrit dans une démarche de développement durable alliant économie et environnement.

4.5 ADAPTABILITE DES OUVRAGES AU CHANGEMENT CLIMATIQUE

Compte tenu de la durée de vie des ouvrages à construire, qui est de 100 ans et du changement climatique reconnu par l'ensemble des pouvoirs publics et la communauté scientifique, une modification des cas de charges retenus dans le dimensionnement des ouvrages, ne peut être écartée sur la durée de vie des ouvrages. Les changements possibles concernent :

- l'hydrologie du Rhône (conditions aux limites amont),
- le niveau marin (conditions aux limites aval).

En ce qui concerne le niveau marin, des études ont été réalisées par le CEREGE. La construction du scénario de crue exceptionnelle, ayant servi de base à la détermination de la cote de sûreté, a tenu compte d'une montée des eaux de 40 cm (tendance extrême), d'ici à 2050.

Pour appréhender l'impact sur les ouvrages, qu'aurait une modification de l'hydrologie du Rhône, il convient de bien comprendre le fonctionnement du système projeté :

Deux types d'ouvrages composent le système de protection (de 1er rang) :

- des digues résistantes à la surverse calées à la cote de protection ;
- des digues dites millénales calées à la cote de danger correspondant à la cote de sûreté assortie d'une revanche de 50 cm.

La cote de protection et les longueurs des tronçons de digues résistantes à la surverse ont été dimensionnés au regard de l'état initial défini par les services de police de l'eau et de la nécessité de n'avoir aucun impact hydraulique notable en amont ou en aval. Ce dimensionnement est donc indépendant de l'hydrologie du Rhône et a été défini en fonction de contraintes réglementaires. Une révision de l'hydrologie du Rhône n'aurait, en conséquence, aucun impact sur les objectifs de protection, si ce n'est l'occurrence des crues atteignant les cotes de protection.

La cote de danger a été calée en fonction de la crue exceptionnelle du Rhône, dont la période de retour est estimée à 1000 ans, soit à une fréquence suffisamment faible pour que le risque de rupture par surverse soit tolérable. Elle est donc directement dépendante de l'hydrologie du Rhône. Toute évolution hydrologique amènerait soit, à constater que les objectifs de sécurité du programme ont baissé et restent tolérables, soit à décider de recaler les digues dites millénales.

Le SYMADREM a quantifié très sommairement et de façon très théorique, le recalage altimétrique des digues millénales, qui serait à effectuer en cas de réévaluation du débit de la crue millénale à la station de Beaucaire/Tarascon. Une sur-largeur en crête de digue de 1,0 mètre a été retenue, de façon à permettre, en cas d'une réévaluation sensible de l'hydrologie du Rhône (+2000 m^3/s sur la crue millénale, soit 15 %), une mise à la cote des ouvrages sans incidence importante sur les ouvrages et leur fonctionnalité. Pour les digues du Petit Rhône en aval des digues résistantes à la surverse, cet élargissement de la largeur en crête n'est pas considéré comme nécessaire, compte tenu de « l'écrêtement des crues » en amont.

4.6 DECOUPAGE ET PROGRAMMATION DES OPERATIONS

4.6.1 Critères retenus pour le découpage et la programmation des opérations

Compte tenu de son ampleur, le programme de sécurisation a fait l'objet d'un découpage en opérations, dont la programmation et la consistance ont été définies suivant les critères suivants :

- Contraintes financières,
- Contraintes réglementaires liées aux travaux,
- Ouvrages actuels exposés au risque de brèches ou exposés à des déversements sans brèches,
- Présence de zones urbanisées dans la bande de sécurité des digues,
- Présence d'enjeux sensibles dans la zone protégée,
- Impact d'une brèche dans la zone protégée,
- Aggravation du risque au regard de l'impact hydraulique dans le lit endigué en amont ou en aval du tronçon sécurisé et sur la rive opposée au tronçon sécurisé,
- Typologie et consistance des travaux

Contraintes financières :

Le financement du programme est aujourd'hui partiellement assuré. Un premier découpage du programme a été réalisé entre les tronçons de digues pouvant faire l'objet de travaux de sécurisation dans le cadre du CPIER Plan Rhône 2007-2014 et du CPIER Plan Rhône 2015-2020 et les tronçons de digue ne pouvant pas faire l'objet de travaux de sécurisation.
Cette séparation en 2 grandes catégories de travaux a été faite suivant la hiérarchisation en tranches de travaux définie dans le schéma de gestion des inondations du Rhône aval ; les travaux de carrossabilité correspondant aux 3èmes et 4èmes tranches du schéma de gestion. Cette hiérarchisation ayant été faite suivant une logique d'intervention amont/aval et présence d'enjeux bordant la digue.

Contraintes réglementaires liées aux travaux :

Afin de démarrer des travaux de sécurisation le plus rapidement possible et le plus souvent au droit des centres villes, le découpage du programme en opérations a tenu compte des contraintes réglementaires liées aux travaux à réaliser. En effet, suivant leur consistance, les travaux sont, soit soumis au régime des déclarations/autorisations, soit sont assimilés à des travaux de grosses réparations. Par ailleurs, ces travaux de grosses réparations ne nécessitent, le plus souvent, pas d'acquisitions foncières.

Ouvrages actuels exposés au risque de brèches ou exposés à des déversements sans brèche :

Cette distinction concerne principalement les digues du SYMADREM, les digues VNF ou le remblai ferroviaire Tarascon/Arles qui sont fortement exposées aux risques de brèches et les remblais de la CNR (Sites-Industrialo-Portuaires de Beaucaire, Arles et Tarascon qui sont des remblais d'une grande largeur exposé aux débordements mais sans risque avéré de brèches.

Présence de zones urbanisées dans la bande de sécurité des digues :

L'analyse du risque concerne à la fois les victimes potentielles et les dommages. Le risque de victimes est plus grand pour les brèches occasionnées au droit de zones urbanisées bordant la digue que pour les brèches au droit de zones peu habitées pour lesquelles les secours disposent encore d'un temps réduit pour évacuer les personnes des centres urbains et autres. Les tronçons de digue prioritaires suivant ce critère sont les digues au droit du :

- Centre-ville de Beaucaire,
- Centre-ville de Tarascon,
- Centre-ville d'Arles,
- Centre-ville de Fourques,
- Centre village de Salin de Giraud,
- Centre-ville de Port-Saint-Louis-du-Rhône,

Présence d'enjeux sensibles dans la zone protégée :

Le Grand Delta est composée de 3 zones protégée. La répartition géographique des enjeux peut être différente suivant ces zones.

Dans la zone protégée en rive droite, les enjeux sensibles en termes de zones urbanisées sont localisés dans la plaine de Beaucaire, le couloir de Saint Gilles et à l'extrémité Ouest de Camargue gardoise (Aigues Mortes, Grau du Roi…..), soit à chaque extrémité de la zone.

Dans la zone protégée en rive gauche, les enjeux sont essentiellement situés de Tarascon jusqu'au sud d'Arles (Barriol) et en aval (Port-Saint-Louis).

Dans l'Île de Camargue, les enjeux sont situés en tête de delta (trinquetaille) et en aval (Saintes-Maries-de-la-Mer, Salin de Giraud).

La prise en compte de l'inondabilité de ces zones les plus sensibles a également été un critère dans le découpage des opérations.

Impact de la brèche pour la zone protégée :

Compte tenu de la hauteur des digues, qui décroit de l'amont vers l'aval, les brèches en tête de delta génèrent des volumes de déversement plus importants que les brèches en aval du delta. Par ailleurs, même si les brèches en aval peuvent générer des inondations du Rhône par remous importantes, compte tenu de la topographie, l'inondation reste néanmoins en deçà d'une inondation provoquée par une brèche occasionnée en amont.

Aggravation du risque et impact hydraulique d'une ou plusieurs opérations :

La question posée concerne l'aggravation du risque sur les ouvrages non sécurisés liée au phasage du programme. Cette question ne concerne pas uniquement le phasage entre la rive droite (digue Beaucaire/Fourques) et la rive gauche (remblai ferroviaire Tarascon/Arles) du Rhône mais l'ensemble du système protection. L'état initial défini par les services de l'Etat demande à ce que les lignes d'eau dans le lit endigué puissent correspondre à des états sans brèche pour disposer pour une crue donnée de la ligne d'eau maximum. Le niveau de sûreté

d'un ouvrage est donc déterminé par rapport à un état sans brèche. En effet, il serait dangereux pour la sécurité des personnes d'établir un niveau de sécurité en prenant l'hypothèse de rupture sur des ouvrages situés en amont, en aval ou sur la rive opposée.

Sur la base de l'état initial déterminé par les services de l'Etat, les opérations susceptibles d'avoir un impact hydraulique sur l'amont, l'aval ou la rive opposée ont donc été construites de manière à ce qu'il n'y ait aucun impact notable durant la phase intermédiaire de réalisation. En cas d'impact notable, les incidences sur la sécurité publique sont vérifiées.

Typologie et consistance des opérations :

Suivant la typologie des travaux ou le contexte administratif, la consistance des opérations peut être plus ou moins complexe.

Ainsi la sécurisation de la rive gauche entre Tarascon et Arles, compte tenu de la présence du remblai ferroviaire et de la nécessité de réaliser des ouvrages de transparence importants, des responsabilités des différentes parties, est une opération beaucoup plus complexe à monter que l'opération de sécurisation de la rive droite.

Par ailleurs pour les opérations entre Beaucaire et Arles qui nécessitent des mesures d'annulation et réduction d'impacts hydrauliques conséquentes, la balance des matériaux à extraire du lit et les besoins en matériaux pour les opérations concernées a également été un critère de choix dans le découpage du programme en opérations.

Suivant les critères précités, le programme a été découpé en 6 groupes d'opérations :

1. Les opérations dites de « grosses réparations » sans impact hydraulique, situées au droit de zone à fort enjeux (à l'exception des travaux de carrossabilité). Ces opérations peuvent être réalisées de manière indépendante,
2. Les opérations entre Beaucaire et Arles avec impact hydraulique. Ces opérations prennent également en compte les mesures d'annulation et réduction d'impact hydraulique en amont de Beaucaire,
3. Les opérations sur le Grand Rhône avec ou sans impact hydraulique, qui peuvent être réalisées indépendamment des opérations sur le Rhône ou Petit Rhône,
4. L'opération sur le petit Rhône avec ou sans impact hydraulique, qui peut être réalisée indépendamment des opérations sur le Rhône ou Grand Rhône.
5. les opérations de protection rapprochée, qui compte tenu des écoulements dénoyés n'ont pas d'impact dans le lit endigué et peuvent également être réalisées indépendamment les unes des autres.
6. Les opérations de sécurisation du Plan de gestion des Ouvrages en périodes de crues

4.6.2 Opérations de grosses réparations

Les opérations dites de « grosses réparations » sont les suivantes :

- GR1-1 : Grosses réparations des quais d'Arles (tranches 1 à 4) comprenant les ouvrages suivants :
    - Le quai du 8 mai 1945 à Arles,

- Le quai de la roquette à Arles,
- Le quai St Pierre à Arles,
- Le quai Trinquetaille à Arles,
- Le quai de la gabelle à Arles.

- BA6 : Confortement des digues de Beaucaire comprenant les ouvrages suivants :
  - Digue de la banquette,
  - Digue de la Vierge,
  - Digue du Musoir.

- BA7 : Confortement des digues de Tarascon comprenant les ouvrages suivants :
  - Digue de la Montagnette,
  - Quais de Tarascon.

- PGOPC-1 : Sécurisation des interventions en période de crue et suppression de 50 ouvrages hors service, comprenant :
  - Les travaux de carrossabilité sur 79 km de digues et suppression de 50 ouvrages hors service identifiés lors des Visites Techniques Approfondies
- PGOPC-2 : Déploiement d'un réseau radio-numérique

Ces opérations peuvent être réalisées indépendamment les unes des autres et d'une manière générale, indépendamment de toutes les opérations du programme.

4.6.3 Opérations entre Beaucaire et Arles

Les opérations entre Beaucaire et Arles sont les suivantes :

- GR1-2 : Grosses réparations des quais d'Arles (tranches 5 à 6) et continuité de la protection en amont et en aval des quais comprenant les ouvrages suivants :
  - Le quai de la gare maritime,
  - La digue des papeteries Etienne,
  - Le SIP d'ARLES et remblai RFF entre le SIP d'Arles et le pont des Lions à Arles,
  - Le quai Marx Dormoy,
  - Le remblai de l'IRPA,
  - L'embouquement VNF de l'écluse d'Arles,
  - La digue de Barriol.

- BA1 : Renforcement de la digue entre Beaucaire et Fourques (sans le SIP de Beaucaire), y compris l'élargissement du fleuve en aval du Barrage de Vallabrègues.

- BA2 : Création d'une digue à l'ouest de la voie ferrée Tarascon/Arles (sans le SIP de Tarascon), y compris :

- l'optimisation des ZEC de Boulbon, Aramon, Comps et des Marguilliers et la création d'une lône en rive gauche du Rhône,
- les mesures de gestion et ressuyage des eaux déversées en rive gauche.

- BA8 : Rehaussement des SIP de Beaucaire et Tarascon, y compris la suppression de l'atterrissement au droit de l'usine Fibre Excllence.

L'opération GR1-2 n'a pas d'impact hydraulique jusqu'à la crue exceptionnelle, bien que la géométrie des ouvrages soit modifiée. Elle peut donc être réalisée indépendamment des trois autres opérations.
Des différentes études hydrauliques réalisées et plus particulièrement de l'étude de calage [K001], il en ressort que le calage des ouvrages entre Beaucaire et Arles n'a pas d'impact (en phases finale et intermédiaires) sur l'aval d'Arles pour les crues non débordantes ($\leq Q_{100}$) et améliore les écoulements en aval d'Arles pour les crues débordantes ($> Q_{100}$) compte tenu de ce que le calage des ouvrages en rive droite a été fait sur les points bas et qu'en rive gauche l'obstacle hydraulique constitué par le ballast a été pris en compte dans l'état initial.
Par ailleurs, le calage des ouvrages sur le Petit Rhône et Grand Rhône a été déterminé pour n'avoir aucun impact final ou en phases intermédiaires, jusqu'à la crue de référence (Q_{250}) en traversée d'Arles et au pont suspendu.

Ce qui nous permet de conclure que les opérations entre Beaucaire et Arles peuvent se faire indépendamment des opérations prévues sur le Grand Rhône ou le Petit Rhône et les opérations, prévues sur le Grand Rhône et Petit Rhône, peuvent être également réalisées, indépendamment des opérations prévues sur le Rhône.

L'opération de rehaussement des SIP (BA8), bien que ces derniers supportent des enjeux économiques très importants, est jugée comme moins prioritaire, compte tenu de ce que les remblais actuels ne sont pas exposés au risque de brèches et que le rehaussement de ces derniers occasionne des impacts hydrauliques en amont (à compenser) non négligeables pour le barrage de Vallabrègues et les autres enjeux situés en amont. En conséquence, la réalisation de cette opération sera opérée dans un dernier temps mais en organisant le phasage des travaux pour qu'il n'y ait aucun impact hydraulique au droit des SIP durant les étapes intermédiaires de réalisation.

Compte tenu de ce qu'un accord technique et financier a été trouvé entre le SYMADREM, l'Etat et RFF garantissant la réalisation de l'opération en rive gauche et du faible décalage dans le temps des deux opérations, le SYMADREM a pris la décision de réaliser l'opération de sécurisation en rive droite avant la rive gauche et a construit les 2 opérations, de manière à ce qu'il n'y ait aucun impact hydraulique au droit du remblai ferroviaire et des SIP de Beaucaire et Tarascon, durant cette phase intermédiaire d'aménagement.

Le phasage retenu entre Beaucaire et Arles, indépendamment des opérations prévues sur le Petit Rhône et Grand Rhône, est donc le suivant :

- Phase indépendante : GR1-2
- 1ère phase : BA1
- 2ème phase : BA2

- 3ème phase : BA8

Les justifications hydrauliques de ce découpage figurent, de manière détaillée le programme de sécurisation. Les impacts hydrauliques durant ces différentes phases d'aménagement figurent ci-après :

Tableau 5. Première phase de sécurisation : Etat initial + BA1

Scénario de crue			Impact hydraulique sur la ligne d'eau (en centimètre) par tronçon hydraulique homogène								
Débit max Tarascon (en m³/s)	Période de retour	Type crue	Plaine Aramon	Aval barrage	Plaine Boulbon	Trav. Beaucaire Tarascon	Beaucaire / Arles	Petit Rhône amont	Petit Rhône aval	Trav. Arles	Grand Rhône
10500	50 ans	Janv. 1994	- 5	- 4	0	0	0	0	0	0	0
11500	100 ans	Déc. 2003	- 2	- 4	0	0	0	+ 1	+ 1	0	0
12500	250 ans	Mai 1856	- 2	- 2	+ 2 à 3	+ 2 à 3	- 3	- 2	- 0 à 2	- 1	- 0 à 2
14160	1000 ans	Millénale	0	0	+ 7	+ 9	- 5	- 2	- 0 à 2	- 2	- 2 à 5

Après réalisation de cette opération (BA1), l'impact résiduel en amont est inférieur à l'impact résiduel du programme.

Un impact de 3 cm pour la crue de référence est observé en amont de Beaucaire. Cet impact est supérieur de 1 cm au seuil de qualification de l'impact comme impact quasiment nul. Compte tenu de ce qu'il s'agit d'un état intermédiaire, cet impact provisoire est jugé comme recevable.

L'impact au droit du remblai ferroviaire et des SIP de Beaucaire et Tarascon est nul (crues non débordantes) ou positif (crues débordantes)

Tableau 6. Deuxième phase de sécurisation : Etat initial + BA1 + BA2

Scénario de crue			Impact hydraulique sur la ligne d'eau (en centimètre) par tronçon hydraulique homogène								
Débit max Tarascon (en m³/s)	Période de retour	Type crue	Plaine Aramon	Aval barrage	Plaine Boulbon	Trav. Beaucaire Tarascon	Beaucaire / Arles	Petit Rhône amont	Petit Rhône aval	Trav. Arles	Grand Rhône
10500	50 ans	Janv. 1994	- 4	- 4	- 16	- 1	0	- 1	0	- 1	- 0 à 2
11500	100 ans	Déc. 2003	- 3	- 5/6	- 0 à 2	- 2	0	0	0	0	0
12500	250 ans	Mai 1856	- 1	- 4	+ 2	+ 1	- 7	- 7	- 2 à 5	- 5	- 2 à 5
14160	1000 ans	Millénale	0	- 1	+ 5	+ 7	- 12	- 10	- 5 à 10	- 8	- 5 à 10

Après réalisation de cette opération (BA2), l'impact résiduel en amont est inférieur à l'impact résiduel du programme.

Un impact quasiment nul est observé en amont de Beaucaire.

L'impact au droit du remblai ferroviaire et des SIP de Beaucaire et Tarascon est nul (crues non débordantes) ou positif (crues débordantes)

Tableau 7. Dernière phase de sécurisation : Etat initial + BA1 + BA2 + BA8

Scénario de crue			Impact hydraulique sur la ligne d'eau (en centimètre) par tronçon hydraulique homogène								
Débit max Tarascon (en m^3/s)	Période de retour	Type crue	Plaine Aramon	Aval barrage	Plaine Boulbon	Trav. Beaucaire Tarascon	Beaucaire / Arles	Petit Rhône amont	Petit Rhône aval	Trav. Arles	Grand Rhône
10500	50 ans	Janv. 1994	- 6	- 5	- 21	-4	0	0	0	0	0
11500	100 ans	Déc. 2003	- 5	- 8	- 5	- 5	- 1	0	0	0	0
12500	250 ans	Mai 1856	- 3	- 6	-1	- 2	- 6	- 6	- 2 à 5	- 5	- 2 à 5
14160	1 000 ans	Millénale	+0 à 2	0	+ 8	+ 9	- 9	- 7	- 2 à 5	- 6	- 5 à 10

Tableau 8. Phases successives de sécurisation des ouvrages entre Beaucaire et Arles et impact des états intermédiaires

4.6.4 Les opérations sur le Grand Rhône

Ce groupe d'opérations est constitué des opérations suivantes :

- GR2-1 : Renforcement des digues de Salin de Giraud et Port-Saint-Louis comprenant les ouvrages suivants :
  - La digue du Grand Rhône rive droite du PK 313 au PK 324,5 ;
  - La création d'une digue de protection rapprochée au sud du village de Salin de Giraud et des secteurs vulnérables de la Compagnie des Salins du Midi ;
  - La digue du Grand Rhône rive gauche du PK 316,5 au PK 323.

- GR2-2 : Digue Sud d'Arles comprenant les ouvrages suivants :
  - La digue du Grand Rhône rive gauche du PK 286,5 au PK 293.

- GR2-3 : Renforcement des digues du Grand Rhône 2ème priorité (rendues carrossables en 2010).

Les opérations GR2-1 et GR2-2 sont réalisées dans le cadre du CPIER Plan Rhône 2007/2013.

Les modifications de géométrie des opérations GR2-2 et GR2-3 portent exclusivement sur l'implantation en plan de la digue et sont sans impact notable sur les lignes d'eau. Les modifications d'altimétrie sont limitées à garantir une revanche de 50 cm pour la crue exceptionnelle et sont donc sans incidence sur les modélisations des crues considérées.

La seule opération ayant des incidences sur les écoulements est l'opération GR2-1.

On rappelle que les aménagements sur le Grand Rhône n'ont pas d'incidences en traversée d'Arles jusqu'à la crue de référence, ce qui nous permet de conclure sur une réalisation des

opérations sur le Grand Rhône, indépendamment des opérations sur les autres tronçons du Rhône. Le phasage des opérations est le suivant :

- 1ère phase : GR2-1 ou GR2-2
- 2ème phase : GR2-2 ou GR2-1
- 3ème phase : GR2-3

Les seuls impacts à considérer sont de vérifier si les recalages des digues de l'opération GR2-1 peuvent avoir un impact sur la sécurité des tronçons de digue en amont.

L'impact de l'opération GR2-1 en amont est nul ou positif jusqu'à la crue de référence. Pour la crue exceptionnelle (non réglementaire), il est légèrement négatif au droit des digues de l'opération GR2-3 (+3 cm) et quasiment nul au droit l'opération GR2-2.
Compte tenu de ce que les digues de l'opération GR2-3 ont été rendues carrossables. On estime que cet exhaussement pour la crue exceptionnelle et son impact sur la sécurité de l'ouvrage est compensé par l'augmentation de la capacité d'intervention du SYMADREM en cas de détection de désordres sur ce tronçon et qu'il est en conséquence acceptable.
Ce qui nous permet de conclure que le phasage envisagé sur le Grand Rhône est aujourd'hui le meilleur optimum entre impact hydraulique/ sécurité des ouvrages hydrauliques et prise en compte du risque (enjeux).

Tableau 9. Impact dans le lit endigué des aménagements sur le Grand Rhône indépendamment des autres travaux.

Scénario de crue				Impact hydraulique sur la ligne d'eau (en centimètre) par tronçon hydraulique homogène				
Type de crue	**Période de retour**	**Débit max (m^3/s)**	**Niveau marin (cote NGF)**	**Arles PK283**	**Arles / Seuil de Terrin**	**Seuil de Terrin/ PK 313**	**PK 313 à PK 316 (SDG RD)**	**PK 316 à la Mer (SDG RD et PSL RG)**
10500	50 ans	10 500	Marégramme janvier 1994	0	0	0	0 à - 2	-2 à – 1
Déc. 2003	100 ans	11 500 ± 5 %	Marégramme 2003 (pic à 1 NGF)	0	0	0 à -1	-1 à -4	-4 à -5
Mai 1856	250 ans	12 500	Marégramme 2003 translaté à 1,3 NGF	0 à 1	0	0	0 à - 5	-5 à – 10
exceptionnelle Niv marin bas	1000 ans	14 160	0,5 NGF constant	+ 2 à 3	+ 2	+ 2 à 3	+ 3 à – 4	- 3 à – 1
exceptionnelle Niveau marin haut	> 1000 ans	14 160	1,5 NGF constant	+ 2 à 3	+ 2	+ 2 à 3	+ 3 à - 4	-4 à - 11

4.6.5 Les opérations sur le Petit Rhône

Ce groupe d'opérations est constitué des opérations suivantes :

- PR1 : Renforcement des digues du Petit Rhône – 1ère priorité comprenant les ouvrages suivants :
  - La digue du Petit Rhône rive droite du PK 284 au PK 292,5 (mise à la cote) ;

- La digue du Petit Rhône rive droite du PK 300 au PK 326
- La digue du Petit Rhône rive gauche du PK 281,0 au PK 306,5
- La digue du Petit Rhône rive gauche du PK 329,5 au PK 336,5

- PR1-2 : Renforcement des digues du Petit Rhône – 2ème priorité (rendues carrossables en 2010).

L'opération PR1 est réalisée dans le cadre du CPIER Plan Rhône 2015/2020. Les modifications géométriques de l'opération PR1-2 sont limitées à un recalage altimétrique permettant de garantir une revanche de 50 cm pour la crue exceptionnelle (les digues PR1-2 sont déjà calées au-dessus de la crue exceptionnelle) et sont donc sans incidence sur les modélisations des crues considérées.

Les incidences sur les écoulements sont uniquement dues à l'opération PR1.

On rappelle les aménagements sur le petit Rhône abaissent la ligne d'eau en amont, ce qui nous permet de conclure sur une réalisation des opérations sur le petit Rhône, indépendamment des opérations sur les autres tronçons du Rhône. Le phasage des opérations sera le suivant :

- 1ère phase : PR1
- 2ème phase : PR1-2

Les seuls impacts à considérer sont de voir si le recalage des digues de l'opération PR1 peut avoir un impact sur la sécurité des tronçons de digue en aval (PR1-2).

Tableau 10. Impact dans le lit endigué des aménagements du Petit Rhône

Scénario de crue			Impact hydraulique sur la ligne d'eau (en centimètre) par tronçon hydraulique homogène							
Débit max Tarascon (en m^3/s)	Période de retour	Type crue	Pont suspendu A54	A54 Pont Cavalès	Pont Cavalès Pont St Gilles	Pont St Gilles Aval Déversement	Aval déversement Coude capette	Coude Capette Pont Sylvéréal	Pont Sylvéréal Bac Sauvage	Aval du Bac du Sauvage
10500	50 ans	Janv. 1994	-5 à –13	-8 à -15	-14 à -18	-3 à -17	-8 à +2	-4 à +4	-2 à +5	-4 à +2
11500	100 ans	Déc. 2003	-6 à –16	-10 à -21	-21 à -27	-8 à -27	-10 à -2	-5 à +3	-2 à +5	-4 à +2
12500	250 ans	Mai 1856	-8 à –19	-12 à -24	-24 à -31	-8 à -30	-10 à -1	-5 à +3	-2 à +5	-4 à +2
14160	1 000 ans	Millénale	-6 à -16	-10 à -24	-23 à -32	-9 à -31	-13 à -1	-5 à +3	-2 à +5	-4 à +3

L'impact en aval de l'opération PR1 est quasiment nul et très localement de 3 à 4 cm. Compte tenu de ce que les digues de l'opération PR1-2 ont été rendues carrossables. On estime que l'impact sur la sécurité de l'ouvrage est compensé par l'augmentation de la capacité d'intervention du SYMADREM en cas de détection de désordres, ce qui le rend acceptable et nous permet de conclure que le phasage envisagé sur le Petit Rhône est aujourd'hui le meilleur optimum entre impact hydraulique/ sécurité des ouvrages hydrauliques et prise en compte du risque.

4.6.6 Les opérations de protection rapprochée

Ce groupe d'opérations est constitué des opérations suivantes :

- BA4 : Création d'une digue au nord d'Arles.
- GR2-1 : création d'une digue de protection rapprochée au sud de Salin de Giraud.

Compte tenu de ce que ces opérations sont situées dans le lit protégé, leur réalisation n'a pas d'impact sur les écoulements dans le lit endigué. Les seuls impacts à vérifier sont locaux.

Les impacts liés à la digue Nord ont été traités dans l'opération autorisée.

La digue Sud de Salin de Giraud, compte tenu de son caractère indissociable des travaux de création de la digue résistante à la surverse en aval de l'esquineau, a été intégrée dans l'opération de sécurisation des digues de 1er rang.

4.6.7 Les opérations de sécurisation du Plan de gestion des Ouvrages en périodes de crues

Ce groupe d'opérations est constitué des opérations suivantes :

- PGOPC-2 : Sécurisation du Plan de Gestion des Ouvrages – 1ère phase, comprenant :
    - Les travaux de bornage et signalétique sur les digues, la réalisation d'aires de stockage pour les interventions en période de crues, l'aménagement de certains accès et l'expertise et l'amélioration du plan de gestion des ouvrages en période de crues sur l'ensemble des ouvrages du SYMADREM.

- PGOPC-3 : Sécurisation du Plan de Gestion des Ouvrages – 2ème phase, comprenant :
    - La mise en place d'un système radio-numérique pour sécuriser les communications en période de crues entre les équipes de surveillance, les gardes digues et le poste de commandement du SYMADREM

Ces opérations ne sont pas des opérations de travaux et peuvent donc être réalisées de façon indépendante.

4.7 ETAT D'AVANCEMENT DES OPERATIONS

13 opérations ont été réalisées en globalité ou partiellement de 2008 à 2015 :

- ✓ Les 4ère tranches de travaux de grosses réparations des quais d'Arles pour un montant de 11,1 millions d'euros HT, comprenant :
  - o Le quai St Pierre,
  - o Le quai Trinquetaille,
  - o Le quai de la Roquette.
- ✓ La carrossabilité de 80 km de digues pour un montant de 4,9 millions d'euros HT
- ✓ La création d'une digue au nord d'Arles et les mesures compensatoires hydrauliques associées (ressuyage de la plaine du Trébon) pour un montant de 7,3 millions d'euros HT
- ✓ Le confortement des digues du centre-ville de Beaucaire pour un montant de 0,8 millions d'euros HT.
- ✓ L'adaptation partielle du pertuis de la Comtesse contribuant à l'amélioration du ressuyage de la Camargue Insulaire pour un montant de 0,1 millions d'euros HT
- ✓ Les 5ème et 6ème tranches de travaux de grosses réparations des quais d'Arles pour un montant de 16 millions d'euros HT, comprenant :
  - o Le quai de la Gabelle,
  - o Le quai de la Gare Maritime.
  - o La déconstruction et reconstruction de la digue dite « des Papeteries Etienne »,
  - o Le rehaussement des ouvrages en amont du Pont des Lions (chemin des ségonnaux, port d'Arles, digue du Mas Molin),
  - o Le rehaussement du remblai dit de l'IRPA,
  - o La mise à la cote de la digue de Barriol et de la digue Est d'embouquement de l'écluse d'Arles,
  - o Le quai Marx Dormoy (en cours d'achèvement).
- ✓ Les travaux de sécurisation du PGOPC – 1ère phase pour un montant de 1,3 millions d'euros HT, comprenant :
  - o L'expertise du PGOPC,
  - o L'aménagement d'aires de stockage pour les interventions d'urgence en périodes de crues,
  - o La mise en place d'un système de repérage sur les digues et la signalisation des accès et secteurs de surveillance,
  - o Le développement d'un outil sommaire de prévision des crues.
- ✓ Les travaux de sécurisation du PGOPC – 2ème phase pour un montant de 1,2 millions d'euros HT comprenant la mise en place d'un système de communication radio-numérique propre au SYMADREM (7 antennes relais installées).
- ✓ Les travaux de renforcement des quais de Tarascon et la 1ère phase des travaux de renforcement de la digue de la Montagnette consistant à reprendre l'ensemble des maçonneries de l'ouvrage pour un montant de 6,1 millions d'euros HT.
- ✓ Les travaux de renforcement de la digue du Rhône au Sud d'Arles entre les lieux-dits « Prends-té-Garde » et « Grand Mollégès » pour un montant de 12,5 millions d'euros HT (montant d'opération de 17,9 millions d'euros HT).

- ✓ La première tranche des travaux de renforcement entre Beaucaire et Fourques consistant à renforcer et rehausser la digue du Musoir, la digue Ouest d'embouquement de l'écluse de Beaucaire et la digue des Italiens pour un montant de 4,1 millions d'euros HT.
- ✓ Les travaux de carrossabilité sur les digues du Petit Rhône rive droite entre l'écluse de Saint Gilles et le Coude de Capette et sur les digues du Grand Rhône rive droite au droit et en aval de Salin de Giraud pour un montant total de 1,6 millions d'euros HT.
- ✓ Les travaux de sécurisation de la digue de l'Amarée (Saintes-Maries-de-la-Mer) suite à la tempête de novembre 2014 pour un montant légèrement inférieur à 0,1 millions d'euros HT.

Ce qui représente un montant total de travaux payés de 65 millions d'euros HT, auquel il faut ajouter le montant des études soldées et des études et travaux en cours, soit un montant total d'opérations réalisées de **71 millions d'euros HT** (85 millions d'euros TTC).

Après une année riche en travaux (27,3 millions d'euros payés aux entreprises), l'année 2016 sera l'occasion pour la rive droite du Rhône de voir démarrer l'ensemble des travaux entre Beaucaire et Fourques. Pour la rive gauche du Rhône, elle sera une année de transition qui verra l'achèvement des travaux de sécurisation en traversée et au sud d'Arles ainsi que le démarrage de la 2ème phase de travaux de renforcement de la digue de la Montagnette au nord de Tarascon avant l'engagement des travaux de création d'une digue entre Tarascon et Arles prévus pour 2017.

Les prévisions d'engagement sur l'année 2016 sont les suivantes :

Poursuite des travaux de renforcement de la digue du Rhône entre Beaucaire et Fourques

Les dernières acquisitions foncières (par voie d'expropriation) sont en cours. L'arrêté préfectoral déclarant cessibles les terrains nécessaires aux travaux a été pris par le préfet du Gard le 17 septembre 2015 et a été suivi par l'ordonnance d'expropriation en date du 10 février 2016. Le planning des travaux étant désormais maîtrisé, les appels d'offres relatifs aux travaux suivants :

- ✓ Recalibrage de l'île du Comte en aval du Barrage de Vallabrègues et stockage provisoire des matériaux,
- ✓ Renforcement de la digue du Pont suspendu à la station de Tourette,
- ✓ Renforcement de la digue du lieu-dit « fer à cheval » à la station BRL « Philippe LAMOUR »,
- ✓ Renforcement de la digue de la station BRL au Pont suspendu,
- ✓ Mesures compensatoires environnementales,

ont été lancés.

Le diagnostic archéologique est prévu pour le second trimestre 2016 et le démarrage effectif des travaux pour l'été 2016. La fin prévisionnelle des travaux devrait intervenir en 2018.

Le montant d'opération est de 43 millions d'euros HT (11 millions sont d'ores et déjà engagés). Ce montant nécessitera un complément substantiel de financement durant l'année 2016, dont le montant sera précisé après attribution des marchés de travaux.

Traitement des points sensibles identifiés dans les études de dangers – phase 1

Les travaux de démolition d'une maison englobée dans la digue et le traitement par génie végétal des berges du Petit Rhône rive droite en amont et en aval du Pont de Saint Gilles pour un montant de 0,3 millions d'euros HT ont démarré et seront achevés avant l'été 2016.

Poursuite des travaux de renforcement de la digue de la Montagnette et des quais de Tarascon

La deuxième phase de travaux de renforcement de la digue de la Montagnette consistant à réaliser un complexe filtrant/drainant sur le talus de digue côté ville sera engagée dès que les acquisitions foncières seront finalisées. Le dossier d'enquête parcellaire a été déposé en préfecture des Bouches du Rhône. L'enquête parcellaire devrait être programmée très prochainement. Le démarrage des travaux devrait être envisagé pour le début d'année 2017 pour un montant de 4,9 millions d'euros HT.

Il est également prévu le démarrage des **études géotechniques sur les digues du Petit et Grand Rhône** pour établir un diagnostic approfondi nécessaires aux études de dangers des systèmes d'endiguement et préparer la définition d'un programme de travaux pour l'après CPIER 2015-2020. Le montant de ces études est de 1 million d'euros HT.

C / ENGAGEMENTS PREVISIONNELS SUR LE CPIER PLAN RHONE 2015-2020

Le CPIER Plan Rhône 2015-2020 signé le 30 octobre 2015 entre l'Etat et les Régions sera marqué par l'engagement de quatre grandes opérations actuellement en cours d'études ou en cours d'instruction réglementaire :

- ✓ Les travaux de création d'une digue entre Tarascon et Arles,
- ✓ Les travaux de rehaussement des Sites-Industrialo-Portuaires de Beaucaire et Tarascon,
- ✓ Les travaux de renforcement et recul limité des digues du Petit Rhône – 1ère priorité,
- ✓ Les travaux de renforcement de la digue du Grand Rhône rive droite au droit de Salin de Giraud et mise à la cote de la digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône et la création d'une digue de protection rapprochée au Sud de Salin de Giraud.

Création d'une digue entre Tarascon et Arles

L'opération de création d'une digue entre Tarascon et Arles comprend cinq grandes familles de travaux, qui sont :

- ✓ La création d'une digue de 1er rang à l'ouest du remblai ferroviaire ;
- ✓ Les travaux de mise en transparence hydraulique et le confortement du remblai ferroviaire ;
- ✓ Les mesures d'annulation et de réduction d'impacts, qui comprennent :
  - o le rehaussement du déversoir de Boulbon ;
  - o le rehaussement du déversoir de Comps ;
  - o le rehaussement de la digue d'Aramon ;
  - o le rehaussement de la digue des marguilliers ;

- la création d'une lône en rive gauche du Rhône ;
- la suppression de l'atterrissement au droit de l'usine Fibre Excellence.

✓ Les aménagements favorisant le ressuyage, qui comprennent :

- la transparence hydraulique du canal des Alpines ;
- la création d'un fossé ouest/est raccordé au contre canal du Vigueirat ;
- la création d'un siphon de transfert sous le Vigueirat au droit de Fort d'Herval et réalisation d'un canal d'amenée au canal de la vidange

✓ Les aménagements de sécurisation complémentaire suivant :

- la sécurisation des digues du Vigueirat sur les linéaires suivants :
  - Rive droite du Vigueirat de la digue nord jusqu'à la RN113
  - Rive gauche du Vigueirat de la RD453 jusqu'au RN113
- le remodelage des berges du tronc commun du canal de la vallée des Baux pour éviter tout débordement pour la crue de référence en traversée de Fourchon.

Le montant total de cette opération est de 146 millions d'euros HT, dont 70 millions concernent les travaux de mise en transparence hydraulique du remblai ferroviaire, financés et réalisés par SNCF Réseau (Ex. RFF) et 76 millions d'euros HT concernent le SYMADREM

L'arrêté déclarant d'utilité publique les travaux devrait être signé très prochainement par le Préfet des Bouches-du-Rhône. L'arrêté de dérogation pour destruction d'espèces protégées devrait également signé dans les prochains jours. L'enquête parcellaire devrait être organisée dans les prochaines semaines
Le dossier d'autorisation au titre du code de l'environnement est en cours d'établissement et devrait être déposé au printemps 2016.
Le démarrage prévisionnel des travaux est prévu en 2017 pour une réalisation qui devrait s'étaler jusqu'en 2020.

Travaux de rehaussement des SIP de Beaucaire et Tarascon

Les travaux de rehaussement des Sites-Industrialo-Portuaires de Beaucaire et Tarascon, dont le montant s'élève à 6,5 millions d'euros HT, consistent en la réalisation d'une digue le long des SIP afin de les mettre à la cote millénale et éviter le contournement des digues résistantes à la surverse en périodes de crue exceptionnelle déversante.
Le phasage de cette opération sera calé pour permettent un achèvement de l'opération concomitamment avec la digue Tarascon-Arles.

Les travaux de renforcement et recul limité des digues du Petit Rhône – 1ère priorité,

Les travaux de renforcement des digues du Petit Rhône, représentent un montant de 70 millions d'euros HT, qui sera vraisemblablement revu à la hausse, compte tenu des études en cours.

Cette opération comprend les travaux suivants :

✓ La mise à la cote de la digue du Petit Rhône rive droite entre les lieux-dits de la « Tourette » et la station « Grand Cabane »

- ✓ Le renforcement de la digue du Petit Rhône rive droite de l'écluse de Saint-Gilles au Mas du Juge situé entre Sylvéréal et le Bac du sauvage
- ✓ Le renforcement de la digue du Petit Rhône rive gauche entre le Pont suspendu et Albaron
- ✓ Le renforcement de la digue du Petit Rhône rive gauche en amont des Saintes-Maries-de-la-Mer

Les études (9 lots d'étude) ont été suspendues suite à la défaillance d'un bureau d'études. Aujourd'hui, elles ont repris. Le planning prévisionnel est le suivant :

- ✓ Achèvement des études : Eté 2016
- ✓ Procédures réglementaires : 2017 à 2018
- ✓ Réalisation des travaux : 2019 à 2022

Les travaux de renforcement de la digue du Grand Rhône rive droite au droit de Salin de Giraud et mise à la cote de la digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône et la création d'une digue de protection rapprochée au Sud de Salin de Giraud.

Le montant de cette opération s'élève à 37,6 millions d'euros HT.

Les études hydrauliques complémentaires pour arrêter définitivement le tracé de la digue au sud de Salin de Giraud et des espaces stratégiques de Compagnie des Salins du Midi et des Salines de l'Est (CSME) vulnérables aux inondations fluviales ont été réalisées en 2014 et 2015. Ce tracé a reçu l'avis favorable du préfet des Bouches-du-Rhône et du Président Directeur Général de la CSME lors d'un comité de pilotage en préfecture le 22 avril 2015. Il a été définitivement approuvé par le SYMADREM par délibération n°2015-60 du 30 juin 2015.

Le planning prévisionnel des études est suivant :

- ✓ Etudes techniques complémentaires (digue 2ème rang) : 2016/2017
- ✓ Procédures réglementaires : 2017/2018
- ✓ Réalisation des travaux : 2019 à 2022

A ces 4 grandes opérations, il faut ajouter également les opérations suivantes :

- ✓ Travaux de confortement au droit de points très sensibles identifiés lors des études de dangers- phases suivantes ;
- ✓ Travaux de sécurisation du PGOPC – 3ème phase consistant en la mise en œuvre de limnigraphes le long des bras du Rhône permettant de connaître en temps réel les lignes d'eau le long des digues ;
- ✓ L'élargissement du pertuis de la Fourcade en collaboration avec le Parc Naturel Régional de Camargue, qui pilote l'opération de ressuyage des eaux déversées en Camargue Insulaire et la commune des Saintes-Maries-de-la-Mer, qui réalise une étude de continuité écologique
- ✓ La réhabilitation du pertuis de la Comtesse

Le montant de ces actions est estimé à 4 millions d'euros HT.

D / LES ENGAGEMENTS SUR LE CPIER PLAN RHONE 2015-2020.

Les engagements prévisionnels sur le CPIER Plan Rhône 2015-2020, sont les suivants :

	Montant prévisionnel (en millions d'euros HT)		
	Delta du Rhône	**Rive droite**	**Rive gauche**
Création d'une digue entre Tarascon et Arles	76,0		76,0
Rehaussement des SIP de Beaucaire et Tarascon	6,5	3,25	3,25
Digue du Petit Rhône	70,0	35,0	35,0
Digue de Salin de Giraud et Port-Saint-Louis-du-Rhône	37,6		37,6
Autres actions	4,0	1,0	3,0
TOTAL	**194,1**	**39,25**	**154,85**

La figure en page suivante permet

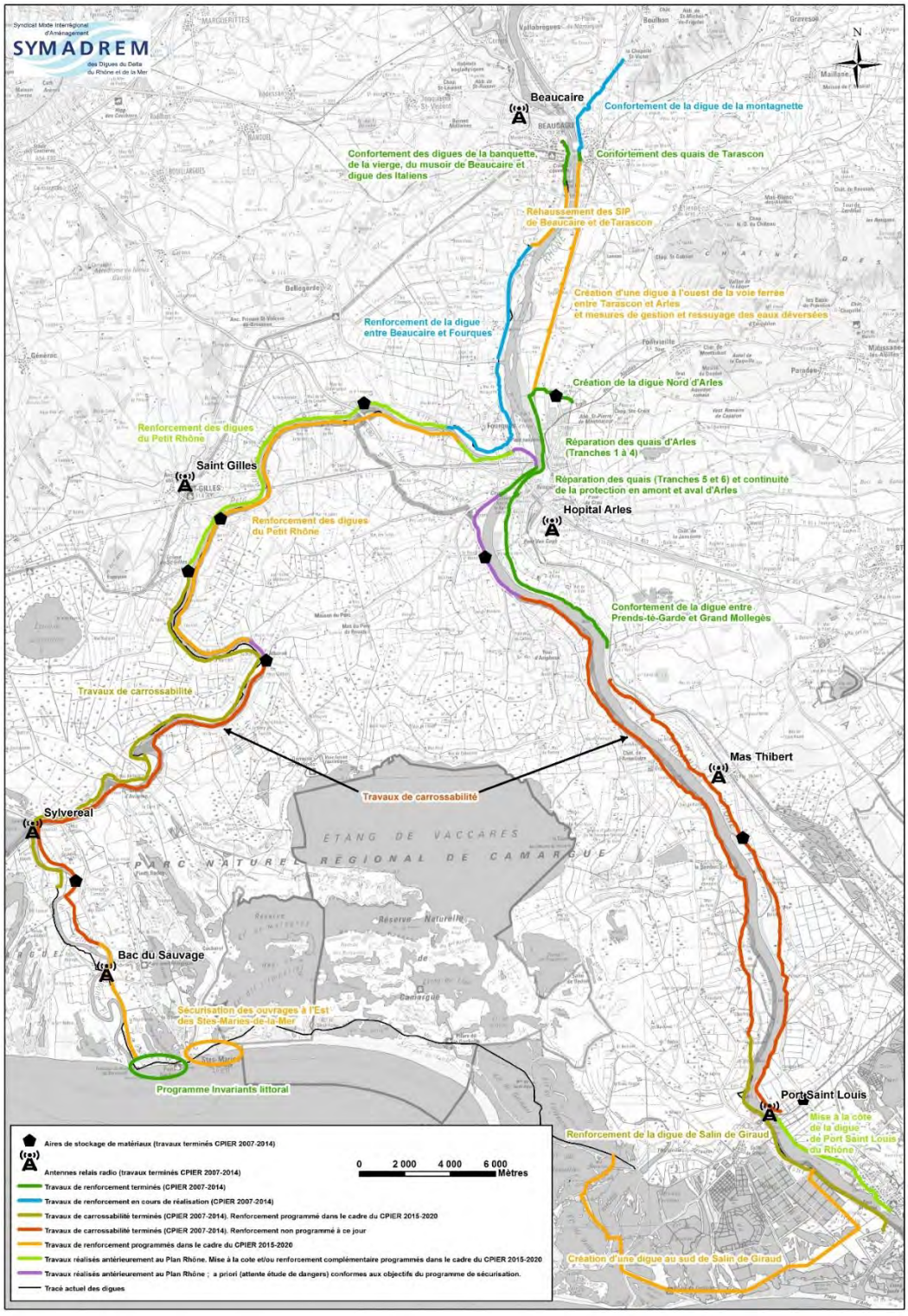


Figure 18. Programme de sécurisation – état d'avancement au 1er octobre 2016

5 LES TRAVAUX OBJET DE LA DEMANDE D'AUTORISATION

L'opération de création d'une digue de 1er rang à l'Ouest du remblai ferroviaire, entre Tarascon et Arles, et des mesures associées, s'étend du pont route de Tarascon (RD99), situé au
PK Rhône projeté 269,600 ou PK SNCF RÉSEAU 764,800 jusqu'à la digue dite du « Mas Molin » raccordant le Port d'Arles au remblai ferroviaire Tarascon/Arles, située au PK Rhône projeté 279,000 ou PK SNCF RÉSEAU 773,600. Elle concerne également certains ouvrages hydrauliques connexes au système d'endiguement.

Les travaux réalisés sous maîtrise d'ouvrage du SYMADREM comprennent :

- la création d'une digue sur le Site-Industrialo-Fluvial de Tarascon, calée à la cote de danger (0,5 m au-dessus du niveau d'eau atteint par la crue exceptionnelle du Rhône),
- le rehaussement à la cote de danger du rideau de palplanches situé au droit de l'usine Fibre Excellence (ex-Tembec),
- la réalisation à la cote de danger d'une digue non renforcée au déversement le long du chemin des ségonnaux,
- la réalisation à l'ouest du remblai SNCF réseau (de l'aval de Fibre Excellence à l'aval du canal des Alpines) d'une digue résistante à la surverse calée à la cote de protection (correspondant à une crue type décembre 2003 sans brèche), séparée de 15 mètres de pied à pied du remblai ferroviaire,
- la réalisation à l'ouest du remblai ferroviaire d'une digue, séparée du remblai ferroviaire, non renforcée au déversement et calée à la cote de danger,
- la mise en dépôt des déblais et de l'excédent de terre végétale au niveau de l'ancienne décharge des Ségonnaux,
- le dévoiement des réseaux concessionnaires (Enedis, Orange, GRT Gaz, Trapil),
- la création d'une voie de circulation en pied de digue côté fleuve et qui aura deux affectations : l'exploitation de la digue et la desserte communale.

Les mesures d'annulation et réduction d'impacts hydrauliques liés à la création de la digue de 1er rang, qui sont :

- le rehaussement du déversoir de Boulbon,
- le rehaussement du déversoir de Comps,
- le rehaussement de la digue d'Aramon,
- le rehaussement de la digue des Marguilliers comprenant la création d'un déversoir de sécurité,
- la création d'une lône en rive gauche comprenant la renaturation écologique du site,
- la suppression de l'atterrissement au droit de l'usine Fibre Excellence.

Les mesures compensatoires environnementales liées aux ouvrages (digue, lône, atterrissement…).

Les mesures de gestion et de ressuyage des eaux déversées en rive gauche du Rhône, comprenant les travaux suivants :

- Transparence du canal des Alpines : passage en siphon du canal sur un linéaire de 300 mètres,
- Fossé Est/Ouest : recalibrage global du fossé déjà existant en limite communale et prolongation du fossé sur les derniers 600 mètres en extrémité Est,
- Création d'un siphon sous le canal du Vigueirat au droit de Fort d'Herval : création d'un ouvrage génie-civil 2,5 m x 2,2 m,
- Amenée au canal de vidange : création d'un chenal trapézoïdal en déblais (l = 18 m) depuis le siphon précité au canal de la vidange,
- Confortement des digues du Vigueirat en traversée de Fourchon (de la RD 453 à la RN 113) et calage à la cote atteinte dans le Vigueirat pour la crue millénale du Rhône sans brèche dans les digues du Rhône et sans brèche sur les digues du Vigueirat assortie d'une revanche de 20 cm:
    - Au droit des secteurs non confortés : maintien actuel du remblai et recharge aval avec mise en œuvre d'un filtre,
    - Au droit des secteurs déjà confortés : mise en œuvre d'une recharge aval avec dispositif de filtration drainage,
    - Au droit des secteurs avec peu d'emprises : réalisation préférentiellement de murs de soutènement en gabions.
- Rehausse des berges du tronc commun de 10 à 30 cm en traversée de Fourchon de la RD543 à la RN 113

Les travaux réalisés sous maîtrise d'ouvrage de la SNCF Réseau comprennent :

- 10 ouvrages hydrauliques traversants, positionnés au droit du tronçon de digue résistant à la surverse et dimensionnés de façon à évacuer, le débit de déversement de la crue exceptionnelle du Rhône (environ 1000 m3/s)
- les ouvrages de dissipation de l'énergie de l'eau à réaliser en aval de chaque ouvrage hydraulique traversant, dit « bassin de restitution des ouvrages de transparence »
- le confortement du remblai ferroviaire par la mise en œuvre d'une technique de génie végétal (en section courante du remblai) et par la pose d'un complexe géomembrane aux abords immédiats des ouvrages de transparence sur le périmètre de l'opération ;
- les ouvrages d'entonnement dans l'espace inter-remblais (entre la digue et le remblai ferroviaire) au droit des ouvrages de transparence ;
- Le nivellement de l'espace inter-remblais entre 0 et 1m, afin de garantir l'écoulement hydraulique Nord-Sud ;
- la suppression des cavaliers latéraux des trois trémies routières existantes ;
- la réalisation des deux guides-eaux aux extrémités Nord et Sud de la digue résistante à la surverse ;
- La réalisation d'une piste d'exploitation côté Est du remblai ferroviaire et de déviations du chemin du Grand Castelet au droit des ouvrages OA0 à OA4.

La carte en page suivante localise les travaux envisagés

Le détail des travaux figure en rubrique n°3 : analyse fonctionnelle

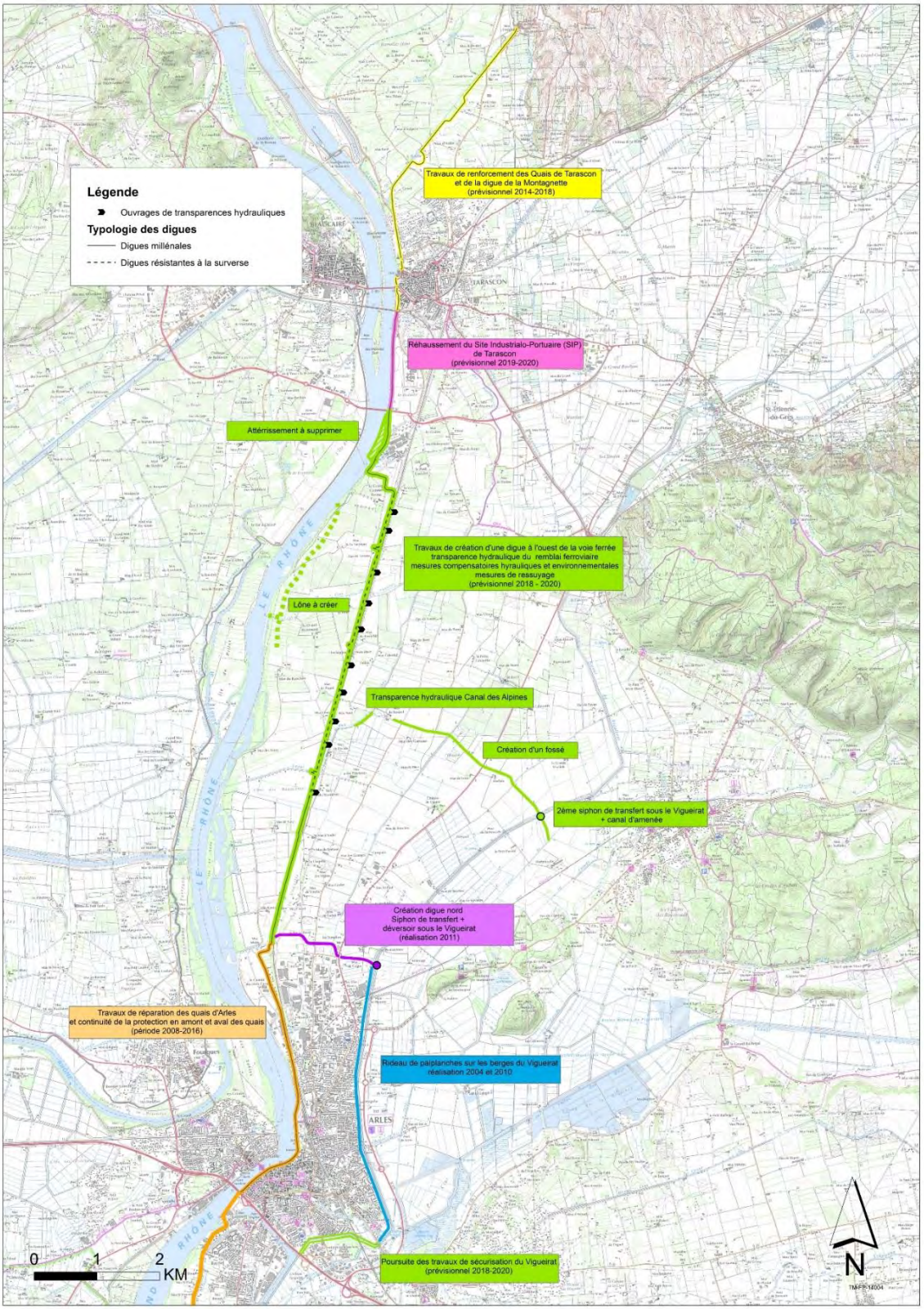


Figure 19. Digue Tarascon-Arles et mesures associées

6 METHODOLOGIE DE L'ETUDE DE DANGERS

6.1 MODELE SOURCE / TRANSFERT / CIBLE

L'étude de dangers ou analyse de risques est construite sur la base du modèle source/transfert/cible, traduction de Source/Pathway/Receptor. Ce modèle est celui qui a été utilisé le programme européen FloodProb (http://www.floodprobe.eu/) et l'International Levee Handbook (http://www.leveehandbook.net/).

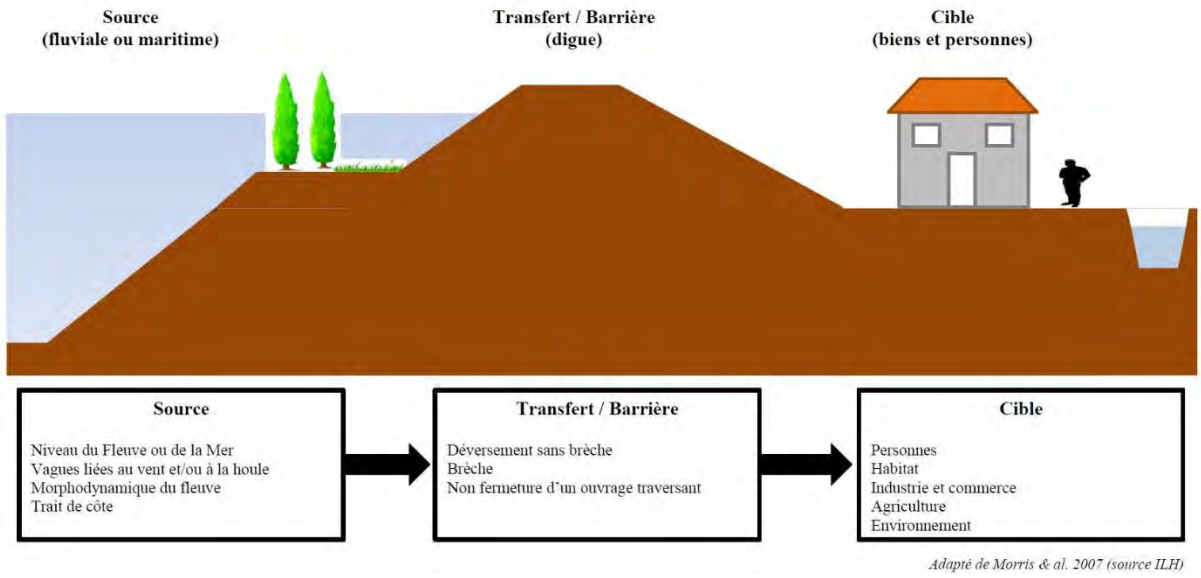


Figure 20. Modèle Source Transfert Cible (d'après Morris & *al*. Source ILH [X015])

La source est l'élément qui va permettre de générer une action (on peut également utiliser les termes de chargement ou sollicitation) sur l'ouvrage de protection. Elle peut être :

- Le niveau du fleuve ou de la Mer,
- Les vagues liées au vent et/ou la Houle,
- La tendance géomorphologique du fleuve à éroder les berges ou mobilité du trait de côte.

La cible va être l'ensemble des enjeux localisés dans la zone protégée par le système d'endiguement : les personnes, l'habitat, les industries et commerces, les exploitations agricoles mais également les enjeux environnementaux ou patrimoniaux.

Le transfert va caractériser le type de franchissement de la barrière que constitue la digue. A l'instar des choix retenus par l'USBR et l'USACE [X004], 4 types de franchissement ou scénarios d'inondation sont pris en compte.

- cas n°1 : Brèche avant surverse dans la digue par un des modes de rupture décrits plus loin à l'exception de la surverse,
- cas n°2 : Défaillance d'un ouvrage hydraulique traversant (non obturation ou rupture des organes de fermeture) entraînant la libération d'eau dans la zone protégée,
- cas n°3 : surverse sans brèche (digue résistant à la surverse) sur la digue quand le niveau de l'eau est supérieur à la crête de l'ouvrage,
- cas n°4 : Brèche après surverse sur la digue.

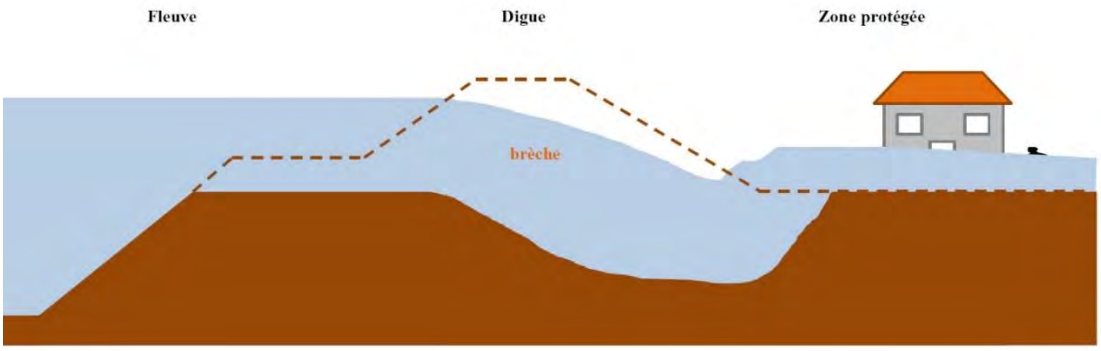


Figure 21. Cas n°1 : Brèche avant surverse

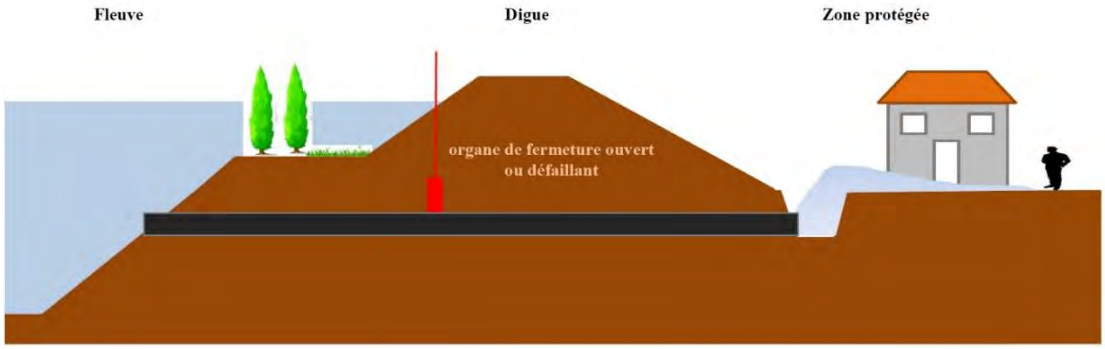


Figure 22. Cas n°2 : Défaillance d'un ouvrage hydraulique traversant

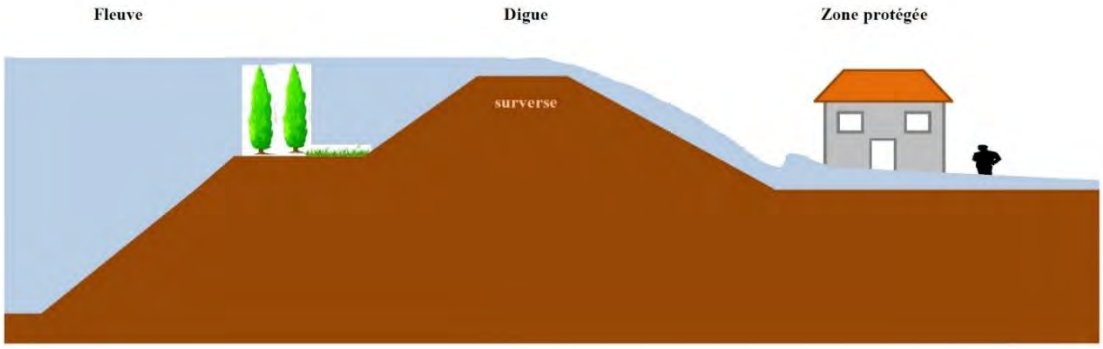


Figure 23. Cas n°3 : Surverse sans brèche

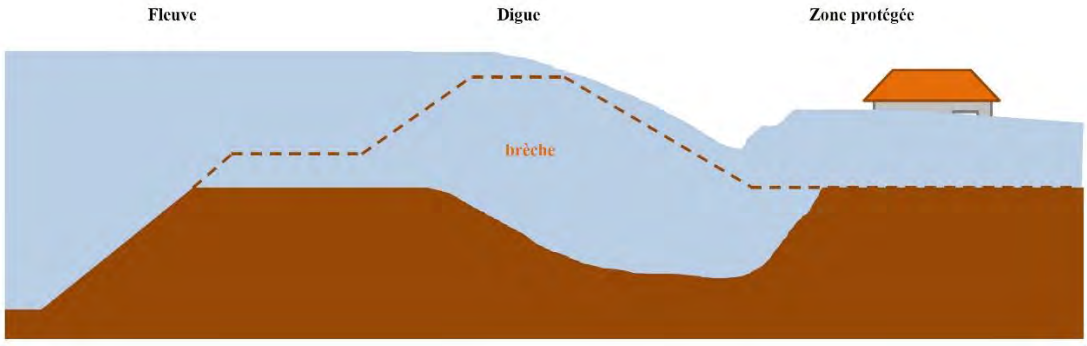


Figure 24. Cas n°4 : Brèche après surverse

Les barrières de sécurité ou fonctions qui vont s'opposer au transfert de la source vers la cible sont de plusieurs types. Il y a les barrières passives. Ce sont l'étanchéité, la résistance à l'érosion interne ou externe, la protection, la filtration, le drainage…. et les barrières actives : la surveillance mise en place et les interventions d'urgence qui vont permettre de retarder l'instant fatidique, où les entrées d'eau deviendront inévitables.

6.2 NIVEAUX DE PROTECTION, DE SURETE ET DE DANGER - DEFINITIONS

Avant de présenter il convient de définir les notions de niveaux de protection, de sûreté et de danger, essentielles à la compréhension de la suite de l'étude.

Le niveau de protection d'une zone exposée au risque d'inondation ou de submersion marine assuré par un système d'endiguement est défini réglementairement dans l'article R.214-119-1 du Code de l'Environnement. Cette définition est la suivante :

Le niveau de protection d'une zone exposée au risque d'inondation ou de submersion marine assuré par un système d'endiguement au sens de l'article R. 562-13 ou par un aménagement hydraulique au sens de l'article R. 562-18 est déterminé par la hauteur maximale que peut atteindre l'eau sans que cette zone soit inondée en raison du débordement, du contournement ou de la rupture des ouvrages de protection quand l'inondation provient directement du cours d'eau ou de la mer. Lorsque la taille et les caractéristiques de la zone exposée le justifient, plusieurs niveaux de protection peuvent être déterminés, chacun étant associé à une partie délimitée de la zone protégée. «Le niveau de protection d'un système d'endiguement ou d'un aménagement hydraulique est apprécié au regard soit d'un débit du cours d'eau en crue considéré ou d'une cote de niveau atteinte par celui-ci, soit d'un niveau marin pour le risque de submersion marine.

Les notions de niveaux de sûreté et sécurité ne sont pas définies réglementairement. Mallet, Degoutte & Royet 2013 [X038] ont proposé qui sont rappelées ci-après :

Niveau de protection d'une digue avec déversoir

Si la digue est équipée d'un déversoir de sécurité ou d'un tronçon de digue résistant à la surverse, le niveau de protection de la digue est le niveau de la crête de cet ouvrage déversant. Ceci en supposant bien sûr que la digue résiste jusque-là. C'est le niveau au-delà duquel la zone n'est plus protégée par la digue. Les lieux initialement protégés par la digue sont peu à peu inondés par les eaux provenant du déversoir (en supposant qu'ils n'aient pas été inondés précédemment par un autre processus tel que remontée de nappe, ruissellement ou remous aval).

Niveau de sûreté d'une digue

C'est le niveau pour lequel la digue conserve une certaine marge de sécurité pour les différents mécanismes de rupture. Elle doit donc :

- disposer d'une certaine revanche par rapport à la ligne d'eau de la crue de danger ;
- assurer la stabilité mécanique du corps de digue avec des coefficients de sécurité correspondant aux situations exceptionnelles [X020] ;
- présenter une sécurité vis-à-vis des mécanismes d'érosion interne ;

- assurer le fonctionnement sans endommagement du déversoir s'il existe et de ses composants.

Dans un système d'endiguement sans déversoir ou sans digue résistante à la surverse, les niveaux de protection et de sûreté de la digue sont confondus. L'inondation de la zone protégée ne peut se faire par brèche dans les digues. Cette situation est inconfortable car le niveau de protection n'est pas visualisable et rien ne permet d'alerter de son dépassement.

La probabilité de brèche associée au niveau de sûreté varie dans la bibliographie existante entre 1 et 15 %. *Mallet & al. 2013 [X038]* recommande une probabilité minimale de 1 % pour les digues nouvelles ou les confortements. Si cet objectif peut être facilement atteint pour des ouvrages neufs par définition bien connus. Il peut dans le cas d'ouvrages anciens à aboutir à fixer le niveau de sûreté au pied de digue. Certains gestionnaires nationaux ou internationaux l'associent à des probabilités de 10 % comme illustré dans la figure ci-dessous, voire plus (15 % sur les digues de Loire).

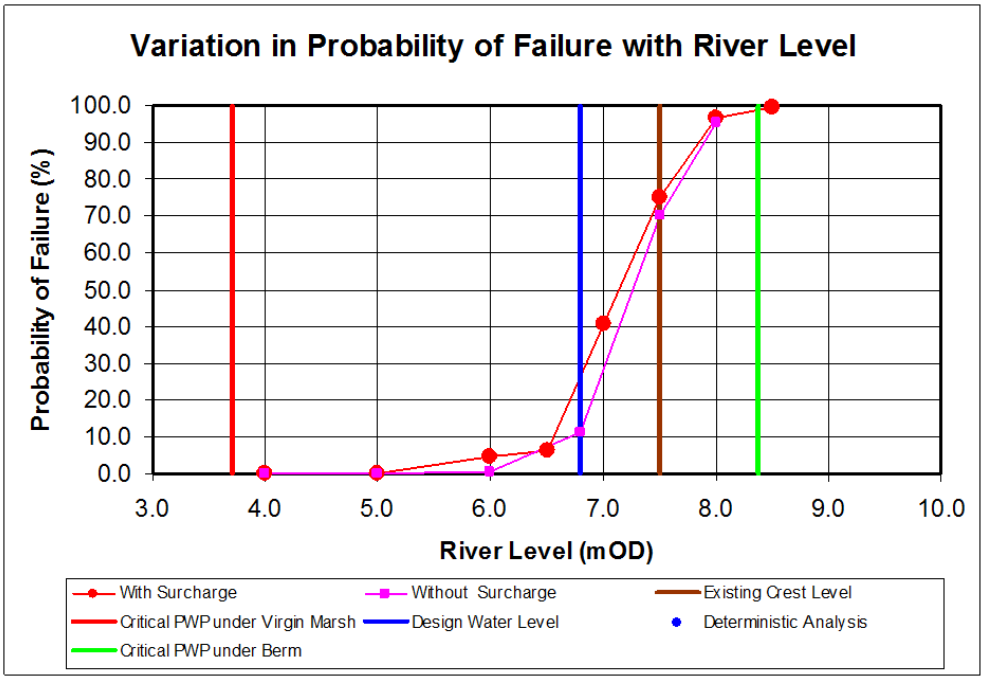


Figure 25. COURBE DE FRAGILITE – ILH DRESDEN WORKSHOP – MAI 2011 – PRESENTATION DE J. SIMM.

Niveau de danger d'une digue avec déversoir

Dans un système sécurisé, le niveau de danger correspond à la crue qui affleure le sommet de la digue en terre. Dans un système ancien non sécurisé, le niveau de danger peut bien entendu être situé sous la crête de la digue (cas observé sur les digues de Camargue lors de la crue de décembre 2003). Si le profil en long de la digue comporte des irrégularités, c'est la crue qui affleure au moins un des points bas. La probabilité de brèche associée au niveau de danger est de l'ordre de 50 %.

Cas des systèmes d'endiguement sécurisé sans digue résistante à la surverse

On entend par système sécurisé, un système construit suivant les règles de l'art actuelles et par un système non sécurisé un système non conforme aux règles de l'art actuelles mais qui a

été très bien pu être construit suivant les règles de l'art en vigueur au moment de sa construction. C'est le cas des digues d'origine du Delta du Rhône, dont la conception a été assurée par les ingénieurs des ponts et chaussées.

Dans les systèmes d'endiguement sécurisé avec digue résistante à la surverse, on a :

Niveau de protection de la digue < Niveau de sûreté de la digue < Niveau de danger de la digue

Dans les systèmes d'endiguement sécurisé sans digue résistante à la surverse, on a :

Niveau de protection de la digue = Niveau de sûreté de la digue < Niveau de danger de la digue

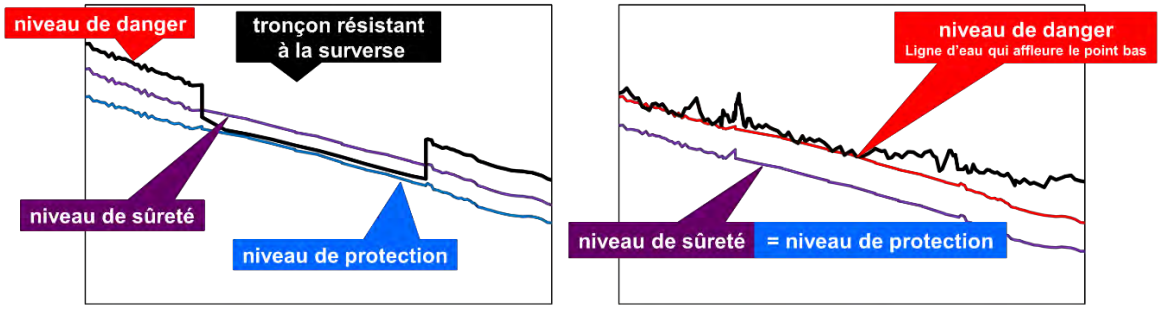


Figure 26. Cas d'un système d'endiguement sécurisé avec et sans digue résistante à la surverse

Dans le cas d'un système d'endiguement non sécurisé le niveau de sûreté peut être situé en dessous du niveau des déversoirs qui n'est alors qu'un niveau de protection apparent. Il est toujours confondu avec le niveau de protection

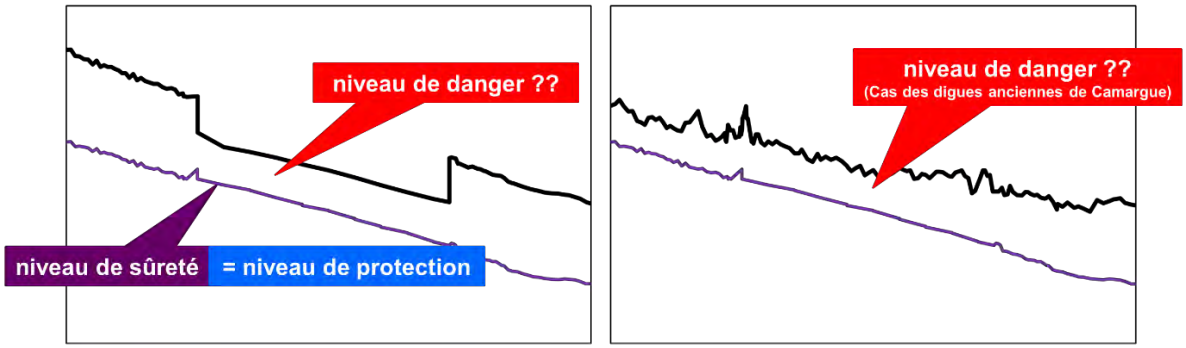


Figure 27. Cas d'un système d'endiguement non sécurisé avec et sans digue résistante à la surverse

Niveau de protection des personnes

On peut considérer que le niveau de protection d'une personne résidant dans une zone protégée correspond à sa situation à « pieds secs » ; tant que sa résidence ou ses voiries ne sont pas inondées, son niveau de protection n'est pas atteint. Elle peut se considérer protégée.

Niveau de sécurité des personnes

Le niveau de sécurité des personnes peut être défini comme le niveau à partir duquel une personne résidant dans une zone protégée se trouve en situation de danger. Les différentes

recommandations en matière d'élaboration de plans de prévention du risque inondation (PPRI) donnent certains critères permettant d'apprécier l'aléa en zone inondable. Le seuil de déplacement d'une personne en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse des écoulements (Cf. figure ci-après) semble être un critère pertinent permettant de définir le niveau de sécurité des personnes tout en restant cohérent avec la doctrine de l'État en matière de PPRI.

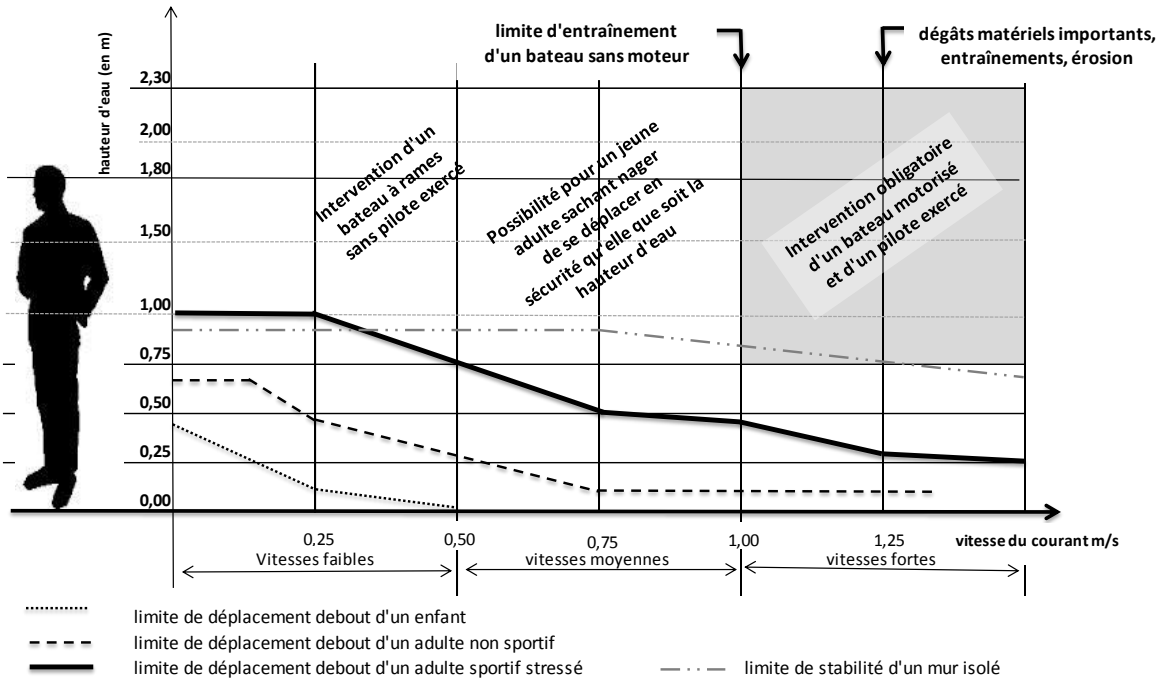


Figure 28. Seuil de déplacement des personnes en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse des écoulements (©CETE Méditerranée et guide sur les PPR [X041]

D'autres grilles d'aléa (Cf. tableaux ci- dessous) extraites de [X041] pour les crues rapides et crues lentes peuvent permettre d'apprécier le niveau de sûreté des personnes ; l'atteinte du niveau de sécurité des personnes correspondant au passage en aléa fort.

Tableau 11. Aléa pour une crue rapide en fonction de la hauteur et de la vitesse [X041]

Grille à deux paramètres Zones de confluences		Vitesse d'écoulement		
		Faible (< 0.2 m/s) (stockage)	Moyenne (écoulement)	Forte (> 0.5 m/s) (grand écoulement)
Hauteur de submersion	H < 0.50 m	Modéré	Modéré	Fort
	0.50 m < H < 1 m	Fort	Fort	Fort
	H > 1 m	Fort	Fort	Fort

Tableau 12. Aléa pour une crue lente en fonction de la hauteur et de la vitesse [X041]

Grille à deux paramètres (règle générale)		Vitesse d'écoulement		
		Faible (< 0.2 m/s) (stockage)	Moyenne (écoulement)	Forte (> 0.5 m/s) (grand écoulement)
Hauteur de submersion	H < 0.50 m	Modéré	Modéré	Fort
	0.50 m < H < 1 m	Modéré	Modéré	Fort
	H > 1 m	Fort	Fort	Fort

6.3 LIMITES DE L'ETUDE DE DANGERS

Considérons une digue, avec ou sans déversoir, et sa zone protégée.

Cas d'une digue où niveau de la crue < niveau de protection de la digue

Soit une crue dont le niveau est inférieur au niveau de la protection de la digue. Qu'il y ait ou non un déversoir, on considère que la crue est contenue dans le lit endigué et qu'aucune entrée d'eau n'est possible.

Dans la zone protégée, certains secteurs peuvent cependant être inondés, soit par remontée de nappe, soit par débordements d'autres cours d'eau soit par accumulation du ruissellement pluvial.

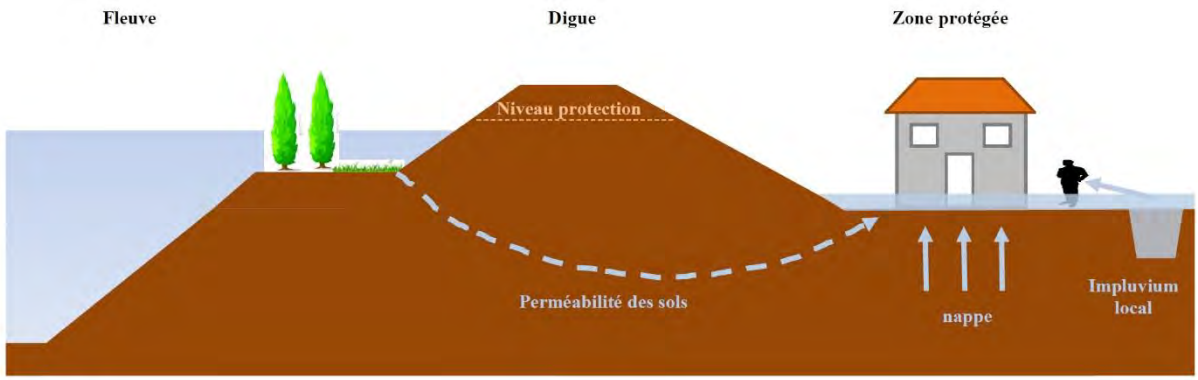


Figure 29. Zone protégée inondée et niveau de protection du système d'endiguement non atteint

Cette situation fut vécue par une partie des habitants du Cailar (Gard) en septembre 2005, lors de la crue centennale du Vistre (photo de gauche). La digue protégeant la commune assurait pleinement sa fonction, quand certains quartiers étaient inondés par ruissellement sous plusieurs décimètres d'eau (photo de droite).



Photo 1. Système d'endiguement du Vistre lors de la crue centennale de 2005 (côté cours d'eau à gauche et côté zone protégée à droite) (©ISL)

Mais d'autres secteurs peuvent être hors d'eau. C'est pourquoi suivant l'endroit où l'on se situe dans la zone protégée, on peut avoir les situations suivantes :

niveau de protection des personnes < ou > niveau de protection de la digue

Cas d'une digue avec déversoir où niveau de crue > niveau de protection de la digue mais < niveau de sûreté de la digue :

Si la digue possède un déversoir, et si elle est en bon état, la cote de sûreté de la digue est supérieure à la cote de protection. Suivant la surface de la zone protégée, la dynamique de la crue et la topographie de la plaine, le déversoir, tout en fonctionnant normalement, peut mettre en danger des personnes qui n'auraient pas été mises en sécurité. A contrario, d'autres secteurs de la zone protégée peuvent être hors d'eau. On peut donc avoir :

niveau de protection des personnes < ou > niveau de protection de la digue

niveau de sécurité des personnes ≤ niveau de sûreté de la digue

Cas d'une digue où niveau de la crue > niveau de sûreté de la digue

On rappelle que pour une digue sans déversoir, les niveaux de protection et de sûreté de la digue sont confondus. Lorsque le niveau de la crue dépasse le niveau de sûreté de la digue, la revanche entre la cote de danger et la cote de sûreté est consommée, ainsi que les marges de sécurité pour la stabilité de la digue. On est au-delà de la crue de projet ou de dimensionnement ; la probabilité d'avoir des brèches augmente sensiblement (Cf. figure ci-avant) et doit être prise en considération pour estimer les niveaux de protection et de sécurité des personnes. Les personnes sont menacées au moment même où la sûreté de la digue n'est plus assurée et l'on a donc :

niveau de sécurité des personnes = niveau de sûreté de la digue

Dans le cas particulier des grandes zones protégées comme la Camargue, suivant l'hydrogramme de brèches, les personnes résidant en extrémité de zone protégée peuvent être hors de danger pendant un temps assez long (2 à 3 jours en Camargue Gardoise en décembre 2003), ce qui permet de les mettre en sécurité après formation de la brèche, mais ce cas est peu courant et doit être appliqué avec précaution.

Bilan

On voit donc que sûreté de l'ouvrage et sécurité des personnes sont deux notions indissociables mais à ne surtout pas confondre :

- un ouvrage peut provoquer des victimes sans rompre ;
- à contrario, un ouvrage peut rompre sans victimes.

Les personnes peuvent être menacées par :

- la rupture de l'ouvrage (typiquement une brèche dans une digue en terre suite à érosion interne ou surverse) ; une onde de crue se libère alors brutalement ;
- un dysfonctionnement de l'ouvrage ou lié à lui (par exemple déversoir mobile s'effaçant brusquement) ;
- un dépassement de l'ouvrage qui reste intègre : c'est alors l'eau par-dessus la digue qui provoque des dégâts : l'ouvrage n'en est pas responsable, mais un phénomène naturel ;
- des aléas extérieurs à la crue (remontée de nappe, ruissellement pluvial, débordement d'autres cours d'eau traversant la zone protégée).

On constate que le niveau de sécurité des personnes est le même que celui de sûreté de l'ouvrage dans le cas fréquent des digues non résistantes à la surverse et sans déversoir. Sinon, il est inférieur ou égal. Finalement, on a toujours :

$$\textit{niveau de sécurité des personnes} \leq \textit{niveau de sûreté de la digue}$$

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques des trois niveaux à considérer pour les ouvrages de protection, que le système ait ou non un déversoir, qu'il soit ou non sécurisé.
La notion de système sécurisé doit se comprendre comme un système construit suivant les règles de l'art actuel. En effet, le parc français des digues de protection est essentiellement ancien. Les digues les plus anciennes n'ont pas été compactées ou l'ont été avec des dames d'une quinzaine de kg seulement sans prise en compte le plus souvent de la teneur en eau optimale qui n'a été connue qu'après les travaux de Ralph Proctor (1933). Dès lors tout système ancien est par définition non sécurisé. Ajoutons que le cas « avec déversoir et non sécurisé » ne devrait pas concerner un déversoir récemment intégré dans une digue préexistante car sa mise en sécurité est un préalable évident.

Tableau 13. Niveaux d'un ouvrage pour un système d'endiguement sécurisé ou non et comportant ou non un tronçon résistant à la surverse

Type de système	Niveau de protection	Niveau de sûreté	Niveau de danger
Avec déversoir et sécurisé	= cote déversoir	> cote déversoir < crête de l'ouvrage	= cote crête de l'ouvrage
Avec déversoir et non sécurisé	< cote déversoir	= niveau de protection	
Sans déversoir et sécurisé	= niveau de sûreté	= niveau de protection	= cote crête de l'ouvrage
Sans déversoir et non sécurisé	= niveau de sûreté	= niveau de protection	< cote crête de l'ouvrage

6.4 ACCEPTABILITE DU RISQUE OU CRITICITE DES SCENARIOS D'INONDATION

6.4.1 Risques liés à la défaillance et au fonctionnement normal du système d'endiguement

Par rapport aux quatre scénarios d'inondation pris en compte (Cf. 6.1.), trois scénarios sont liés au risque incrémental induit par la présence même de la digue. Ils pourraient être qualifiés de risques « technologiques » bien qu'ils ne soient pas dans les habitudes de les qualifier ainsi. Le scénario « surverse sans brèche sur la digue » correspond au risque lié à l'inondation qui serait causée en l'absence de digue. Il s'agit typiquement d'un risque naturel.

C'est la prise en compte de ces 4 scénarios d'inondation et le risque associé à chacun d'eux qui va permettre de déterminer et quantifier le risque résiduel d'inondation auquel la population est exposée. Cette typologie est illustrée ci-dessous

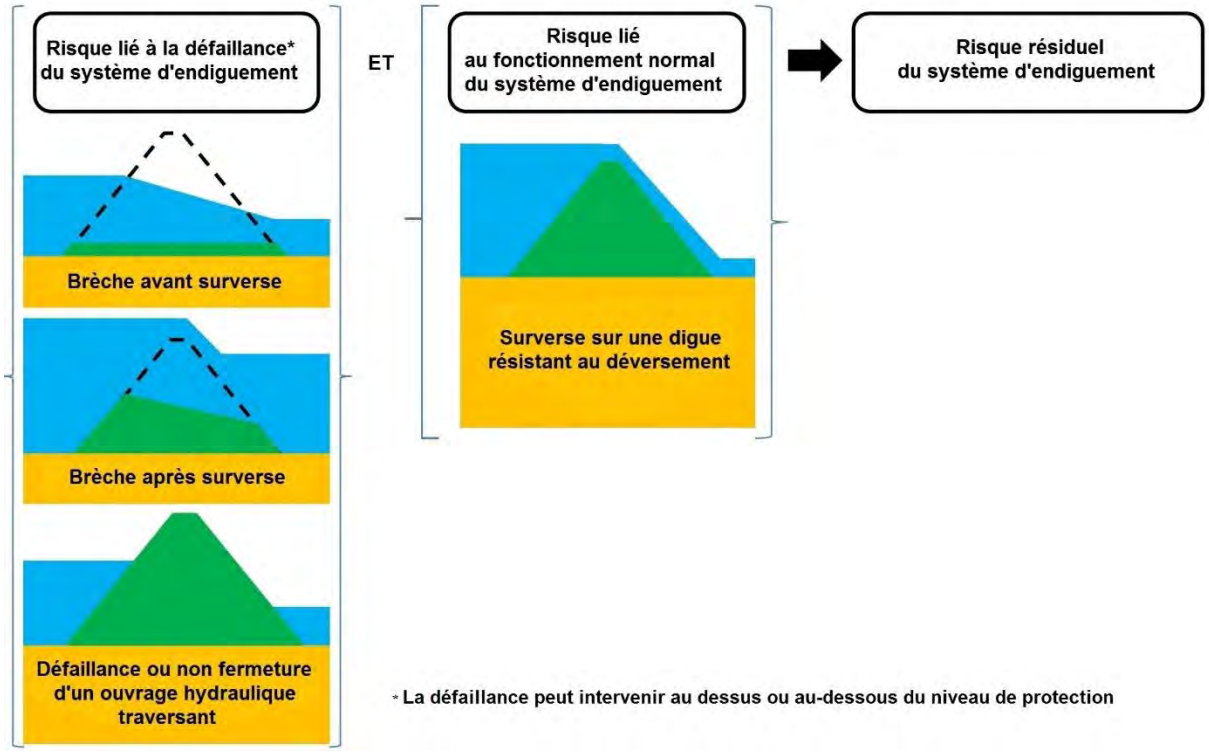


Figure 30. Typologie des risques liés au système d'endiguement et risque résiduel (d'après USBR [X004])

Le risque lié à chacun des scénarios peut être déterminé sous la forme suivante

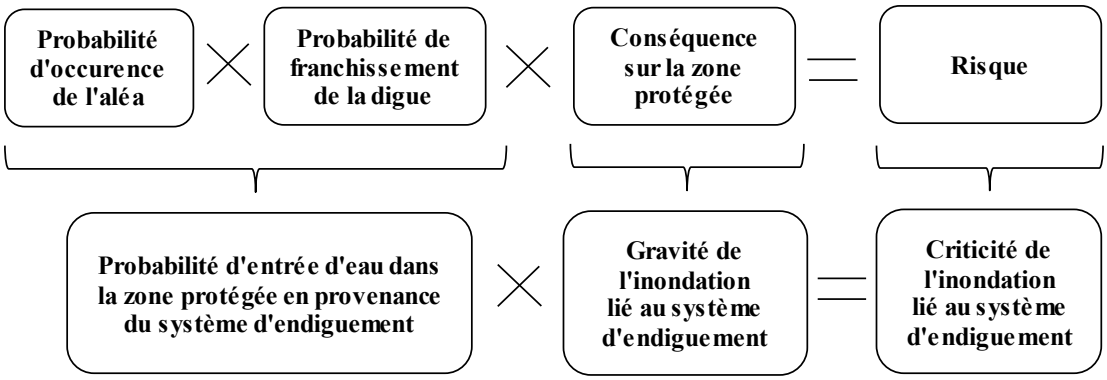


Figure 31. Définition du risque

Ou sous la forme suivante

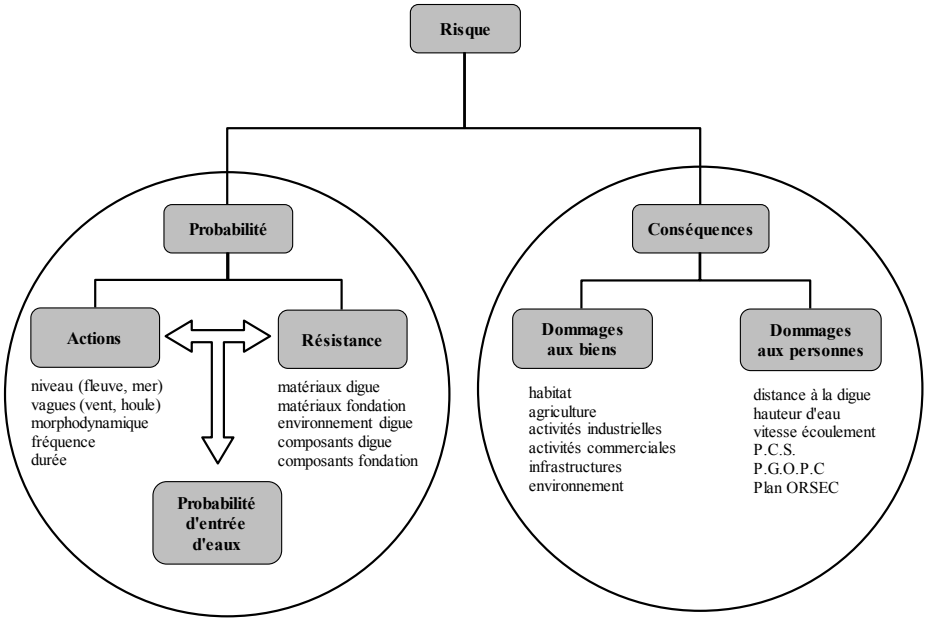


Figure 32. Risque (d'après ILH [X015])

6.4.2 Risque individuel et risque collectif

Pour l'appréciation du risque, deux notions sont considérées (USBR [X004]) :

- le risque individuel,
- le risque sociétal ou collectif.

Le risque individuel est un terme qui est associé à la personne la plus exposée qui est placée en relation fixe avec un danger, comme une digue. Le risque individuel est la somme des risques de tous les modes de défaillance potentiels associés aux dangers qui affectent cette personne.

Le risque sociétal porte sur la notion que lorsque les conséquences s'accroissent, la société s'attend en général à ce que la probabilité de ces conséquences décroit.

Dans les pays occidentaux et plus particulièrement les pays anglo-saxons qui ont été précurseur dans les analyses de risques, on retient pour le risque individuel lié à la défaillance d'un barrage ou d'une digue la probabilité annuelle de 1/10 000 ou 10^{-4}.

Il est important de placer le seuil de probabilité de défaillance annualisée (ou risque individuel) de 1 sur 10 000 dans le contexte de la probabilité de mortalité de fond à des individus de toutes causes. L'objectif de 1/10 000 pour le risque individuel est de maintenir les dangers posés par les barrages ou les digues à un niveau inférieur aux niveaux auxquels l'individu est déjà exposé.

La figure ci-dessous illustre pour les années 2002 à 2004 la probabilité annuelle de décès en France en fonction de l'âge et du sexe. On constate que le seuil de 1/10000 correspond à la probabilité annuelle de décès la plus faible rencontrée dans l'ensemble de la population française (les femmes/filles de 5 à 15 ans)

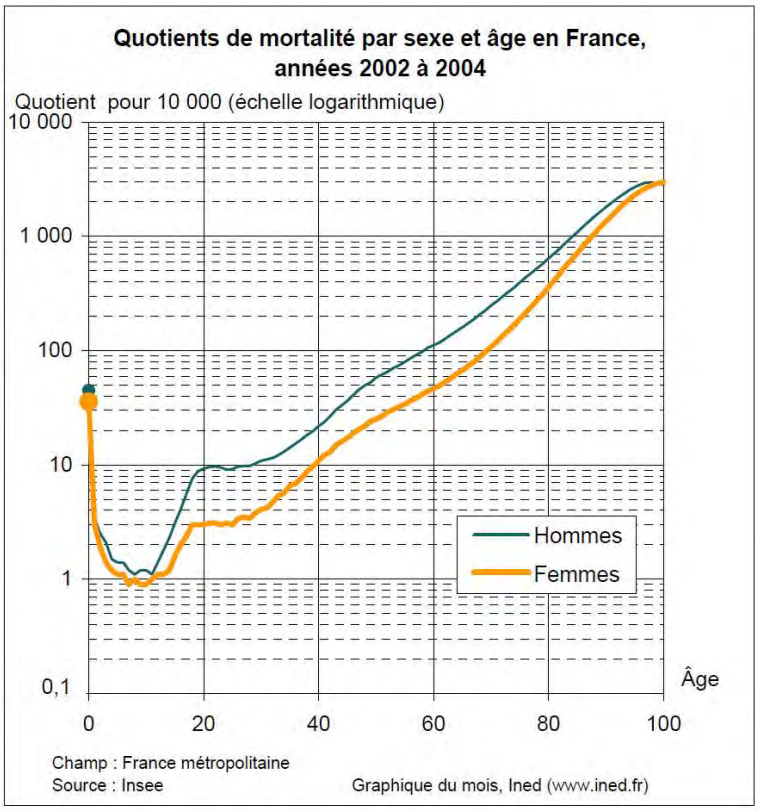


Figure 33. Probabilité annuelle de décès en France par tranche d'âge et par sexe (source Ined)

Pour l'appréciation de ceux notions de risque, on considère 3 seuils :

- Le seuil d'inacceptabilité
- Le seuil de tolérance
- Le seuil d'acceptabilité

Quand la probabilité d'occurrence du danger est supérieure au seuil d'inacceptabilité, des mesures doivent être prises qu'elles qu'en soient le prix.

Dans la gamme de probabilités comprises entre ce dernier seuil et le seuil d'acceptabilité, on parle de seuil de tolérance. La population et la société sont préparées pour faire face au risque et pour l'accepter.

Quand la probabilité d'occurrence du danger est inférieure au seuil d'acceptabilité, on considère le risque comme insignifiant. Aucune mesure supplémentaire n'est requise pour diminuer ce risque.

La figure ci-dessous illustre ce principe.

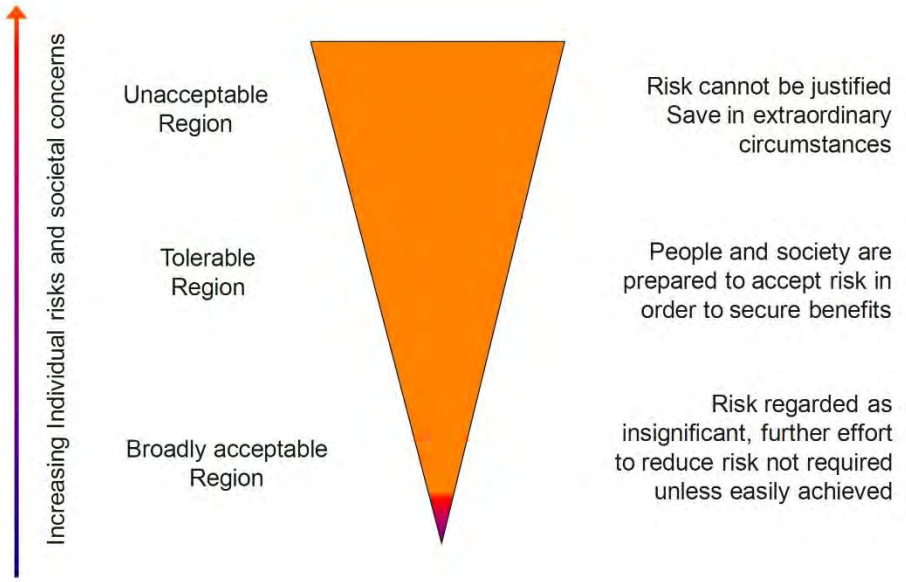


Figure 34. Notions de risques acceptables, tolérés et d'inacceptables (Leguen 2008 d'après USBR [X004]

Conceptuellement, les lignes directrices sur le risque sociétal / perte de vie annualisée sont des seuils utilisés pour refléter la notion selon laquelle la société est de plus en plus peu disposée à des événements à forte conséquence. Par exemple, chaque jour, plus de 100 personnes peuvent mourir sur les routes de France en raison d'accidents de la route. La plupart des gens n'entendront rien de tout cela. Si un avion de ligne tombe en panne et plus de 100 personnes périssent dans ce seul événement, ce sera des nouvelles nationales et internationales. Pour refléter ce concept, à mesure que les conséquences augmentent pour un seul événement, la probabilité de l'événement doit diminuer. Ceci peut être illustré sur le diagramme f-N ou F-N par une ligne en pente négative.

Pour l'appréciation de l'acceptabilité des risques de défaillance on peut utiliser le graphique ci-dessous dit graphique « ALARP » As Low As Reasonably Practicable.

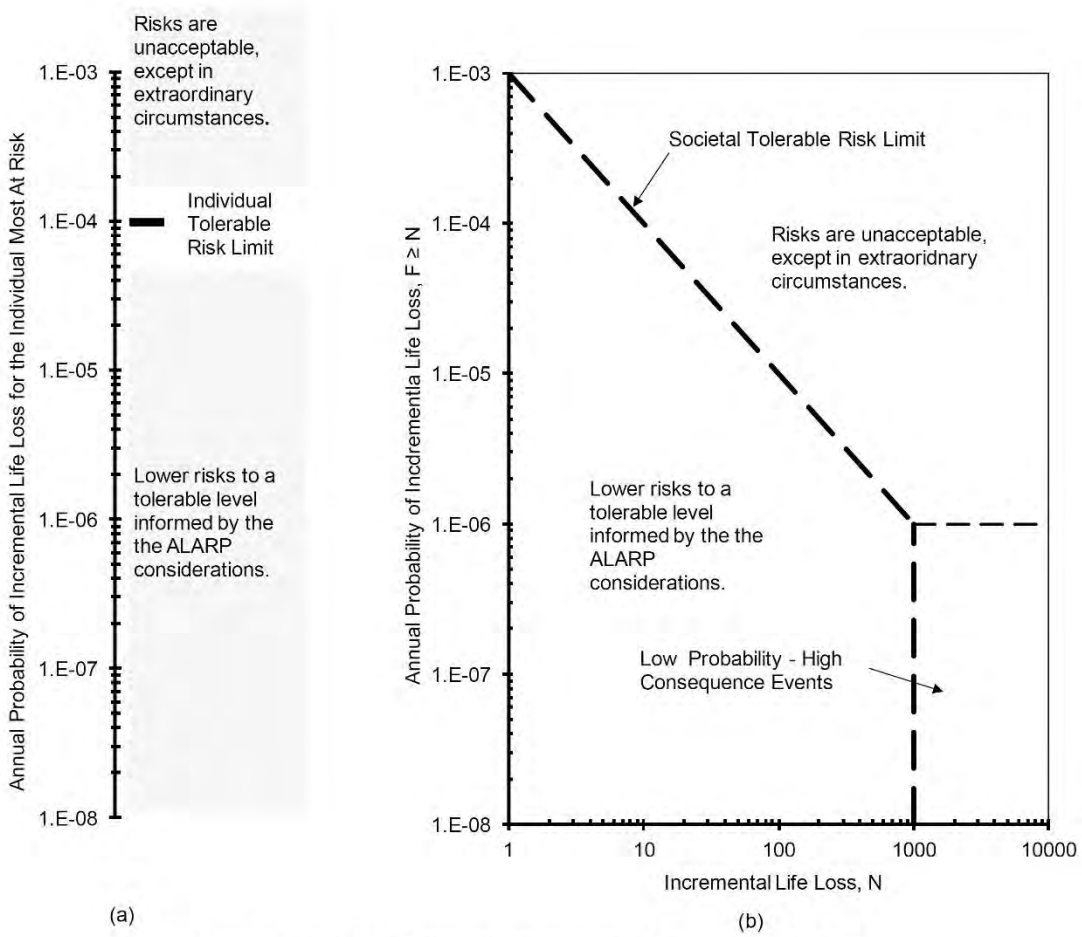


Figure 8. USACE Risk Guidelines for Existing Dams [10]
a – Individual Guideline for Incremental Risk
b – Societal Guideline for Incremental Risk

Figure 35. Recommandations de l'USACE pour l'acceptabilité du risque de défaillance lié aux barrages (USBR [X004])

6.4.3 Gravité des scénarios d'inondation

Pour la distinction entre la notion de victime et de sinistré, on retient les définitions de Vinet & Al. 2011 [X046] à savoir :

- Victime : personnes décédées lors de l'inondation
- Sinistré : personnes touchées par l'inondation à des degrés divers, mais sans décès

On peut considérer qu'une personne résidant dans la zone protégée est mise en danger pour des vitesses supérieures à 0,5 m/s et/ou pour des hauteurs d'eau supérieures à 1 mètre (Cf. plus haut niveau de sécurité des personnes).

Les différentes modélisations ont montré que les vitesses pouvaient être supérieures à 0,5 m/s dans la zone d'influence de la brèche. Au–delà, cette vitesse était inférieure. En ce qui

concerne, la hauteur de 1 mètre, elle dépend principalement du volume de déversement lui-même directement lié à l'hydrogramme de la crue plus qu'au débit de la brèche. La définition du seuil de mise en danger par rapport à une hauteur d'eau est donc fortement sensible à la durée de crue.

Dans un état de fonctionnement avec brèche, compte tenu des volumes de déversements qui peuvent être considérables, on peut considérer que toute personne impactée par les inondations du Rhône peut un moment se retrouver en danger.

Dans un état de fonctionnement sans brèche, les entrées d'eaux sont sensiblement limitées et la propagation de la crue plus lente, un nombre important de personnes peut être inondé et subir des dommages matériels sans pour autant se retrouver dans une situation de danger.

Dans le cas du Rhône, compte tenu de l'importance de la zone protégée, un autre paramètre apparaît comme primordial ; c'est la distance par rapport aux ouvrages de protection.

On distinguera le nombre de personnes résidant dans la zone des 3 heures considérés comme directement en danger en cas de brèches et le nombre de personnes résidant au-delà de ce seuil.

Ce temps de 3 heures est considéré comme étant le temps nécessaire à la mise en sécurité des personnes par les personnes responsables (préfet, maire…). Il devrait être validé par le préfet, le maire, les services de secours, les services de sécurité civile et l'état-major inter-zones.

Tableau 14. Classe de gravité des scénarios d'inondation retenus

Classe de gravité		Nombre de personnes susceptibles d'être mises en danger* par des risques incrémentaux		Nombre de personnes susceptibles d'être mises en danger* par des risque de surverse sans brèche	Dommages matériels
		dans la zone des 3 heures	Au-delà de la zone des 3 heures		
0	Incident				Moins de 0,3 M€
1	Accident		Inférieur à 10		Entre 0,3 et 3 M€
2	Accident grave	Inférieur à 10	Entre 10 et 100		Entre 3 M€ et 30 M€
3	Accident très grave	Entre 10 et 100	Entre 100 et 1 000	Inférieur à 10	Entre 30 M€ et 300 M€
4	Catastrophe	Entre 100 et 1 000	Entre 1 000 et 10 000	Entre 10 et 100	Entre 300 M€ et 3 G€
5	Catastrophe majeure	Supérieur à 1 000	Supérieur à 10 000	Entre 100 et 1 000	3 G€ et plus

* Hauteur > 1 m et/ou Vitesse > 0,5 m/s

Si on se réfère aux inondations d'Arles de 2003 ;

- Le nombre de sinistrés a été légèrement inférieur à 10 000 personnes (8000 personnes).

- Le nombre de sinistrés en situation de danger (h > 1 m) dans la zone des 3 heures a été estimé entre 10 et 100 personnes.
- Le nombre sinistrés en situation de danger (h > 1 m) au-delà la zone des 3 heures a été entre 1 000 et 10 000 personnes ;
- Le nombre de victimes a été de 0.

La classe de gravité serait pour cet événement suivant la classification proposée de 4.

On constate l'écart très sensible entre le nombre de sinistrés en situation de danger à proximité de la digue et le nombre de victimes. Cette situation fut celle observée également en mai 1856.

6.4.4 Estimation des victimes potentielles

Vinet et Al. 2011 [X046] ont étudié le profil des victimes et les circonstances de décès lors de la tempête Xynthia, qui fortement touché la côte atlantique en février 2010 et les inondations torentielles du Var en juin 2010. Les principaux enseignements de leur étude sont les suivantes :

- La tempête Xynthia et la submersion marine associée ont entraîné le décès de 47 personnes, dont 41 décès liés à la submersion marine,
- Sur les 41 décès précités, 29 concernent la seule commune de la Faute-Sur-Mer et 12 la Charente-Maritime,
- 28 des 29 victimes de la Faute-Sur-Mer se concentrent sur un espace de 30 hectares appelé « la cuvette de la mort » ; en Charente-Maritime, les 12 victimes sont dispersées dans six communes,
- Pour l'inondation du Var, 26 victimes réparties sur 7 communes ont été recensées,

Sur l'âge et le sexe des victimes :

- Pour les deux événements, globalement l'âge des victimes est élevé. Plus de deux tiers (68 %) des victimes ont plus de 60 ans. Pour l'événement Xynthia, cette proportion s'élève à 75 %. L'âge médian est de 74 ans, ce qui est élevé compte tenu de l'âge médian de la population des communes sinistrés (52 ans) et de l'âge médian des français, qui est de 38 ans.
- A la Faute-Sur-Mer, les personnes âgées de plus de 74 ans ne forment que 15,8 % de la population, mais la moitié des décès ;
- Aucune conclusion péremptoire n'est donné sur le sexe des victimes (15 hommes et 11 femmes). La surreprésentation masculine peut s'expliquer par une prise de risque plus importante de ces derniers et des décès liés à la mobilité (déplacement de véhicules)

Par ailleurs, l'article rappelle que les études sur la mortalité consécutive aux submersions marines de 1953 en Angleterre montrent :

- Une surreprésentation des très jeunes enfants (ne sachant pas nager),
- Une sous-représentation des jeunes adultes,
- Une surreprésentation des personnes âgées de 60 ans et plus.

Sur l'origine géographique des personnes :

- 27 des 41 victimes étaient des résidents permanents,
- Pour la commune de la Faute-Sur-Mer (29 victimes sur les 41) 20 des 29 personnes décédées étaient dans leur résidence principale ;
- En Charente, 7 des 12 décédées étaient des résidents permanents,
- La faible conscience du risque n'est donc pas l'apanage des populations allochtones. Des études vont même jusqu'à montrer que malgré une meilleure conscience du risque, les populations locales respectent moins les consignes de sécurité et s'exposent de ce fait de manière plus importante.

Sur les liens entre décès et type de bâti :

- 32 des 41 personnes décédées en Charente-Maritime et Vendée ont pério dans des maisons de plain-pied (sans étage ou sans pièce refuge)
- Pour le Var, 13 des 26 décès ont eu lieu à domicile dont 7 au rez-de-chaussée (dans des maisons de plain-pied ou des appartements dans des immeubles avec étage
- La présence d'une habitation à étage n'est pas un gage de sécurité en cas d'inondation ; encore faut-il que les occupants dorment à l'étage, ce qui est loin d'être le cas. Sur les 6 personnes décédées dans des maisons à étages ou avec pièce refuge, au moins 4 d'entre elles, âgées de plus de 75 ans ont été retrouvées au rez-de-chaussée.

Sur le rôle des ruptures de digue :

- La distance entre le lieu de décès et la digue est en moyenne de 158 m.
- Toutes les victimes sont décédées à moins de 400 m de la digue qui a failli

Relations entre décès et hauteur d'eau :

- Les décès débutent à 1,1 m d'eau,
- Plus la moitié des personnes sont décédées dans moins de 1,8 m d'eau,

En conclusion, on retiendra les 5 facteurs de vulnérabilité majeurs sont :

- L'âge des personnes : les personnes les plus vulnérables sont les jeunes enfants et les personnes âgées,
- Le type de bâti : les maisons de plain-pied sans zone refuge et sans possibilité d'évacuation par le toit,
- La fermeture ou l'obturation des logements : évacuation autonome ou assistée plus difficile,
- La proximité des digues (seuil à 400 m dans le cas de Xynthia) : en augmentant la rapidité de la hausse du niveau d'eau, elles réduisent le temps de réaction des personnes,
- La hauteur d'eau : le décès débutent à 1,1 m et 50 % des décès ont été causés dans moins de 1,8 m d'eau ;

6.4.5 Détermination des seuils d'acceptabilité pour les risques incrémentaux

Le retour d'expérience dans le Delta du Rhône, l'étude accidentologique (Cf. rubrique n°7) montre que chaque inondation du Rhône provoquée par brèche cause entre 0 et 5 victimes, donc la probabilité annuelle de brèche tolérable se situerait entre 10^{-3} et 2.10^{-4} suivant les standards internationaux utilisés.

Au final, pour la détermination des seuils d'acceptabilité, on considére que

- La formation de brèches dans les digues du Rhône ou des ruptures des écluses d'Arles et de Barcarin causerait un maximum de 10 victimes ;
- La défaillance des organes de fermeture des ouvrages hydrauliques traversants ne causerait pas de victimes compte tenu du fait qu'une grosse partie du volume d'eau libérée serait « absorbée » par les canaux situés en aval de l'ouvrage hydraulique ;
- La formation de brèche dans les digues du Vigueirat ne causerait pas de victimes, compte tenu de la faible hauteur des ouvrages

Ce qui donne les seuils d'acceptabilité suivants :

- 10^{-4} pour la probabilité annuelle de brèche dans les digues du Rhône et dans les portes des écluses d'Arles et de Barcarin ;
- 10^{-3} pour la probabilité annuelle de défaillance des organes de fermeture des ouvrages hydrauliques traversants ;
- 10^{-3} pour les digues du Vigueirat, dont le fonctionnement est assimilé à des digues de canaux ;

6.4.6 Acceptabilité du risque lié au fonctionnement normal d'un système d'endiguement

La notion d'acceptabilité évoquée au chapitre précédent concerne des risques incrémentaux liés à la défaillance de barrage ou système d'endiguement. Pour l'appréciation du risque lié au fonctionnement normal des ouvrages, d'autres critères doivent être utilisés.

Le Décret no 2015-526 du 12 mai 2015 relatif aux règles applicables aux ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et aux règles de sûreté des ouvrages hydrauliques a introduit pour ce type de risque des seuils d'acceptabilité dépendant de la population protégée.

En effet, l'article R. 214-119-3 du Code de l'environnement stipule « Lorsqu'une demande d'autorisation au titre des articles L. 214-3 et R. 214-1 d'un système d'endiguement est déposée postérieurement au 1er janvier 2020 pour une zone qui ne bénéficiait avant cette date d'aucune protection contre les inondations et submersions, la sécurité des personnes contre des venues d'eau provenant directement du cours d'eau ou de la mer y est assurée lorsque la probabilité d'occurrence annuelle d'une telle crue ou submersion est inférieure à 1/200 si le système d'endiguement relève de la classe A, à 1/100 s'il relève de la classe B ou à 1/50 s'il relève de la classe C. La justification de la capacité du système d'endiguement à satisfaire à cette exigence est apportée par l'étude de danger ».

La classe A concerne les systèmes d'endiguement avec une population protégée > 30 000 personnes, la classe B une population protégée comprise entre 3 000 et 30 000 personnes et la classe C une population comprise entre 30 et 3 000 personnes.

Cette prescription liée aux nouveaux systèmes d'endiguement qui seraient créés après 2020 permet de définir l'acceptabilité du risque d'inondation lié au fonctionnement normal d'un système d'endiguement suivant l'abaque suivant.

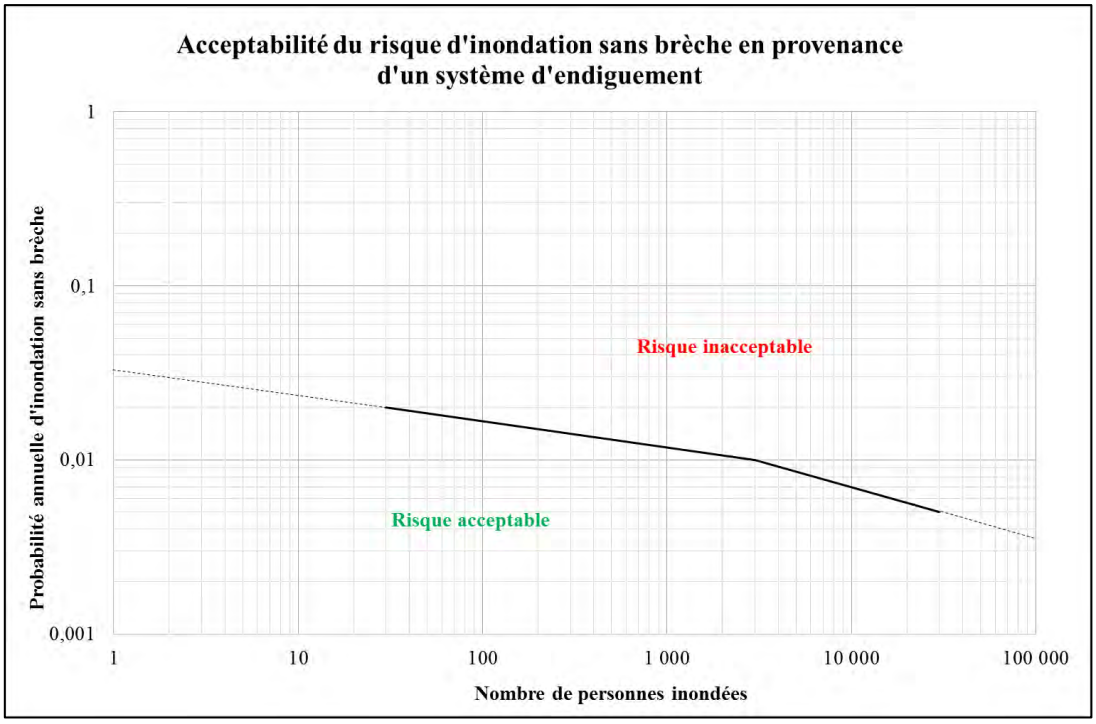


Figure 36. Acceptabilité du risque d'inondation sans brèche par interprétation du décret digues

6.5 DIFFERENTES ETAPES DE L'ANALYSE DE RISQUES INCREMENTAUX

La méthodologie est basée sur les étapes suivantes :

1) Détermination et caractérisation des modes ou états-limites de ruptures susceptibles d'être à l'origine d'une brèche dans la digue ;
2) Détermination des barrières de sécurité ou fonctions, sous-fonctions et composants permettant d'agir sur ces modes de rupture ;
3) Réalisation d'investigations, études et reconnaissances (diagnostic approfondi) pour permettre de déterminer les actions et leur occurrence et de caractériser les différentes fonctions et modes de rupture ;
4) Détermination de lois de probabilité ou courbes de fragilité par état-limite de rupture
5) Détermination, à partir des résultats d'études et de l'étude accidentologique de scénarios de brèche impliquant un ou plusieurs modes de rupture et construction d'arbres de défaillance ;
6) Détermination pour chaque scénario de brèche de lois de probabilité ;
7) Détermination pour chaque profil géométrique (espacé de 125 mètres environ) et chaque scénario de brèche (12 scénarios pris en compte) de la probabilité conditionnelle de brèche pour une crue donnée (sur un panel de 9 crues);
8) Détermination de la probabilité annuelle de brèche par profil géométrique et analyse par tronçon homogène
9) Identification des potentiels de dangers (brèche, surverse et défaillance ouvrage traversant)
10) Modélisation de scénarios d'inondation dans la zone protégée ;
11) Estimation de la gravité et criticité des scénarios ;
12) Détermination des niveaux de protection ;
13) Détermination des mesures de réduction du risque.

La méthodologie retenue d'une part pour la caractérisation des différents modes de rupture affectant les digues et d'autre part pour la détermination de la probabilité de formation d'une brèche pour une crue donnée s'est inspirée de nombreuses références nationales et internationales pour la plupart récentes. La liste complète figure au chapitre suivant, mais on citera tout particulièrement :

Sur l'érosion interne, principale cause de brèches dans les digues du SYMADREM,

- le bulletin n°164 de la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) sur l'érosion interne écrit principalement par Jean-Jacques Fry (vol.1 - 2015) et Rodney Bridle (vol.2 - 2016) -
- le guide sur l'ingénierie du programme ERINOH (vol.3) écrit par Luc Deroo et Jean-Jacques Fry (provisoire 2016).
- l'ouvrage "Erosion in Geo-mechanics Applied to Dams and Levees", coordonné par Stéphane Bonelli – 2013.

Sur la géo-mécanique :

- les recommandations du Comité Français des Barrages et Réservoirs pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai coordonnées par Paul Royet et Laurent Peyras – 2015.

Sur l'érosion externe par surverse et par affouillement du pied amont :

- le guide sur les déversoirs sur les digues fluviales coordonné par Gérard Degoutte - 2012
- le guide sur les protections des berges de cours d'eau en techniques végétales rédigé par Bernard Lachat - 1192
- l'ouvrage « Diagnostic, aménagement et gestion des rivières – hydraulique et morphologie fluviales appliquées » écrit par Gérard Degoutte – 2013.

Sur la démarche probabiliste et la construction d'arbres d'événements ainsi que sur la méthodologie générale :

- les travaux de l'United States Bureau of Reclamation (USBR) présentés en 2012 et intitulés « best practices and risk methodology »
- l'International Levee Handbook (ILH) paru en 2012
- l'ouvrage « Surveillance, Entretien et Diagnostic des Digues de protection contre les inondations – guide à l'usage des propriétaires et des gestionnaires » rédigé par Patrice Mériaux, Paul Royet et Cyril Folton – 2004.

Le claquage hydraulique a également été pris en compte dans les différents scénarios de brèche. L'importance de ce mécanisme, encore trop peu mentionné dans les publications courantes, a été soulignée dans plusieurs articles de J.J. Fry. Sa prise en compte dans les arbres d'événements liés aux brèches permet d'expliquer certains accidents passés (Cf. rubrique n°7). A contrario, son absence laisse non élucidés de nombreux incidents et accidents passés.

La méthodologie mise en place par le SYMADREM a fait l'objet de deux publications internationales présentées à l'oral lors des symposiums de la Commission Internationale des Grands Barrages à Bali en 2014 et Johannesbourg en 2016.
Elle a également fait l'objet d'une présentation orale lors de l'atelier sur le transfert de connaissance en matière d'érosion interne du comité E de la CIGB sur les remblais.

6.6 MODES DE RUPTURE - GENERALITES

La fonction principale d'une digue est de retenir l'eau. Tout mouvement engendrant une incapacité du remblai à contenir la crue provoque une brèche. En conséquence, la brèche est la perte de cette fonction principale. Il importe de distinguer la notion de brèche de la notion de rupture. L'évènement redouté des ouvrages hydrauliques est la brèche. La brèche est obtenue à la fin d'un processus impliquant des mécanismes de dégradation et de ruptures. Un mécanisme de rupture n'engendre pas systématiquement la brèche. Il importe donc de remplacer le terme rupture, au sens de la CIGB, par celui de brèche. La rupture est avant tout une perte momentanée d'équilibre d'un matériau ou d'un composant. Le mot rupture est d'un usage trop général, qui fait craindre un danger imminent à tort.

Deux types de forces peuvent initier une rupture au sens de la mécanique :

- les contraintes inter-granulaires ou effectives,
- les forces hydrauliques (hydrostatiques et hydrodynamiques).

En conséquence, La brèche d'une digue est initiée par un des deux modes de rupture précédents, provoquant deux types de mouvement différent :

- Un glissement, qui sépare les grains par des forces tangentielles trop élevées, le long d'une surface de discontinuité.
- Un arrachement local et progressif des grains, suscité par des forces hydrodynamiques, appelé érosion.

6.6.1 Le cisaillement

La perte d'équilibre par cisaillement déclenche trois mécanismes de rupture :

- le glissement provoqué par un cisaillement en compression et,
- le poinçonnement provoqué par du cisaillement et de la traction.
- La boulance provoquée par la traction.

Terzaghi rappelle que les particules de sol dans une nappe en équilibre sont soumises à deux types de forces : les forces inter-granulaires exercées par les grains voisins et les forces hydrostatiques. Ainsi, le principe de Terzaghi, écrit que la résultante des forces appliquées sur toute surface élémentaire, comprenant au minimum une dizaine de grains, est équilibrée par la somme du :

- vecteur de contrainte effective intégrant l'ensemble des forces inter-granulaires, transmises par les particules de sol et de,
- la pression interstitielle, moyenne des forces hydrostatiques.

Le principe de Terzaghi est la clef de la rupture mécanique. Lorsque le vecteur de contrainte effective dépasse l'inclinaison, du cône de frottement sur la surface chargée, l'équilibre est rompu, il y a mouvement de cisaillement, la surface où sont appliquées les contraintes devient une surface de glissement. La généralisation de cet état engendre le glissement du remblai. Il s'agit de la perte de stabilité mécanique par cisaillement. Il n'y a pas lieu de différencier la rupture par cisaillement statique et sismique, tant que les cycles provoqués par les trains d'onde sismiques ne génèrent pas de forte montée de la pression interstitielle.

Dans le cas extrême où la force appliquée devient parallèle à la section étudiée, un effort de traction peut s'ajouter au cisaillement. Si la cohésion est rompue, le mouvement de cisaillement est accompagné d'une fissuration. Cet état apparaît, lorsqu'un remblai en terre compacté est construit sur une fondation molle : les déformations de la fondation imposent à la base du remblai des tractions qui engendrent des fissures. Lorsqu'une zone de traction s'interpose le long de la surface de rupture au milieu des zones de cisaillement, la rupture ne peut plus être calculée par la méthode traditionnelle (des tranches) de stabilité. Pour cette raison ce mécanisme de rupture doit être distingué du cas général. Ce mécanisme est ici identifié comme perte de stabilité mécanique par **poinçonnement**.

Un autre cas de glissement avec traction est généré lorsque la poussée de l'eau annule le poids des terres sus-jacentes. La sous-pression annule la contrainte effective horizontale et verticale, claque le terrain et développe une fissuration verticale et un cisaillement vers le haut. Finalement, le sol peut perdre sa consistance, sous l'effet de l'eau qui le fissure en de nombreux endroits. Ce mode de rupture est appelé **boulance** en statique et liquéfaction en dynamique. Un problème de boulance est en général détecté par les méthodes traditionnelles de stabilité, à la condition que la sous-pression ait été bien estimée ou mesurée.

6.6.2 L'érosion

Le principe de Terzaghi permet de traiter l'équilibre des forces macroscopiques au niveau d'une surface. En revanche, il ne permet pas de d'écrire l'équilibre d'un volume élémentaire réduit au seul grain. L'équilibre d'un grain nécessite la connaissance des forces physico-chimiques d'une part et hydrodynamique d'autre part. Les grains les plus fins, et ceux qui sont à la périphérie du sol, sont très sensibles aux forces hydrauliques, hydrostatiques et hydrodynamiques. La pression moyenne de l'eau ne suffit plus à décrire l'équilibre. L'intégrale des variations de pression suscitées par le frottement de l'eau sur le grain, c'est-à-dire par les fluctuations turbulentes de l'écoulement, peuvent être du même ordre de grandeur que le poids déjaugé ou que la cohésion effective. Si la vitesse de l'écoulement augmente, le grain perd son l'équilibre, il commence à rouler, puis il avance par petits sauts, ensuite par vagues successives, pour finir emporté par le courant. Ce mode de rupture est l'**érosion**.

L'application des forces hydrodynamiques engendre deux mécanismes de rupture :

- Si l'écoulement est souterrain, on parlera d'érosion **interne**.
- Si l'écoulement est à la surface de l'ouvrage, on parlera d'érosion **externe**.

Les conditions aux limites et les propriétés des écoulements souterrains sont très éloignées de ceux à surface libre. Pour cette raison et dans l'état actuel de nos connaissances, il convient de distinguer les deux.

L'érosion interne est initiée par quatre types de conditions aux limites. Ces quatre types d'initiation sont à distinguer, car ils ont des cinétiques très différentes.

- L'érosion de conduit : érosion des lèvres d'un trou ou d'une fissure. Ce premier type d'érosion est responsable de la grande majorité des brèches par érosion interne
- L'érosion régressive : érosion de l'extrémité amont d'un trou qui se développe dans une couche de sable sous une surface rigide ou cohérente et qui régresse de l'aval vers l'amont sous l'érosion provoquée par le gradient hydraulique maximal en fond de trou. Ce second type est souvent déclenché et activé par les crues. En conséquence, il peut mettre des années ou des dizaines d'années pour déboucher sur une brèche. Après avoir atteint la moitié de la longueur d'infiltration, le trou s'agrandit à vitesse exponentielle et provoque la brèche en quelques heures. Ce deuxième type d'érosion est fréquent dans les digues de delta.
- L'érosion de contact : érosion d'un sol fin, à son contact avec un sol grossier, sous les fortes vitesses transitant dans le sol grossier. Fréquent dans les fondations alluviales, ce type d'érosion emporte le limon à travers les graves au contact des alluvions fines

et grossières. Le symptôme est l'apparition de fontis ou fondrières sur l'ouvrage. La cinétique est lente à très lente.

- La suffusion : érosion des particules fines sous l'effet des infiltrations à travers les pores et les constrictions des particules grossières. Ce type d'érosion existe dans les sols instables, c'est-à-dire les sols n'étant pas auto-filtrants : sols ségrégés et alluvions grossières. La cinétique est en général lente à très lente. Mais si la fraction érodée est conséquente, elle pourrait provoquer des ruptures par liquéfaction statique, comme le rapportent plusieurs ruptures en Pologne.

Le développement de l'érosion interne se continue en trois étapes :

- Filtration : présence de la condition géométrique de transport, absence de colmatage,
- Progression : présence des conditions mécanique de la tenue d'une cavité et condition hydraulique de transport,
- Brèche : par renard ou par instabilité locale régressive (déchaussement) ou diffuse (liquéfaction).

L'érosion externe est initiée par deux types de conditions aux limites. Ces deux types ont des fréquences d'occurrence bien différentes :

- La surverse : l'eau passe au-dessus de la crête du remblai ou des bajoyers de l'évacuateur. L'érosion est liée à l'énergie cinétique de l'eau. L'énergie dépensée est proportionnelle à la lame déversante et au temps de déversement. Aussi, la surverse érode d'abord le pied, phase d'initiation, puis remonte vers la crête, phase de formation de brèche.
- L'affouillement : l'eau coule au pied de l'ouvrage (pied amont pour les digues) ou pied aval après passage de l'évacuateur. L'érosion est aussi liée à l'énergie cinétique et notamment la partie turbulente de l'énergie, qui dépend de l'entraînement de l'air, de la moyenne et de l'écart-type de la vitesse.

6.6.3 Les chargements

Les modes de rupture sollicités par divers chargements aboutissent aux mécanismes de rupture précédents. Ces chargements, pris en compte par le dimensionnement, sont :

- La gravité
- La retenue (crue, vent, seiches, marnage, vidange)
- Le séisme
- Et, à un bien moindre niveau, le trafic (normal et surtout exceptionnel en cours ce travaux).

Si d'autres chargements ne sont pas pris en compte explicitement par le dimensionnement (gel, vandalisme,…) ils doivent l'être par la conception ou le diagnostic. Ces chargements secondaires sont rappelés dans le chapitre suivant.

6.7 MODES DE RUPTURE CONSIDERES

Les différents modes de rupture considérés dans la présente étude de dangers sont ceux figurant dans CFBR 2015 [X020], qui traite des modes de rupture « mécaniques » et du bulletin n°164 de la CIGB [X001], qui traite des 4 modes de rupture par érosion interne non traités dans les recommandations du CFBR. Sont également pris en compte les modes de rupture par érosion externe que sont la surverse et l'affouillement par érosion de pied ainsi que ceux décrits par Fry & Courivaud 2013 [X021].

Ces modes de rupture sont :

- la stabilité d'ensemble (glissement) ;
- le soulèvement hydraulique du pied de digue aval ;
- le claquage hydraulique,
- le défaut de portance (poinçonnement de la fondation)
- l'affouillement du pied de digue côté amont ;
- l'affouillement du talus amont par batillage ;
- la surverse ;
- l'érosion de contact ;
- la suffusion interne ;
- l'érosion régressive (y compris la boulance) ;
- l'érosion de conduit ;
- la liquéfaction sous sollicitation sismique.

Le tassement qui correspond à un mode de déformation suivant CFBR 2015 [X020] est également pris en compte.

Ils peuvent être regroupés sous la forme figurant en page suivante.

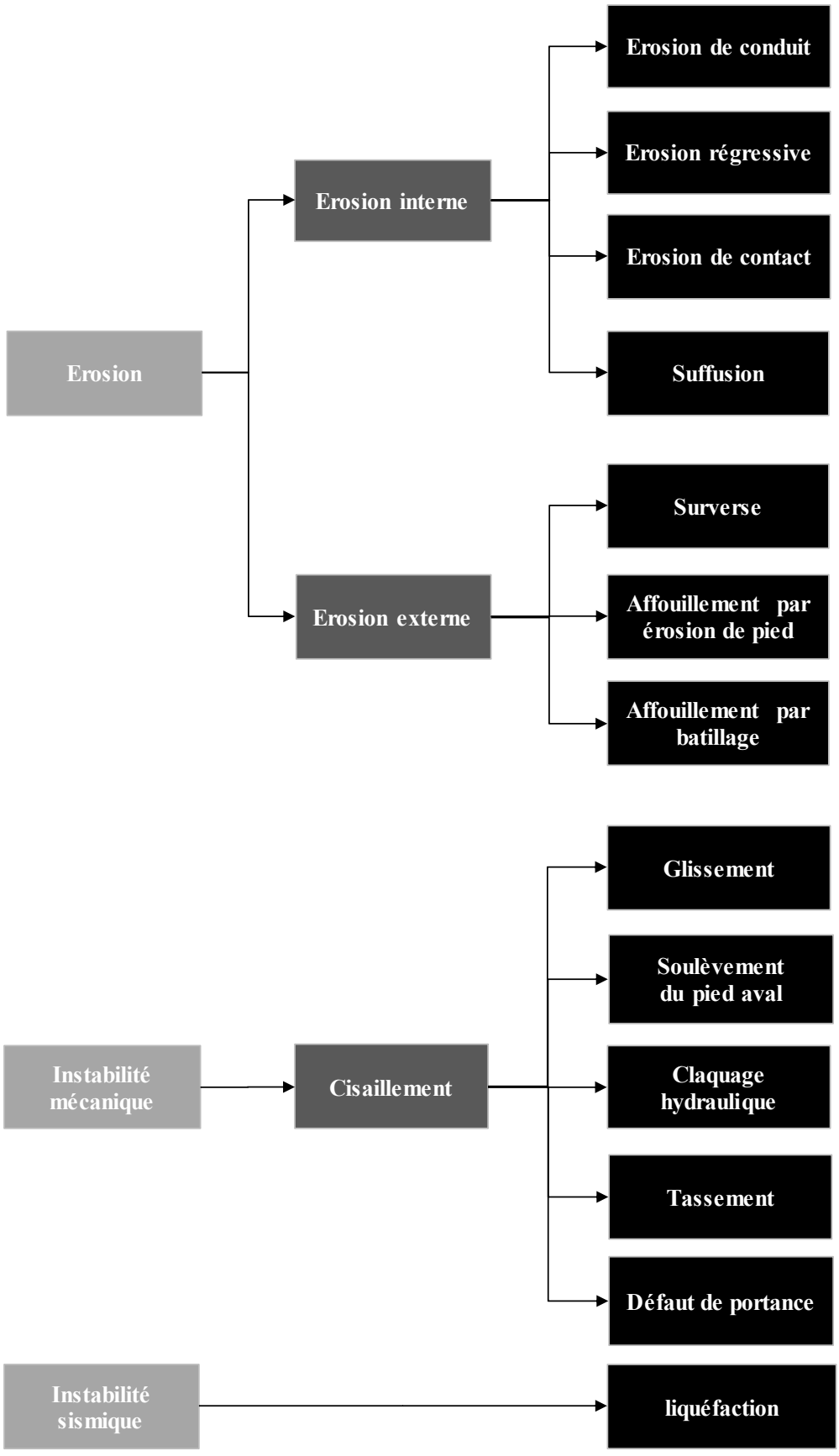


Figure 37. Etats limites de rupture étudiés dans l'étude de dangers

A ces modes de rupture s'ajoutent les suivants qui concernent spécifiquement les ouvrages poids en béton, en maçonnerie ou en gabions :

- Glissement du mur sur sa base;
- Renversement du mur ;
- Poinçonnement du sol sous la base du mur;
- Rupture combinée dans le sol et la structure ;
- Instabilité d'ensemble ;
- Mouvements excessifs ;
- Rupture d'un élément de structure ou des liaisons entre ces éléments (liaison portes/mur..) ;
- Fissuration par traction du parement amont.

Et ceux concernant spécifiquement les rideaux de palplanches :

- la stabilité de l'écran vis-à-vis d'une rupture par défaut de butée (stabilité externe) ;
- la résistance de la structure de l'écran (stabilité interne) ;
- la portance de l'écran (stabilité externe) ;
- la stabilité des tirants d'ancrage (stabilité interne) ;
- l'absence d'interaction entre l'écran et un ancrage (stabilité externe) ;
- la stabilité du fond du lit (stabilité hydraulique) ;
- la stabilité d'ensemble de l'écran (stabilité globale).

La justification de l'écran vis-à-vis des états-limites de service consiste à vérifier :

- que les efforts supportés par l'écran restent admissibles pour la structure de l'écran (pour éviter par exemple une fissuration inacceptable, ou des problèmes de corrosion) ;
- et le cas échéant, que l'effort supporté par un tirant reste admissible pour sa structure et pour éviter un fluage important de l'ancrage ;
- que la modification des efforts (pressions interstitielles, poussée) provoquée par le déplacement de l'écran ne remet pas en cause sa tenue et résistance à l'érosion interne.

Le déplacement de l'écran de soutènement est principalement lié :

- à sa réalisation (battage de palplanches, forage et injections des tirants, etc.) ;
- à ses déformations propres sous l'effet des sollicitations qui lui sont appliquées, donc à sa raideur et à celle de ses appuis ;
- aux déformations d'ensemble du massif, notamment dans le cas d'ancrages multiples;
- à l'effet d'un rabattement, ou de la modification des niveaux d'eau (par exemple due à l'effet barrage d'un écran) ;
- au caractère gonflant ou évolutif des sols.

Pour la vérification du rideau de palplanches vis-à-vis de l'ensemble de ces états-limites, il convient de tenir compte de l'influence des affouillements sur l'évolution du fond du lit (érosion des matériaux en pied de berges et diminution de la butée de pied).

Pour ces deux dernières catégories d'ouvrages (ouvrages poids et rideau de palplanches) qui concernent :

- Le soutènement en gabions de la digue de la Montagnette
- Le parapet de la digue de la Montagnette
- Les quais de Tarascon (mur + parapet)
- Les murs du Château Royal de Provence
- Le rideau de palplanches au droit de l'usine Fibre Excellence
- Les quais d'Arles (mur + parapet)
- Le mur parapet au droit du remblai dit de l'IRPA

L'approche calculatoire s'est limitée au phénomène commun aux ouvrages en remblais (érosion interne et externe). Pour les états limites spécifiques précités, il est fait référence aux études de projet réalisées par les maîtres d'œuvre qui ont traité ces problématiques et nous avons retenu une probabilité annuelle de brèche dont l'acceptabilité a été vérifiée.

Deux ouvrages sont également situés dans le système d'endiguement :

- l'écluse d'Arles gérée par VNF (en cours),
- l'écluse du Canal du Rhône à Fos gérée par la CNR,

Deux études de dangers ont été réalisées par ces organismes. Elles sont citées en référence

6.8 BARRIERES DE SECURITE, FONCTIONS, SOUS-FONCTIONS ET COMPOSANTS D'UNE DIGUE EN TERRE

9 fonctions ou barrières de sécurité sont prises en compte dans la présente analyse. 8 barrières sont passives, ce sont :

- La fonction **étanchéité** est l'aptitude à retenir l'eau et à éviter les infiltrations et fuites. Par exemple, un masque en limons compactés A1 et/ou A2 suivant la GTR, un perré maçonné, un rideau de palplanches et l'enrobage d'une conduite traversant le remblai sont des composants associés à cette fonction.
- La fonction résistance est l'aptitude en cas d'infiltrations ou de fuites à résister à l'érosion interne. C'est principalement la nature du remblai de la digue et de sa fondation et la qualité de compactage au moment de son édification qui va permettre de caractériser l'efficacité de cette fonction.
- La fonction **filtration** est l'aptitude à protéger l'étanchéité de son vieillissement et des accidents en retenant les particules emportées par l'eau.
- La fonction **drainage** est l'aptitude à limiter les fuites accidentelles et à évacuer ses fuites sans monter en pression (drains).

- La fonction **stabilité** est l'aptitude à assurer l'équilibre de l'ouvrage. Par exemple, les recharges amont et aval contribuent massivement à cette fonction, mais elles ne sont pas les seules.
- La fonction **protection** est l'aptitude à protéger la surface du remblai des effets de l'environnement : agents atmosphériques et humains (rip-rap, butées de pied). Par exemple, elle doit empêcher les animaux fouisseurs de creuser des galeries dans les talus et le soleil de dessécher les matériaux au point de fissurer la crête du remblai. Elle doit également éviter l'érosion liée au batillage ou à la vitesse du courant.
- La fonction **évacuation** est l'aptitude à évacuer les crues et rejeter l'eau excédentaire à l'endroit prévu (barrage). Dans le delta du Rhône, elle caractérise l'aptitude à résister à la surverse. Elle concerne les digues résistantes à la surverse mais par seulement, certains ouvrages, même si ça n'est pas leur fonction principale, peuvent résister, de par leur conception, à la surverse. C'est le cas des quais, rideau de palplanches.
- **Fonction Environnement :** choix de solutions durables minimisant l'impact environnemental et le coût global pour la société et assurant l'intégration sociale des riverains (tourisme, développement de nouvelles activités). Elle caractérise également les facteurs d'agression de la digue (présence d'arbres sur les talus).

1 barrière est active. C'est la :

- **Fonction Sécurité**. Elle regroupe les conclusions de l'étude de danger et la définition du plan de surveillance et des moyens d'accès pour intervention. Ainsi elle doit permettre d'accéder dans les meilleurs délais en tous points des digues en toute période et par tout temps pour assurer un entretien régulier, une surveillance et une capacité d'intervention en temps de crue.

6.8.1 Fonction Etanchéité

La fonction Etanchéité est découpée en trois sous-fonctions :

- L'étanchéité de la digue
- L'étanchéité de la fondation
- Le retour d'expériences des crues passées et des visites de surveillance concernant l'état de cette étanchéité

Les composants rencontrés sur les digues associés à cette fonction figurent ci-dessous :

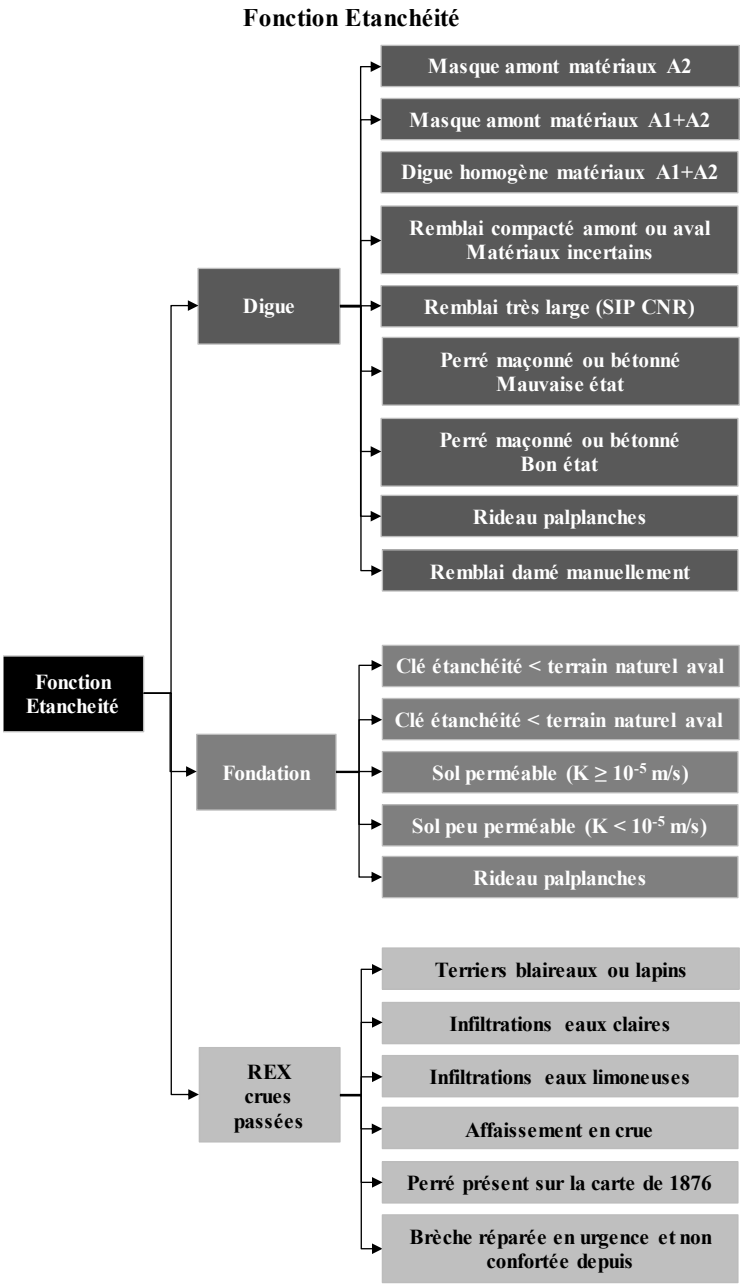


Figure 38. composants associés à la Fonction Etanchéité

6.8.2 Fonction Résistance

La fonction Résistance à l'érosion est découpée en 2 sous-fonctions. Les composants associés à ces sous-fonctions sont les suivants :

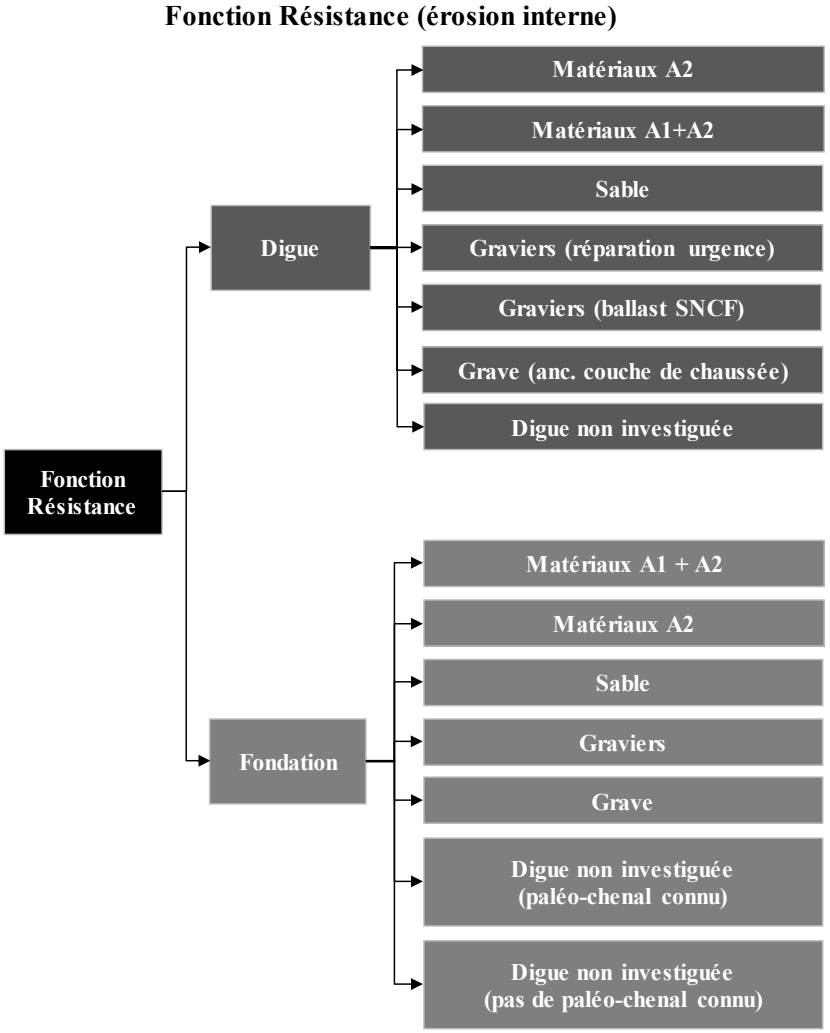


Figure 39. composants associés à la Fonction Résistance

6.8.3 Fonction Filtration

La fonction Filtration est découpée en 3 sous-fonctions. Les composants associés à ces sous-fonctions sont les suivants :

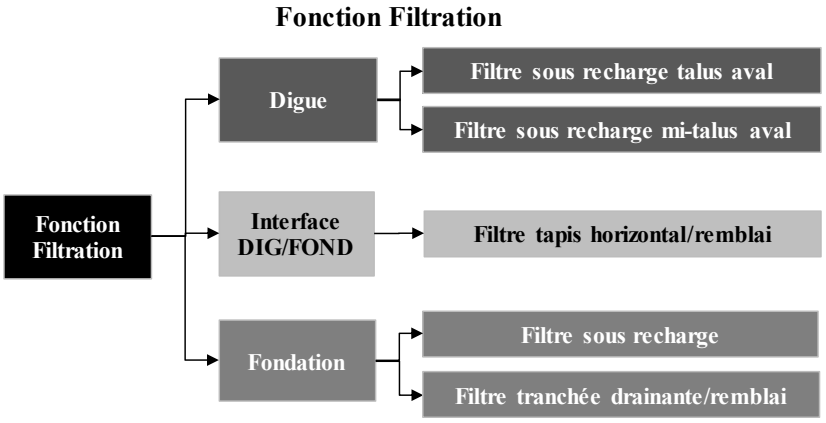


Figure 40. composants associés à la Fonction Filtration

6.8.4 Fonction Drainage

La fonction Drainage directement associée à la fonction Filtration est découpée en 3 sous-fonctions. Les composants associés à ces sous-fonctions sont les suivants :

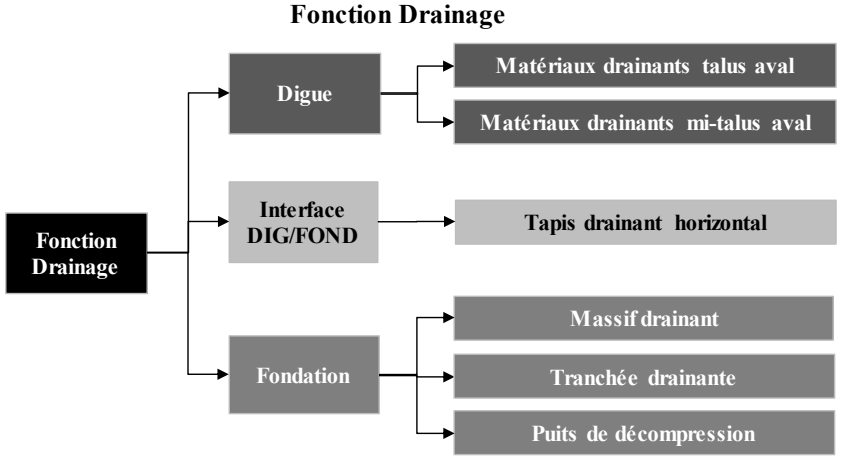


Figure 41. composants associés à la Fonction Drainage

6.8.5 Fonction Stabilité

La fonction Stabilité est découpée en 3 sous-fonctions :

- Sous-fonction relative à la digue
- Sous-fonction relative à la fondation
- Sous-fonction relative à la berge

Les composants associés à ces sous-fonctions sont les suivants :

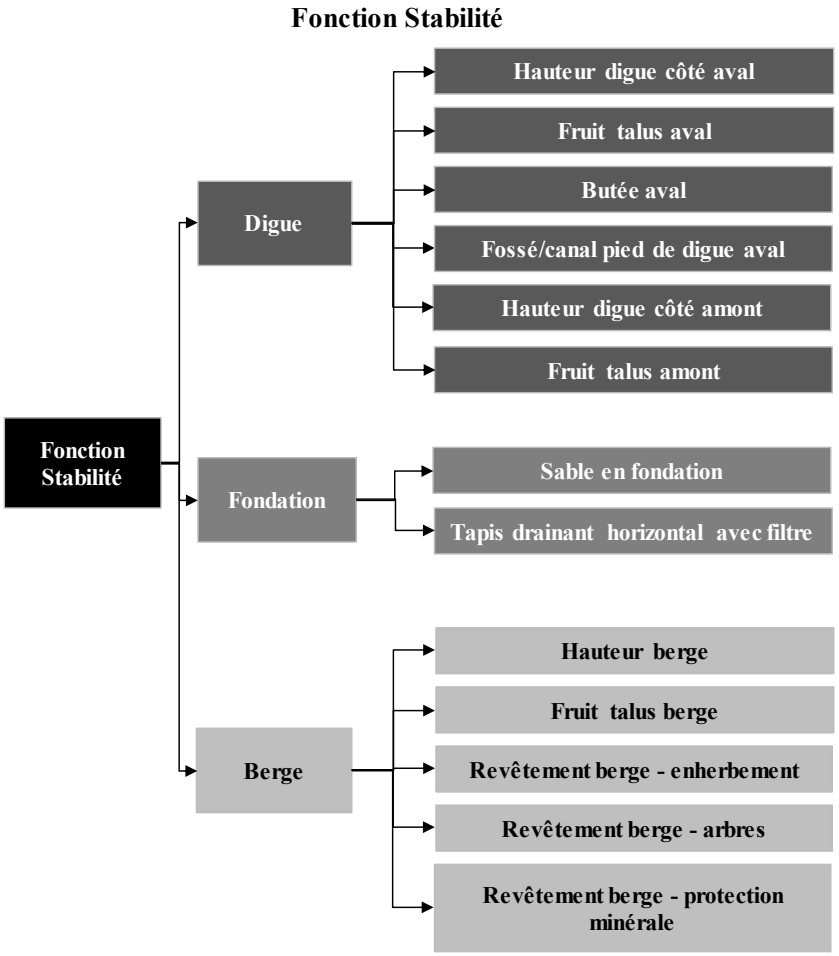


Figure 42. composants associés à la Fonction Stabilité

6.8.6 Fonction Protection

La fonction Protection est découpée en 4 sous-fonctions (3 pour la digue et 1 pour la berge). Les composants associés à ces sous-fonctions sont les suivants :

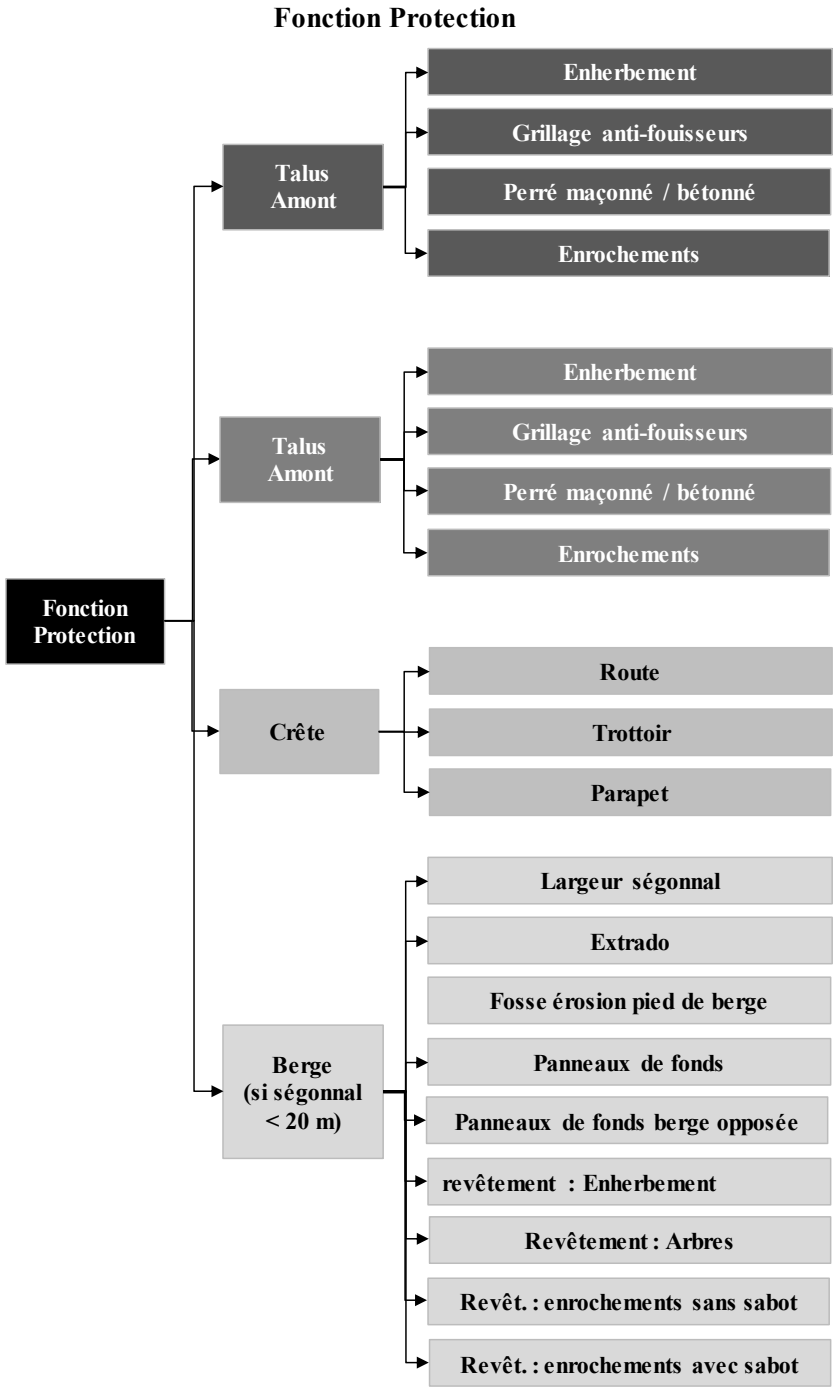


Figure 43. composants associés à la Fonction Protection

6.8.7 Fonction Evacuation

La fonction Evacuation est découpée en 4 sous-fonctions. Les composants associés à ces sous-fonctions sont les suivants :

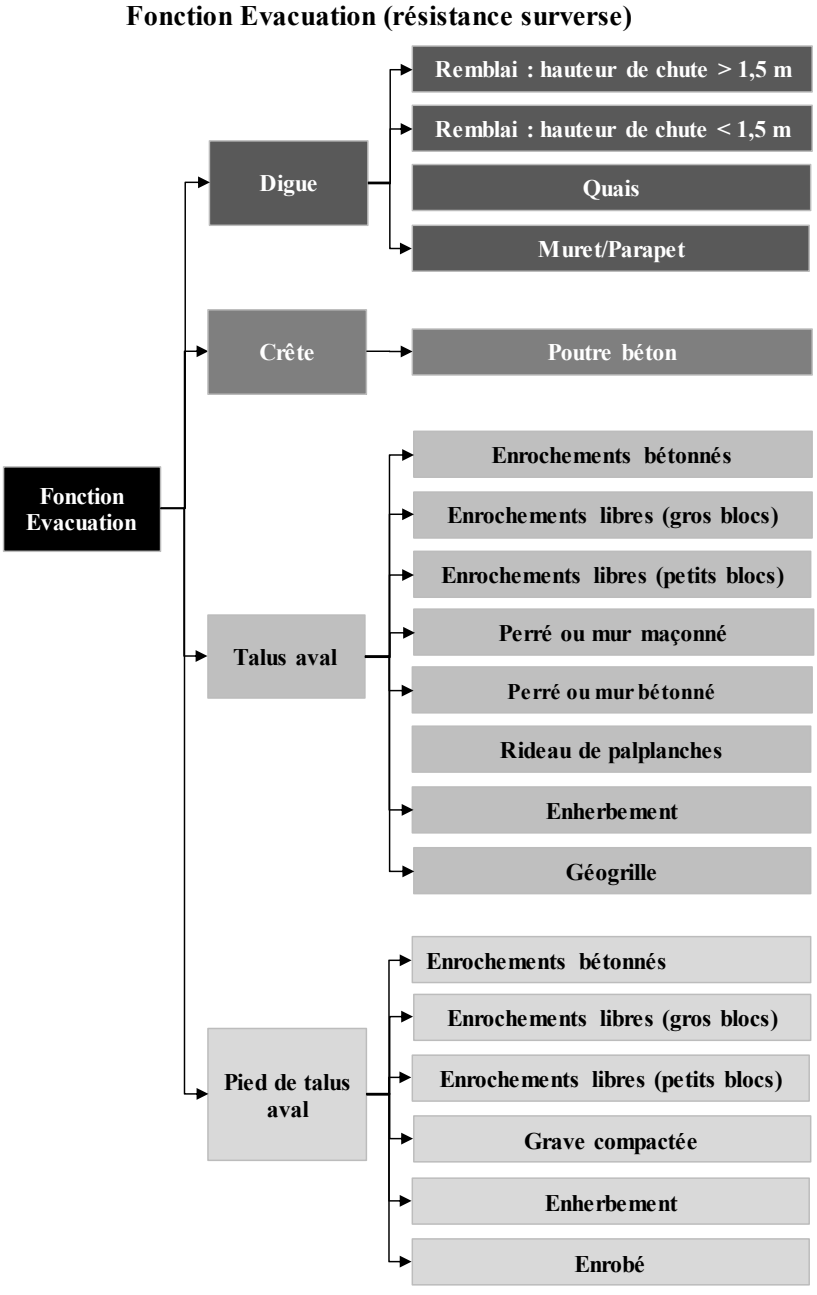


Figure 44. composants associés à la Fonction Evacuation

6.8.8 Fonction Environnement

La fonction Environnement est découpée en 2 sous-fonctions. Les composants associés à ces sous-fonctions sont les suivants :

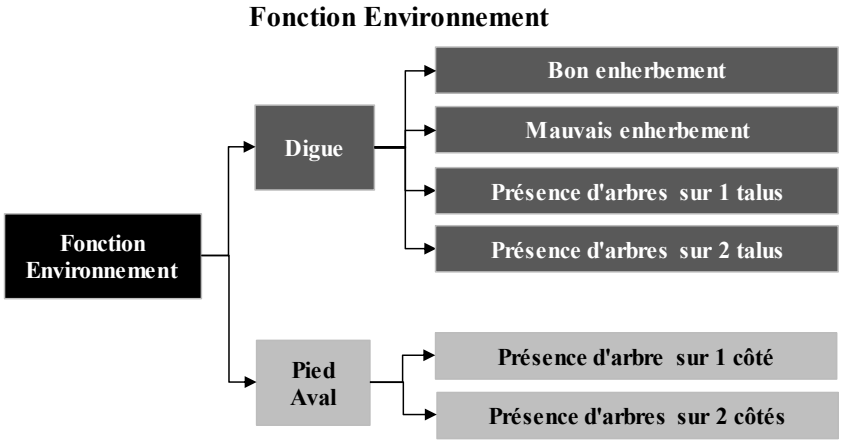


Figure 45. composants associés à la Fonction Environnement

6.8.9 Fonction Sécurité

La fonction Sécurité est découpée en 4 sous-fonctions. Les composants associés à ces sous-fonctions sont les suivants :

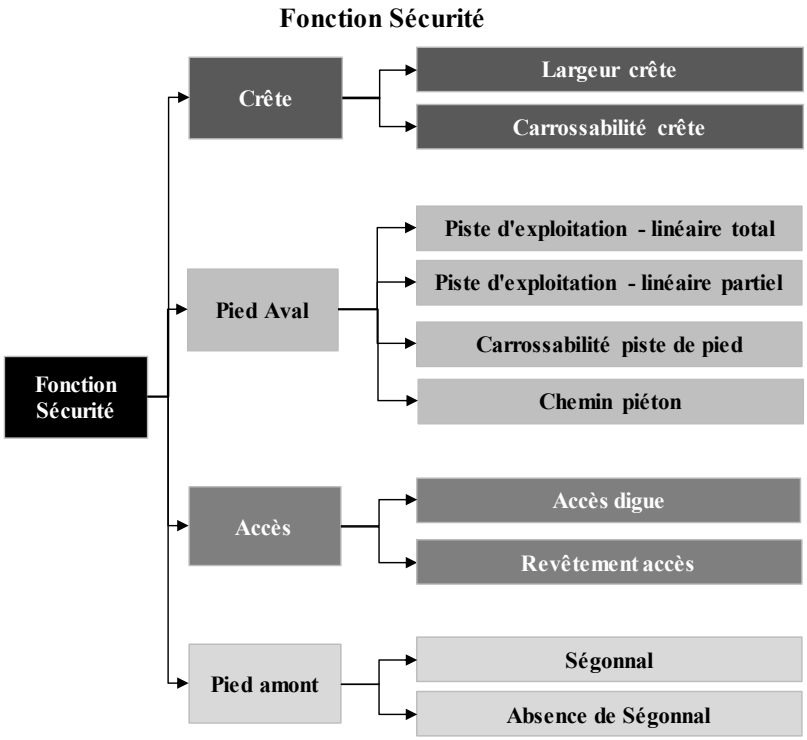


Figure 46. composants associés à la Fonction Sécurité

6.9 INVESTIGATIONS, ETUDES ET DIAGNOSTIC APPROFONDI

Les investigations réalisées dans le cadre du diagnostic approfondi ont été les suivantes. Elles sont soit présentées dans le cadre la présente, soit référencées dans le chapitre 7 de la présente rubrique.

1. Relevé topographique du lit endigué et de la zone protégée (Cf. réf.),
2. Relevé bathymétrique (Cf. réf.),
3. Etude hydrologique (Cf. rubrique 6),
4. Etude hydraulique du lit endigué (Cf. réf. et rubrique 6).
5. Etude hydraulique de la zone protégée (Cf. réf.),
6. Etude morpho-dynamique (Cf. réf. et rubrique 6)
7. Examen visuel des berges par voie nautique (Cf. réf. et rubrique 6)
8. Etude du vent (Cf. et rubrique 6)
9. Réalisation annuelle des Visites Techniques Approfondies depuis 2008 (Cf. réf. et rubrique 7)
10. Reconnaissances géotechniques (Cf. réf. et rubrique 3)
11. Etude historique (archives, dossiers des ouvrages exécutés et études antérieures)
12. Etude accidentologique (Cf. réf. et rubrique 7)
13. Diagnostic approfondi des ouvrages traversants y compris le fonctionnement des organes de fermeture (Cf. réf. et rubrique 3)
14. Déclarations de travaux auprès des opérateurs de réseaux (Cf. réf. et rubrique 3)

.

6.10 CHOIX D'UNE DEMARCHE PROBABILISTE ET COURBE DE FRAGILITE

Le choix d'une méthode probabiliste est motivé la facilité d'identification et de mise en œuvre du caractère probabiliste de l'aléa crue, du fait des nombreuses observations et études hydrologiques sur le Rhône.

Le choix d'une méthode probabiliste est renforcé par la grande hétérogénéité des faciès géotechniques rencontrés dans le Delta, à la fois au cœur des ouvrages due aux différentes étapes de construction des digues et à la superposition de couches de différentes natures les unes sur les autres (effet mille feuilles) mais également dans leur fondation compte tenu des multiples changements de tracés que le Rhône a connu dans son histoire.

Cette forte hétérogénéité est observée parfois au sein d'un même sondage où on peut observer des fortes variations de résistance à l'érosion de conduit entre des échantillons espacés d'un mètre à peine, mais également au sein de paléo-chenaux, où des sables de granulométrie différentes (et donc des gradients critiques d'érosion régressive) peuvent être observés.

Cette hétérogénéité rend très difficile, voire illusoire le caractère déterministe d'un facteur de sécurité.

Pour ces deux raisons, l'approche probabiliste a été privilégiée.

Deux types de probabilités sont utilisés pour l'analyse de risques :

- Des probabilités expérimentales ou fréquentielles.
- Des probabilités subjectives.

$$probabilité\ fréquencielle = \frac{nombre\ de\ fois\ que\ le\ résultat\ attendu\ est\ réalisé}{nombre\ de\ fois\ que\ l'expérience\ a\ été\ réalisé}$$

La probabilité fréquentielle constitue une bonne estimation de la probabilité théorique d'un événement lorsque l'expérience aléatoire a été effectuée un grand nombre de fois.

La probabilité subjective repose sur le jugement ou la perception d'une personne ayant certains renseignements sur une expérience aléatoire. La probabilité est subjective car elle fait appel au jugement et correspond à une évaluation personnelle basée à la fois sur des connaissances et des opinions. On évalue une probabilité subjective dans le cas où il est impossible de calculer une probabilité théorique ou d'estimer une probabilité fréquentielle.

L'utilisation de probabilités fréquentielles est systématique en hydrologie. Dans le cadre de l'analyse de risques, des probabilités fréquentielles ou des fonctions de répartition ont été déterminées à partir des données issues des études géotechniques ou du REX accidentologique pour apprécier au mieux le risque. Quand cela n'était pas possible, nous avons eu recours à l'utilisation de probabilités subjectives. Pour la détermination de ces dernières, nous avons retenu les valeurs proposées par Vick 2002 et adaptées par l'United States Bureau of Reclamation (USBR) [X004].

L'USBR a adopté un système de qualification verbale pour la plupart des estimations de probabilité subjective. Ce système est basé principalement sur des expériences rapportées par

Reagan et al (1989). Ces expériences montrent que, dans des limites raisonnables, les gens sont assez bien calibrés pour des probabilités connues, à condition d'utiliser des mots que la plupart des gens adopteraient pour leur propre cas et à condition que les probabilités soient plus grandes que 0,01. Vick (2002) a résumé ces résultats et a proposé une convention verbale de transformation numérique, indiqué dans le tableau ci-dessous. Les résultats des expériences réalisées par Reagan et al figurent à côté de ces valeurs.

Une des principales conclusions des expériences est que la capacité des gens à quantifier des probabilités ne se prolonge pas très loin à chaque extrémité de l'échelle de probabilité, même si des mots comme "presque impossible "ou "presque certain" sont utilisés. Cela est probablement dû au fait que l'expérience de la plupart des gens ne leur permet pas de conceptualiser des probabilités pour des valeurs extrêmes, et nous ne disposons donc pas des mots qui décrivent adéquatement ces valeurs extrêmes.

Tableau 15. Qualification verbale et probabilité conditionnelle associée par Vick 2002

Qualification verbale de l'événement	Probabilité suggérée Vick (2002)	Gamme de probabilités (Reagan & Al (1989)
Pratiquement impossible en raison de conditions physiques connues ou des procédés qui peuvent être décrits et qualifiés avec une entière confiance	0.01	0-0.05
Très improbable Bien que la possibilité ne puisse être écartée	0.1	0.02-0.15
Neutre Avec aucune raison de croire qu'un résultat est plus ou moins probable que l'autre	0.5	0.45-0.55
Très probable Mais sans être complètement certain	0.9	0.75-0.90
Pratiquement certain en raison de conditions physiques connues ou des procédés qui peuvent être décrits et qualifiés avec une entière confiance	0.99	0.9-0.995

Malgré la démonstration des limites humaines faite par Vick, l'USBR a pris la décision d'ajouter un ordre de grandeur à l'extrémité supérieure et inférieure de l'échelle (en l'occurrence 0.001 et 0.999). Cependant, il a été reconnu que ces chiffres devaient être rarement utilisés, et seulement dans des situations où les conditions sont perçues comme plus improbables que les gammes habituellement utilisées. L'USBR recommande quand cela est possible de décomposer un événement estimé à 0.001 en plusieurs événements situés dans des gammes plus familières.

A l'instar de l'USBR et compte tenu de l'importance du nombre d'incidents et d'accidents analysés dans l'étude accidentologique permettant de justifier le choix de probabilité subjective inférieure à 0.01, nous avons retenu la grille de probabilités suivante

Tableau 16. Qualification verbale et probabilité conditionnelle associée retenues dans l'étude de dangers

Qualification verbale de l'événement	Probabilité conditionnelle pour un événement donné
Quasiment impossible	0.001
Très peu probable	0.01
Peu probable	0.1
Neutre	0.5
Probable	0.9
Très probable	0.99
Quasiment certain	1

Pour la détermination des courbes de fragilité liées aux différents modes de rupture, la méthodologie a été la suivante.

Des paramètres géotechniques et/ou hydrauliques caractérisant la résistance d'une barrière de sécurité ont été déterminés. Il peut s'agir d'une contrainte critique dans le cas de l'érosion de conduit, d'un gradient critique dans le cas de l'érosion régressive, d'une vitesse pour la surverse.

Pour chaque paramètre déterminant, la fréquence de non dépassement a été déterminée dans un premier temps par la formule de Hazen :

$$f = \frac{r - 0.5}{n}$$

r est le rang de la série de données classée par valeurs croissantes, n est la taille de l'échantillon.

Compte tenu le plus souvent du faible échantillon de données et pour pallier un écrêtement éventuel des courbes de distribution, des courbes théoriques en escaliers ont été représentées pour déterminer les valeurs à 1%, 5 %, 25 %, 50 %, 75 %, 95 % et 99 %.

Un ajustement a ensuite été réalisé sur la base de ces valeurs pour déterminer la fréquence de non dépassement du paramètre déterminant suivant une fonction de répartition de type puissance ou de type Gumbel.

Les deux figures ci-dessous illustrent respectivement les fréquences de non dépassement des contraintes critiques des matériaux A1+A2 et A2 suivant la classification GTR2000 et les courbes de fragilité établies pour la probabilité d'initiation d'érosion de conduit en fonction du diamètre du conduit, de la nature des matériaux et du gradient moyen dans le conduit. Le détail figure en rubrique n°8

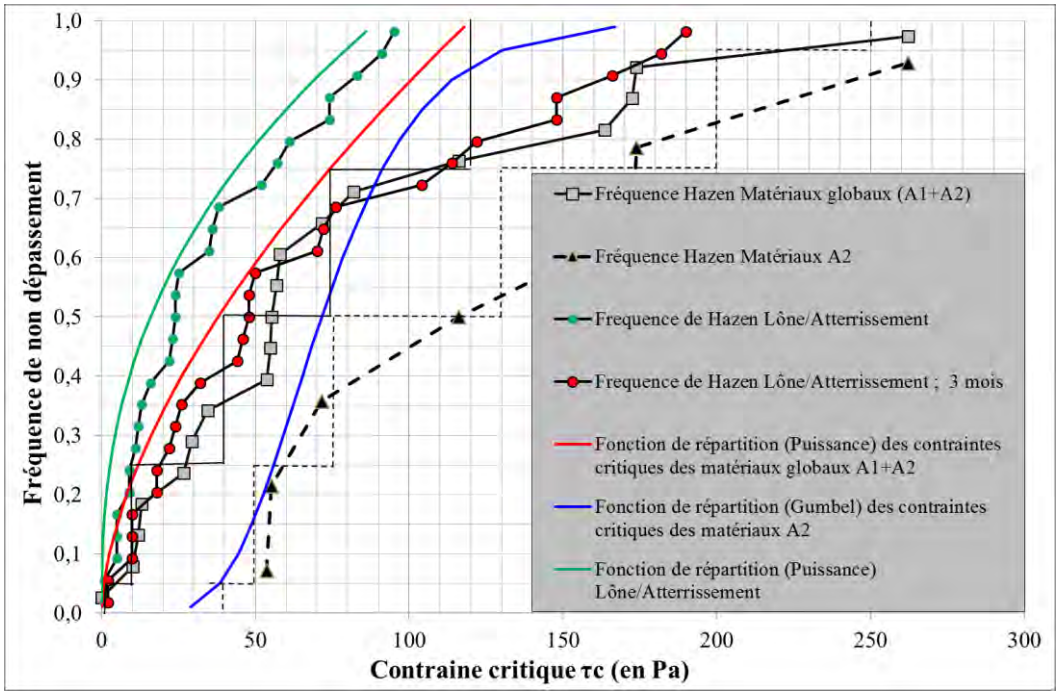


Figure 47. Fréquence de non dépassement des contraintes critiques pour les matériaux A1+A2 et matériaux A2

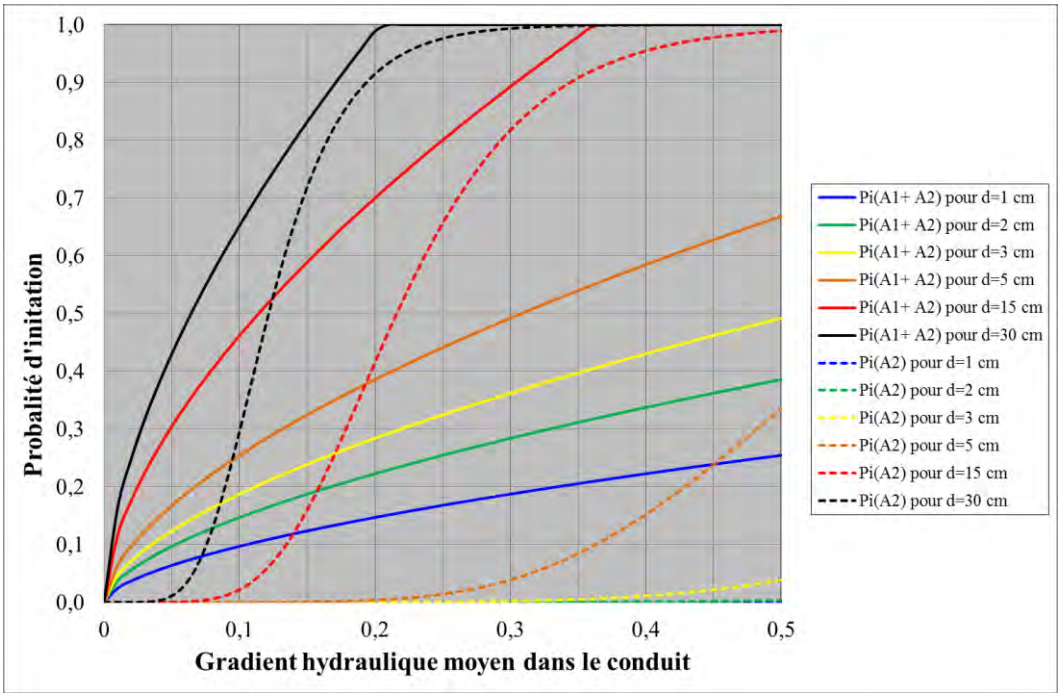


Figure 48. Probabilité d'initiation de l'érosion de conduit en fonction de la nature des matériaux, du diamètre du conduit et du gradient hydraulique dans le conduit.

6.11 SCENARIOS D'ACCIDENTS OU DE BRECHES ETUDIES

Le tableau ci-après donne les scénarios de brèches retenus et évalués dans l'étude de dangers. Ces scénarios ont été définis à partir de l'étude accidentologique et de la caractérisation des modes de rupture décrite ci-après.

Tableau 17. Identification des différents scénarios de brèches

N° scénario	Modes de rupture	Libellé du scénario de brèche
1	Claquage hydraulique + Erosion de conduit	Claquage hydraulique d'un terrier de blaireau partiellement colmaté et érosion de conduit
2	Erosion de conduit	Erosion de conduit dans un vide le long d'un ouvrage hydraulique traversant
3	Erosion de conduit	Erosion de conduit dans une racine d'arbre mort
4	Erosion de conduit	Erosion de conduit dans une fissure traversante
5	Soulèvement hydraulique + Erosion régressive	Claquage hydraulique d'une couche de sol cohésive surplombant une couche de sable et érosion régressive de cette dernière
6	Claquage hydraulique + Erosion de contact	Claquage hydraulique du masque étanche et érosion de contact le long d'une couche de graviers
7	Claquage hydraulique + Suffusion interne	Claquage hydraulique du masque étanche et suffusion de couche de grave englobée dans la digue
8	Surverse	Surverse sur la digue
9	Affouillement de pied	Affouillement en pied amont de la digue
10	Glissement	Glissement du talus aval en crue
11	Glissement	Glissement du talus amont en crue
12	Mécanique	Stabilité mécanique des ouvrages hors glissement, claquage hydraulique et soulèvement du pied aval
13	Mécanique	Stabilité des parapets et batardeaux

Deux scénarios ont également été analysés et écartés du fait de leur très faible probabilité : la brèche par liquéfaction sous sollicitation sismique du fait de la très faible occurrence de la concomitance d'une crue et d'un séisme et la brèche par érosion liée au batillage intégrée dans le scénario de surverse et d'affouillement de pied.

La stabilité des digues sous sollicitation sismique a vérifiée pour les ouvrages confortés ou à conforter dans le cadre du Plan Rhône suivant les recommandations du CFBR [X020] et du groupe de travail mis en place sous l'égide du Ministère de l'Ecologie [X044].

Deux scénarios spécifiques au remblai ferroviaire ont également été étudiés :

- Scénario A : dans l'état initial : la rupture par érosion de contact du ballast en crête de digue
- Scénario B : dans l'état après travaux : la rupture du remblai ferroviaire par érosion interne lors du déversement sur la digue résistante à la surverse

Un scénario spécifique aux ouvrages hydrauliques traversant la digue a également été pris en compte :

- Scénario C : la défaillance des organes de fermeture des ouvrages hydrauliques traversants (le scénario 2 traitant de l'érosion de conduit dans un vide le long d'un ouvrage hydraulique ou d'une transition traversant la digue) ;

6.12 ARBRE D'EVENEMENTS D'UN SCENARIO DE BRECHE

Conformément aux recommandations de la CIGB 2015 [X001], l'arbre d'événements d'un scénario de brèche impliquant un état-limite d'érosion interne peut être décomposé de la façon suivante :

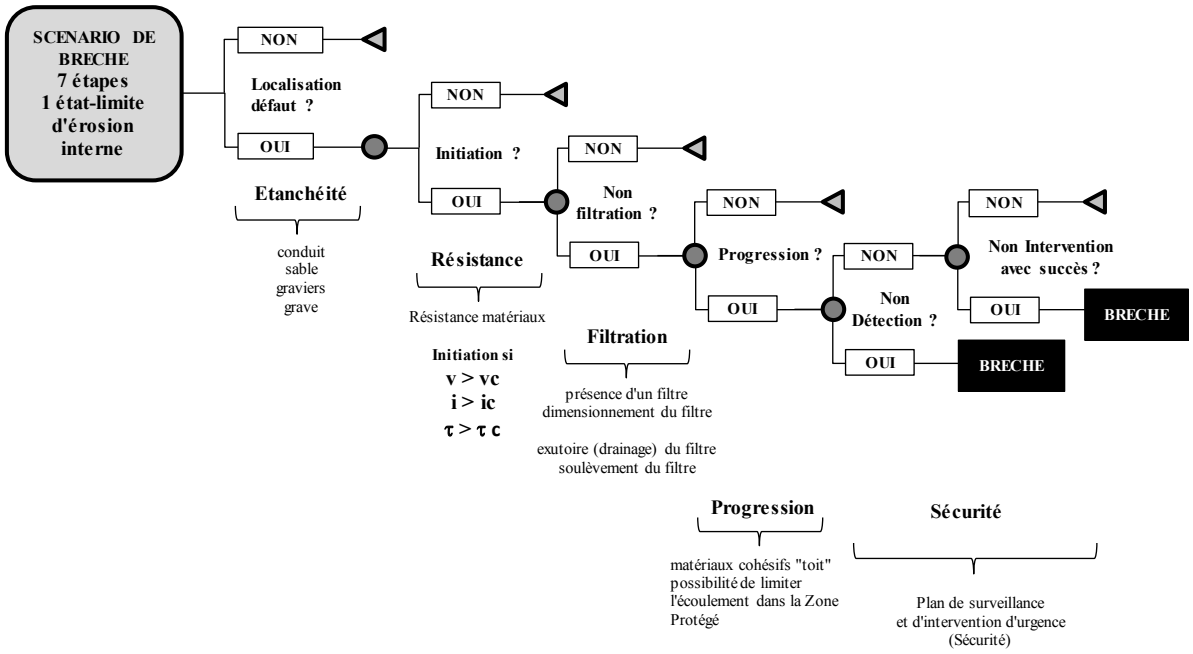


Figure 49. Arbre d'événements d'un scénario de brèche impliquant un processus d'érosion interne

En supposant que toutes ces étapes sont indépendantes les unes des autres, la probabilité conditionnelle d'ouverture d'une brèche pour une crue donnée est alors donnée par la formule suivante (Deroo & Fry 2016 [X007]) :

$$P(brèche) = P_{localisation} \cdot P_{initiation} \cdot P_{non\ filtration} \cdot P_{\ progression} \cdot [P_{non\ détection} + (1 - P_{non\ détection}) \cdot P_{non\ intervention}]$$

Avec :

$P_{localisation}$: probabilité de localisation d'un conduit traversant pour l'érosion de conduit, d'une couche de sable érodable traversante pour l'érosion régressive, d'une couche de graviers pour l'érosion de contact ou de grave pour la suffusion interne,

$P_{initiation}$: probabilité d'initiation de l'état-limite de rupture considéré (érosion conduit, érosion régressive, érosion de contact, suffusion interne), la sollicitation dans le conduit ou la couche érodable est supérieure à la résistance du matériau,

$P_{non\ filtration}$: probabilité que les particules entraînées par l'érosion ne soient pas bloquées et cheminent jusqu'à un exutoire non filtré,

$P_{\ progression}$: probabilité que le processus se poursuive sans stabilisation et déclenche un autre phénomène pathologique (tassement, instabilité, claquage) ou s'accélère jusqu'à l'effondrement du toit au-dessus du conduit,

$P_{non\ détection}$: probabilité de non détection du désordre par les gardes digues ou les équipes de surveillance lors de la crue,

$P_{non\ intervention}$: probabilité de non intervention suite à la détection d'un désordre,

Pour chaque scénario impliquant un état-limite de rupture mécanique (phénomène par définition plus soudain : glissement, soulèvement, claquage, liquéfaction), on évalue la probabilité conditionnelle d'ouverture d'une brèche pour une crue donnée par la formule suivante :

$$P(brèche) = P_{initiation\ mécanique}$$

Pour la surverse, à l'exception des points bas, qui sont aujourd'hui quasiment inexistants et considérant que toute intervention pourrait reporter le risque de rupture en amont, en aval ou sur la rive opposée, la probabilité d'ouverture d'une brèche pour une crue donnée est évaluée par la formule suivante :

$$P(brèche) = P_{initiation\ surverse}$$

Pour un scénario de brèche impliquant un état-limite de rupture mécanique (ex. claquage hydraulique) et un état limite d'érosion interne (ex. érosion régressive), on évalue la probabilité d'ouverture d'une brèche pour une crue donnée par la formule suivante :

$$P(brèche) = P_{localisation} \cdot P_{initiation\ claquage} \cdot P_{initiation\ érosion\ régressive} \cdot P_{non\ filtration} \cdot P_{progression} \cdot [P_{non\ détection} + (1 - P_{non\ détection}) \cdot P_{non\ intervention}]$$

Pour l'ensemble des scénarios de brèches et crues considérées, les probabilités conditionnelles sont calculées pour chaque profil géométrique.

Des classes de probabilité sont retenues. Elles sont les suivantes. La qualification verbale est celle définie supra.

Tableau 18. Classes de probabilité conditionnelle de brèche retenues pour l'étude de dangers

Probabilité conditionnelle	Qualification verbale	Couleur de la classe
10^{-1} à 1	peu probable à quasiment certain	
10^{-2} à 10^{-1}	Très peu probable à peu probable	
10^{-3} à 10^{-2}	Quasiment impossible à très peu probable	
10^{-4} à 10^{-3}	Quasiment impossible	
10^{-5} à 10^{-4}		
10^{-6} à 10^{-5}		

6.13 MODELE GEOMETRIQUE

Pour la construction du modèle géométrique, les données suivantes ont été collectées à partir des sources suivantes (Cf. références au chapitre 7 de la rubrique 2) :

- modèle numérique de terrain réalisé par Fugro Géoid en 2007,
- plan topographique de la digue et de son environnement réalisé par Fugro Géoid en 2007,
- orthophotographie de la digue et de son environnement réalisé par Fugro Géoid en 2007,
- Plans des Ponts et Chaussées de 1876,
- Bathymétrie CNR,
- Bathymétrie VNF.

La précision des données figure avec les références.

Pour certains tronçons de digue très éloignés du fleuve, les données de l'environnement de l'ouvrage côté fleuve ont été collectées à partir de la base de données topographiques Plan Rhône réalisée par l'IGN ou à partir des orthophotographies IGN.

On retient également par convention la dénomination suivante :

- talus côté fleuve = talus amont,
- talus côté zone protégée = talus aval.

L'ouvrage de protection est défini dans la présente analyse de risques par le remblai auquel s'ajoutent les bandes de 4,5 mètres situées de part et d'autre de la digue (même si le SYMADREM n'en est pas propriétaires).

L'environnement de l'ouvrage couvre, quant à lui, les emprises situées de part d'autre de la digue à une distance comprise entre 4,5 mètres et 20 mètres.

Les berges en enrochements du fleuve sont donc considérées comme faisant partie de l'ouvrage ou de son environnement suivant la distance de la digue au fleuve.

Les données décrites ci-après ont été collectées tous 1/8 de PR, ce qui représente un espacement moyen de 125 m entre les profils (supérieur en extrado et inférieur en intrado).

Côté fleuve :

- largeur du ségonnal (m),
- revêtement de la berge,
- pour les ségonnaux de largeur inférieure à 20 mètres, bathymétrie en pied de berge.

Dans l'environnement de l'ouvrage côté fleuve et côté zone protégée :

- cote du terrain naturel à 20 m du pied de digue (m NGF) à l'exception des zones où la largeur du ségonnal est inférieure à 20 mètres ;

- l'occupation du sol (terres agricoles, caisse d'emprunt, zone urbanisée, arbres, …) ;
- présence d'ouvrages particuliers (fossé, route, bâti).

Dans l'ouvrage :

- cotes de la crête de digue et des pieds de digue amont et aval (m NGF),
- fruit (inverse de la pente) des talus amont et aval,
- largeur et revêtement de la crête de digue (carrossable, circulable, non circulable)
- revêtement des talus de digue,
- présence probable d'un perré masqué sous la végétation d'après les informations figurant sur la carte des ponts et chaussées de 1876,
- présence d'une bande de 4,5 m en pieds de digue amont et aval et le cas échéant le revêtement de cette bande (carrossable, circulable, non circulable),
- en cas d'absence d'une bande de 4,5 m en pieds de digue, l'état d'occupation de la « piste » de pied (arbres, agriculture, caisse d'emprunt, fossé, canal…).

Une piste est considérée comme carrossable quand elle est revêtue de matériaux insensibles à l'eau et permet la circulation de véhicules par temps secs et par temps de pluie. Elle est considérée comme circulable, quand elle n'est pas revêtue mais que sa largeur permet la circulation de véhicules par temps secs. Elle n'est pas circulable quand elle ne répond à aucun des deux critères précédents.

La figure ci-dessous illustre les principales données collectées

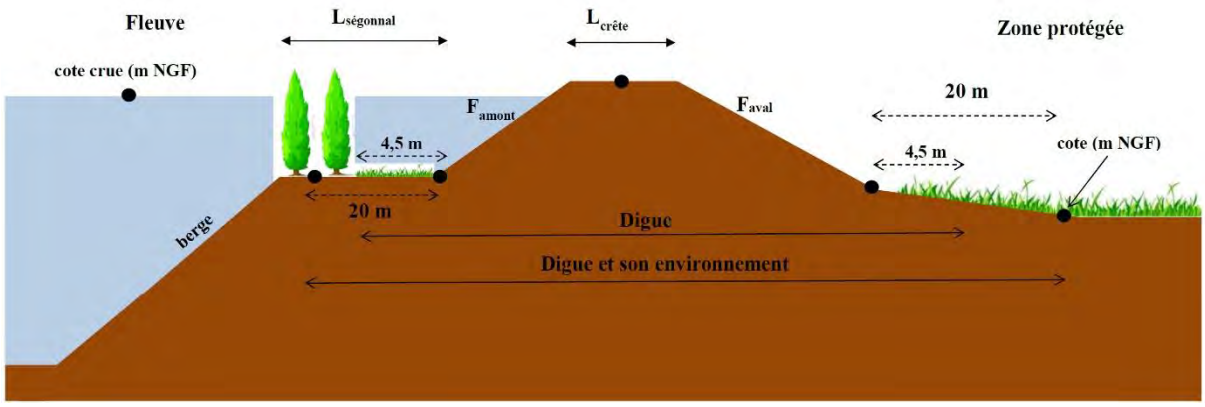


Figure 50. Modèle géométrique

6.14 DETERMINATION DE LA PROBABILITE ANNUELLE DE BRECHE

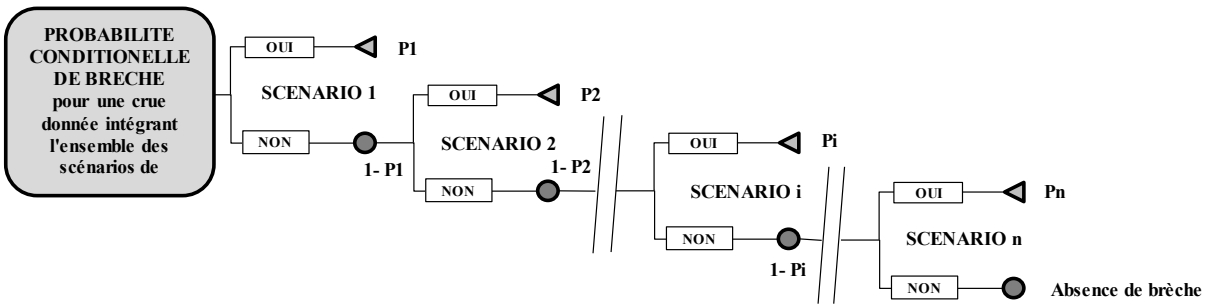
6.14.1 Etapes

La probabilité annuelle de brèche d'un tronçon de digue est calculée suivant les étapes suivantes :

- Choix de scénarios de crue et détermination de la probabilité d'occurrence des crues considérées (Cf. 6.11.);
- Détermination pour chaque scénario de brèche d'un arbre d'événements et de courbes de fragilité associées (Cf. 6.12.)
- Détermination pour chaque crue considérée d'une probabilité de rupture globale intégrant les différents scénarios de brèches (Cf. ci-après) ;
- Intégration des données pour l'ensemble des crues et détermination de la probabilité annuelle de rupture (Cf. ci-après).

6.14.2 Probabilité de brèche pour une crue donnée

En considérant les scénarios de brèches retenus indépendants les uns des autres, la probabilité de formation d'une brèche P_c pour une crue donnée peut s'écrire sous la forme suivante :



Et finalement s'écrire de la façon suivante (formule de Morgan) :

$$P_c = 1 - \prod_{1}^{n}(1 - P_i)$$

Où :

P_i est la probabilité de brèche pour le scénario de brèche i (i variant de 1 à n)
n est le nombre de scénarios envisagés

6.14.3 Probabilité d'occurrence des crues

Pour l'analyse de risques, 9 scénarios de crues sont pris en compte. Le débit de pointe à la station de Beaucaire/Tarascon, la période de retour T de chacune des crues et l'hypothèse retenue de niveau marin des différents scénarios figurent dans le tableau ci-dessous. Ils sont détaillés en rubrique n°6.

Tableau 19. Débits de pointe des crues considérés et périodes de retour associées

Scénario	Evénement type ou événement proche	Débit de pointe à la station de Beaucaire/Tarascon (m^3/s)	Niveau marin (m NGF)	Période de retour T de la crue (années)
6000		6 000		
7200	Nov. 2014	7 200	Nov. 2014	4
8500	17 nov. 2002	8 500	0,9 m NGF	10
9500	26 nov. 2002	9 500	Nov. 2002	25
10500	janv. 1994 majoré	10 500	Janv. 1994	50
11500	Déc. 2003 sans brèche	11 500	Déc. 2003	100
12500	Mai 1856 sans brèche et actuel	12 500	Déc. 2003 majoré de 30 cm	200
14000	Exceptionnelle	14 160	1,5 m NGF	800
17000	Supérieure à la crue de danger système	17 000	1,5 m NGF	≅ 8000 ou Borne supérieure de l'intervalle de confiance à 95 % de la crue millénale majorée de 8 %

Pour chaque scénario de crue considéré, on attribue une probabilité d'occurrence, par coupure sur l'ensemble des périodes de retour. La coupure utilisée est donnée ci-dessous. La probabilité d'occurrence correspondant à une coupure entre T_1 et T_2 est égale à $p = \frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2}$

La probabilité d'occurrence pour l'intervalle T < 2 ans est égale à $1 - \frac{1}{2} = 0{,}5$ et pour T > 500 ans est égale $\frac{1}{500} = 0{,}002$

Pour chaque scénario de crue de période T, les périodes T_1 et T_2 encadrant la coupure correspondent à des variations de débits d'environ ± 5 %.

Tableau 20. Probabilités d'occurrence par intervalle de crue retenues en amont des digues résistantes à la surverse

Débit de pointe Q (m^3/s)	T (ans)	T_1 (ans)	T_2 (ans)	Probabilité d'occurrence
6 000			2	0,5
7 200	4	2	7,8	0,372
8 500	10	7,8	15,6	0,064
9 500	20	15,6	31,3	0,032
10 500	45	31,3	62,5	0,016
11 500	100	62,5	125	0,008
12 500	200	125	500	0,006
14 160	800	500	2000	0,0015
17 000	≅ 8000	2000		0,0005

Pour la crue de 17 000 m^3/s (situation extrême), les digues millénales, en amont des digues résistantes à la surverse, subissent une surverse (scénarios d'inondation EF09 et EF10 en rubrique 8c). Bien que ces digues ne comportent pas de fonction « évacuation », leur conception et les mesures structurelles de réduction du risque proposées en rubrique n°9, leur permettent de supporter une petite lame d'eau déversante. Une probabilité conditionnelle de rupture de 0,1 a été retenue pour ce scénario.

Tableau 21. Probabilités d'occurrence par intervalle de crue retenues en aval des digues résistantes à la surverse

Débit de pointe Q (m^3/s)	T (ans)	T_1 (ans)	T_2 (ans)	Probabilité d'occurrence
6 000			2	0,5
7 200	4	2	7,8	0,372
8 500	10	7,8	15,6	0,064
9 500	20	15,6	31,3	0,032
10 500	45	31,3	62,5	0,016
11 500	100	62,5	125	0,008
12 500	200	125	500	0,006
14 160	800	500		0,002

La somme des probabilités d'occurrence est égale à 1, ce qui permet de couvrir l'ensemble de l'espace temporel.

6.14.4 Probabilité annuelle de brèche

La probabilité annuelle de brèche P s'écrit de la façon suivante pour les digues résistantes à la surverse :

$$P = 0{,}5.P_{6000} + 0{,}372.P_{7200} + 0{,}064.P_{8500} + 0{,}032.P_{9500} + 0{,}016.P_{10500} + 0{,}008.P_{11500} + 0{,}006.P_{12500} + 0{,}0015.P_{14160} + 0{,}0005.P_{17000}$$

Où P_c est la probabilité de rupture globale pour une crue de débit de pointe à la station de Beaucaire/Tarascon de « c » m^3/s.

Pour la suite de l'analyse de risques, on considère que la probabilité de brèche pour le scénario 6000 est nulle.

Le mode de calcul par arbres d'événements et probabilités conditionnelles par étapes de l'arbre d'événement peut conduire à des probabilités très faibles, c'est pourquoi le résultat final des calculs a été comparé avec les deux grilles suivantes extraites respectivement du guide de lecture des EDD Barrages et du projet de guide ERINOH sur l'ingénierie ainsi qu'avec le REX accidentologique.

Classe de probabilité / Type d'appréciation	E	D	C	B	A
qualitative[1] (les définitions entre guillemets ne sont valables que si le nombre d'installations et le retour d'expérience sont suffisants)[2]	« événement possible mais extrêmement peu probable » : *n'est pas impossible au vu des connaissances actuelles, mais non rencontré au niveau mondial sur un très grand nombre d'années installations..*	« événement très improbable » : *s'est déjà produit dans ce secteur d'activité mais a fait l'objet de mesures correctives réduisant significativement sa probabilité.*	« événement improbable » : *un événement similaire déjà rencontré dans le secteur d'activité ou dans ce type d'organisation au niveau mondial, sans que les éventuelles corrections intervenues depuis apportent une garantie de réduction significative de sa probabilité.*	« événement probable» : *s'est produit et/ou peut se produire pendant la durée de vie de l'installation.*	« événement courant » : *s'est produit sur le site considéré et/ou peut se produire à plusieurs reprises pendant la durée de vie de l'installations, malgré d'éventuelles mesures correctives.*
semi-quantitative	**Cette échelle est intermédiaire entre les échelles qualitative et quantitative, et permet de tenir compte des mesures de maîtrise des risques mises en place, conformément à l'article 4 du présent arrêté**				
Quantitative (par unité et par an)		10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}

(1) Ces définitions sont conventionnelles et servent d'ordre de grandeur de la probabilité moyenne d'occurrence observable sur un grand nombre d'installations × années. Elles sont inappropriées pour qualifier des événements très rares dans des installations peu nombreuses ou faisant l'objet de modifications techniques ou organisationnelles. En outre, elles ne préjugent pas l'attribution d'une classe de probabilité pour un événement dans une installation particulière, qui découle de l'analyse de risque et peut être différent de l'ordre de grandeur moyen, pour tenir compte du contexte particulier ou de l'historique des installations ou de leur mode de gestion.

(2) Un retour d'expérience mesuré en nombre d'années × installations est dit suffisant s'il est statistiquement représentatif de la fréquence du phénomène (et pas seulement des événements ayant réellement conduit à des dommages) étudié dans le contexte de l'installation considérée, à condition que cette dernière soit semblable aux installations composant l'échantillon sur lequel ont été observées les données de retour d'expérience. Si le retour d'expérience est limité, les détails figurant en italique ne sont en général pas représentatifs de la probabilité réelle. L'évaluation de la probabilité doit être effectuée par d'autres moyens (études, expertises, essais) que le seul examen du retour d'expérience.

Figure 51. Grille figurant dans le guide de lecture des études de dangers des barrages

A l'échelle de la vie des ouvrages (durée standard de 100 ans). Ces probabilités deviennent les suivantes

Tableau 22. Probabilité annuelle de brèche, probabilité de brèche sur la durée de vie des ouvrages et qualification verbale

Appréciation de la fiabilité de la barrière ou de l'occurrence d'un événement	Classe de fiabilité	Probabilité annuelle (Grille 1)	Probabilité d'un événement pendant la vie de l'ouvrage
	F	$P < 10^{-6}$	$P < 10^{-4}$
Mise en défaut ou événement possible mais extrêmement peu probable	E	$P < 10^{-5}$	P < 1/1000
Mise en défaut ou événement très improbable	D	$P < 10^{-4}$	P < 1/100
Mise en défaut ou événement improbable	C	P < 1/1000	P < 1/10
Mise en défaut ou événement probable	B	P < 1/100	P < 0,6
Mise en défaut ou événement courant	A	1/100 ≤ P	P ≥ 0,6

7 REFERENCES TECHNIQUES ET BIBLIOGRAPHIQUES

Les références utilisées dans le cadre de la présente étude de dangers sont les suivantes :

Accidentologie

[A1840 01] : Journal de Toulouse et de la Haute Garonne – éditions novembre 1840
[A1840 02] : Journal le Censeur de Lyon – éditions novembre 1840
- [A1840 04] : Conseil Général du Département du Gard – Session 1840 – Procès-verbal des délibérations – 1841 – source Gallica

[A1840 06] : Réparation d'urgence des huit brèches ouvertes dans les digues du Rhône entre Beaucaire et Fourques par l'inondation extra-ordinaire du 3 novembre 1840 et des jours suivants – Devis et cahier des charges – Ponts et Chaussées – Navigation Intérieure – Arrondissement de Nîmes - 24 novembre 1840
[A1840 08] : Réparation d'urgence des huit brèches ouvertes dans les digues du Rhône entre Beaucaire et Fourques par l'inondation extra-ordinaire du 3 novembre 1840 et des jours suivants – Avant métré – Ponts et Chaussées – Navigation Intérieure – Arrondissement de Nîmes – 9 décembre 1840
[A1840 11] : Projet de fermeture de la brèche de Saint Denis - Ponts et Chaussées – Département du Gard - juillet 1841
[A1840 13] : Décompte général et définitif des travaux exécutés dans la commune de Fourques pour la fermeture des brèches – Ponts et Chaussées – arrondissement de Nîmes – 31 juillet 1841
[A1840 17] : La crue du Rhône en 1840 – Gilles BERNARD – SYMADREM - 2012
[A1841 03] : Plans et Evaluation sommaire et approximative des ouvrages à exécuter pour la fermeture de la brèche de l'abattoir dans la digue du Rhône à Beaucaire - Ponts et Chaussées – Département du Gard - 23 novembre 1841
[A1841 04] : Plans et Evaluation sommaire et approximative des ouvrages à exécuter et des dépenses à faire pour la fermeture de la nouvelle brèche de Saint Denis et pour l'achèvement des travaux commencés en 1841 pour la réparation des digues du Rhône dans la commune de Beaucaire – Ponts et Chaussées – Département du Gard – 23 novembre 1841
[A1843 01] : Journal de Toulouse et de la Haute Garonne – éditions novembre 1843
[A1843 02] : Journal le Censeur de Lyon – éditions novembre 1843
[A1843 03] : Fermeture immédiate des brèches ouvertes par l'inondation du 2 novembre 1843 dans les chaussées du trébon- territoire de Tarascon – 21 novembre 1843
[A1843 04] : Etat général des travaux de 1ère classe à exécuter sur le crédit de 1 million affecté à la réparation des dégâts causés par la crue du 2 novembre 1843 - Ponts et Chaussées - Service Spécial du Rhône 3ème section – 27 mars 1844
[A1856 06] : Recherche historique de la crue de 1856 en bas Rhône – DDE des Bouches du Rhône/GINGER – décembre 2008
[A1872 01] : Brèche partielle Commanderie – Archive départementale du Vaucluse
[A1993 01] : Tribunal administratif de Marseille – Note technique n°1 sur les origines et causes des inondations de Camargue en 1993 et 1994 – Louis GOUILLART – Ingénieur INSA, expert près de la cour d'appel d'Aix en Provence et le Tribunal Administratif de Marseille
- Annexe 28 : Emplacement et description des brèches
- Annexe 29 : CNRS - suivi des inondations survenues en Camargue suite à la crue d'octobre 1993 – novembre 1993 – Didier Pont et Eric Coulet
- Annexe 30 : Activités de la subdivision d'Arles du Service Navigation pendant la crue d'octobre 1993

- Annexe 31 : Notes de synthèse du PC de crise d'Arles pendant la crue de janvier 1994

[A1993 02] : Commune d'Arles - Bulletin Interne du Personnel communal d'Arles – novembre 1993
[A1993 03] : R. BONNEFOY et P. ROYET– Désordres relevés sur les digues de Camargue pendant les crues du Rhône d'octobre 1993 et janvier 1994 et premiers travaux d'urgence - Comité Français des Grands Barrages de mai 1994
[A1993 04] : Image SPOT 1993
[A1993 05] : Vidéos Christian SMIDT – Mairie d'Arles
[A1993 06] : Photos prises par la Direction Départementale des Bouches-du-Rhône - 1993
[A1993 07] : Photos prises par Service Navigation Rhône-Saône - 1993
[A1993 08] : Syndicat Intercommunal des Digues du Rhône – Crue du Rhône d'octobre 1993 – Rapport de Monsieur Gilles DUMAS – Président du Syndicat – 26 octobre 1993.
[A1994 01] : Commune d'Arles – Profils en long et en travers levés sur la digue de protection des crues du Petit Rhône en rive gauche avant et après les travaux de création de piste d'accès entre Arles et Albaron et levers des laisses de crue de janvier 1994 - Géomètre expert M. GOURRAUD - 1994
[A1994 02] : Image SPOT 1994
[A1994 03] : Photographies aériennes P. BLOT
[A1994 04] : Photos prises par Monsieur Yvan CAVALLINI en janvier 1994
[A1994 05] : Photos prises par la Direction Départementale des Bouches-du-Rhône - 1994
[A1994 06] : Photos prises par Service Navigation Rhône-Saône - 1994
[A1994 07] : La Provence – articles journaux
[A1996 04] : Syndicat Intercommunal des Digues du Rhône de Beaucaire à la Mer – projet de confortement des digues du Rhône et du Petit Rhône – Dossier d'enquête préalable à la Déclaration d'Utilité Publique, de demande d'autorisation et de Déclaration d'Intérêt Général – BRLingénierie – décembre 2000
[A1996 05] : Domaine de la Motte – courrier au Préfet du Gard – 20/11/1996
[A1996 06] : Syndicat Intercommunal des Digues du Rhône de Beaucaire à la Mer – Compte rendu de la réunion du 15/11/1996
[A1996 07] : Syndicat Intercommunal des Digues du Rhône de Beaucaire à la Mer – Devis de travaux de réparation de terriers de blaireaux au droit du domaine de la Motte – CROZEL TP – 29 novembre 1996
[A1996 08] : Mairie de Saint Gilles – courrier du maire au président du SIDR – 13 novembre 1996
[A1996 09] : Syndicat Intercommunal des Digues du Rhône de Beaucaire à la Mer – Facture de travaux de confortement des digues du Rhône sur les domaines de Pradeaux, de la Motte et du Mas neuf de Capette – CROZEL TP – 31 décembre 1996
[A1996 10] : Syndicat Intercommunal des Digues du Rhône de Beaucaire à la Mer – Devis de travaux de confortement des digues du Rhône sur les domaines de Pradeaux, de la Motte et Mas de Claire Farine – CROZEL TP – 18 mars 1997
[A1996 11] : Syndicat Intercommunal des Digues du Rhône de Beaucaire à la Mer – Courrier du président à monsieur Roland GRONCHI du 6 décembre 1996
[A1996 12] : Syndicat Intercommunal des Digues du Rhône de Beaucaire à la Mer – Courrier du président à monsieur le Préfet du Gard du 30 avril 1997
[A2002 01] : La Provence – article du 12 septembre 2002
[A2002 02]: SYMADREM – Photos
[[A2002 03]: SYMADREM – Travaux d'urgence menés sur les digues - 2002

[A2002 04]: Cemagref/SIDR - Mémento de la visite rapide en date du 6/12/2002 du site de la brèche de Claire Farine et du point de la surverse de Mas Bel air (désordres survenus lors de la crue des 25,26 et 27 novembre 2002) – janvier 2003
[A2002 06]: SIDR : Fiches de suivi des Gardes digues – 1996 à 2003
[A2002 07]: Cemagref/SYMADREM - Travaux d'urgence suite aux crues du 16 au 28 novembre 2002 – compléments de diagnostic et capitalisation du retour d'expérience – juillet 2003
[A2002 08]: SYMADREM – photos des interventions d'urgence
[A2002 10]: La Provence – photo brèche de Claire Farine 2002 – 27 novembre 2002 et 11 décembre 2002
[A2002 11]: Ville des Saintes-Maries-de-la-Mer – Journal d'informations municipales – déc. 2002
[A2002 12] : Parc Naturel Régional de Camargue – photos désordre
[A2002 13]: SIDR – vidéo tournée par le directeur
[A2003 02] : Cemagref – procès-verbal de la visite de contrôle des 18 et 19 février 2004 sur la digue du Syndicat Intercommunal des digues du Rhône de Beaucaire à la Mer – février 2004
[A2003 03] : Cemagref – Dégâts et désordres suite à la crue du 2 au 5 décembre 2003 – Compléments de diagnostic et capitalisation du retour d'expérience – SYMADREM – version provisoire du 06/04/2004
[A2003 07] : SYMADREM – Crue décembre 2003 – Bilan et Priorités
[A2003 08] : Ville Arles – Crue décembre 2003 – Vidéos Christian SCHMIDT
[A2003 09] : Image SPOT - IGN
[A2003 18] : Mémoires de la crue du Rhône de décembre 2003 à Bellegarde du Gard - Commune de Bellegarde – Elie Bataille et Pascal Crapé - 2004
[A2003 19] : Monographie de la crue de décembre 2003 – Déroulement des inondations – DIREN Rhône Alpes – GINGER - 2006

Bathymétrie

Traversée d'Arles

[B001] : SYMADREM – Traversée d'Arles – Profil PK VNF – ISL – 2002
[B002] : SYMADREM – Traversée d'Arles – Profils en travers – Bathys – 2007
[B003] : SYMADREM – Traversée d'Arles – Profils en travers après travaux tranches 1 à 4 – ATGTSM – 2009
[B004] : SYMADREM – Traversée d'Arles – Profils en travers Gare Maritime – ATGTSM – 2010
[B005] : SYMADREM – Traversée d'Arles – MNT et Profils en travers - INGEO – 2015

Petit Rhône

Les levés bathymétriques mis à disposition par VNF couvrent le chenal navigable du Petit Rhône, localement étendu aux déflecteurs. Les données sont de nature très différente. Certaines données sont par rapport au fil d'étiage théorique, ou en m NGF.

[B101] : SYMADREM – Etude de renforcement et décorsetage limité des digues du Petit Rhône – Comparaison bathymétrie et tracé du lit 1876 à 1994 – EGISeau – avril 2009
[B102] : CEREGE – bathymétrie 1876 du Petit Rhône à partir des plans d'archives des ponts et chaussées – 2008
[B103] : VNF – profils en travers bathymétriques PK 279 à PK 336,5 – 1994
[B104] : VNF – profils en travers bathymétriques PK 279 à PK 300 - 2001

Les données sont non géoréférencées. L'implantation des profils est faite suivant l'axe de navigation et les données altimétriques sont des profondeurs relatives par rapport à une ligne d'eau théorique d'étiage marquant 0,40 m à l'échelle de la station de Fourques, 0,20 m à l'échelle de Saint Gilles et 0,0 m à l'embouchure.

[B105] : VNF – profils en travers bathymétriques PK 279 à PK 336 - 2004
Les données planimétriques sont géo-référencées. Les données altimétriques sont des profondeurs relatives par rapport à une ligne d'eau théorique d'étiage marquant 0,40 m à l'échelle de la station de Fourques, 0,20 m à l'échelle de Saint Gilles et 0,0 m à l'embouchure.

[B106] : VNF – profils en travers bathymétriques localisés après travaux de dragage (données géo-référencées et cotes NGF) - 2006

- PK 283,5 et PK 284,0 (28 profils)
- PK 284,7 et PK 285,5 (31 profils)
- PK 288,1 et PK 288,8 (29 profils)
- PK 294,6 et PK 295,0 (18 profils)
- PK 295,6 et PK 296,6 (32 profils)
- PK 296,7 et PK 297,2 (30 profils)
- PK 298,5 et PK 298,7 (19 profils)

[B107] : VNF – profils en travers bathymétriques du PK 279 au PK 300 - 2007

[B108] : SYMADREM – profils en travers (1 par PK) bathymétriques du PK 279 au PK 336,5 et profils en long – Bathys – 2009

[B109] : VNF – Bathymétrie générale (données géo-référencées et cotes NGF) – 2010
[B110] : VNF – Bathymétrie avant et après travaux de dragage (données géo-référencées et cotes NGF) – 2011
[B111] : SYMADREM – Bathymétrie digues du Petit Rhône proches du fleuve dans le cadre de l'opération de décorsetage – INGEO – 2012
[B112] : VNF – Bathymétrie générale été 2013 petit Rhône aval (données géo-référencées et cotes NGF) – 2013
[B113] : SYMADREM – Bathymétrie digues du Petit Rhône Rive Droite proches du fleuve dans le cadre de l'examen technique complet et revue de sûreté – INGEO – 2014
[B114] : VNF – Bathymétrie générale été 2015 petit Rhône amont (données géo-référencées et cotes NGF) – 2015
[B113] : SYMADREM – Bathymétrie digues du Petit Rhône Rive Droite Mas des Aurillasses – ATGTSM – 2017

Rhône et Grand Rhône

[B201] : CEREGE – bathymétrie 1876 du Rhône à partir des plans d'archives des ponts et chaussées – 2008
[B202] : CEREGE – bathymétrie 1907 du Grand Rhône à partir des plans d'archives des ponts et chaussées – 2008
[B203] : CNR – Profils bathymétriques du Rhône et Grand Rhône du PK 269,1 à 323 – 1999
[B204] : CNR – Profils bathymétriques du Rhône et Grand Rhône du PK 262,6 à 323 – 2006
[B205] : CEREGE – bathymétrie embouchure du Grand Rhône - 2006

Topographie

[C001] : Plan SIDR 1994
[C201] : SYMADREM : Plan topographique à l'échelle 1/500ème (bande de 200m) – Orthophotographies géo-référencées et ortho-rectifiée (taille pixel : 7cm) - profil en long de la crête de digue et des pieds de digue amont et aval - Modèle Numérique de Terrain (MNT) et d'élévation (MNE) (bande de 200m) - FUGRO GEOID - 2007
[C202] : Agence de l'eau : Base de données topographiques réalisée dans le cadre du Plan Rhône – Modèle numérique de terrain – IGN - 2011

Etudes préliminaires, d'avant-projet et de projet

[D002] : SYMADREM – renforcement des quais de Tarascon et de la digue de la Montagnette – Etude de projet (révision C) – $BRL_{ingénierie}$/CEREG – 2014

[D003] : SYMADREM – renforcement des quais de Tarascon, du mur du château royal et de la digue de la Montagnette – addendum au projet portant sur le château de Tarascon - $BRL_{ingénierie}$ – 2017

[D004] : SYMADREM – Etude du renforcement des quais de Tarascon et de la digue de la Montagnette – Addendum études de projet – $BRL_{ingénierie}$ – 2017

[D202] : SYMADREM - Création d'une digue à l'Ouest du remblai ferroviaire Tarascon/Arles et mesures associées – Etudes de Projet – SAFEGE - 2016

[D203] : SYMADREM - Création d'une digue à l'Ouest du remblai ferroviaire Tarascon/Arles et mesures associées – Compléments études de Projet – EGISeau/SAFEGE - 2017

[D303] : SYMADREM – Création d'une digue de protection au nord d'Arles – Etudes de Projet – EGISeau – 2008

[D304] : SYMADREM – Ressuyage des eaux déversées en rive gauche – Etudes d'Avant-Projet – EGISeau – 2015

[D408] : SYMADREM – Réparation des quais du Rhône (tranches 5 et 6) et continuité de la protection en amont et en aval des quais – amont SIP d'Arles – Etude de projet – EGISeau – 2012

[D410] : SYMADREM – Réparation des quais du Rhône (tranches 5 et 6) et continuité de la protection en amont et en aval des quais – remblai IRPA – Etude de projet – EGISeau – 2013

[D413] : SYMADREM – Réparation des quais du Rhône (tranches 5 et 6) et continuité de la protection en amont et en aval des quais – embouquement écluse d'Arles et mise à la cote digue de Barriol – Etude de projet – ISL – 2015

[D502] : VNF – Ecluse d'Arles – Travaux de sécurisation - PRO – BRLi - 2016

[D603] : SYMADREM – Confortement de la digue du Grand Rhône rive gauche de « prends-té-garde » à « Grand Mollégès » - Etudes de Projet – EGISeau – 2014

Etude de dangers

[E206] : SYMADREM - Quais de Tarascon, Digue de la Montagnette et mur du Château Royal de Provence – Etude de dangers – BRLi - 2013

[E211] : SYMADREM – diagnostic des platanes embouquement de l'écluse d'Arles – ONF - 2014

[E305] : CNR – étude de dangers de l'écluse de Barcarin – CNR – 2015

[E602] : SYMADREM : Réparation des quais du Rhône dans la traversée d'Arles - Etude de dangers – ISL – 2012

[E607] : SYMADREM : Réparation des quais du Rhône dans la traversée d'Arles - Etude de dangers après travaux – ISL – 2017

Géotechnique

[G102] : CNR - Reconnaissance géotechnique des digues de Camargue – rapport EA 95 008 – Fondasol – 1195

[G103] : SYMADREM – Confortement des quais de la roquette et de la gare maritime - rapport 24M CK 584 I0G - Fugro géotechnique - 2003

[G104] : SYMADREM – Arles - Diagnostic des Quais du Rhône - rapport 24M CK 419 I0G - Fugro géotechnique - 2003

[G105] : SYMADREM – Port Saint Louis – confortement des digues - rapport 34M CK 376 I1G - Fugro géotechnique - 2003

[G106] : SYMADREM – Arles – Confortement des quais de la gare maritime et du 8 mai 1945 - rapport 441C 138 I1G - Fugro géotechnique - 2004

[G107] : SYMADREM – Tarascon – Digue de la montagnette et de protection du centre-ville - rapport 441C 689 CKO I0G - Fugro géotechnique - 2005

[G108] : SYMADREM – Arles – Digues du Grand Rhône rive gauche Secteurs Barriol/Tour d'Aling - rapport 541C 116 CKO I0G - Fugro géotechnique – 2005

[G109] : CD 13 – Extension du Musée d'Arles Antique - rapport C/G/10/169/G/095- hydrogéotechnique – 2010

[G110] : SYMADREM – Tarascon-Renforcement de la digue de la Montagnette - rapport 09M 0184 A00 CKO I0G - Fugro géotechnique – 2010

[G111] : RFF – Mise en transparence hydraulique du remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles - rapport C.11.50112_A0- hydrogéotechnique – 2012

[G112] : SYMADREM – renforcements des quais de Tarascon et de la digue de la Montagnette – rapport CMO2.D.2145 - GINGER CEBTP – 2013

[G113] : SYMADREM – renforcement de la digue grand Rhône rive gauche entre prend te garde et grand molleges – rapport CMO2.D.2081- GINGER CEBTP – 2014

[G114] : SYMADREM – création d'une digue entre Tarascon et Arles – rapport S13MOH002- GINGER CEBTP – 2015

[G203] : SYMADREM – Digue Tarascon-Arles – rapport D14cp0001ind1 – Sol Solution – 2015

[G204] : SYMADREM – Digue Tarascon-Arles – rapport Geophy00067BPE01 – GeophyConsult – 2015

[G205] : SYMADREM – Digue Tarascon-Arles – rapport 2015_LONATT_HET – IRSTEA – 2015

[G207] : SYMADREM – Digue Tarascon-Arles - Etude de l'évolution de la résistance à l'érosion de la digue de l'Amarée – rapport geophy00146BPE01 – GeophyConsult – 2016

Historique

[H0003] : Carte du Rhône en 31 feuilles (feuilles n°38 à 52) – Ponts et Chaussées - 1876
[H0004] : Pichard Georges et Roucaute Emeline – Sept Sicèles d'Histoire HydroClimatique du Rhône d'Orange à la Mer – Revue Méditerranée – 2014
[H0005] : Etude historique des aménagements pour lutter contre le risque inondation dans le grand delta du Rhône – Adrien MEJEAN – SYMADREM – 2007
[H1009] : Mémoire sur l'organisation d'un syndicat général de Beaucaire à la Mer rédigé par les ingénieurs du service spécial du Rhône (Alex. Surrel et Bouvier) et décret de l'An XIII qui régit les chaussées – 15 juillet 1844
[H1023] : Le canal d'irrigation de Beaucaire et les chaussées de la rive droite du Grand et Petit Rhône – Simple exposé adressé à Monsieur le Préfet du Gard par Ad. VALZ – Syndicat des digues du Rhône de Beaucaire à la Mer – 5 avril 1877
[H1032] : Service Spécial du Rhône - Plan travaux – Siphon projeté au droit du Mas de Claire Farine - 1909
[H1033] : Réglementation générale des prises d'eau de la rive droite du Petit Rhône – Clauses à insérer dans les projets de règlement dans l'intérêt de la digue syndicale de Beaucaire à la Mer – Profil en long de la digue syndical entre Beaucaire et Sylvéréal- Ponts et Chaussées - Service Spécial du Rhône 4ème arrondissement – 10 octobre 1912
[H1034] : Le Rhône de Beaucaire-Tarascon à la Mer – Digues de défense contre les inondations – projet de renforcement des digues – Syndicat des digues de Beaucaire à la Mer : Syndicat des digues de la Grande Camargue – profil en long et profil en travers type - Service Navigation Rhône–Saône – 1984

Hydrologie

[J001] : Institution Interdépartementale des Bassins Rhône-Saône/Territoire Rhône : Etude globale pour une stratégie de réduction des risques dus aux crues du Rhône (EGR) – Volet 1 : hydrologie : SAFEGE CETIIS – 2003.
[J002] : DREAL Rhône-Alpes – Ré-estimation des débits caractéristiques aux stations hydrométriques du Rhône de Viviers et de Beaucaire – SAFEGE – Juillet 2014
[J003] : CNR : rapport de la crue de décembre 2003 : synthèse hydrologique – septembre 2004
[J004] : CNR : Bilan d'activités 1992 – 1992

Hydraulique

[K001] : Pardé Maurice : le régime du Rhône à Beaucaire. In : recueil des travaux de l'institut de géographie alpine 1919, tome 7 N°2. pp. 309-368 - http://www.persee.fr
[K003] : Pardé Maurice : la grande crue du Rhône en novembre 1935. In : revue de géographie alpine. 1936, tome 24 N°2. pp. 395-420 - http://www.persee.fr
[K008] : ATGTSM – relevé des échelles du Pont de Beaucaire et du Pont de Fourques – 2010
[K100] : SYMADREM - Etude de calage précis entre Beaucaire et Arles – rapports de phase 1 à 5 – CNR – 2009
[K101] : SYMADREM – Etude de renforcement et décorsetage limité des digues du Petit Rhône – lot n°1 : étude hydraulique – EGISeau - 2010
[K102] : SYMADREM – Etude de renforcement de la digue rive droite à Salin de Giraud et mise à la cote de la digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône - Etude hydraulique – CNR – 2010
[K103] : SYMADREM - Etude de calage prestations supplémentaires – CNR – 2013

[K104] : SYMADREM - Etude de calage prestations supplémentaires – étude hydraulique d'opportunité du recul aval esquineau – note de synthèse - CNR – 2012
[K105] : SYMADREM – Etude de calage prestations supplémentaires - Etude de renforcement de la digue rive droite à Salin de Giraud et mise à la cote de la digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône - Etude hydraulique – CNR – 2015
[K106] : SYMADREM - Création d'une digue à l'ouest du remblai ferroviaire Tarascon/Arles et mesures associées – projet – étude hydraulique et analyse morphodynamique de la lône projetée – SAFEGE - 2015
[K107] : SYMADREM - Etude relative à la gestion et au ressuyage des eaux déversées en rive gauche du Rhône entre Tarascon et Arles – EGISeau – 2014
[K108] : SYMADREM - Etude de l'impact hydraulique de la déviation de la RD35 et du contournement autoroutier – EGISeau – 2013
[K109] : SYMADREM - Etude de l'impact hydraulique de la digue nord sur la crue de décembre 2003 – EGISeau – 2014
[K110] : SYMADREM - Etude relative à la gestion et au ressuyage des eaux déversées en rive gauche du Rhône entre Tarascon et Arles –modélisation de brèche du Grand Rhône EGISeau – 2014
[K111] : SYMADREM - Etude de l'impact hydraulique de la rehausse du déversoir de Boulbon – EGISeau – 2015
[K112] : Etude relative à la gestion et au ressuyage des eaux déversées en rive gauche du Rhône entre Tarascon et Arles – étude hydraulique complémentaire dans le cadre de l'étude de dangers de la digue Tarascon-Arles – 2015
[K113] : Etude relative à la gestion et au ressuyage des eaux déversées en rive gauche du Rhône entre Tarascon et Arles – Modélisations complémentaires dans le cadre des EDD – 2016
[K114] : Etude relative à la gestion et au ressuyage des eaux déversées en rive gauche du Rhône entre Tarascon et Arles – Modélisations complémentaires dans le cadre des EDD rupture de l'écluse d'Arles – 2017
[K203] : limnigrammes CNR
[K204] : Règlement de surveillance de prévision et de transmission de l'information sur les crues (RIC) – DREAL Rhône Alpes - Service Prévision des Crues du Grand Delta – 2013
[K205] : DIREN de bassin - Propositions pour le choix d'un échantillon représentatif des crues du Rhône – SOGREAH – septembre 2006

Morphodynamique

[M003] : Carte géomorphologique – Direction Départementale de l'Agriculture et de la Forêt – 1970

[M005] : FASSETTA G. Arnaud : Dynamiques fluviales holocènes dans le delta du Rhône. Thèse de géographie physique, Université de Provence (Aix-Marseille 1) – CEREGE -1998

[M006] : ANTONELLI Christelle : Flux sédimentaires et morphogénèse récente dans le chenal du Rhône aval — Thèse de géographie physique, Université de Provence (Aix-Marseille 1) - CEREGE – 2002

[M007] : RACCASI Guillaume : Mutations géomorphologiques récentes du Rhône aval, Recherches en vue de la restauration hydraulique et de la gestion des crues – Thèse de géographie physique, Université de Provence (Aix-Marseille 1) - CEREGE – 2008

[M013] : SYMADREM – Diagnostic géomorphologique dans le cadre des travaux de 2ème urgence – SAFEGE 2006

Crues

[O0002] : Archives départementales de l'Hérault – mesures de niveaux de 1830 à 1928 Station Pont de Beaucaire
[O1840 01] : Inondation du mois de novembre 1840 – Profils du mouvement de la crue aux échelles d'Avignon, de Beaucaire et d'Arles - Ponts et Chaussées - Service Spécial du Rhône 4ème arrondissement – 30 mai 1857
[O1856 01] : Echelle de Beaucaire – Bulletin journalier du 14 mai au 13 juin 1856 - Ponts et Chaussées - Service Spécial du Rhône 4ème arrondissement – 1856
[O1856 02] : Observations Rhônométriques aux échelles de Fourques, Saint Gilles et Sylvéréal lors de la crue du 31 mai 1856 – 1856
[O1856 04] : Courbe des débits de la crue du 31 mai 1856 à l'échelle de Beaucaire - Ponts et Chaussées - Service Spécial du Rhône 4ème arrondissement – 28 septembre 1857
[O1856 05] : Profils en long et en travers du Rhône entre l'écluse du canal de Beaucaire et la tête de la Camargue - Ponts et Chaussées - Service Spécial du Rhône 4ème arrondissement – 10 octobre 1859
[O1856 06] : - Travaux du Rhône – Digue du Syndicat de Beaucaire à la Mer – Profil en long et profil type - Ponts et Chaussées - Service Spécial du Rhône 4ème arrondissement – 31 décembre 1885
[O1856 07] : Réglementation générale des prises d'eau de la rive droite du Petit Rhône – Clauses à insérer dans les projets de règlement dans l'intérêt de la digue syndicale de Beaucaire à la Mer – Profil en long de la digue syndical entre Beaucaire et Sylvéréal- Ponts et Chaussées - Service Spécial du Rhône 4ème arrondissement – 10 octobre 1912
[O1856 08] : Cote atteinte par la crue de 1856 - Service Navigation Rhône–Saône – 1978
[O1856 09] : Le Rhône de Beaucaire-Tarascon à la Mer – Digues de défense contre les inondations – projet de renforcement des digues – Syndicat des digues de Beaucaire à la Mer : Syndicat des digues de la Grande Camargue – profil en long et profil en travers type - Service Navigation Rhône–Saône – 1984
[O1856 10] : repère des crues de 1856 / 1840 / 1843 / 1755 / 1846 Ponts et Chaussées - Service Spécial du Rhône 4ème arrondissement (Archives départementales / S 479)
[O1993 01] : CNR : Limnigrammes aux stations du Grand Delta crue d'octobre 1993
[O1994 01] : CNR : Limnigrammes aux stations du Grand Delta crue de janvier 1994
[O1996 01] : CNR : Limnigrammes aux stations du Grand Delta crue de novembre 1996
[O2002 01] : CNR : Limnigrammes aux stations du Grand Delta crues de 2002
[O2003 01] : bulletins du Service d'Annonce de Crues lors de la crue de décembre 2003
[O2003 02] : enregistrement du SYMADREM des débits lors de la crue des 3 et 4 décembre 2003, à partir des données Inforhône de la CNR
[O2003 05] : courbe de tarage ancienne et réactualisée suite à la conférence de consensus – Service Prévision des Crues du Grand Delta
[O2003 06] : Hydrogramme reconstitué de la crue de décembre 2003 à la station de Beaucaire - Service Prévision des Crues du Grand Delta ;
[O2003 09] : Conférence de consensus sur le débit du Rhône à Beaucaire pour la crue de décembre 2003 – document de synthèse et autres contributions – juin 2005 - http://ccbr.lyon.cemagref.fr/
[O2003 10] : DUBAND Daniel (expert SHF) et Philippe BOIS (ENSHMG) : rapport sur la crue du Rhône et ses affluents du 1er au 5 décembre 2003 - http://ccbr.lyon.cemagref.fr/

Dossier des Ouvrages Exécutés

T103 : SYMADREM – Tembec – 2007
T107 : SYMADREM – Digue Nord d'Arles – Ressuyage – 2011
T108 : CG13 – Contournement d'Arles – Digue – 2011
T200 : SIDRHEMER – Bois François / Vauban (GRG 319 à 321) – 1998
T201 : SYMADREM – Vauban / Centre Ville (GRG 321 à 322) – 2005
T202 : SYMADREM – Canal du Rhône à Bois François (GRG 317 à 319) - 2006
T601 : SYMADREM – Carrossabilité des digues

Inspections ministérielles

[W001] : Mission Ministérielle sur les Inondations de la vallée du Rhône en aval de Lyon d'Octobre 1993 et de Janvier 1994 – rapport de synthèse dit « rapport Dambre » – mai 1994
[W002] : Mission Ministérielle sur les Inondations de la vallée du Rhône en aval de Lyon d'Octobre 1993 et de Janvier 1994 – rapport particulier sur la Camargue n°94-002 dit « rapport Dambre » – avril 1994
[W003] : Conseil Général des Ponts et Chaussées – Rapport sur la gestion de l'eau en Camargue – protection contre les inondations – Pierre BALLAND et Al. – septembre 1999
[W004] : Conseil Général de l'Environnement et du Développement Durable – Expertise du schéma de protection contre les crues du secteur de Tarascon-Arles – Rapport Général et Rapport technique - 2008

Références techniques

[X001] : International Commission of Large Dams (ICOLD/CIGB) : internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundations – bulletin n°164 – Volume 1 : internal erosion processes and engineering assessment – Fev. 2015

[X002] : ICOLD Embakment Dams Committee Knowledge Transfer Workshop – 2 june 2014 – Rodney Bridle / Jean-Jacques FRY / Thibaut MALLET

[X003] : Mallet T, Outalmit K. & Fry JJ. (2013). *Probability of failure of an embankment by internal erosion using the Hole Erosion Test*. ICOLD BALI 2014, International Symposium on Dams in a Global Environnemental Challenges, Sub Theme 6, pp278-287.

[X004] : USBR (2012) *Best Practices and Risk Methodology, chapter 13 Subjective Probability and Expert Elicitation.* http://www.usbr.gov/ssle/damsafety/risk/methodology.html

[X005] : Bonelli (editor) – Erosion in Geomechanics Applied to Dams and Levees – Editions Wiley-ISTE – 2013

[X006] : Bonelli (coord.)- Erosion des géo-matériaux – érosion interne de surface – Editions Lavoisier - 2012

[X007] : Deroo L., FRY J.J. – Recommandations ERINOH (volume 3) : maîtrise de l'érosion interne – 2ème Colloque National sur les digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions – 2013 – Comité Français des Barrages et Réservoirs ;

[X008] : Bonelli S. and Benahmed N. - Piping Flow erosion in water retaining structures — The international journal on hydropower and dams – issue 3 – 2011

[X009] : Bonelli S. – 6th International Conference on Scour and Erosion – Short course - Paris 27-31 August 2012

[X010] : Fry J. J. – Projet National ERINOH – Développement du renard – étude de l'effondrement – publication interne - 2010

[X011] : Sellmeijer J.B., Lopez de la Cruz J., V.M. van Beek, Knoeff J.G., Fine-tuning of the backward erosion piping model through small-scale, medium-scale and IJkdijk experiments – 2011

[X012] : Hoffmans Gijs J.C.M. – The influence of Laminar Flow on piping – Draft – July 2012

[X013] : Hoffmans Gijs J.C.M. – Shields-Darcy model – alternating piping model ? – Deltares – 2015

[X014] : Van Beek V. – Backward erosion Piping Initiation and Progression – Thesis Deltares - 2015

[X015] : USACE/MEDDE/CIRIA - The International Levee Handbook – 2013

[X016] : Beguin R. - Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre – Thèse universitaire - 2011

[X017] : Hans Rönnqvist, Peter Viklander - Applying Empirical Methods to Assess the Internal Stability of Embankment Dam Cores of Glacial Till - Geomaterials, 2015, 5, 1-18 Published Online January 2015 in SciRes. http://www.scirp.org/journal/gm - http://dx.doi.org/10.4236/gm.2015.51001

[X018] : USBR - Engineering and Design - DESIGN AND CONSTRUCTION OF LEVEES – manual n°110-2-1913 - 2000

[X019] : Fry J.J. et Al. – Analyse et traitement de l'érosion interne – procédés classiques et nouveaux – ICOLD Stavanger – 2015

[X020] : Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) : recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai – recommandations définitives – 2015

[X021] : FRY J.J., Courivaud J.R. – Analyses de modes de rupture peu communs pouvant affecter des digues – 2ème Colloque National sur les digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions – 2013 – Comité Français des Barrages et Réservoirs ;

[X022] : Courivaud J.R. ruptures d'ouvrages hydrauliques en remblai par surverse ou érosion interne : processus physiques et modélisation numérique – Congrès SHF « Grands Transitoires Hydrauliques Juin 2014

[X023] : Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations – Guide pratique à l'usage des propriétaires et gestionnaires – Mériaux, Royet et Folton – Cemagref – 2001 ;

[X024] : Degoutte G. & Al. : Les déversoirs sur les digues fluviales – éditions quae - 2012

[X025] : Degoutte G. & Al. : Petits Barrages – recommandations pour la conception, la realization et le suivi – Comité Français des Grands Barrages – éditions Cemagref - 2001

[X026] : CETMEF/CUR/CIRAI - Rock Manual – Guide Enrochement - 2009

[X027] : LACHAT B. – Guide de protection des berges de cours d'eau en techniques végétales – Ministère de l'environnement et de l'aménagement du territoire – 1999 (réédition de 1994)

[X028] : DEGOUTTE G. – Diagnostic, aménagement et gestion des rivières – hydraulique et morphologie appliquées (2ème édition) – Lavoisier - 2012

[X029] : BERNIER J. VERON R. – sur quelques difficultés rencontrées dans l'estimation d'un debit de crue de probabilité donnée – revue de statitistique appliquée, tome 12, n°1 (1964), p25-48

[X030] : MALLET T. FRY J.J. – Probabibility of failure of an embankment by backward erosion using the formulas of Sellmeijer and Hoffmans – ICOLD Johannesburg 2016 - International Symposium on "Appropriate technology to ensure proper Development, Operation and Maintenance of Dams in Developing Countries" - Theme 2b. Advances in the rehabilitation of dams and appurtenant works to extend their service life including structural improvements to mitigate the effects of alkali aggregate reaction, internal erosion potential, foundation failure – May 18th 2016

[X031] : FRY J.J. Degoutte G. & Poulain D. - Lessons from Geotextile Use in Embankment Dams - ICOLD Johannesburg 2016 - International Symposium on "Appropriate technology to ensure proper Development, Operation and Maintenance of Dams in Developing Countries" - Theme 2b. Advances in the rehabilitation of dams and appurtenant works to extend their service life including structural improvements to mitigate the effects of alkali aggregate reaction, internal erosion potential, foundation failure – May 18th 2016

[X032] : HUNT S.L., HANSON G.J., COOK K.R., KADAVY K.C. - Breach widening Observations from earthen embankment tests - American Society of Agricultural Engineers ISSN 0001−2351 - Vol. 48(3): 1115−1120 – 2005

[X033] : VISSER K. - User Guide to WinDAM C Earthen Embankment Soil Inputs – non daté

[X034] : DEROO L. FRY J.J. – Guide ERINOH sur l'ingénierie – en cours de publication

[X035] : Federal Emergency Management Agency : Filters for Embankment Dams – Best Practices for Design and Construction – 2011

[X036] : Comité International des Grands Barrages : Barrages en remblai – filtres et drains granulaires – synthèse des recommandations – bulletin n°95 – 1994

[X038] : MALLET T. DEGOUTTE G. ROYET P. – Niveaux de protection, de sûreté, de danger pour les digues fluviales – Définitions, conséquences et responsabilités - 2ème Colloque National sur les digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions – 2013 – Comité Français des Barrages et Réservoirs

[X039] : DJERBOUA A. – Prédétermination des pluies et crues extrêmes dans les alpes Franco-Italiennes – prévision quantitative des pluies journalières par la méthode des analogues – thèse universitaire INPG -

[X040] : Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) : recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages – recommandations définitives – 2013

[X041] : Guide sur les Plans de Préventions du Risque Inondation – Ministère de l'environnement

[X042] : DREAL Bassin - Doctrine Rhône en matière Plans de Préventions du Risque Inondation -2006

[X043] : FRY J.J. – Analyse fonctionnelle – DRAFT

[X044] : Direction Générale de la Prévention des Risques – Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques – 2014

[X045] : BENAHMED N. & Al. - Caractérisation du comportement mécanique des mélanges sable /fines constitutifs des digues - 2ème Colloque National sur les digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions – 2013 – Comité Français des Barrages et Réservoirs

[X046] : VINET F. & Al. – La mortalité comme expression de la vulnérabilité humaine face aux catastrophes naturelles : deux inondations récentes en France (Xynthia, Var, 2010) – VetigO la revue électronique en sciences de l'environnement – volume 11 numéro 2 – 2011

[X047] : SYMADREM – note interne sur la capacité des hélicoptères de la sécurité civile

[X048] : Zielinski M., Sentenac P. Utili S., Dyer M. – Influence of the weather changes of the desiccation fissuring propagation and stability of flood embankm

8 GLOSSAIRE

Pour la bonne compréhension du rapport nous retiendrons les définitions suivantes issues de la réglementation, de circulaires relatives à la sûreté des ouvrages hydrauliques, de recommandations du Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR), de bulletins de la Commission Internationale des Grands Barrages, de publications et présentations orales faites lors de colloques nationaux ou internationaux, issus de rapports du Symadrem.

PK : Point kilométrique le long du Rhône.

PR : Point repère sur la digue correspondant à la projection du PK sur la digue

Rhône : Bras du Rhône en amont du défluent (PK281). Au XIX^{ème} siècle, ce bras était également appelé *Grand Rhône*.

Grand Rhône : Bras principal du Rhône en aval du défluent (bras où transite en crue environ 88 % du Rhône) depuis le PK 281 jusqu'au PK 330.

Petit Rhône : Bras du Rhône en aval du défluent (bras où transite en crue environ 12 % du Rhône) depuis le PK 281 jusqu'au PK 337.

Delta du Rhône : extension du delta camarguais aux villes de Beaucaire et Tarascon. Le Delta du Rhône couvre les plaines de Beaucaire, de Tarascon, du Trébon, les anciens marais d'Arles, les marais de la vallée des Baux, les marais de Meyranne, le Petit et le Grand Plan du Bourg, la Camargue Insulaire, la Camargue Gardoise, la Camargue Saintoise.

Lit protégé ou Zone protégée : zone inondable située derrière les digues et soustraite à l'inondation par les digues (lit majeur inactif).

Lit endigué : secteur situé entre les digues, donc non protégé par les digues. Il comprend le fleuve (lit mineur et lit moyen) et le ségonnal (lit majeur actif).

Berge : bord du lit mineur d'un cours d'eau.

Franc-Bord ou Ségonnal : lit majeur actif compris entre le haut de berge et le pied de digue

Lône : une lône (du franco-provençal lona, issu du germanique lûnho) est un bras mort d'un fleuve qui reste en retrait du lit de celui-ci et se trouve alimenté en eau par infiltration ou en période de crue, au cours desquelles son tracé peut alors être modifié. Le terme lône était utilisé à l'origine pour le Rhône, mais il est aussi étendu à d'autres cours d'eau notamment l'Isère (source Wikipédia).

Entretien : Action de maintenir un ouvrage en bon état de façon à ce qu'il conserve sa fonction.

Réparation : action de réparer quelque chose qui a été endommagée et d'en restaurer l'état antérieur à l'endommagement.

Conforter : renforcer, rendre plus solide.

Renforcer : conforter, rendre plus fort, rendre plus solide. Pour ce qui concerne le domaine des digues :

- les **travaux d'entretien et de réparation** peuvent être considérés comme faisant partie de la même mission et consistent en : le ***maintien de la digue dans son état initial***,
- les **travaux de confortement ou de renforcement** peuvent être considérés comme synonymes et consistent à ***augmenter le niveau de sûreté et/ou de protection*** de l'ouvrage par rapport à son état initial.

Cette différenciation entre types de travaux figure à l'article R122-2 du code de l'environnement, qui stipule que *« Sauf dispositions contraires, les travaux d'entretien, de maintenance et de grosses réparations, quels que soient les ouvrages, aménagements ou travaux auxquels ils se rapportent, ne sont pas soumis à évaluation environnementale ».*

Travaux d'urgence : Travaux de réparations intervenant en période de crues.

Travaux de 2ème urgence : Travaux de réparations intervenant après réalisation d'une visite post-crue

VSP : Visite de Surveillance Programmée ou visite de routine réalisée régulièrement par les gardes digues

VTA : Visite Technique Approfondie qui consiste en l'examen visuel des parties de la digue

VPC : Visite Post-Crue. Visite effectuée par le garde digues à l'issue d'une crue

VPS : Visite effectuée après un séisme

Brèche : La fonction principale d'une digue est de retenir l'eau. Tout mouvement engendrant une incapacité du remblai à contenir la crue provoque une brèche. En conséquence, la brèche est la perte de cette fonction principale. Il importe de distinguer la notion de brèche de la notion de rupture. L'évènement redouté des ouvrages hydrauliques est la brèche. La brèche est obtenue à la fin d'un processus impliquant des mécanismes de dégradation et de ruptures, qui se développe en trois étapes : initiation, formation et élargissement.
La brèche est initiée par une perte incontrôlée d'eau de la retenue tant que la crête résiste, la formation commence dès que la crête est détruite et se termine à l'érosion de tout un profil et est suivie par l'élargissement à partir du moment où l'extension de la brèche est horizontale par érosion latérale. Elle est donc caractérisée par la phase d'élargissement et des entrées d'eau massive dans la zone protégée qui ne peuvent plus être interrompues. Un mécanisme de rupture n'engendre pas systématiquement la brèche. Il importe donc de remplacer le terme rupture, au sens de la CIGB, par celui de brèche.

Rupture : une perte momentanée d'équilibre d'un matériau ou d'un composant.

Départ de brèche : Le processus impliquant des mécanismes de dégradation et de ruptures est en cours. La phase d'élargissement caractérisant la brèche n'est pas encore en cours. Il

peut y avoir des entrées d'eau mais qui peuvent être interrompues par un effondrement de la digue, interventions d'urgence ou la diminution de la charge hydraulique liée à la décrue.

Scénario ou processus ou mécanisme de brèche : série de processus physiques, mécaniques et hydrauliques, qui aboutit à la formation d'une brèche dans un ouvrage.

Mode de rupture : mécanisme dont le processus principal est induit par un mode d'action bien défini : surverse, érosion interne, affouillement ou glissement.

Processus de rupture: ce processus décrit comment une digue pourrait se rompre par érosion interne sous un chargement donné. La rupture par érosion interne comprend la définition du chargement, le cheminement de l'érosion, les quatre phases (initiation, continuation, progression et l'initiation de la brèche). Dans une analyse d'arbres d'évènements, chaque mode est représenté par un arbre entier.

Défaut : Un défaut est une condition physique qui permet un écoulement préférentiel. Une fissure continue ou une couche mal compactée dans laquelle un écoulement préférentiel se développe en sont des exemples.

Dégradation : détérioration d'une propriété physique ou fonctionnelle de la digue.

Désordre : signe observable ou quantifiable d'une dégradation de l'état initial de la digue.

Détection: la détection est la faculté de détecter par exemple l'une des phases du processus d'érosion interne. L'érosion interne est actuellement plus facilement détectée en phase de progression ou de brèche.

Intervention : l'intervention est l'aptitude à arrêter par exemple un processus d'érosion interne au cours d'une de ses phases avant l'initiation de la brèche.

Chargement : les principaux chargements exercés sur une digue sont la charge hydrostatique (qui est liée au niveau du cours d'eau) et les chargements sismiques (qui sont exprimés en termes de magnitude et d'accélération maximale). Les autres charges potentielles peuvent comprendre les actes de terrorisme ou les accidents comme un choc de bateau ou un écrasement d'avion. L'occurrence d'un niveau d'eau de cours d'eau est exprimée en probabilité annuelle ou fréquence que ce niveau soit atteint ou dépassé. De même l'occurrence d'un séisme est exprimée en probabilité annuelle ou fréquence que le chargement sismique (l'accélération maximale) soit atteint ou dépassé.

Claquage hydraulique : il apparaît dans le noyau ou la fondation d'un barrage quand la pression interstitielle dépasse la contrainte totale principale mineure et que la contrainte effective chute à 0 (ou légèrement négative si le sol a une résistance à la traction La pression de l'eau de retenue pénétrant le noyau dépasse alors la contrainte totale de compression et développe une fissure ou agrandit une fissure existante dans laquelle l'érosion de conduit peut être initiée.

EGR : Etude globale pour une stratégie de réduction des risques dus aux crues du Rhône réalisée de 1998 à 2002.

Plan Rhône : document d'objectifs qui s'organise autour de plusieurs volets thématiques : Patrimoine et culture ; inondations ; qualité des eaux ; ressources et biodiversité ; énergie ; transport fluvial ; tourisme, et mis en œuvre à travers le contrat de projet interrégional du Plan Rhône, qui a été signé le 21 mars 2007 pour le CPIER 2007-2014 et le 30 octobre 2015 pour le CPIER 2015-2020 entre l'Etat, les conseils régionaux, la Compagnie Nationale du Rhône, l'Agence de l'eau, l'ADEME et Voies Navigables de France.

Pré-schéma sud : Le Pré-schéma sud correspond à la stratégie globale de prévention des inondations du plan Rhône de Viviers à la Mer avec une priorité pour l'aval de Beaucaire. Il a été établi par la DREAL de bassin et est téléchargeable sur le lien suivant :

http://www.rhone-alpes.ecologie.gouv.fr/include/rhone/pdf/Rapport_preschema_juin2006V7_1.pdf

Le Pré-schéma sud a été validé le 7 juillet 2006 par le comité de pilotage du Plan Rhône et constitue la feuille de route du SYMADREM pour les 20 prochaines années, qui a accepté par délibération du comité syndical en date du 17 novembre 2006, d'être maître d'ouvrage des actions du Plan Rhône, identifiées sur son périmètre de compétences. En 2009, le pré-schéma sud a été intégré au **Schéma de Gestion des Inondations du Rhône Aval**, qui reprend l'ensemble des actions rattachées au Volet Inondations du Plan Rhône sur le Rhône aval. Par la suite, il sera fait référence uniquement au **Schéma de Gestion des Inondations du Rhône Aval**.

Digue non renforcée au déversement : digue, dont le parement aval et la crête ne sont pas conçus pour supporter un déversement sans rupture.

« Digue millénale » : appellation retenue par le SYMADREM pour qualifier les digues non renforcées au déversement calées au niveau d'eau atteint par une crue exceptionnelle du Rhône, assorti d'une revanche de sécurité. La fréquence annuelle de cette crue a été estimée à 1/800ème.

Digue résistante à la surverse : digue renforcée pour permettre un déversement sans rupture pour toutes les gammes de crues inférieures ou égales à la crue de sûreté.

Station de Beaucaire/Tarascon : Cette station de mesure est située en aval de la confluence du Vieux Rhône (transitant par le barrage de Vallabrègues) et du Rhône dérivé (transitant par l'usine hydro-électrique de Beaucaire) au Point Kilométrique 269,6. Elle est dotée d'une courbe de tarage régulièrement révisée. Elle permet de mesurer les débits du Rhône en tête du Grand Delta. Elle est parfois appelée station de Tarascon, qui est l'ancienne dénomination utilisée par le service de prévision des crues du Grand Delta ou station de Beaucaire, qui est l'ancienne dénomination utilisée par la CNR.

Crue type janvier 1994 : C'est la crue de janvier 1994 sans brèche dans le système. Le débit de pointe de cette crue a été estimé par la CNR à 11 000 m^3/s et à 10500 m^3/s par l'EGR. La courbe de tarage de la station de Beaucaire/Tarascon modifiée suite à la conférence de consensus, donnerait dans l'état actuel, un débit de pointe de 10 250 m^3/s.

Crue type 10 500 : c'est la crue de janvier 1994, dont l'hydrogramme de crue a été translaté pour avoir un débit de pointe à la station de Beaucaire/Tarascon de 10 500 m^3/s. La période de retour de cet événement est d'environ 50 ans.

Crue type décembre 2003 : C'est la crue des 3 et 4 décembre 2003 sans brèche dans le système. Le débit de pointe de cette crue a été estimé par la conférence de consensus, à 11 500 $m^3/s \pm 5$ % à la station de Beaucaire/Tarascon. La période de retour de cet événement, est légèrement supérieure à 100 ans suivant l'analyse statistique définie dans l'Etude Globale Rhône (EGR) et égale à 100 ans dans l'analyse statistique réalisée dans le cadre de la présente étude.

Crue de référence : C'est la crue retenue par les services de l'Etat pour l'élaboration des Plans de Préventions des Risques Inondations (PPRI). Elle correspond à la crue du 31 mai 1856 dans les conditions d'écoulements actuels et sans brèche dans le système. Le débit de pointe de cette crue a été estimé, par Pardé, à 12 500 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon. La période de retour attribuée à cet événement est d'environ 250 ans, suivant l'analyse statistique définie dans l'Etude Globale Rhône (EGR). La période de retour de cet événement a été revue à la baisse (≅ 200 ans) dans le cadre de la présente étude.

Crue exceptionnelle : dans l'EGR, elle est appelée crue très forte du Rhône. Le débit de pointe de cette crue est de 14 160 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon. La période de retour attribuée à cet événement est de 1000 ans, suivant l'analyse statistique définie dans l'Etude Globale Rhône (EGR). La période de retour de cet événement a été revue à la baisse (≅ 800 ans) dans le cadre de la présente étude.

Crue décennale (Q10) : C'est la crue de période de retour 10 ans ; soit qui a 1 chance sur 10, d'être dépassée, chaque année. Le débit de la crue décennale est estimé, dans l'EGR, à 8 400 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon. Il a été revu légèrement à la hausse dans le cadre de la présente étude (Q10 = 8 500 m^3/s).

Crue cinquantennale (Q50) : C'est la crue de période de retour 50 ans ; soit qui a 1 chance sur 50, d'être dépassée, chaque année. Le débit de la crue cinquantennale est estimé, dans l'EGR, à 10 400 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon. Il a été revu légèrement à la hausse dans le cadre de la présente étude (Q50 = 10 600 m^3/s).

Crue centennale (Q100) : C'est la crue de période de retour 100 ans ; soit qui a 1 chance sur 100, d'être dépassée, chaque année. Le débit de la crue centennale est estimé, dans l'EGR, à 11 300 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon.. Il a été revu légèrement à la hausse dans le cadre de la présente étude (Q100 = 11 500 m^3/s).

Crue millénale (Q1000) : C'est la crue de période de retour 1000 ans ; soit qui a 1 chance sur 1000, d'être dépassée, chaque année. Le débit de la crue millénale est estimé, dans l'EGR, à 14 160 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon. C'est la crue exceptionnelle ou très forte du Rhône. Il a été revu légèrement à la hausse dans le cadre de la présente étude (Q1000 = 14 500 m^3/s).

Définition introduite par le décret digues de 2015

Niveau de protection (réglementaire) : Au sens du R.214-119-1 du code de l'environnement, le niveau de protection d'une zone exposée au risque d'inondation ou de submersion marine assuré par un système d'endiguement au sens de l'article R. 562-13 ou par

un aménagement hydraulique au sens de l'article R. 562-18 est déterminé par la hauteur maximale que peut atteindre l'eau sans que cette zone soit inondée en raison du débordement, du contournement ou de la rupture des ouvrages de protection quand l'inondation provient directement du cours d'eau ou de la mer. Lorsque la taille et les caractéristiques de la zone exposée le justifient, plusieurs niveaux de protection peuvent être déterminés, chacun étant associé à une partie délimitée de la zone protégée.

Digue de protection : Ouvrage construit ou aménagé en vue de prévenir les inondations et les submersions.

Système d'endiguement : au sens du R.562-13 du code de l'environnement, le système d'endiguement comprend une ou plusieurs digues ainsi que tout ouvrage nécessaire à son efficacité et à son bon fonctionnement, notamment: des ouvrages, autres que des barrages, qui, eu égard à leur localisation et à leurs caractéristiques, complètent la prévention; des dispositifs de régulation des écoulements hydrauliques tels que vannes et stations de pompage. Ne sont toutefois pas inclus dans le système d'endiguement les éléments naturels situés entre des tronçons de digues ou à l'extrémité d'une digue ou d'un ouvrage composant le système et qui en forment l'appui.

Les cinq définitions ci-après sont issues de l'article suivant :

MALLET T., DEGOUTTE G. ROYET P. - Niveaux de protection, de sûreté et de danger pour les digues fluviales - Définitions, conséquences et responsabilités - 2ème Colloque National sur les digues maritimes et fluviales de protection submersions – 2013 – Comité Français des Barrages et Réservoirs ;

Niveau de protection d'une digue

Si la digue est équipée d'un déversoir de sécurité ou d'un tronçon de digue résistant à la surverse, le niveau de protection de la digue est le niveau de la crête de cet ouvrage déversant. Ceci en supposant bien sûr que la digue résiste jusque-là. C'est le niveau au-delà duquel la zone n'est plus protégée par la digue. Les lieux initialement protégés par la digue sont peu à peu inondés par les eaux provenant du déversoir (en supposant qu'ils n'aient pas été inondés précédemment par un autre processus tel que remontée de nappe, ruissellement ou remous aval).
Dans un système d'endiguement sans déversoir ou sans digue résistante à la surverse, les niveaux de protection et de sûreté de la digue sont confondus. L'inondation de la zone protégée ne peut se faire par brèche dans les digues. Cette situation est inconfortable car le niveau de protection n'est pas visualisable et rien ne permet d'alerter de son dépassement.

Niveau de sûreté d'une digue

C'est le niveau pour lequel la digue conserve une certaine marge de sécurité pour les différents mécanismes de rupture. Elle doit donc :

- disposer d'une certaine revanche par rapport à la ligne d'eau de la crue de danger ;
- assurer la stabilité mécanique du corps de digue avec des coefficients de sécurité correspondant aux situations exceptionnelles des recommandations CFBR sur la stabilité des digues et barrages en remblai ;
- présenter une sécurité vis-à-vis des mécanismes d'érosion interne ;

- assurer le fonctionnement sans endommagement du déversoir s'il existe et de ses composants.

Niveau de danger d'une digue : Dans un système sécurisé, le niveau de danger correspond à la crue qui affleure le sommet de la digue en terre. Dans un système ancien non sécurisé, le niveau de danger peut bien entendu être situé sous la crête de la digue (cas observé sur les digues de Camargue lors de la crue de décembre 2003). Si le profil en long de la digue comporte des irrégularités, c'est la crue qui affleure au moins un des points bas

Niveau de protection des personnes : Le niveau de protection d'une personne résidant dans une zone protégée correspond à sa situation à « pieds secs » ; tant que sa résidence ou ses voiries ne sont pas inondées, son niveau de protection n'est pas atteint. Elle peut se considérer protégée.

Niveau de sécurité des personnes : Le niveau de sécurité des personnes peut être défini comme le niveau à partir duquel une personne résidant dans une zone protégée se trouve en situation de danger. Les différentes recommandations en matière d'élaboration de plans de prévention du risque inondation (PPRI) donnent certains critères permettant d'apprécier l'aléa en zone inondable. Le seuil de déplacement d'une personne en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse des écoulements semble être un critère pertinent permettant de définir le niveau de sécurité des personnes tout en restant cohérent avec la doctrine de l'État en matière de PPRI.

Niveau de submersion de la digue : cote de la crête d'une digue. Dans un système sécurisé, elle correspond à la cote de protection pour les digues résistantes à la surverse et à la cote de danger pour les digues non renforcées au déversement. Dans un système non sécurisé, comme c'est le cas actuellement, elle correspond à la cote de protection apparente mais en aucun à la cote de protection réelle qui est calée en dessous de cette cote ou à la cote de danger qui peut être également située en dessous de cette cote.

Evaluation des risques : processus consistant à émettre une recommandation de décision concernant la tolérabilité des risques existants et l'adéquation des mesures actuelles de contrôle des risques, et à proposer éventuellement d'autres options de contrôle des risques. L'évaluation des risques comprend une phase d'analyse des risques et une phase d'appréciation des risques.

Fréquence : mesure de probabilité exprimée comme le nombre d'occurrences d'un évènement au cours d'une période donnée ou pour un nombre donné d'essais (voir également vraisemblance et probabilité).

Probabilité: une mesure du degré de confiance d'une prévision, Cette mesure a une valeur comprise entre 0 (impossibilité) et 1 (certitude). C'est une estimation de la vraisemblance d'une quantité incertaine ou de l'occurrence d'un évènement futur incertain. Il existe deux interprétations principales :

- **Statistique – fréquence** ou fraction : résultat d'une expérience répétée, par exemple jeter une pièce. Elle inclut également l'idée de variabilité d'une population. Un tel nombre est appelé probabilité « objective » car il existe dans le monde réel et il est théoriquement mesurable en faisant l'expérience.

- **Probabilité subjective (degré de confiance)** : mesure quantifiée d'une croyance, d'un jugement ou confiance en la vraisemblance d'un résultat, obtenu en considérant toutes les informations disponibles de manière honnête, équitable et avec un biais minimum. Une probabilité subjective est affectée par l'état de compréhension d'un processus, le jugement concernant une évaluation, ou la qualité et la quantité d'informations. Elle peut évoluer lorsque l'état des connaissances évolue.

Probabilité de dépassement annuelle : la probabilité estimée que l'ampleur donnée d'un évènement soit dépassée au cours d'une année quelconque.

Vraisemblance : probabilité conditionnelle d'un tirage pour un jeu initial de données, d'hypothèses et d'informations. Utilisée également comme une description qualitative de la probabilité et de la fréquence.
TN
AVAL

SIP : Site-Industrialo-Portuaire.

SIF : Site-Industrialo-Fluvial

ZEC : Zone d'Expansion de Crues.

Amont/ Aval : Côté d'où vient un cours d'eau, sa partie supérieure opposée à la partie inférieure qu'on appelle aval. Dans la présente étude, à l'instar de nombreuses publications scientifiques, on utilise parfois le terme d'amont pour localiser la partie de digue côté fleuve et aval pour localiser la partie de digue côté protégé

Pente d'un talus : c'est le rapport de la hauteur verticale du talus sur la longueur mesurée horizontalement du talus (Vertical/Horizontal)

Fruit d'un talus : c'est l'inverse de la pente (Horizontal/Vertical)

ELS : Etat-limite de service (ELS), correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service de l'ouvrage ne sont plus satisfaites

ELU : Etat-limite ultime (ELU), associé à des pertes d'équilibres statiques ou des modes de ruine.

EISH : Evénement Important pour la Sûreté Hydraulique défini par l'arrêté du 21 mai 2010 définissant l'échelle de gravité des événements ou évolutions concernant un barrage ou une digue ou leur exploitation et mettant en cause ou étant susceptibles de mettre en cause la sécurité des personnes ou des biens et précisant les modalités de leur déclaration

Sont classés en « **accidents** » - couleur rouge, les événements à caractère hydraulique ou consécutifs à une crue ayant entraîné :

- soit des décès ou des blessures graves aux personnes ;
- soit une inondation totale ou partielle de la zone protégée suite à une brèche.

Leur déclaration est immédiate.

Sont classés en « **incidents graves** » - couleur orange, les événements :

- à caractère hydraulique ou consécutifs à une crue ayant entraîné une mise en danger des personnes sans qu'elles aient subi de blessures graves ;
- ayant entraîné des dégradations importantes de l'ouvrage, quelles que soient leurs origines, mettant en cause sa capacité à résister à une nouvelle crue et nécessitant une réparation en urgence.

Leur déclaration n'excède pas une semaine.

Sont classés en « **incidents** » - couleur jaune, les événements ayant conduit à une dégradation significative de la digue nécessitant une réparation dans les meilleurs délais, sans mise en danger des personnes.

Leur déclaration est annuelle pour les digues.

Victime : personnes décédées lors de l'inondation

Sinistré : personnes touchées par l'inondation à des degrés divers, mais sans décès

Analyse des risques : l'analyse des risques est l'utilisation des informations disponibles pour estimer les risques concernant des individus ou des populations, des biens ou l'environnement, entraînés par des phénomènes dangereux. L'analyse des risques comprend en général les étapes suivantes : définition du domaine d'application, identification des phénomènes dangereux et évaluation des risques. Cohérent avec la définition courante du dictionnaire du mot analyse (à savoir, « examen détaillé d'un phénomène complexe effectué pour comprendre sa nature et déterminer ses caractéristiques principales »), l'analyse des risques implique une décomposition du système étudié et des sources de risques en composants élémentaires.

Arbre de défaillances : représentation de toutes les combinaisons logiques des différents états de l'ouvrage et des causes qui peuvent contribuer à un événement problématique spécifique, nommé l'événement redouté central (ERC). La méthode repose sur l'idée que la défaillance a pour origine des changements ou des variations intervenant par rapport à une configuration de référence. Elle permet de détecter des combinaisons d'événements pouvant engendrer un accident.

Arbre d'évènements : construction graphique arborescente qui traduit la séquence logique de l'occurrence des événements et des effets résultants pour l'ouvrage, suite à un événement initial (crue par exemple, ou défaillance humaine par oubli de pose d'un batardeau …).

Barrière de sécurité ou Mesure de maîtrise des risques : ensemble d'éléments techniques et/ou organisationnels nécessaires et suffisants pour assurer une fonction de sécurité. On peut distinguer :

- les mesures (ou barrières) de prévention : mesures visant à éviter ou limiter la probabilité d'un événement indésirable, en amont du phénomène dangereux.
- les mesures (ou barrières) de limitation : mesures visant à limiter l'intensité des effets d'un phénomène dangereux.
- les mesures (ou barrières) de protection : mesure visant à limiter les conséquences sur les cibles potentielles par diminution de la vulnérabilité.

Cibles : voir la définition « enjeux »

Enjeux (« elements at risk ») ou Éléments vulnérables ou Cibles : ensemble des éléments exposés au danger (population, bâtiments, infrastructures, patrimoine environnemental, activités et organisations). Les enjeux sont donc susceptibles de subir des dommages ou des préjudices. Pour définir les enjeux de manière complète, il convient d'en estimer la valeur et la vulnérabilité. C'est une phase de l'évaluation des risques.

Événement initiateur ou Elément initiateur : événement courant ou anormal, interne ou externe au système, situé en amont de l'événement redouté central dans l'enchaînement causal et qui constitue une cause directe dans les cas simples ou une combinaison d'événements à l'origine de cette cause directe.

Mode de défaillance : non-aptitude d'un composant à assurer une fonction pour laquelle il a été conçu : perte ou dégradation d'une fonction, réalisation d'une fonction non prévue.

Risque : « Combinaison de la probabilité d'un événement et de ses conséquences » (ISO/CEI 73) ou « Combinaison de la probabilité d'un dommage et de sa gravité » (ISO/CEI 51)

SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT

RIVE GAUCHE DU RHONE

ET DES TRAVAUX DE CREATION D'UNE DIGUE ENTRE TARASCON ET ARLES ET MESURES ASSOCIEES

RUBRIQUE N°3A : ANALYSE FONCTIONNELLE DE L'OUVRAGE ET DE SON ENVIRONNEMENT

SOMMAIRE

1. Objet de la rubrique 5

2. Analyse géotechnique 6
2.1. Description des campagnes 6
2.2. Analyse et résultats 8
2.3. Conclusion 42

3. Digue de la Montagnette Nord 50
3.1. Préambule 51
3.2. Présentation Générale 51
3.3. Décomposition fonctionnelle 66

4. Digue de la Montagnette Ouest 69
4.1. Préambule 70
4.2. Présentation Générale 70
4.3. Décomposition fonctionnelle 76

5. Quais de Tarascon Nord 78
5.1. Préambule 79
5.2. Présentation Générale 79
5.3. Décomposition fonctionnelle 83

6. Château Royal de Provence 85
6.1. Préambule 86
6.2. Présentation Générale 86
6.3. Décomposition fonctionnelle 93

7. Quais de Tarascon Sud 95
7.1. Préambule 96
7.2. Présentation Générale 96
7.3. Décomposition fonctionnelle 105

8. Site Industrialo Fluvial de Tarascon 107
8.1. Préambule 108
8.2. Présentation générale 108
8.3. Décomposition fonctionnelle 111

9. Rideau de palplanches Fibre Excellence 115
9.1. Préambule 116
9.2. Présentation Générale 116
9.3. Décomposition fonctionnelle 123

10. Digue Tarascon-Arles : tronçon millénale Nord 126
10.1. Préambule 127
10.2. Présentation Générale 127
10.3. Description des travaux 129
10.4. Décomposition fonctionnelle 131

11. Digue Tarascon-Arles : tronçon résistant à la surverse 134
11.1. Préambule 135
11.2. Présentation Générale 135
11.3. Décomposition fonctionnelle 150

12. Digue Tarascon-Arles : tronçon millénale Sud 153

12.1. Préambule 154
12.2. Présentation Générale 154
12.3. Décomposition fonctionnelle 157

13. Digues de deuxième rang 161

14. Digue Nord d'Arles 162
14.1. Préambule 163
14.2. Présentation Générale 163
14.3. Décomposition fonctionnelle 171

15. Rive Droite du Vigueirat, à l'Est d'Arles 174
15.1. Préambule 175
15.2. Présentation générale 175
15.3. Décomposition fonctionnelle 180

16. Secteur de Fourchon 182
16.1. Préambule 183
16.2. Présentation générale 183
16.3. Décomposition fonctionnelle 190

18. Digue du Mas Molin 194
18.1. Préambule 195
18.2. Présentation générale 195
18.3. Décomposition fonctionnelle 200

19. Digue Est du Port d'Arles 202
19.1. Préambule 203
19.2. Présentation générale 203
19.3. Décomposition fonctionnelle 210

20. Chemin des ségonnaux 212
20.1. Préambule 213
20.2. Présentation générale 213
20.3. Décomposition fonctionnelle 219

21. Quais d'Arles 221
21.1. Quais d'Arles : Quai du 8 mai 1945 222
21.2. Quais d'Arles : Quai Marx Dormoy 234
21.3. Quais d'Arles : Quai de la Roquette 246

22. Remblai de l'IRPA 266
22.1. Préambule 267
22.2. Présentation Générale 267
22.3. Décomposition fonctionnelle 276

***23.* Ecluse d'Arles 278**
23.1. Préambule 279
23.2. Présentation générale 279
23.3. Décomposition fonctionnelle 283

24. Digue de l'embouquement Est de l'écluse d'Arles 285
24.1. Préambule 286
24.2. Présentation Générale 286
24.3. Décomposition fonctionnelle 292

25. Digue de Barriol 294
25.1. Préambule 295
25.2. Présentation Générale 295
25.3. Décomposition fonctionnelle 302

26. Digue de Prends-té-Garde à Grand Mollégès 306
26.1. Préambule 307
26.2. Présentation générale 307
26.3. Décomposition fonctionnelle 315

27. Route Départementale 35 317
27.1. Préambule 318
27.2. Présentation générale 318
27.3. Décomposition fonctionnelle 321

28. Digue de Mas Thibert Amont 323
28.1. Préambule 324
28.2. Présentation générale 324
28.3. Décomposition fonctionnelle 329

29. Digue de Mas Thibert à Boisviel 331
29.1. Préambule 332
29.2. Présentation générale 332
29.3. Décomposition fonctionnelle 335

30. Digue de Boisviel à tour de Parade 337
30.1. Préambule 338
30.2. Présentation générale 338
30.3. Décomposition fonctionnelle 340

31. Digue de Tour de Parade à Barcarin 342
31.1. Préambule 343
31.2. Présentation générale 343
31.3. Décomposition fonctionnelle 347

32. Ecluse de Barcarin et digues de fermeture 349
32.1. Préambule 350
32.2. Présentation générale 350
32.3. Décomposition fonctionnelle 355

33. Digue de Bois François Nord 357
33.1. Préambule 358
33.2. Présentation générale 358
33.3. Décomposition fonctionnelle 364

34. Digue de Bois François Sud 366
34.1. Préambule 367
34.2. Présentation générale 367
34.3. Décomposition fonctionnelle 371

35. Digue de Port Saint Louis 373
35.1. Préambule 374
35.2. Présentation générale 374
35.3. Décomposition fonctionnelle 378

1. OBJET DE LA RUBRIQUE

Découpage en tronçons global (rubrique n°2)

2. ANALYSE GEOTECHNIQUE

2.1. DESCRIPTION DES CAMPAGNES

2.1.1. Digue de la Montagnette et Quais de Tarascon

Ce secteur a fait l'objet de de trois campagnes d'investigations, respectivement en 2005 [G107] et 2010 [G110] par FugroGéotechnique et en 2013 par Ginger CEBTP [G112].
La campagne de 2005 a consisté en la réalisation de sondages tarières (7), dont 2 dans les quais de Tarascon, et d'essais pénétromètriques au Panda (11). L'ensemble des informations recueillies concerne le corps de la digue (sondages en crête de 7 m de profondeur).
Celle de 2010 a consisté en la réalisation de sondages carottés (6) d'une profondeur de 2 à 6 m, sauf un de 11 m de profondeur.
Deux sondages carottés associés à deux CPT, descendant de 15 à 20 mètres sous le terrain naturel ont été quant à eux réalisés lors de la campagne de 2013.

2.1.2. De Tarascon à Arles

La campagne d'Hydrogéotechnique Sud de 2012 [G111] a été réalisée le long du remblai ferroviaire SNCF réseau, elle comprenait 10 sondages pressiométriques et 10 sondages carottés, de 10/15 mètres de profondeur.
Celle de Ginger CEBTP de 2015 [G114] a été menée au droit de la future digue, elle regroupe 35 CPT et 16 sondages carottés, de longueur très variable (de 5 à 30 mètres).
D'autres sondages ont été réalisés au niveau de la lône et de l'atterrissement.
Des campagnes d'essais de résistance à l'érosion de conduit (HET) ont également été réalisées sur ces sites d'emprunts [G203], [G204] et [G205].

2.1.3. Traversée d'Arles (du mas Molin à l'écluse d'Arles)

En 1980, une première campagne a été réalisée au niveau du Site-Industrialo-Portuaire d'Arles et du Mas Molin par la CNR [G101] (PR 279 à 281.8). 18 sondages, de 20m de profondeur minimum, ont été réalisés : 8 forages destructifs avec essais SPT, 7 pénétromètres statiques et 3 sondages carottés.
En 2003 et 2004, trois campagnes menées par Fugro Géotechnique [G103], [G104] et [G106] ont permis d'appréhender les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des quais d'Arles. Au total ont été réalisés 3 sondages carottés, 2 CPT, 4 sondages pressiométriques et 24 sondages destructifs ou tarières ; les profondeurs de sondage variant de 1 à 30 mètres.
En 2010, 1 sondage pressiométrique de 35m a été réalisé au droit du musée de l'IRPA (PR 283.5) par Hydro-Géotechnique [G109].

2.1.4. Grand Rhône Gauche amont : entre Arles et Grand Mollégès

La campagne Fugro Géotechnique de 2005 [G108] a étudié la digue entre Barriol (GRG 284) et la Tour d'Aling (GRG 289), avec 11 CPT de 11 mètres de profondeur et 9 sondages tarière courts de 4 m.

La campagne de Ginger CEBTP de 2014 [G113] a été réalisée entre Prend-té-Garde (GRG 286.5) et Grand Mollégès (GRG 293), Elle comprenait 14 CPT (de 7 à 20 mètres de long), 8 sondages carottés (de 8 à 20 mètres de long) et 9 sondages à la tarière, ces derniers n'ont pas été dépouillés.

2.1.5. Grand Rhône Gauche aval : entre Grand Mollégès et Port Saint Louis

En 1995, une campagne relative à l'ensemble du delta a été réalisée par Fondasol dans le cadre d'une étude menée par la CNR pour le compte de la ville d'Arles [G102], 2 de ces sondages, de 6 m de profondeur, sont sur le périmètre de la présente étude : 1 sondage au niveau de Tour de Parade (GRG 310) et 1 sondage à Grand Passon (GRG 312).

Pour les travaux de protection du quartier Vauban à Port-Saint-Louis-du-Rhône (GRG 321.2 à 322.2) en 2003, Fugro Géotechnique a réalisé une campagne [G105] constituée de 7 essais Panda sur 2 m de profondeur, 5 essais CPT et 3 sondages à la tarière de 11 m de profondeur respectivement.

2.2. ANALYSE ET RESULTATS

2.2.1. Méthode d'analyse

Afin de représenter une coupe homogènes à partir des différents types de sondages : CPT et carottés principalement, des classes ont été créées. Pour les CPT, elles sont issues des abaques de Robertson et pour les sondages carottés elles proviennent des analyses du géologue/géotechnicien ayant analysé la carotte ; une classe a été attribuée tous les 25 cm de sondage.

La légende retenue pour cette analyse est la suivante :

Tableau 1. Code couleur utilisé pour l'analyse

Couleur	Description Robertson (CPT)		Carottage
	Sols organiques et tourbes Argiles à argiles vasardes	1/2/3	Tourbe/Argile Vasarde
	Argile à Argile silteuse Argiles silteuses à Silts argileux Silts argileux à Argile silteuse Silts argileux à Silts sableux	3/4/5	Argile à Limons Argileux Sable Argileux
	Sables silteux à Silts sableux Sables silteux Sables silteux +/- cimentés	5/6/8	Limons sableux à Sables limoneux
	Sables propres à sables silteux	6	Sable propre
	Sables à sables graveleux	7	Grave
	Sols fins intermédiaires compacts à raides Sols fins intermédiaires compacts à raides Sols fins intermédiaires compacts très raides Sols cimentés ou dilatants	4/5/8/9	Remblai
	Maçonnerie ou roche (arrêt)		Maçonnerie ou roche

Pour chacune des classes, une analyse des différentes caractéristiques des matériaux a été menée. Elle concerne l'indice de plasticité (IP), la valeur au bleu de méthylène (VBS), le passant à 2 et 80 µm (%2µ et %80µ), la perméabilité (K), la cohésion (C), l'angle de frottement interne (φ), la contrainte (τ_c) et/ou l'indice d'érosion (I_e).
Les différentes campagnes ayant été menées indépendamment, toutes ces caractéristiques ne sont pas disponibles pour chaque campagne.

2.2.2. Corrélation des analyses carottés/CPT

Données sources

18 sondages carottés ont été réalisés à proximité d'un CPT (distance inférieure à 50 m) ; puis l'interprétation du géologue sur les carottes a été comparée à l'analyse CPT automatique afin de valider ou infirmer la qualité des analyses CPT.

Ces sondages carottés sont issus de 4 campagnes :

- 2 par Ginger CEBTP en 2013 sur la digue de la Montagnette [G112],
- 3 par Ginger CEBTP en 2013 sur le projet de la Digue Sud d'Arles [G113],
- 11 par Ginger CEBTP en 2014 sur le projet de la digue Tarascon-Arles [G114],
- 2 par Hydrogéotechnique en 2014 sur le projet de la digue Tarascon-Arles [G111].

Analyse des CPT

Les analyses de Robertson ont permis de découper le sondage en classes d'épaisseurs variables repérées par la profondeur du toit et de la base de chaque classe. Cette première analyse a été effectuée par les entreprises chargées de réaliser les CPT.
Les cotes de toit et de base ont ensuite été calées en m NGF grâce à la cote des coordonnées des sondages et arrondies à 0,25 m pour être comparables avec les sondages carottés.
Suivant le tableau présenté au paragraphe 3.2, une couleur a été attribuée pour chaque tranche de 0,25m.

Analyse des carottés

A l'ouverture des carottes, le géologue de l'entreprise ayant réalisé le sondage a procédé à une description des sols en notant les profondeurs associées.
Les cotes des profondeurs ont été calées en m NGF grâce à la cote des coordonnées de sondage et arrondies à 0,25m pour être comparable avec les CPT.
Suivant le tableau présenté au paragraphe 2.2, une couleur a été attribuée pour chaque tranche de 0,25 m.

Etude de la corrélation – Méthode

Pour toutes les tranches de 25 cm où il y avait à la fois le CPT et le carotté, les couleurs utilisées dans le Tableau 1 ont été affectées d'un numéro suivant le tableau suivant :

Tableau 2. Valeurs associées pour la comparaison entre les carottés et les CPT

Couleur attribuée	Valeur associée
	1
	2
	3
	4
	5
	6
	7

La différence entre la valeur associée au sondage carotté et au CPT a été calculée pour chaque tranche. Au total ce sont 1045 tranches de 25 cm qui ont été comparées de cette manière.
Une loi linéaire a été utilisée pour quantifier la corrélation entre les deux interprétations : une différence nulle représente une correspondance de 100%, une différence de +/- 1 représente une correspondance de 75%, une différence de +/- 2 représente une correspondance de 50%, une différence de +/- 3 représente une correspondance de 25% et une différence de +/- 4, 5 ou

6 représente une correspondance nulle. Le principe de l'analyse est illustré dans la figure ci-après.

Carotte	CPT	Différence	Corrélation
6	6	0	100%
6	6	0	100%
6	6	0	100%
6	6	0	100%
6	6	0	100%
3	3	0	100%
3	2	1	75%
3	2	1	75%
3	2	1	75%
3	2	1	75%
3	2	1	75%
3	2	1	75%
3	2	1	75%
3	2	1	75%
3	2	1	75%
3	2	1	75%
3	2	1	75%
3	3	0	100%
3	3	0	100%
3	3	0	100%
3	3	0	100%
3	3	0	100%
4	3	1	75%
4	4	0	100%
4	4	0	100%
4	4	0	100%
4	4	0	100%
4	4	0	100%
		Moyenne :	90%

Carotte	CPT	Différence	Corrélation
6	6	0	100%
3	6	-3	25%
3	6	-3	25%
3	6	-3	25%
2	3	-1	75%
2	2	0	100%
2	2	0	100%
2	3	-1	75%
2	3	-1	75%
3	3	0	100%
3	2	1	75%
2	2	0	100%
2	3	-1	75%
2	2	0	100%
2	2	0	100%
2	2	0	100%
3	2	1	75%
3	2	1	75%
3	2	1	75%
3	2	1	75%
4	3	1	75%
4	5	-1	75%
4	5	-1	75%
4	5	-1	75%
4	5	-1	75%
4	5	-1	75%
5	5	0	100%
5	4	1	75%
		Moyenne :	78%

Figure 1. Exemples : sondage carotté et CPT au RG 270,55 (gauche) et au RG 271,1 (droite)

Etude de la corrélation – Analyse

Le nombre de tranches ayant un écart de 0, 1, 2, 3, 4, 5 et 6 ont été comptabilisées et les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3. Résultats de la corrélation

nb identiques	nb écart 1	nb écart 2	nb écart 3	nb écart 4 ou +
490	335	145	62	13

Sur plus de 1000 tranches étudiées, quasiment la moitié ont une corrélation de 100% (47% des tranches comparées). En moyenne la différence (en valeur absolue) est inférieure à 1 et on obtient une corrélation moyenne de 79%.
Le premier mètre de sol est souvent différent entre les deux sondages car, même s'ils sont au même PR, ils ne sont pas nécessairement sur la même partie de la digue (côté talus ou milieu de crête) et une couche de remblai peut exister sur une des deux interprétations (sur le sondage ayant la cote de toit la plus basse). L'écart engendré est néanmoins faible (corrélation moyenne de 83% si on ne considère pas les couches de remblai), ceci est dû à la profondeur moyenne des comparaisons qui est de 15 m.

Afin de dégager d'autres corrélation, une modification des valeurs affectées aux type de couche a été effectuée afin de regrouper dans un premier temps les limons (vert clair) et les argiles (bleu clair) et dans un second temps les limons et les sables (jaune).

Le taux de correspondance est alors légèrement meilleur, en assemblant les argiles et les limons (83% et 88% sans considérer le remblai) ou en assemblant les sables et les limons (83% et 86% sans considérer le remblai).

Tableau 4. Valeurs associées pour comparer Carottés et CPT, avec regroupement

Couleur attribuée	Regroupement argiles-limons	Regroupement limons-sables
	Valeur associée	Valeur associée
	1	1
	2	2
	2	3
	3	3
	4	4
	5	5
	6	6

La même analyse a été réalisée en diminuant la distance maximale entre CPT et carotté à 5 m ; il y a alors 3 fois moins de couples comparables mais on peut voir une augmentation du taux de correspondance de 4 à 5 % :

Tableau 5. Résultats de la corrélation suivant distance en CPT et Carottés

		Pas de fusion		Argiles + Limons		Limons + Sables	
Distance	Nombre de couples	Corresp. globale	Corresp. sans remblai	Corresp. globale	Corresp. sans remblai	Corresp. globale	Corresp. sans remblai
50m	18	79 %	83 %	83 %	88 %	83 %	86 %
5m	6	84 %	87 %	87 %	92 %	87 %	90 %

Etude de la corrélation - Conclusion

La corrélation entre les deux modes d'analyse est bonne sans être parfaite. Plus les CPT utilisés sont proches des sondages carottés meilleure est la correspondance, ce qui tend à valider le principe d'utilisation des CPT pour établir un modèle géotechnique de la digue et de sa fondation.
Le CPT est idéal pour avoir une vision globale du profil géotechnique ; pour les zones litigieuses des carottés sont nécessaires afin d'affiner la connaissance du sol car ils permettent de réaliser des essais menant aux paramètres géotechniques du sol.

2.2.3. Répartition des valeurs clés

Les essais effectués lors des campagnes ont permis de mesurer l'indice de plasticité (IP), la valeur au bleu de méthylène (VBS), le passant à 2 et 80 µm (%2µ et %80µ), la perméabilité (K), la cohésion (C), l'angle de frottement interne (φ), la contrainte (τc) et/ou l'indice d'érosion (Ie).
Pour chaque type de sol, la répartition de ces valeurs a été analysée.

Valeurs disponibles

Le tableau ci-dessous répertorie pour les différents types de sol et les différentes caractéristiques le nombre de valeurs exploitées (Nb), les valeurs extrêmes mesurées (Min et Max), les valeurs moyennes (Moy) ainsi que l'écart type (E.T.).
Au vue des analyses réalisées, il apparait que limon et argile ont des caractéristiques très proches, ils ont donc été assemblés sous le nom argile+limon, ce qui fait un matériau supplémentaire pour l'analyse.
Le seul écart notoire est sur la perméabilité, d'après les données étudiées, le limon est moins perméable que l'argile ce qui est contraire à ce qui est couramment admis. Des mesures de perméabilités sur des couches de limons et d'argiles lors des campagnes géotechniques à venir permettront de confirmer, ou au contraire infirmer (ce qui est probable), cette analyse.

Les probabilités de non dépassement à 5% (5%) et 95% (95%) ont été calculées à partir d'une loi de Gumbel, calée graphiquement sur les fréquences de non-dépassement de Hazen. (Sauf pour le passant à 80 µm où une loi exponentielle représentait mieux la probabilité de non dépassement, cf. §2.2.3.5)
L'indice de plasticité (IP) et la valeur au bleu (VBS) sont sans unité ; les passants à 2 et 80 µm sont en % de la masse totale ; la perméabilité (K) est en m/s ; la cohésion (C) est en kPa ; l'angle de frottement (φ) est en degrés ; la contrainte critique (τc) est en Pa et l'indice d'érosion (Ie) est sans unité.
Chaque échantillon de données a été affecté d'une couleur en fonction de la possibilité d'exploitation statistique dépendant elle-même du nombre de données disponibles (Nb).

- $Nb \leq 10$; surligné en rouge : données non exploitable statistiquement, aucune loi de probabilité n'a été calée,
- $11 < Nb < 19$; surligné en jaune : données exploitables mais peu fiables, une loi de probabilité a été calée mais reste indicative ; les probabilités de non dépassement sont notées en italique,
- $Nb \geq 20$; surligné en vert : données exploitables de façon correcte pour une analyse.

** : L'analyse est bien menée sur log (K) et non K car c'est sur ce paramètre qu'a pu être calée la loi de non dépassement.*
*** : Certaines de ces données brutes ont été supprimées car jugées erronées, soit par la mesure soit par l'attribution au matériau. La valeur entre parenthèse est la seconde valeur, qui a alors été retenue comme extremum. La suite de l'analyse ne tient pas compte de ces 5 valeurs.*

Tableau 6. Synthèse des valeurs mesurées pour chaque type de sol

Tourbe	Nb*	Min	Max	Moy	E.T.	5%	95%
IP	7	19	122	41.3	37.3		
VBS	6	0.07	8	4	3.5		
%80µ	10	1.7	100	70	32.1		
%2µ	9	4.4	38	24.3	11.5		
Log K*	0						
C	0						
φ	0						
τc	0						
Ie	0						

Argile	Nb*	Min	Max	Moy	E.T.	5%	95%
IP	28	6	22	11.4	4.3	4,7	16,9
VBS	25	0.5	3.5	1.6	0.8	0,4	2,9
%80µ	45	48	100	87	15.2		99.4
%2µ	32	6.6	43	19.5	8.7	5,3	33,8
Log K*	17	-7.6	-5	-6.2	0.8	-7.6	-5.2
C	10	0	22	8.4	7.7		
φ	10	24	37	30	4.1		
τc	4	50	300	112	121		
Ie	4	2.7	5	3.6	1		

Limon	Nb*	Min	Max	Moy	E.T.	5%	95%
IP	12	6	14	10.2	2.6	6	13,3
VBS	21	0.3	3	1.7	0.8	0,34	2,8
%80µ	30**	23.3** (40.4)	100	88.3	13.5		98.7
%2µ	14	2.2	38	21.3	10.7	1,2	33,8
Log K*	6**	-12** (-8.45)	-6.5	-7.6	0.8		
C	11	2	32	11.2	8.8	1,6	17,8
φ	11	23	36	28	4.2	21.7	33,9
τc	3	1	440	53	107		
Ie	3	1.7	4	2.8	0.7		

Sable	Nb*	Min	Max	Moy	E.T.	5%	95%
IP	0						
VBS	26**	0.01	1.9** (0.36)	0.13	0.1	0	0.31
%80µ	26**	1.7	95** (43)	12.4	11	0	26.3
%2µ	14**	0.5	21** (5)	2.5	1.6	0.1	4.2
Log K*	12	-7	-4	-5.7	0.8	-6.9	-4.5
C	7	0	12	2.9	4.3		
φ	7	25	40	33	4.8		
τc	0						
Ie	0						

Grave	Nb*	Min	Max	Moy	E.T.	5%	95%
IP	0						
VBS	4	0.03	0.5	0.17	0.2		
%80µ	5	2.3	14	6.2	4.8		
%2µ	4	0.5	2.2	1	0.8		
Log K*	3	-5.8	-4	-4.9	0.9		
C	0						
φ	0						
τc	0						

Ie	0						

Remblai	Nb*	Min	Max	Moy	E.T.	5%	95%
IP	2	32	32	32	0		
VBS	1	1	1	1			
%80µ	3	48	88	75	22.9		
%2µ	2	21	21	21	0		
Log K*	2	-5.6	-5	-5.3	0.4		
C	0						
φ	0						
τc	1	285	285	285			
Ie	1	3.9	3.9	3.9			

Argile + Limon	Nb*	Min	Max	Moy	E.T.	5%	95%
IP	40	6	22	11	3,9	5	15
VBS	46	0.3	3.5	1,66	0,8	0.4	2.8
%80µ	75**	23.3** (40.4)	100	87,5	14,5		99.4
%2µ	46	2.2	43	20	9,3	6.3	34.8
Log K*	23**	-12** (-8.45)	-5	-6,6	1	-8.5	-5.7
C	21	0	32	9,9	8,2	0.1	16.4
φ	21	23	37	28,9	4,1	21.7	33.9
τc	7	46.5	440	145	157		
Ie	7	2.6	5	3,5	0,9		

Représentation graphique

Pour chaque combinaison de type de sol / paramètre, un graphique représentant la densité de répartition, la fréquence de Hazen et la loi de Gumbel, ou exponentielle, (de probabilité de non-dépassement calée sur la fréquence de Hazen) a été tracé lorsque le nombre de données était suffisant. La légende ci-après est valable pour l'ensemble de ces graphiques :



Figure 2. Légende des graphiques du chapitre 3.2.3

Toutes les valeurs sont entre 0 et 100% mais pour améliorer la lisibilité, deux échelles sont utilisées : l'échelle de non dépassement est à gauche ; l'échelle de densité de répartition est à droite.

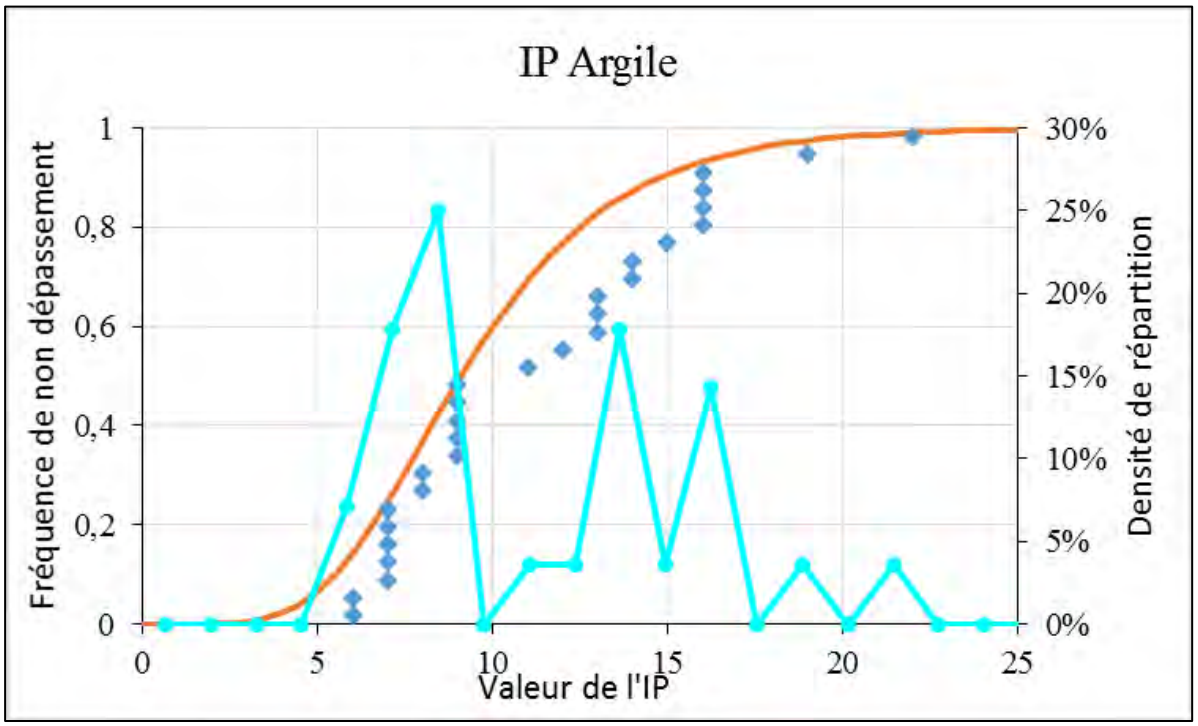
Pour chaque type de sol et chaque paramètre, la plage de valeurs a été divisée en 20 classes. Par exemple pour l'IP du limon une classe de répartition représente une fourchette de 0.9 de large ; sur le graphique on peut voir que les points sont plus resserrés que pour l'argile où une classe de répartition fait 1,3 de large, l'écart entre les valeurs extrêmes étant plus important.

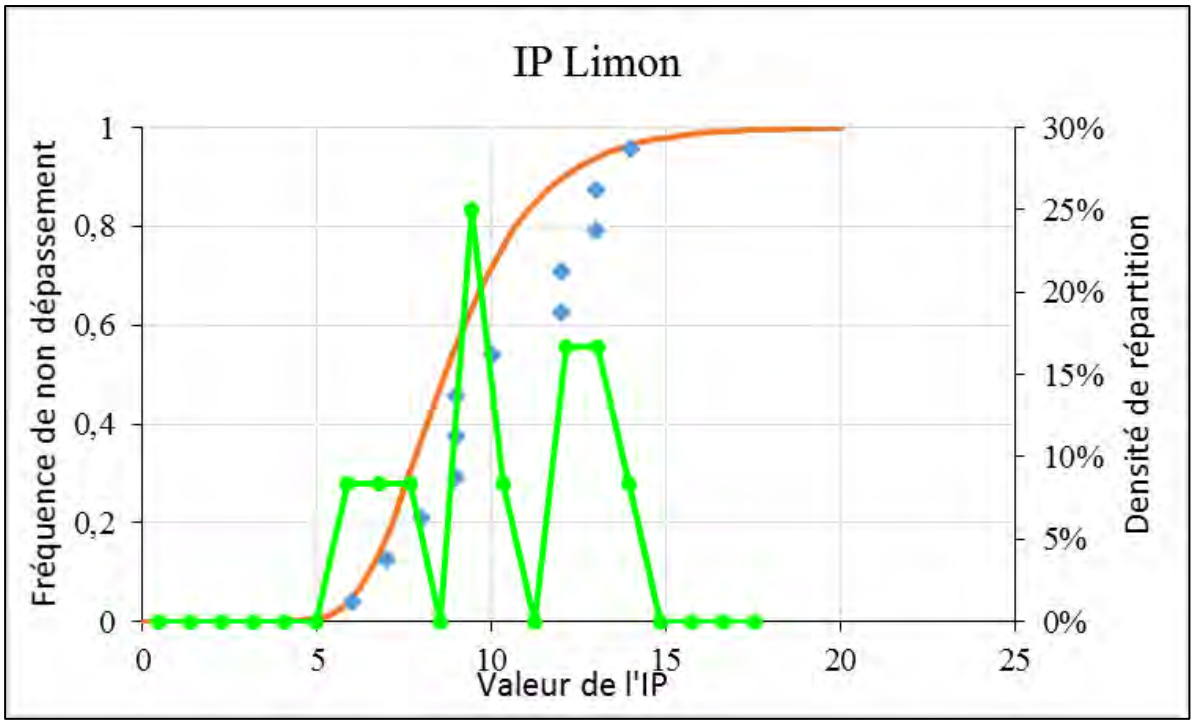
Tableau 7. Largeur des classes de répartition

	Tourbe	**Argile**	**Limon**	**Sable**	**Grave**	**Remblai**	**Argile+ Limon**
IP	6	1,3	0,9	-	-	-	1,3
VBS	0,5	0,17	0,2	0,022	0,03	-	0,2
%80µm	5,5	4	4	2,5	0,7	-	4
%2µm	2,2	2,1	2,1	0,4	0,1	-	2,5
K	-	6E-07	2E-08	6E-06	-	-	6E-06
Log(K)	-	0,2	0,15	0,2	-	-	0,25
C	-	1,3	1,7	0,7	-	-	1,7
Phi	-	0,8	1	1	-	-	1
Tau C	-	14	6	-	-	-	25
Ie	-	0,15	0,15	-	-	-	0,25

L'indice de plasticité : IP

Des mesures d'IP ont été réalisées sur une partie des sols argileux, des sols limoneux et de la tourbe.
Il ne ressort aucune tendance pour la tourbe, en revanche pour les matériaux argileux, les IP mesurés sont compris entre 6 et 22 dont 50% entre 6 et 10. Les matériaux limoneux ont un IP légèrement plus resserré : entre 6 et 14.


IP Argile
Fréquence de non dépassement
Densité de répartition
Valeur de l'IP
0
0,2
0,4
0,6
0,8
1
0%
5%
10%
15%
20%
25%
30%
0
5
10
15
20
25


IP Limon
Fréquence de non dépassement
Densité de répartition
Valeur de l'IP
0
0,2
0,4
0,6
0,8
1
0%
5%
10%
15%
20%
25%
30%
0
5
10
15
20
25

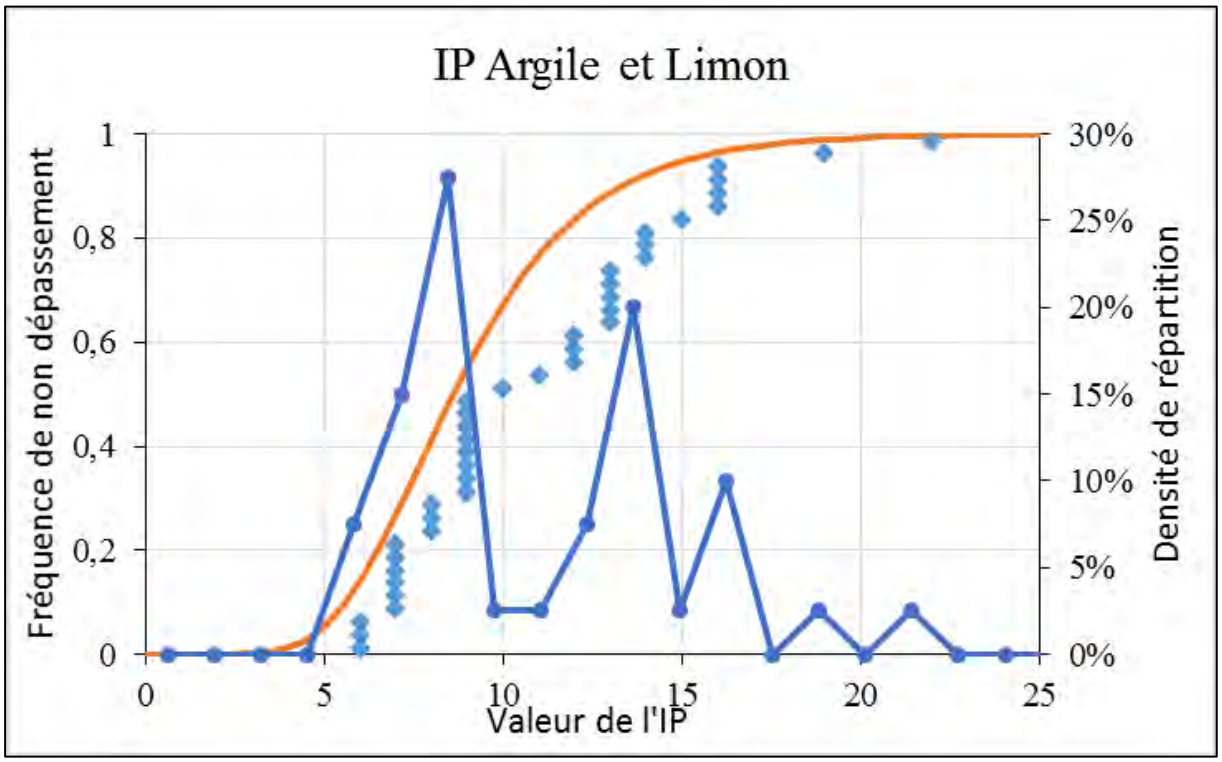


Figure 3. Indice de Plasticité – fréquence de non dépassement et densité de répartition par classe de sols

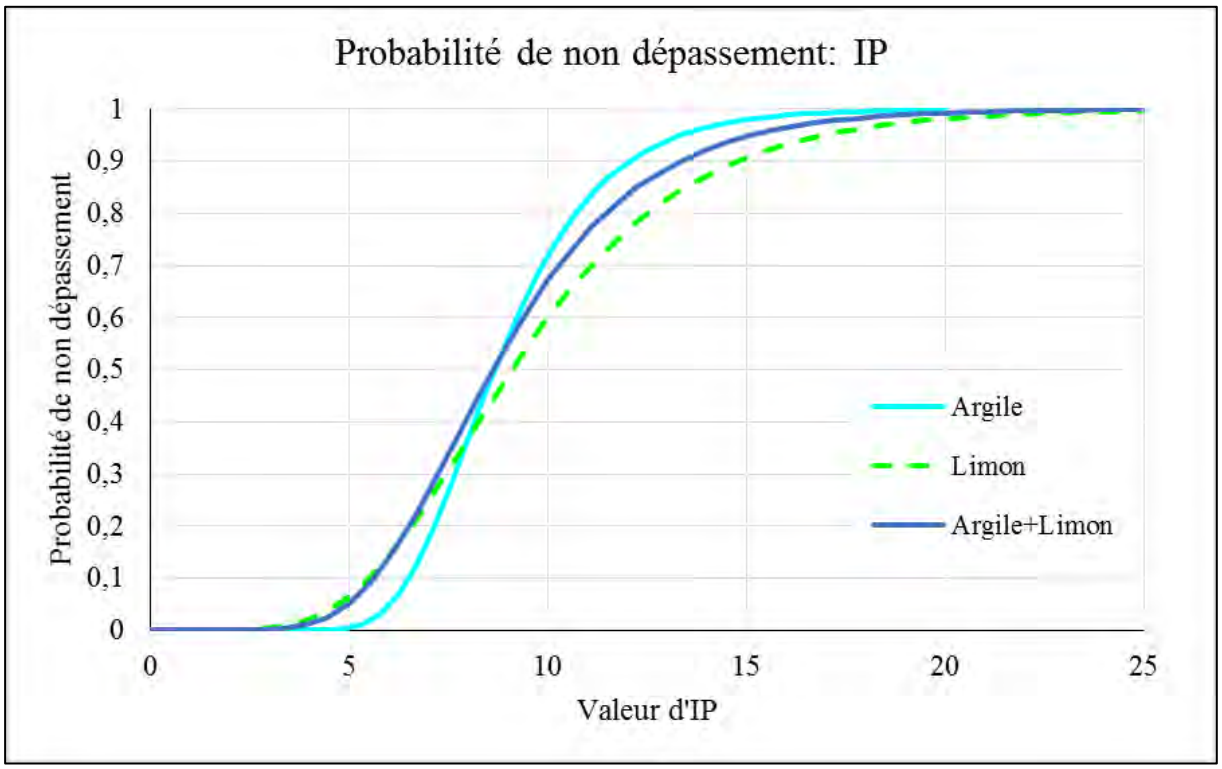
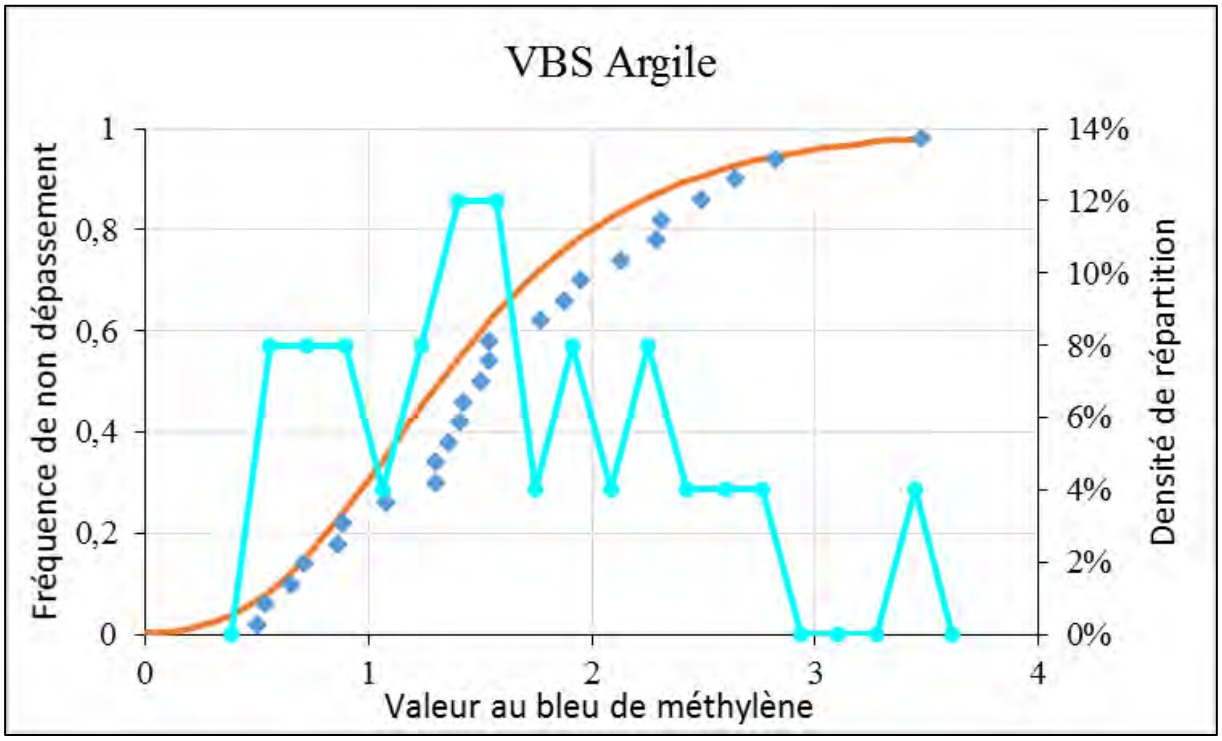


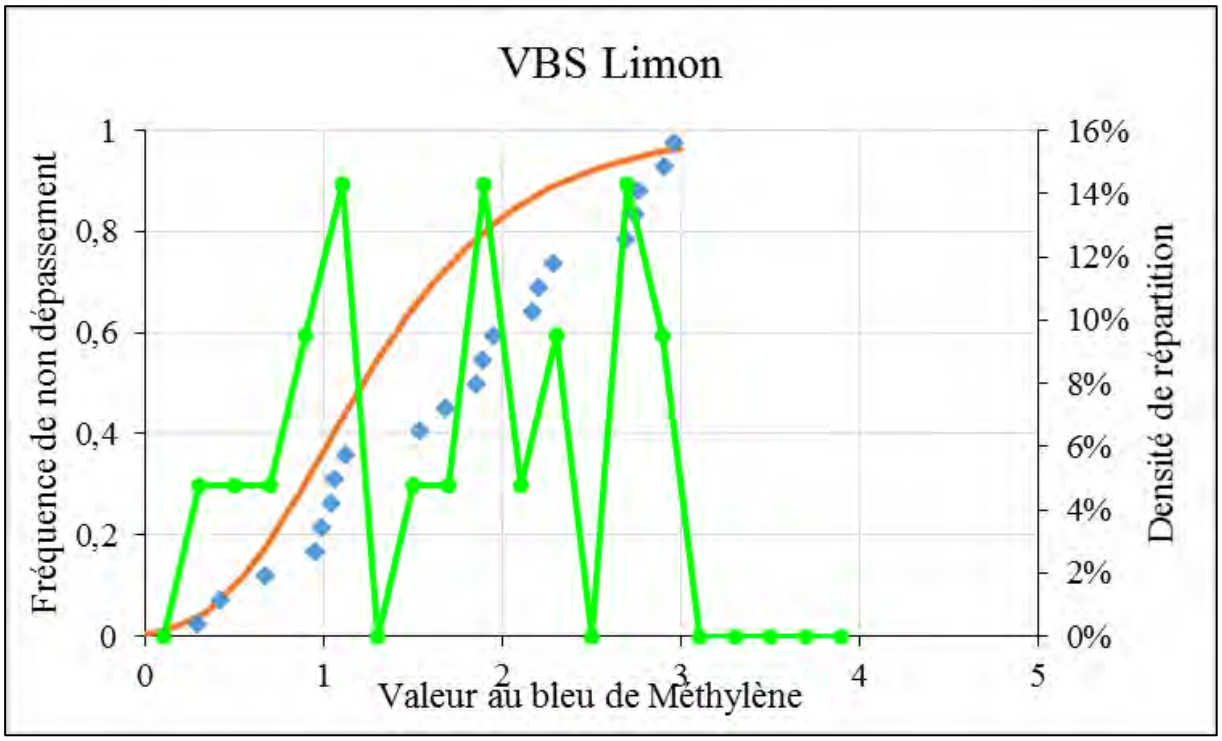
Figure 4. Indice de Plasticité – fréquence de non dépassement par classe de sols

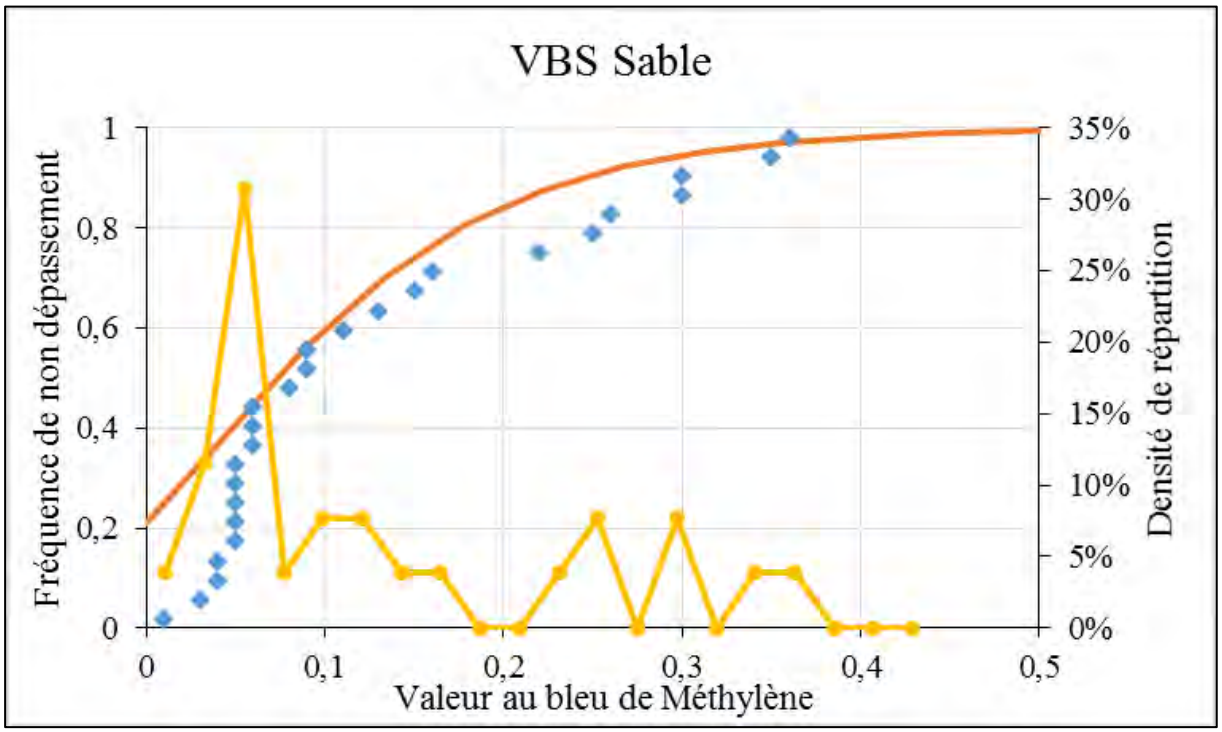
La valeur au bleu de méthyle : VBS

Les VBS pour la tourbe sont rares et n'ont pas de tendance particulière et le remblai n'a qu'une valeur de VBS, ce qui empêche toute analyse.

L'argile et le limon ont des comportements semblables : pas de valeur prépondérante mais une répartition entre 0 et 3 pour le limon, et entre 0.5 et 3.5 pour les argiles. Pour les sables, la VBS est bien plus faible avec 90% des valeurs inférieures à 0.35, les graves semblent suivre la même tendance mais le nombre de valeurs mesurées est faible.







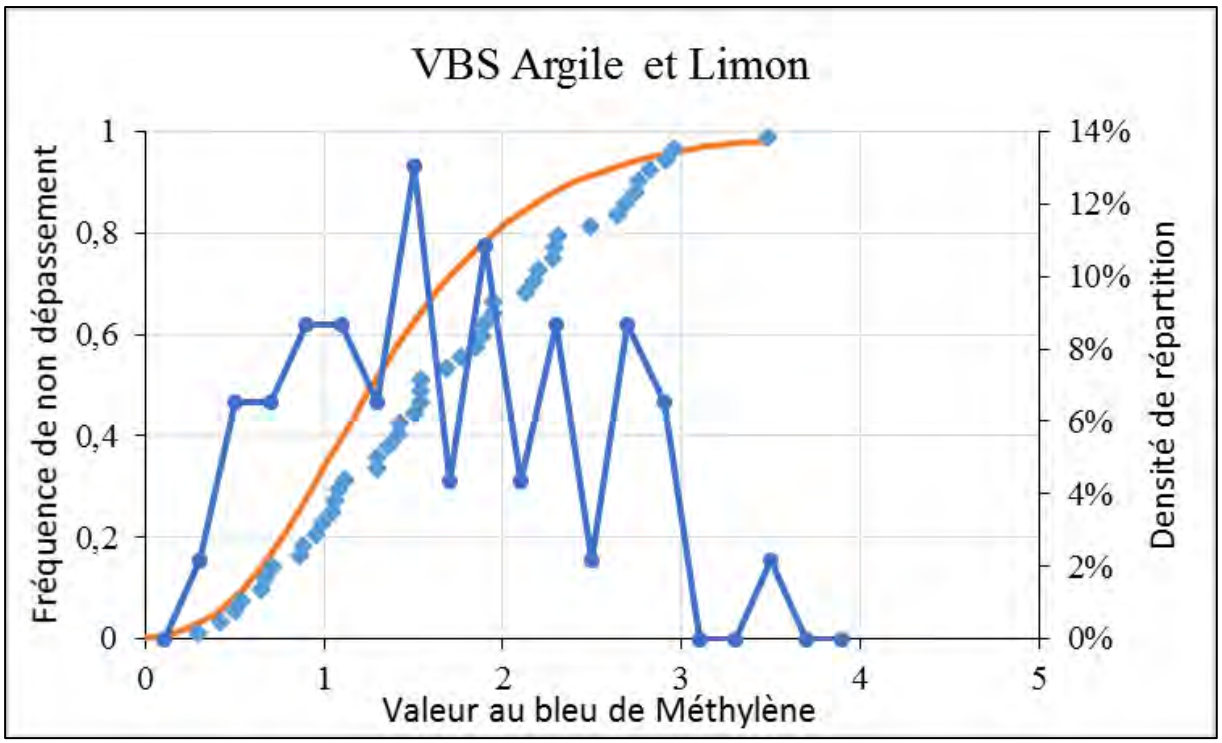


Figure 5. Valeur au bleu de méthylène – fréquence de non dépassement et densité de répartition par classe de sols

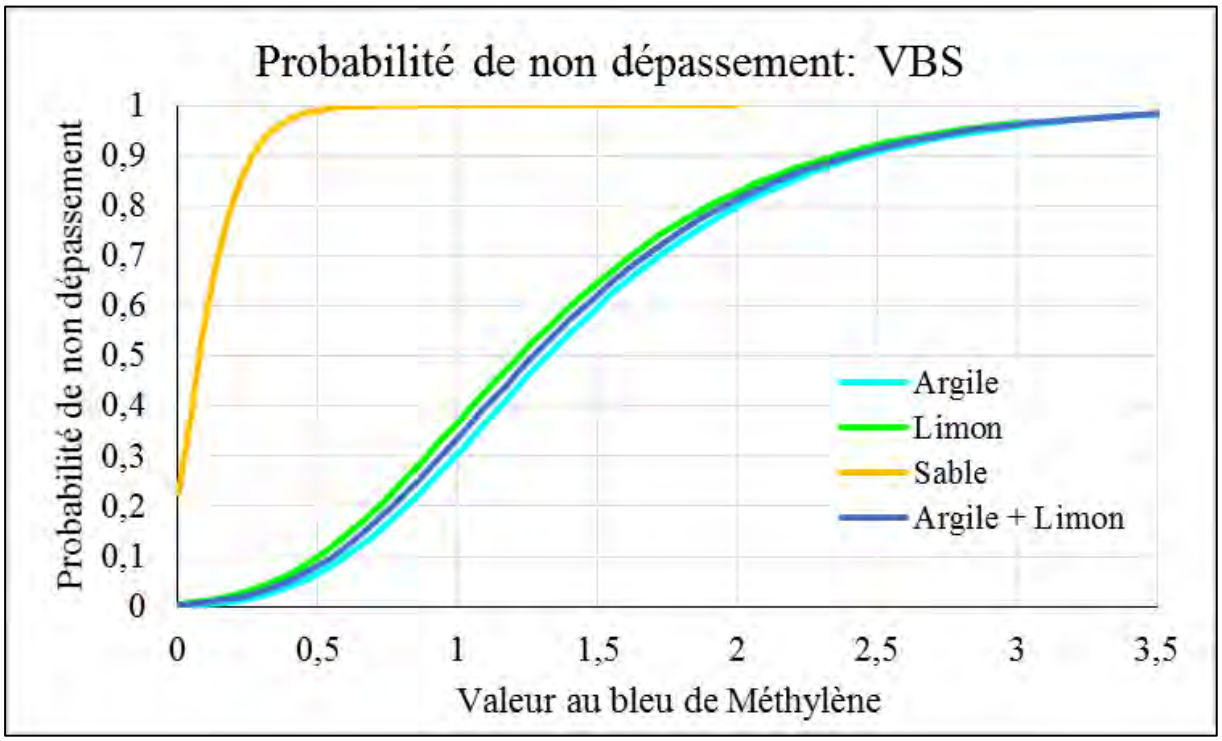
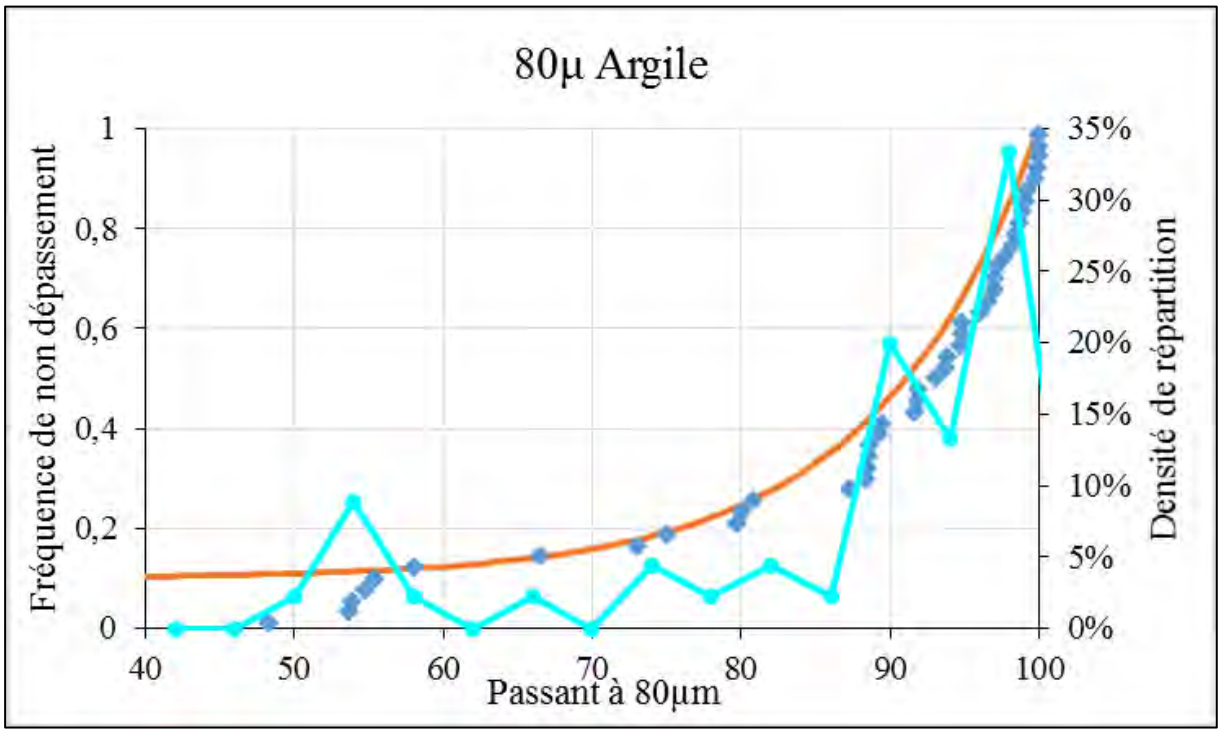
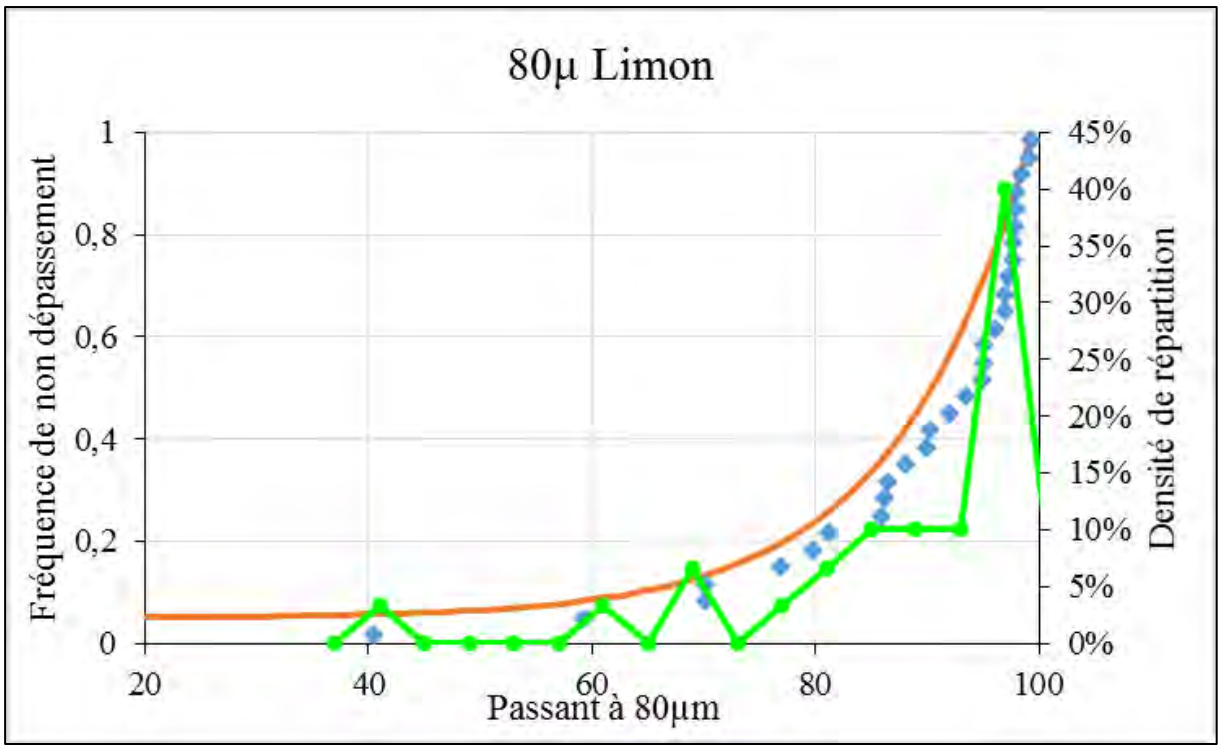


Figure 6. Valeur au bleu de méthylène – fréquence de non dépassement par classe de sols

Le passant à 80 µm : %80µm

Les remarques concernant la tourbe et le remblai sont les mêmes que pour la VBS.
Argiles et limons suivent exactement la même tendance : valeur maximale vers 100% et plus le passant est faible, plus la probabilité d'occurrence est faible. Au contraire le sable a un passant principal de 10 % et la probabilité d'occurrence diminue quand le passant augmente. Pour les graves le nombre de données est trop faible pour analyser une tendance mais les valeurs sont du même ordre de grandeur que pour les sables.
Une valeur du passant à 80 µm a été mesurée à 23% dans une couche limoneuse, cette valeur semble anormalement faible. Sur le sondage c'est une couche de 3,5m, dénommée « Sable fin localement limoneux » et entourée de deux couches de sable fin qui est décrite ; il s'avère que la granulométrie a été réalisée sur une partie de cette couche qui est non limoneuse, c'est un sable de classe B5.
Nous pouvons remarquer que la probabilité de non dépassement, pour la tourbe, l'argile et le limon ne suivent pas une loi de Gumbel, en particulier car on atteint le maximum (100%) ; une loi exponentielle a alors été utilisée pour l'argile et le limon ; c'est également cette dernière qui a permis de calculer les valeurs de non dépassement à 95 %.


80µ Argile
Fréquence de non dépassement
Densité de répartition
Passant à 80µm
1
0,8
0,6
0,4
0,2
0
35%
30%
25%
20%
15%
10%
5%
0%
40
50
60
70
80
90
100


80µ Limon
Fréquence de non dépassement
Densité de répartition
Passant à 80µm
1
0,8
0,6
0,4
0,2
0
45%
40%
35%
30%
25%
20%
15%
10%
5%
0%
20
40
60
80
100

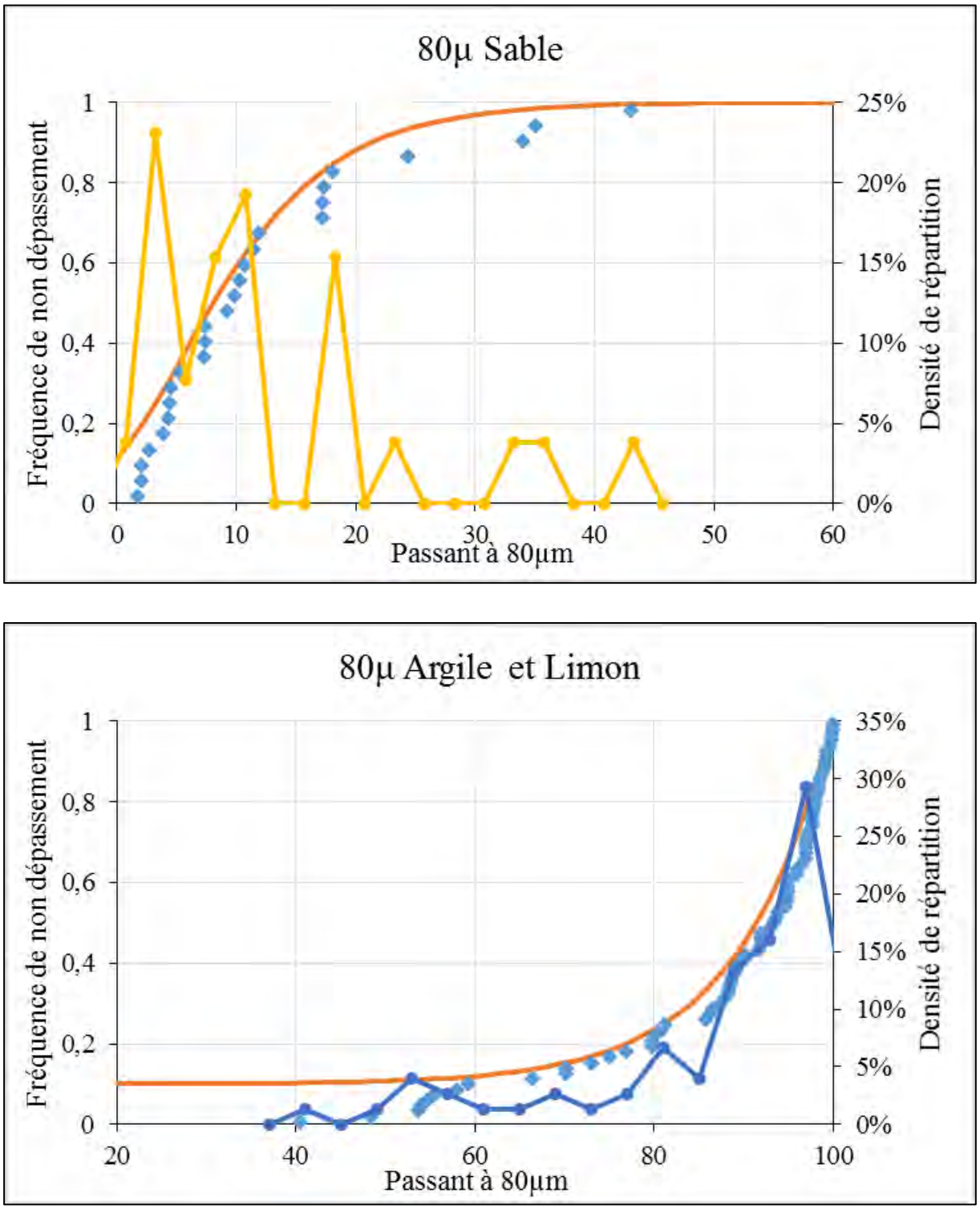


Figure 7. Passant à 80 µm – fréquence de non dépassement et densité de répartition par classe de sols

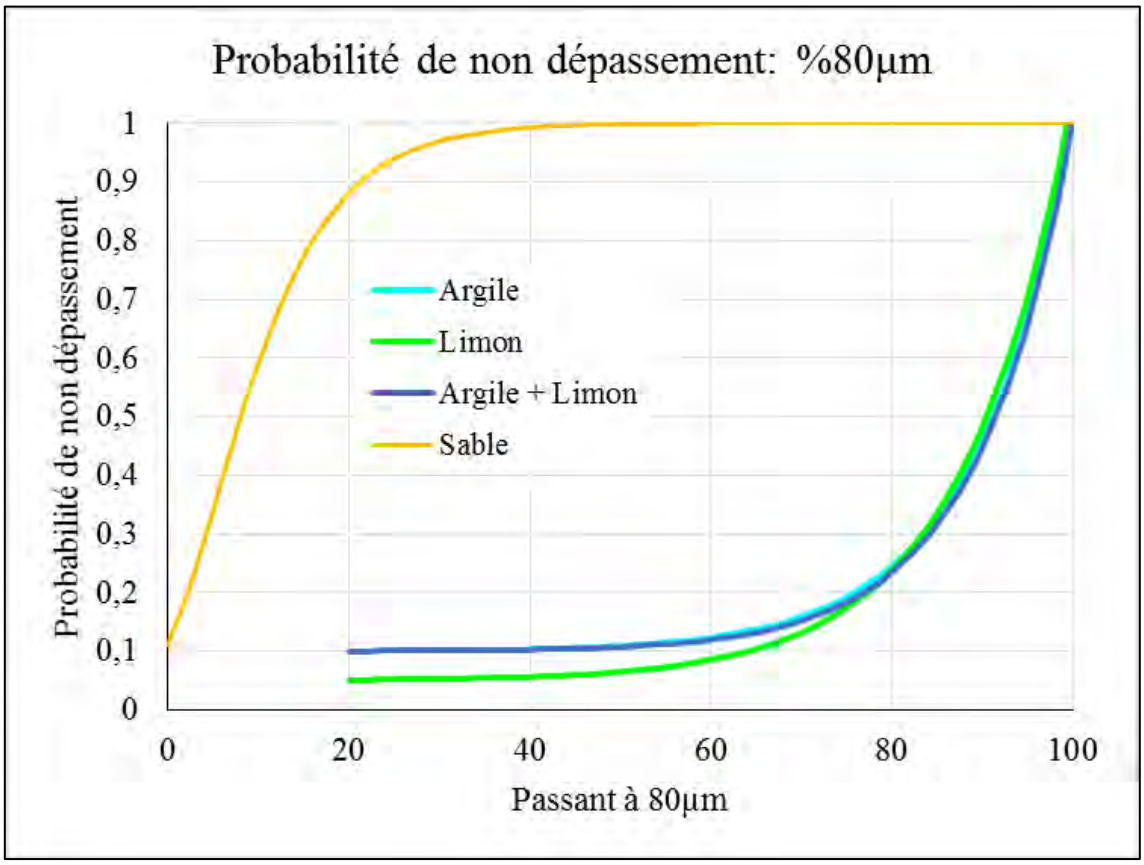
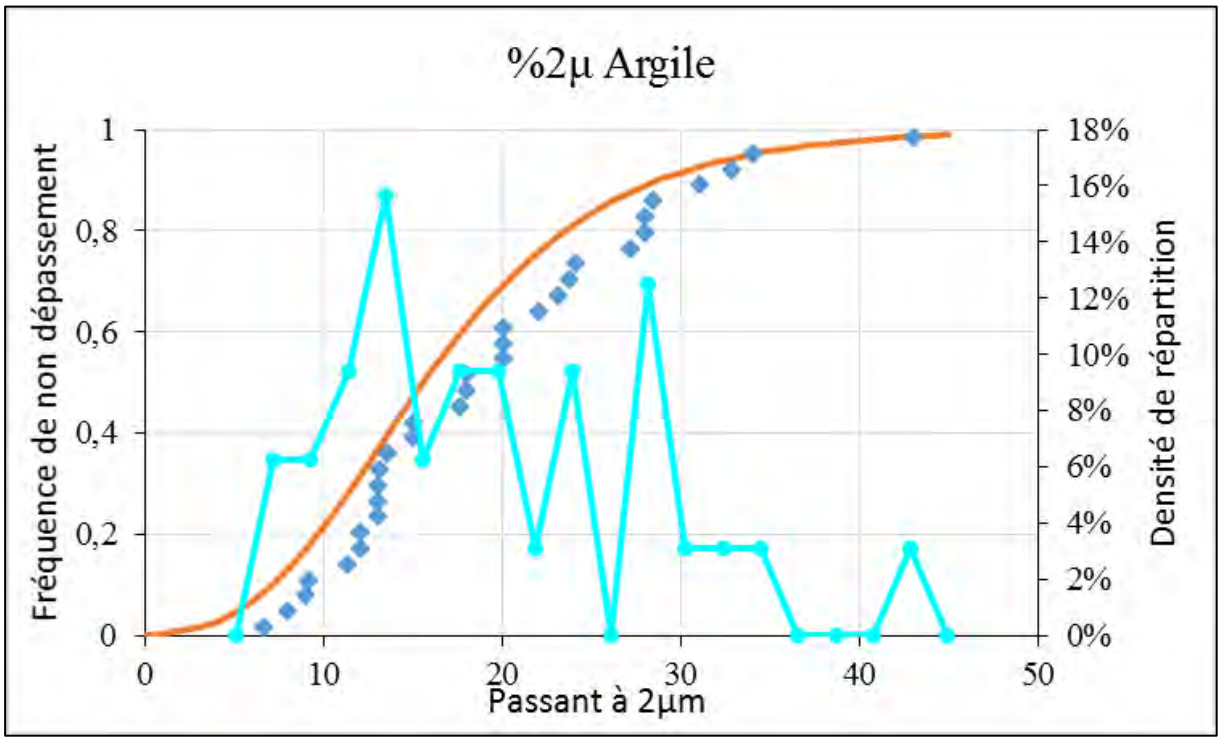
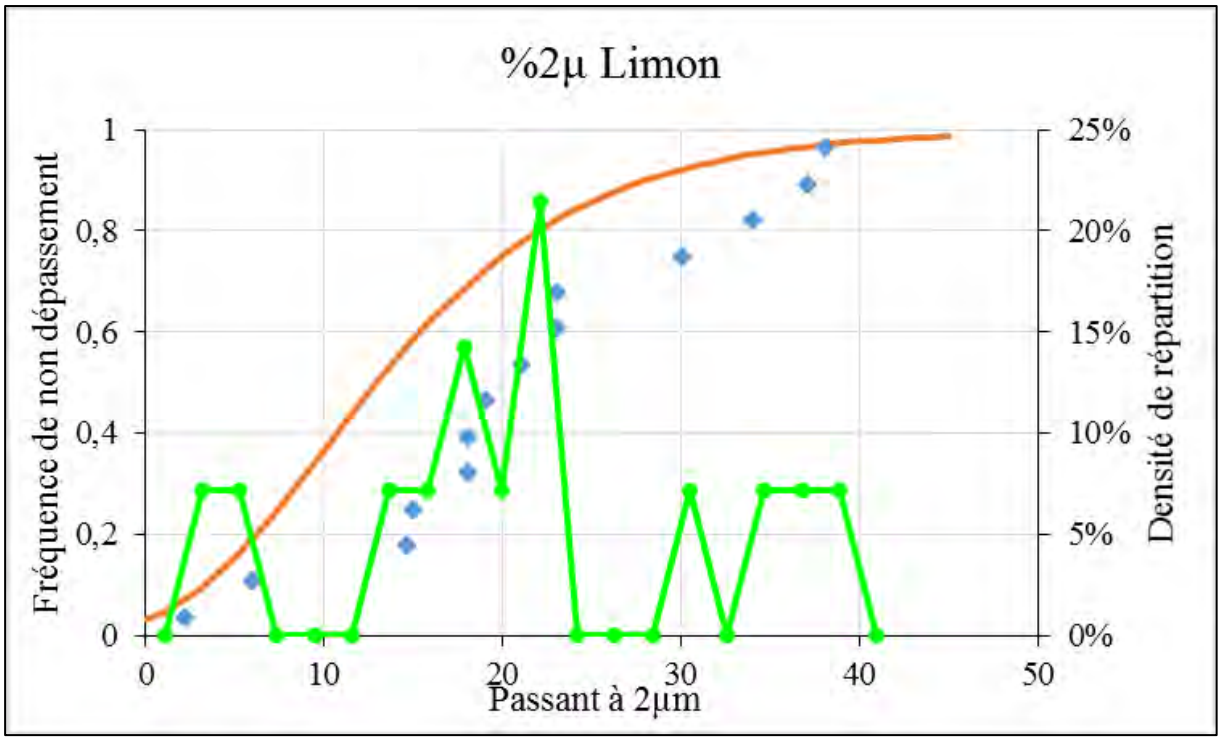


Figure 8. Passant à 80 µm – fréquence de non dépassement par classe de sols

Le passant à 2µm : %2µm

Les remarques concernant le remblai sont les mêmes que pour la VBS.
Argiles, limons et tourbe suivent exactement la même tendance : valeur maximale vers 45% et une répartition quasi-homogène des valeurs entre 0 et 40. Au contraire le sable a des valeurs de passant à 2 µm très faibles (entre 0 et 5 %). Pour les graves et la tourbe, le nombre de données est trop faible pour analyser une tendance mais les valeurs sont du même ordre de grandeur que pour les sables pour les graves et que les argiles pour la tourbe.


%2µ Argile
Fréquence de non dépassement
Densité de répartition
Passant à 2µm
0
0,2
0,4
0,6
0,8
1
0%
2%
4%
6%
8%
10%
12%
14%
16%
18%
0
10
20
30
40
50


%2µ Limon
Fréquence de non dépassement
Densité de répartition
Passant à 2µm
0
0,2
0,4
0,6
0,8
1
0%
5%
10%
15%
20%
25%
0
10
20
30
40
50

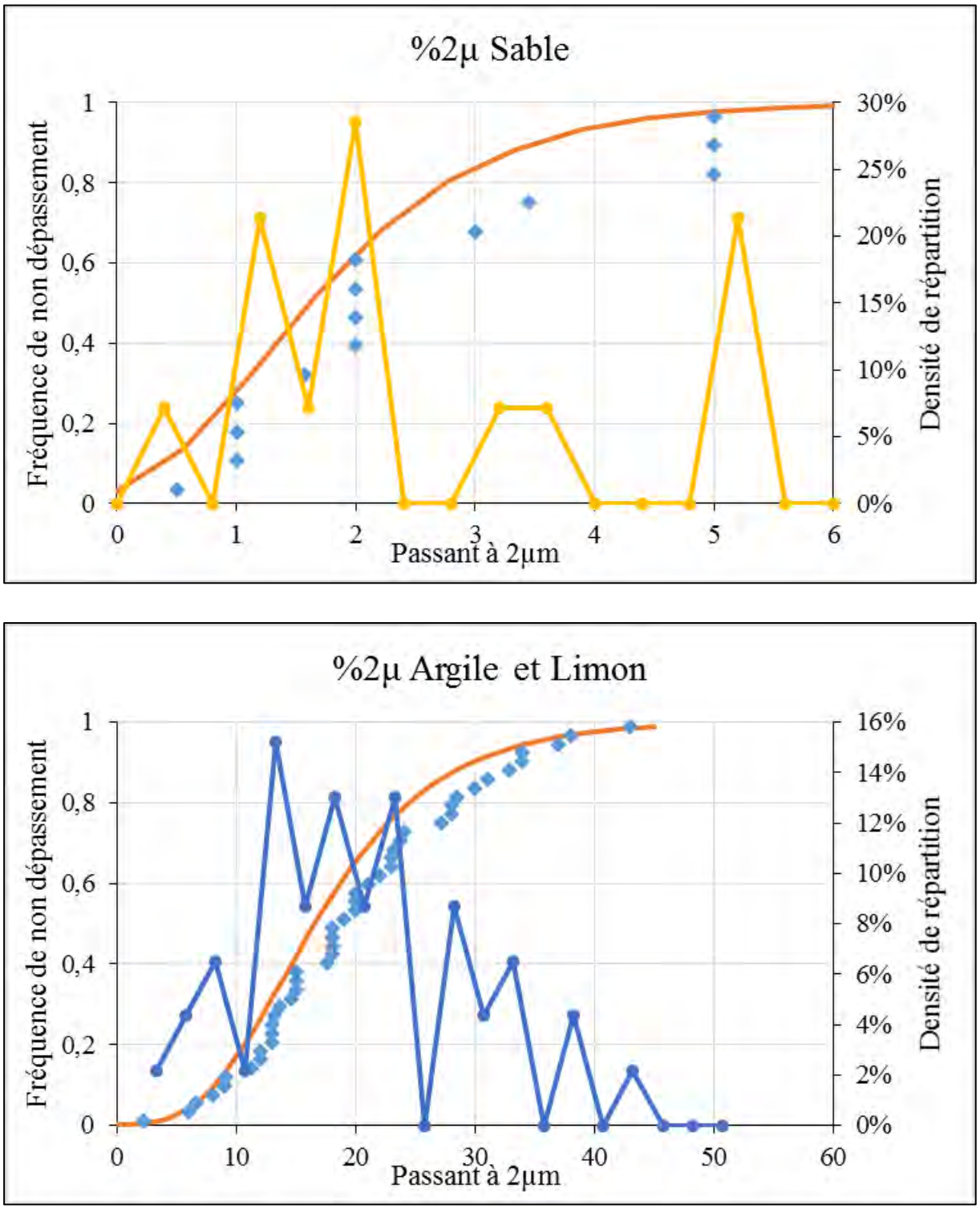


Figure 9. Passant à 2 µm – fréquence de non dépassement et densité de répartition par classe de sols

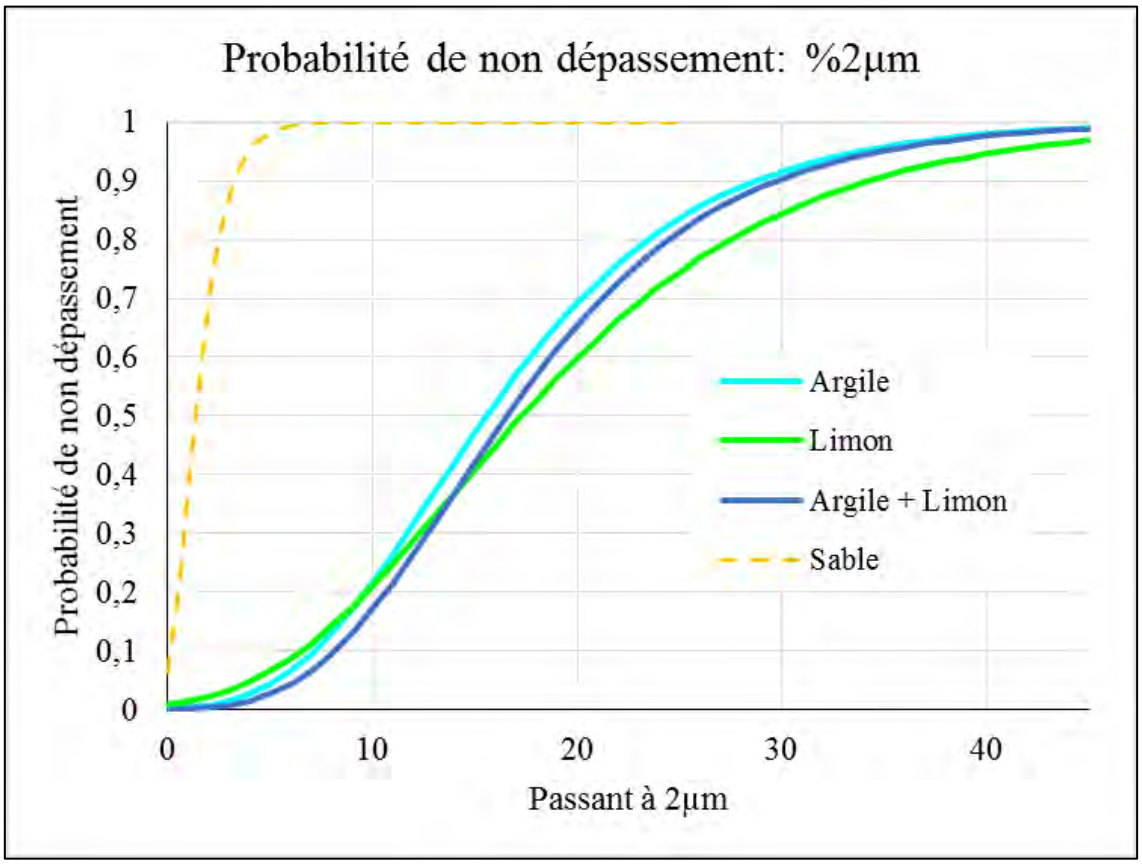


Figure 10. Passant à 2 µm – fréquence de non dépassement par classe de sols

La perméabilité : K

L'analyse de répartition des valeurs de perméabilité a été réalisée sur log(K), en effet le rapport entre les valeurs minimales et maximales étant de 10^8, toutes les valeurs ayant un rapport avec la valeur maximale supérieur à 100 se retrouvaient en 0.

Il n'y a pas de données pour la tourbe et trop peu pour que le remblai ou les graves soient analysés.

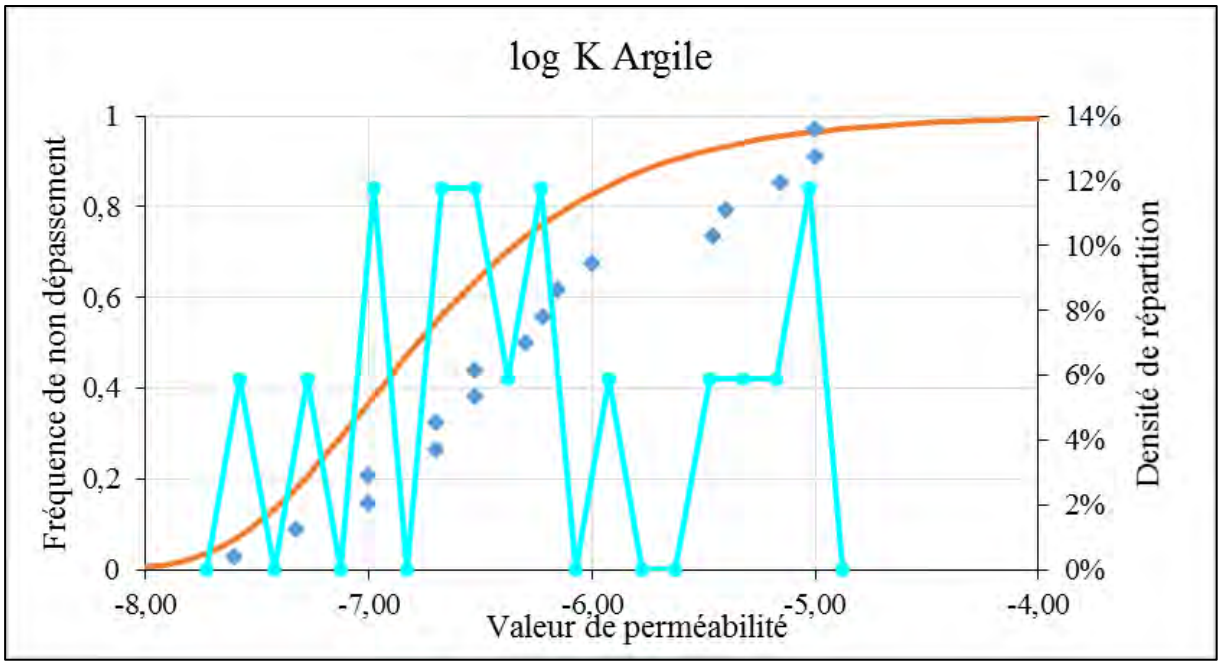
La perméabilité des sols sableux est comprise entre 10^{-7} m/s et 10^{-4} m/s avec des valeurs principalement centrées autour de 10^{-6} m/s.

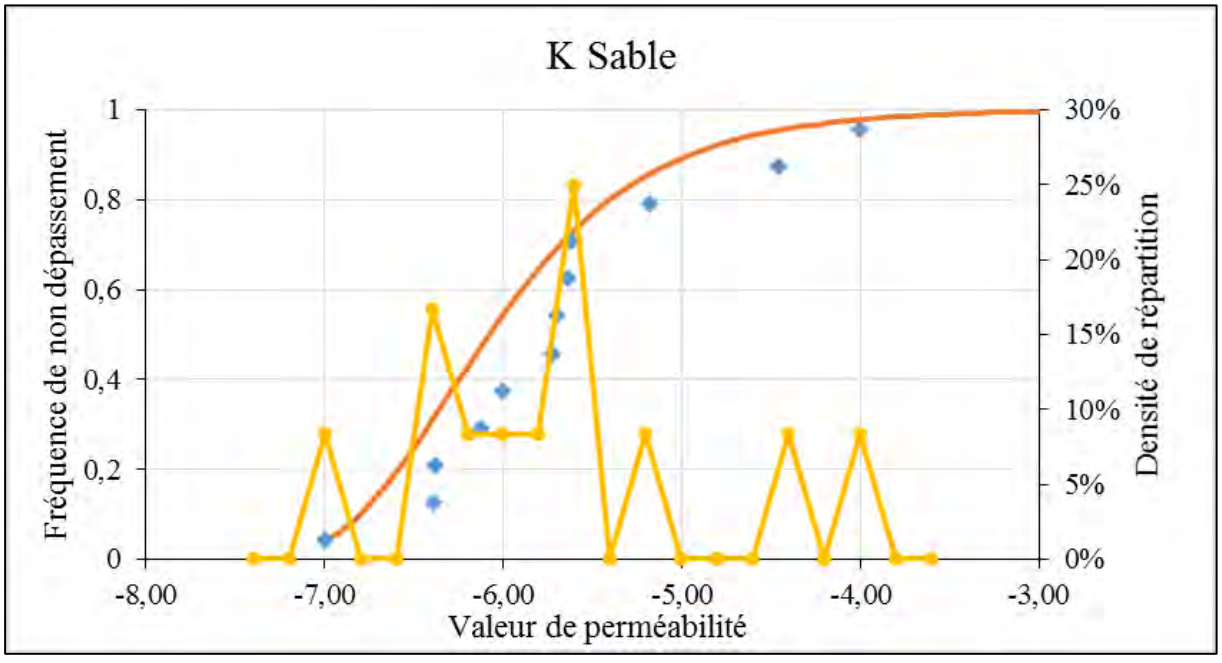
Les quelques valeurs de perméabilité des sols limoneux varient de 10^{-9} m/s à 10^{-6} m/s et semblent principalement autour de 10^{-8} m/s. Les perméabilités mesurées pour le limon paraissent faibles, on rappellera que seulement 6 valeurs été disponibles. Une perméabilité de 10^{-12} m/s a également été mesurée mais n'a pas été retenue car en dehors de la précision de l'essai et peu probable.

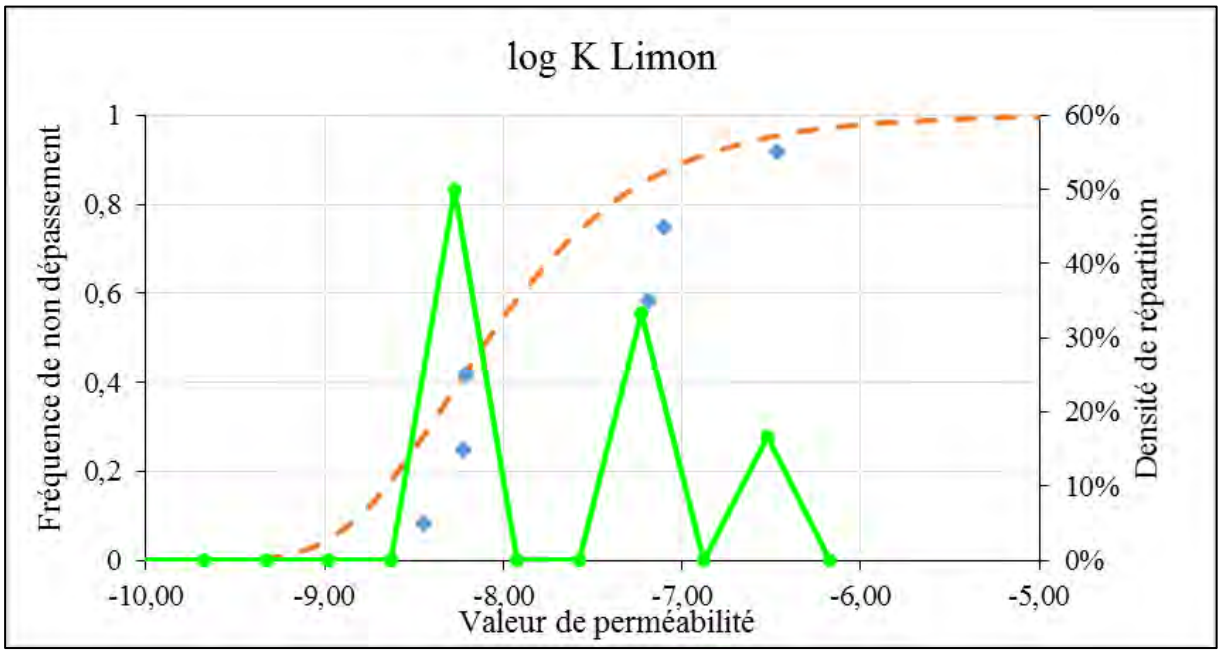
Pour l'argile, les valeurs de perméabilité mesurées sont réparties, de façon homogène, entre 10^{-8} et 10^{-5} m/s. Contrairement au limon, les perméabilités maximales semblent élevées ; les 4 valeurs les plus élevées (>10^{-6} m/s) sont à la limite de la catégorie argile, elles sont issues :

- d'une couche d'argile limoneuse située entre deux couches de grave
- d'une couche de sable argileux (sableux au niveau de l'échantillon)

- d'une couche de limon très argileux avec passe caillouteuse
- d'une couche à la limite entre un limon (30 cm) et un limon argileux (70 cm)







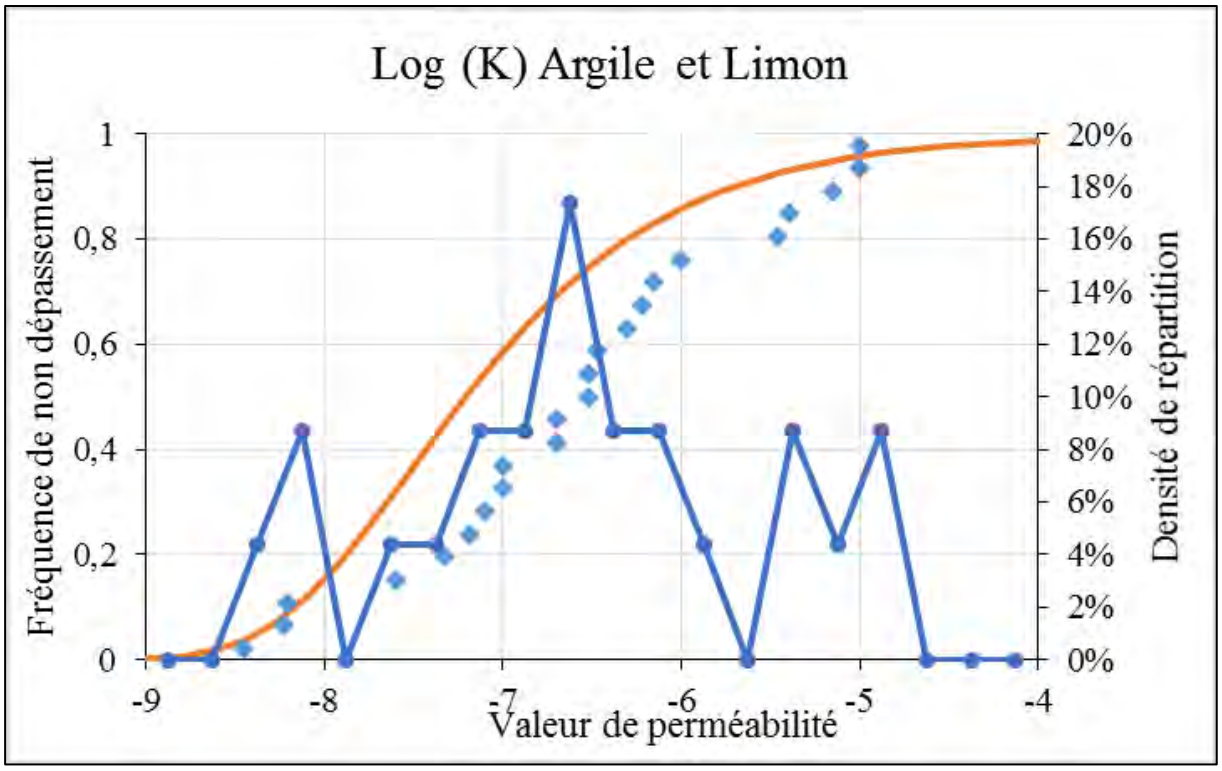


Figure 11. Perméabilité – fréquence de non dépassement et densité de répartition par classe de sols

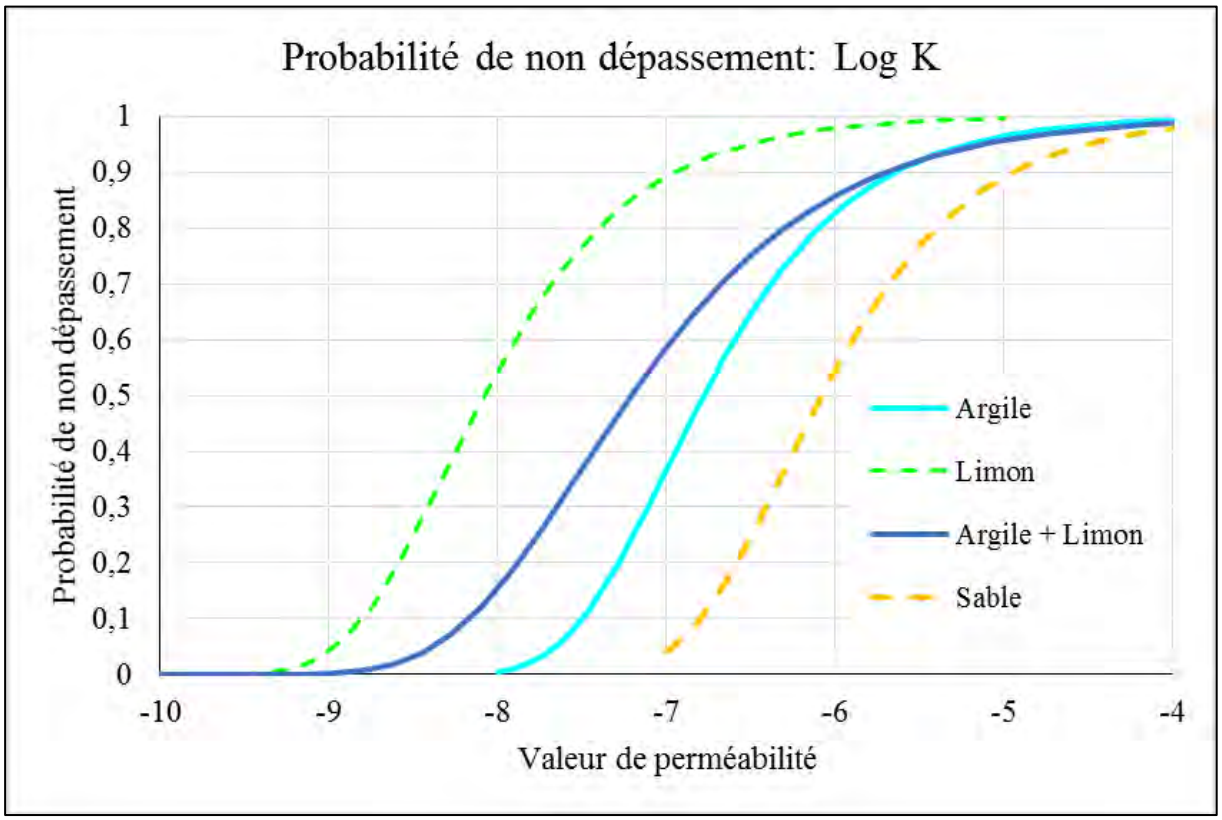


Figure 12. Perméabilité – fréquence de non dépassement par classe de sols

La cohésion : C

Il n'y a pas de données pour la tourbe, le remblai ou les graves.

La cohésion des sables est faible (<=5 kPa sauf une valeur à 12 kPa) avec plus de 50% des valeurs inférieures à 1 kPa. La valeur de 12kPa a été mesurée dans un sol décrit comme « Sable fin légèrement limoneux ».

Pour les limons les données sont plus disparates (entre 2 et 32 kPa) avec une valeur prépondérante autour de 8 kPa.

Comme pour les limons, les argiles ont des valeurs importantes (jusqu'à 22 kPa) mais qui sont globalement concentrées autour de 6 kPa. Une valeur de 0 kPa a été mesurée, la couche associée dans le sondage carotté est une couche de 2,5 m décrite comme « sable fin argileux à argile finement sableuse » ; il est donc possible que l'essai triaxial ait croisé une partie un peu plus sableuse. La fiche d'essai triaxial présente d'ailleurs l'échantillon comme « Sable fin limoneux ».

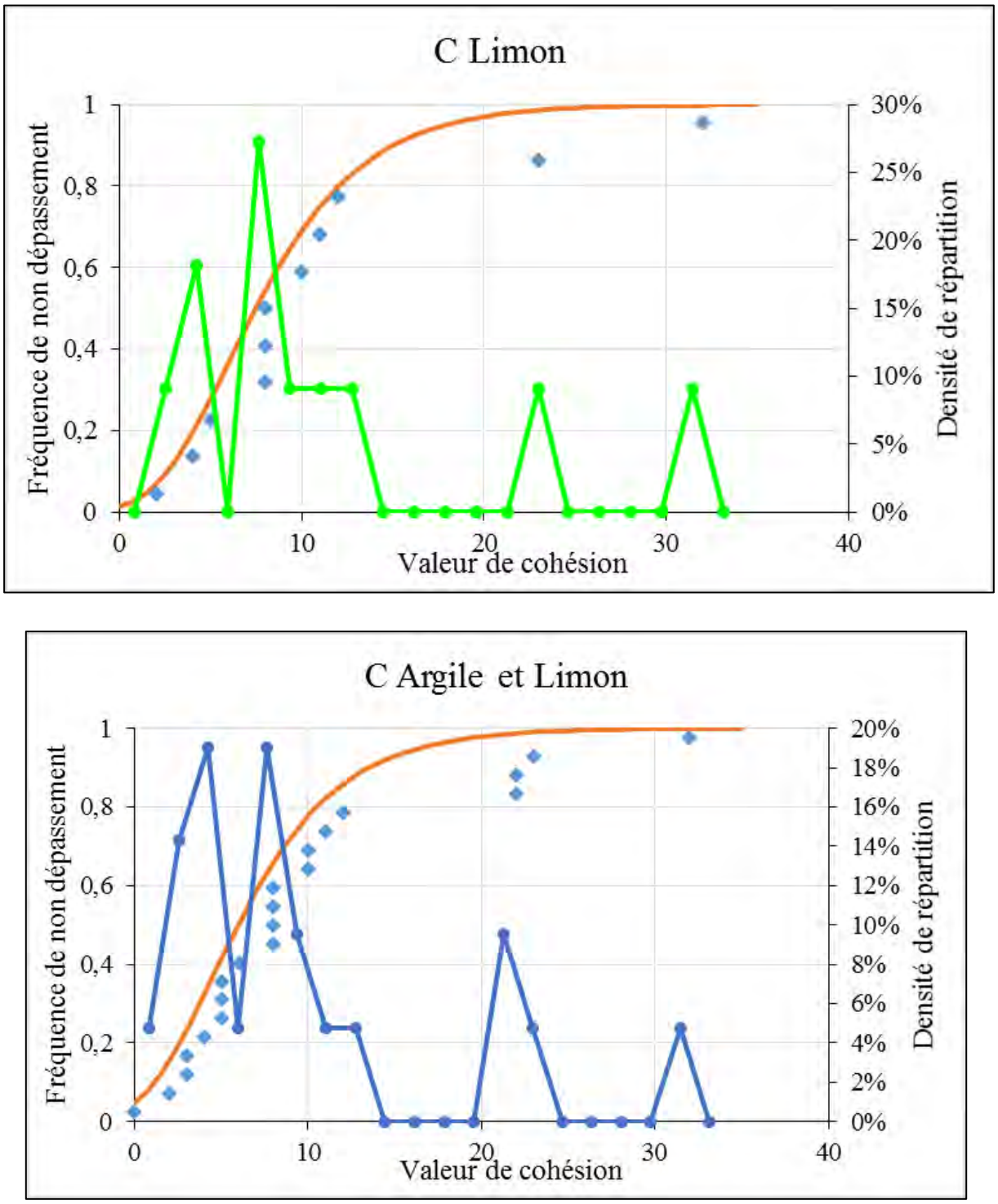


Figure 13. Cohésion – fréquence de non dépassement et densité de répartition par classe de sols

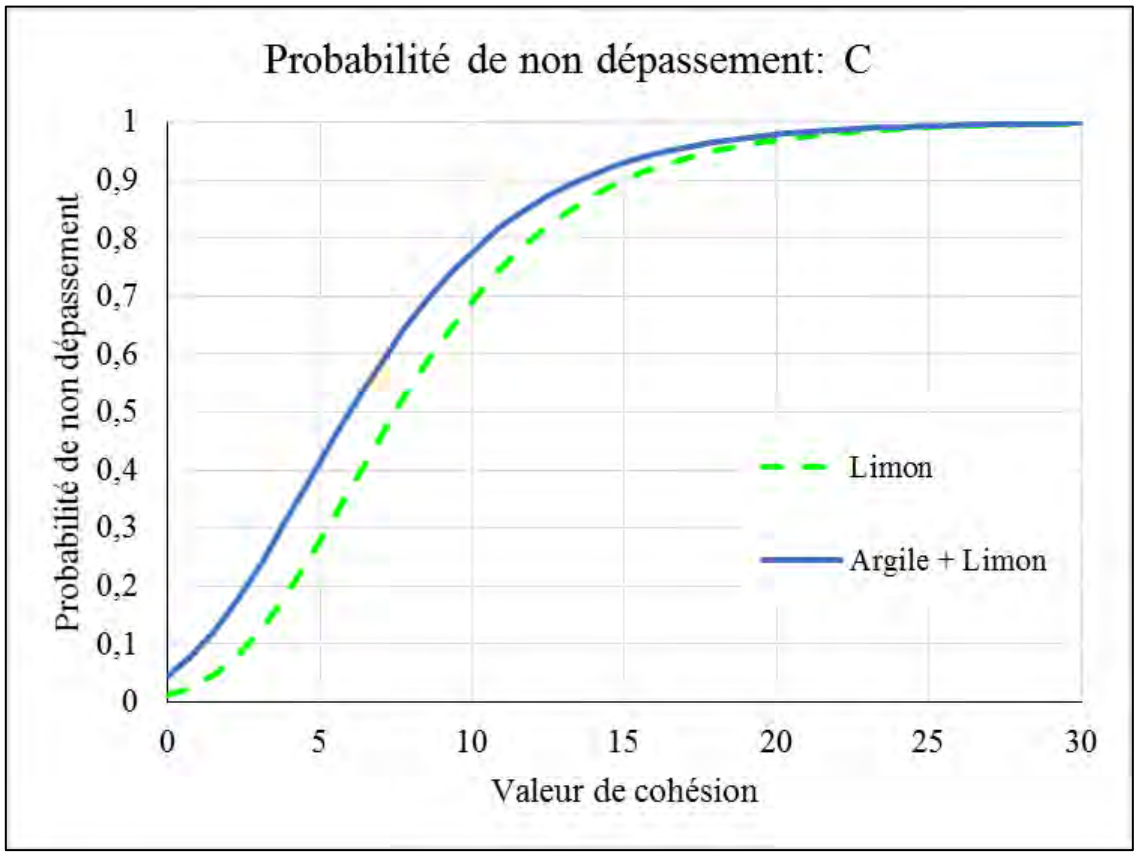


Figure 14. Cohésion – fréquence de non dépassement par classe de sols

L'angle de frottement interne : Φ

Il n'y a pas de données pour la tourbe, le remblai ou les graves.
Pour l'argile, le limon et le sable il y a une répartition homogène des valeurs, entre 20 et 40 °, en moyenne le sable a un angle de frottement un peu plus important.

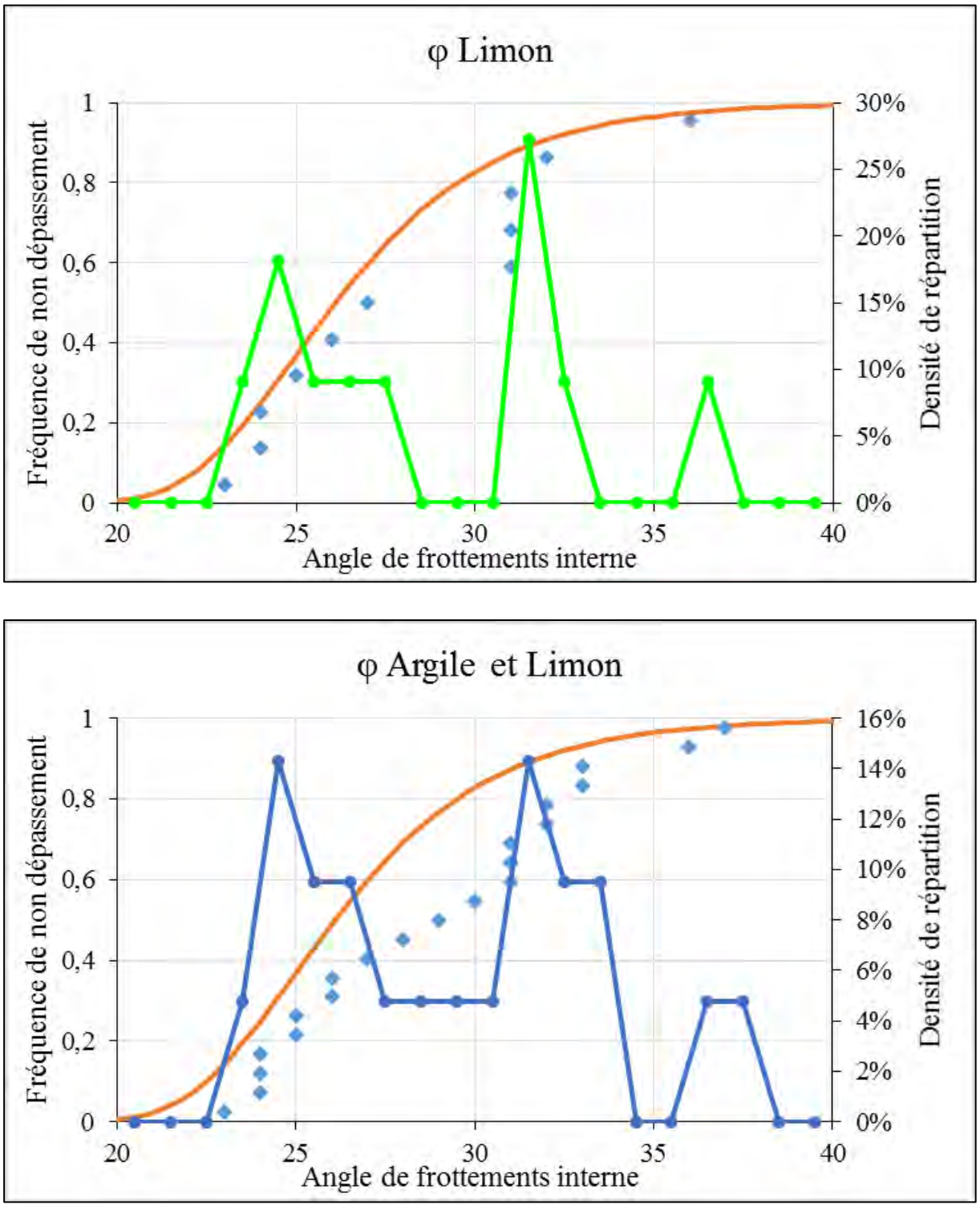


Figure 15. Angle de frottement interne – fréquence de non dépassement et densité de répartition par classe de sols

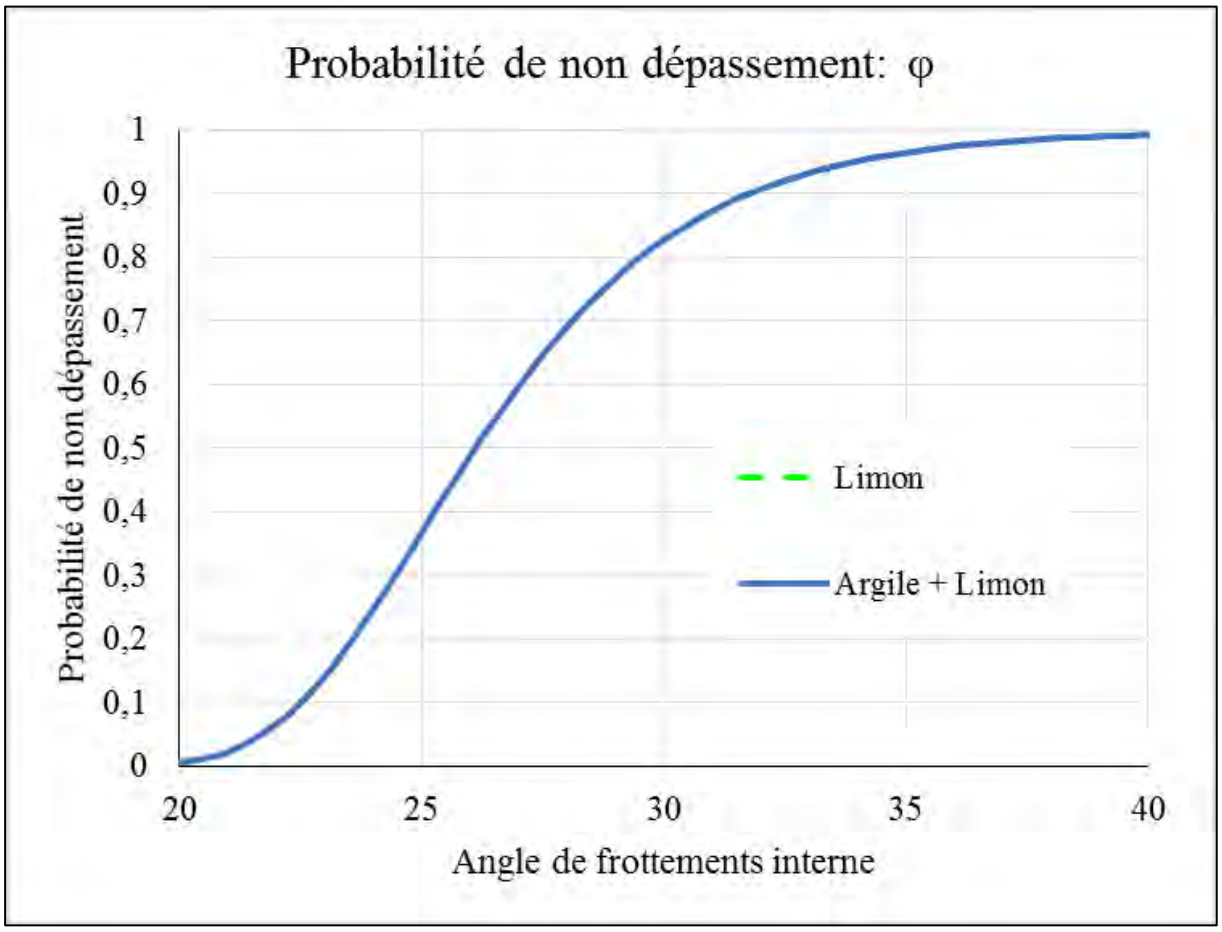


Figure 16. Angle de frottement interne – fréquence de non dépassement par classe de sols

La contrainte critique : τc et l'indice de résistance à l'érosion : Ie

Le nombre d'essais HET en rive gauche est limité et il n'est pas possible de réaliser une étude de paramètres pour aucun des types de sol. En revanche, une analyse statistique a été réalisée sur l'ensemble des sols testés à l'échelle du delta. Elle est décrite en rubrique n°8a.

2.2.4. Corrélation entre les différentes mesures et la résistance à l'érosion de conduit

Comme noté précédemment, le nombre d'essais HET réalisés sur les digues est limité, la corrélation entre les paramètres d'érosion (τc et Ie) et les différents paramètres mécaniques a donc été réalisée sur les essais HET des matériaux de zone d'emprunt que sont la lône et l'atterrissement à proximité de la digue Tarascon-Arles (27). Tous ces échantillons ont été remaniés.

Il n'y a pas d'essais HET où la perméabilité, la cohésion ou l'angle de frottement ont été calculés à proximité. L'indice de plasticité, la valeur au bleu et les passants à 2 et 80 µm ont en revanche été étudiés.

S'il n'apparait pas de corrélation forte entre ces différents paramètres, certaines tendances sont néanmoins notables.

Sur les graphiques qui suivent, les points en orange sont issus des essais Sol Solution [G203] sur la lône et l'atterrissement, et les points en bleus sont issus des essais complémentaires réalisés par GeophyConsult [G204] et Irstea [G205].

Corrélation avec le passant à 2µm

Même si la corrélation n'est pas très importante, il ressort que le passant à 2 µm influe sur l'érodabilité : τc et Ie augmentent tous deux avec le passant à 2 µm. La corrélation est plus importante avec l'indice de résistance à l'érosion.

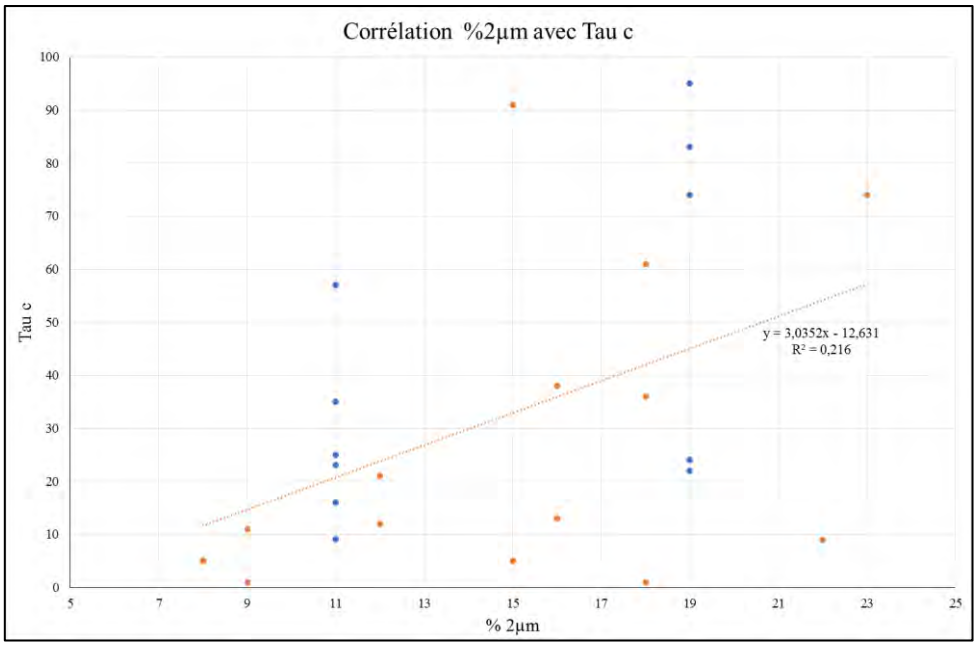


Figure 17. Corrélation entre le passant à 2µm et la contrainte critique

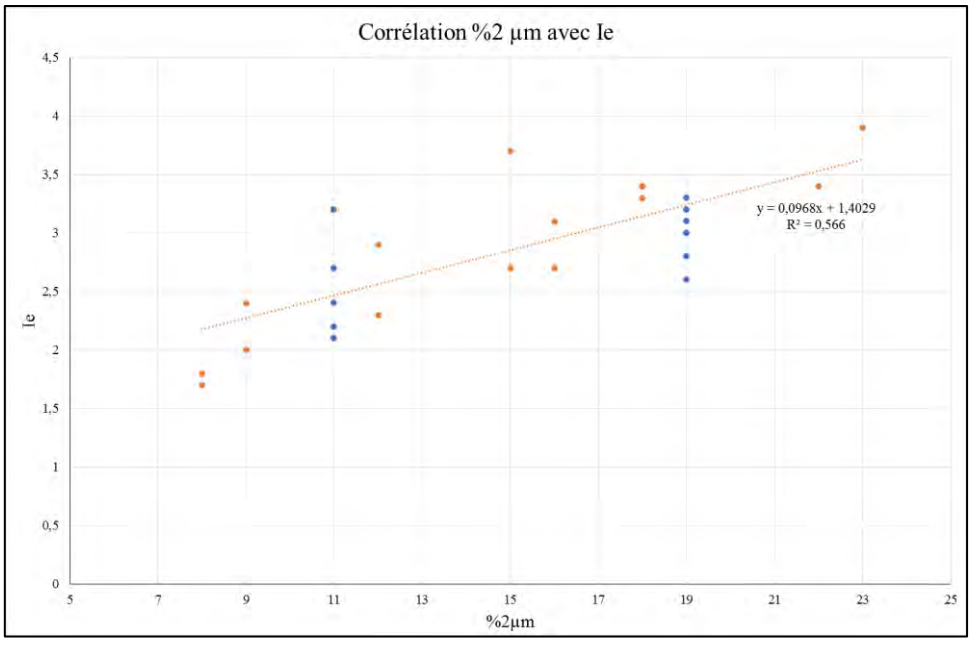


Figure 18. Corrélation entre le passant à 2µm et l'indice d'érosion

Corrélation avec le passant à 80µm

De la même façon, les paramètres d'érosion augmentent avec le passant à 80 µm mais c'est surtout avec l'indice de résistance à l'érosion qu'apparait une corrélation.

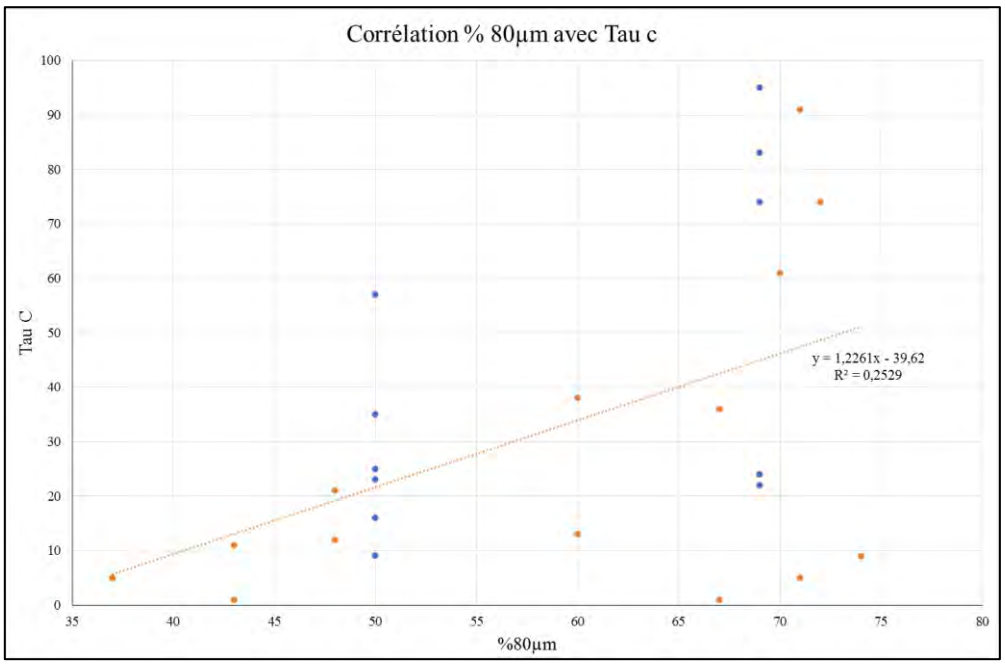


Figure 19. Corrélation entre le passant à 80µm et la contrainte critique

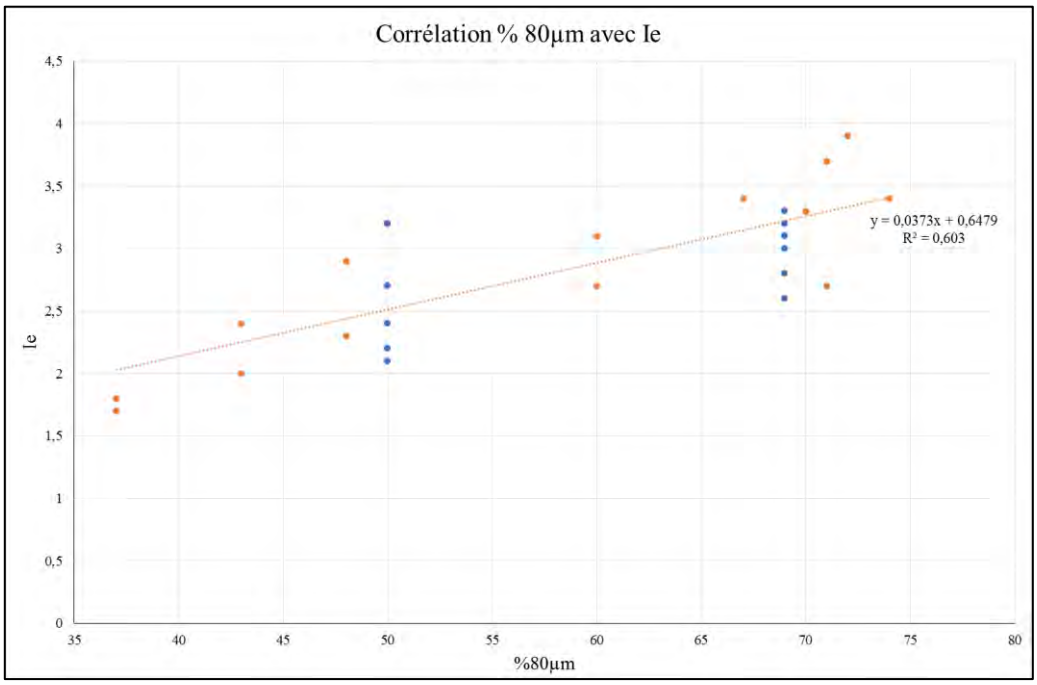


Figure 20. Corrélation entre le passant à 80µm et l'indice d'érosion

Corrélation avec l'indice de plasticité

Il n'y a que trois échantillons sur lesquels l'indice de plasticité a été calculé, il est toujours égal à 7. Aucune corrélation n'est donc possible pour ce paramètre.

Corrélation avec la Valeur au Bleu de Méthylène

L'indice d'érosion semble augmenter avec la valeur au bleu ; cette tendance n'est pas très marquée et des essais supplémentaires seraient nécessaires pour valider cette variation observée sur 15 points. Il n'y a en revanche aucune corrélation avec la contrainte critique.

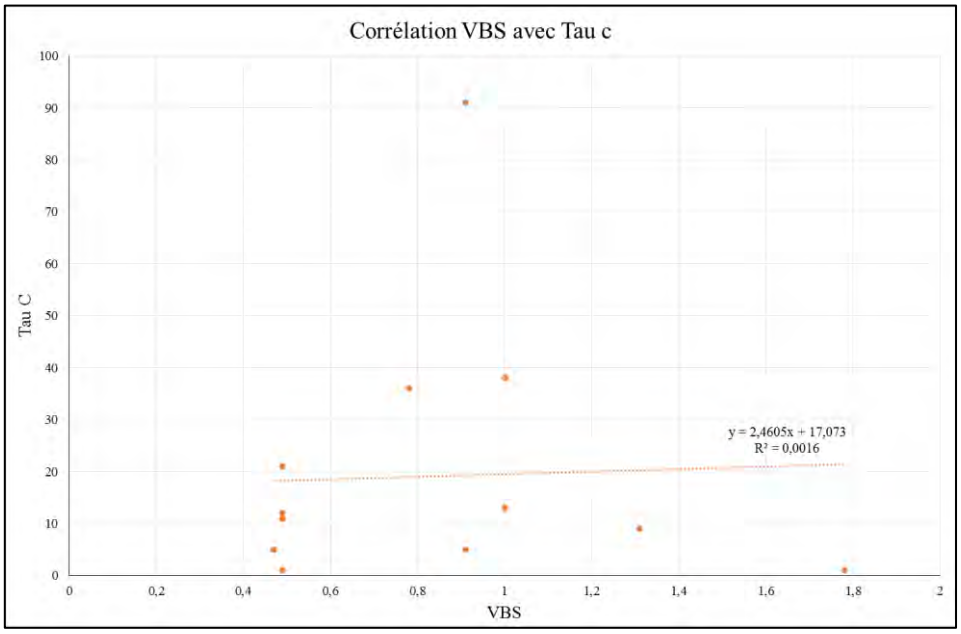


Figure 21. Corrélation entre la valeur au bleu et la contrainte critique

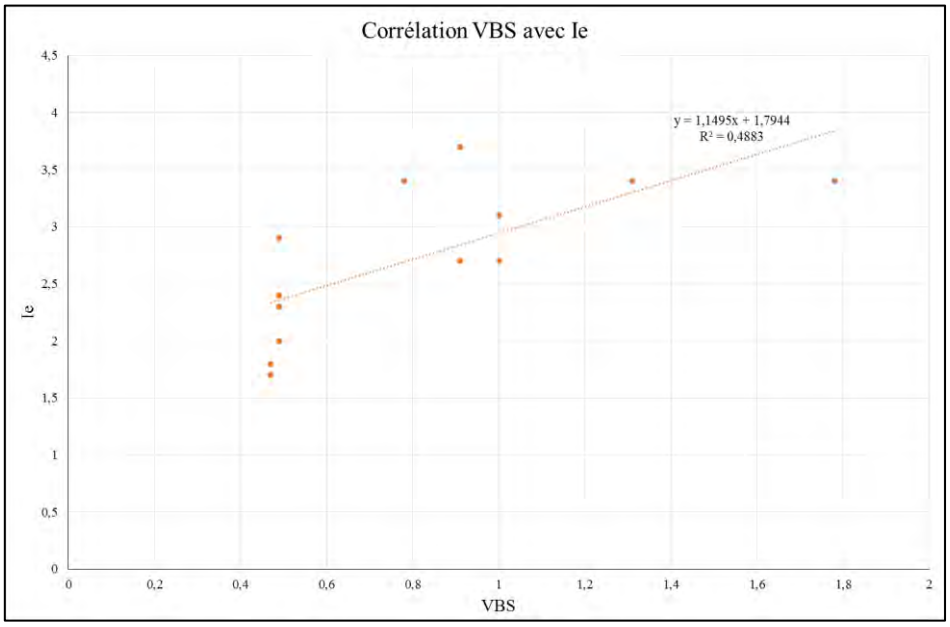


Figure 22. Corrélation entre la valeur au bleu et l'indice d'érosion

Les matériaux d'emprunt

Les résistances à l'érosion des matériaux issus des sites d'emprunt que sont la lône et l'atterrissement, remaniés à 95 % de l'OPN avec des méthodes de compactage statique ou dynamique, semblent faibles. IRSTEA [G205] dans une étude menée sur ces résultats a néanmoins souligné l'importance du temps de cure sur la résistance à l'érosion de ce type de matériaux.
Le SYMADREM a profité d'une réparation de digue maritime suite à une tempête pour tester en grandeur nature la résistance à moyen terme à l'érosion de conduit des matériaux d'emprunts destinés à la création de la digue. C'est ainsi que le remblai de sol limoneux (type A1 dans la classification GTR) mis en œuvre par compactage pour la réparation a fait l'objet d'un suivi spécifique : à différents temps après la mise en place du sol (3, 7, 28, 94 et 360 jours), des échantillons intacts de 2 m de profondeur ont été prélevés par carottage sur une zone d'environ 5 m de longueur et 1,5 m de largeur. Un tronçon de chacune de ces carottes, localisé entre 1,0 et 1,4 m de profondeur, a été découpé et a fait l'objet d'un HET. Le reste du sol a été utilisé pour des essais d'identifications. Les identifications ont montré une très bonne homogénéité des différents échantillons, tous classés A1 dans la classification GTR, avec des granulométries similaires (passant à 80 µm entre 79 et 84 %, et passant à 2 µm entre 17 et 25 %), une plasticité proche (Indice de plasticité entre 7 et 12, VBS entre 1,37 et 1,52) et un Optimum Proctor Normal semblable (teneur en eau entre 18 et 21 %, densité sèche entre 1,63 et 1,67). L'état de densité et la teneur en eau des échantillons sont demeurés comparables, avec une teneur en eau de +3,0 à +5,3 % par rapport à l'Optimum et une densité correspondant à entre 88 et 97 % de la densité de l'Optimum Proctor. Aucune évolution significative des caractéristiques du remblai avec le temps n'a pas donc été mise en évidence par les essais d'identification.

Les résultats des essais d'érosion de conduits ont montré une augmentation peu significative de la résistance à l'érosion par rapport aux incertitudes de l'essai de J+3 à J+94. Celle-ci devient en revanche significative à J+360, avec une contrainte critique multipliée par 7 (50 et 55 Pa à respectivement J+3 et J+7, contre 350 Pa à J+360) et un indice d'érosion ayant augmenté d'environ une unité (2,84 et 2,50 à respectivement J+3 et J+7, contre 3,42 à J+360). Le sol est ainsi passé d'une vitesse d'érosion « Très rapide » jusqu'à J≤28 selon la classification de Fell à une vitesse d'érosion « Modérément rapide » (Figure et tableau ci-après).

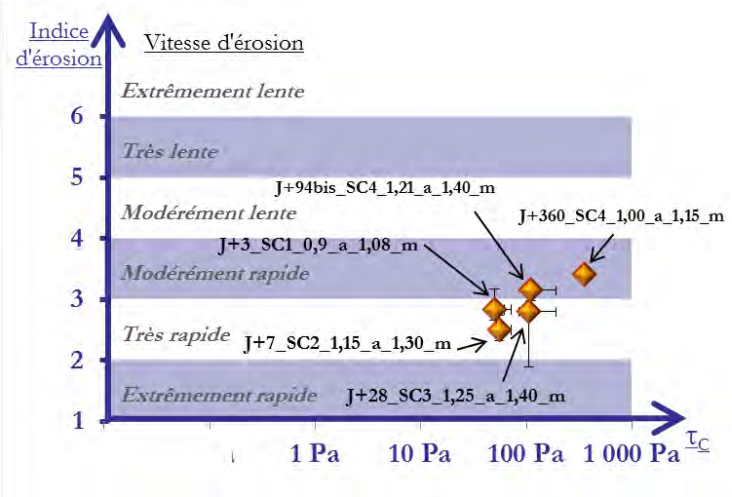


Figure 23. Augmentation de la résistance à l'érosion avec le temps mis en exergue sur la digue de l'Amarée

Tableau 8. Résultats des essais sur la digue de l'Amarée [G207]

	SC1_0,9_a_1,08_m J+3	SC2_1,15_a_1,30_r J+7	SC3_1,25_a_1,40_r J+28	SC4_1,10_a_1,21_r J+94	SC4_1,21_a_1,40_r J+94 bis	SC5_1,00_a_1,15_r J+360
Résultats						
Contrainte critique τ_c	50 Pa	55 Pa	105 Pa	200 Pa	110 Pa	350 Pa
$\tau_{c\ min}$	62 Pa	60 Pa	84 Pa	198 Pa	111 Pa	338 Pa
$\tau_{c\ max}$	72 Pa	71 Pa	189 Pa	253 Pa	120 Pa	432 Pa
Indice d'érosion Ie	2,84	2,50	2,80	3,63	3,15	3,42
Ie min	2,66	2,33	1,89	3,51	3,11	3,25
Ie max	3,18	2,74	3,06	3,78	3,39	3,51
Coefficient d'érosion de Hanson k_d	0,90 cm-3xN-1s-1	2,20 cm-3xN-1s-1	1,00 cm-3xN-1s-1	0,15 cm-3xN-1s-1	0,45 cm-3xN-1s-1	0,25 cm-3xN-1s-1
Coefficient d'érosion de Fell Ce	1,4E-03 s/m	3,2E-03 s/m	1,6E-03 s/m	2,3E-04 s/m	7,0E-04 s/m	3,8E-04 s/m
Remarques	Conduit asymétrique		Incertitude sur le coefficient d'érosion (dispersion des modélisations en début d'essai)	Présence d'un gravier dans le conduit		

En appliquant des valeurs sécuritaires d'accroissement de la résistance à l'érosion de conduit des matériaux destinés à la construction de la digue Tarascon-Arles, on retrouve des répartitions de valeurs très proches de celles des matériaux globaux (A1+A2) étudiés sur l'ensemble du delta, comme le montre les deux graphiques suivants :

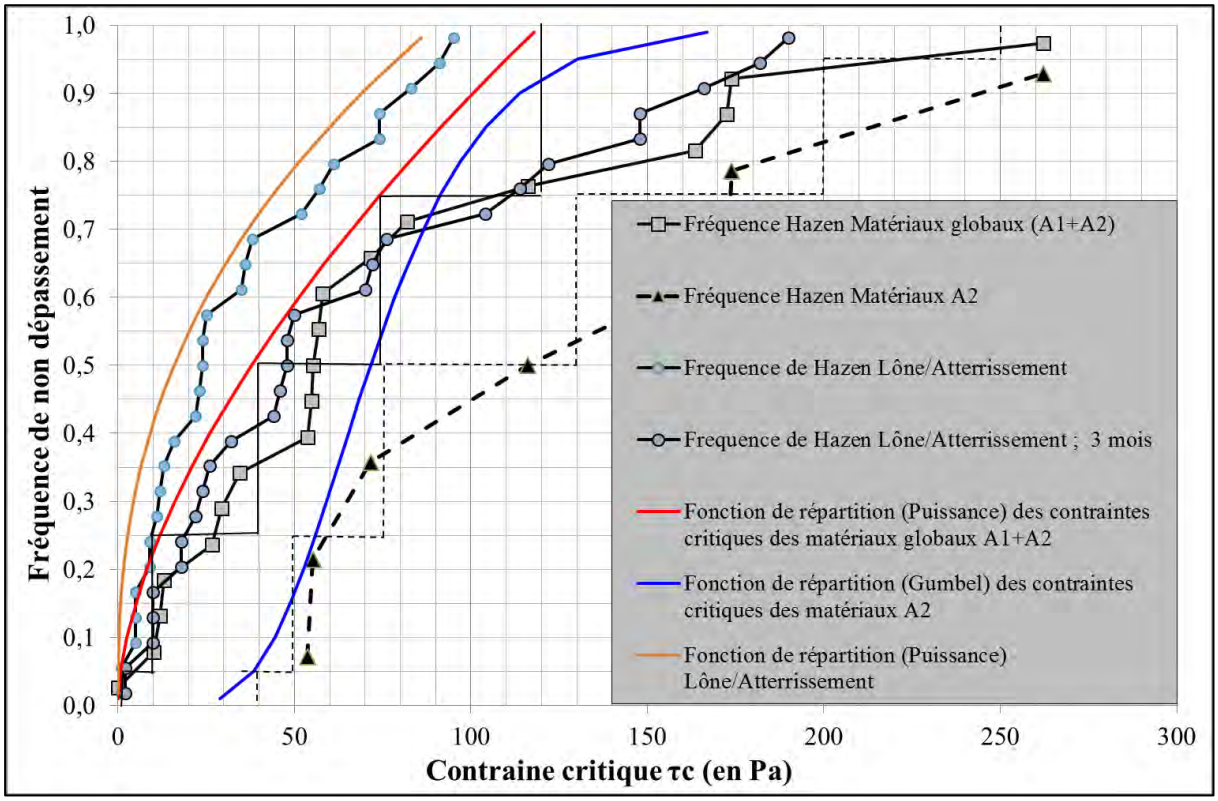


Figure 24. Répartition des valeurs de contrainte critique

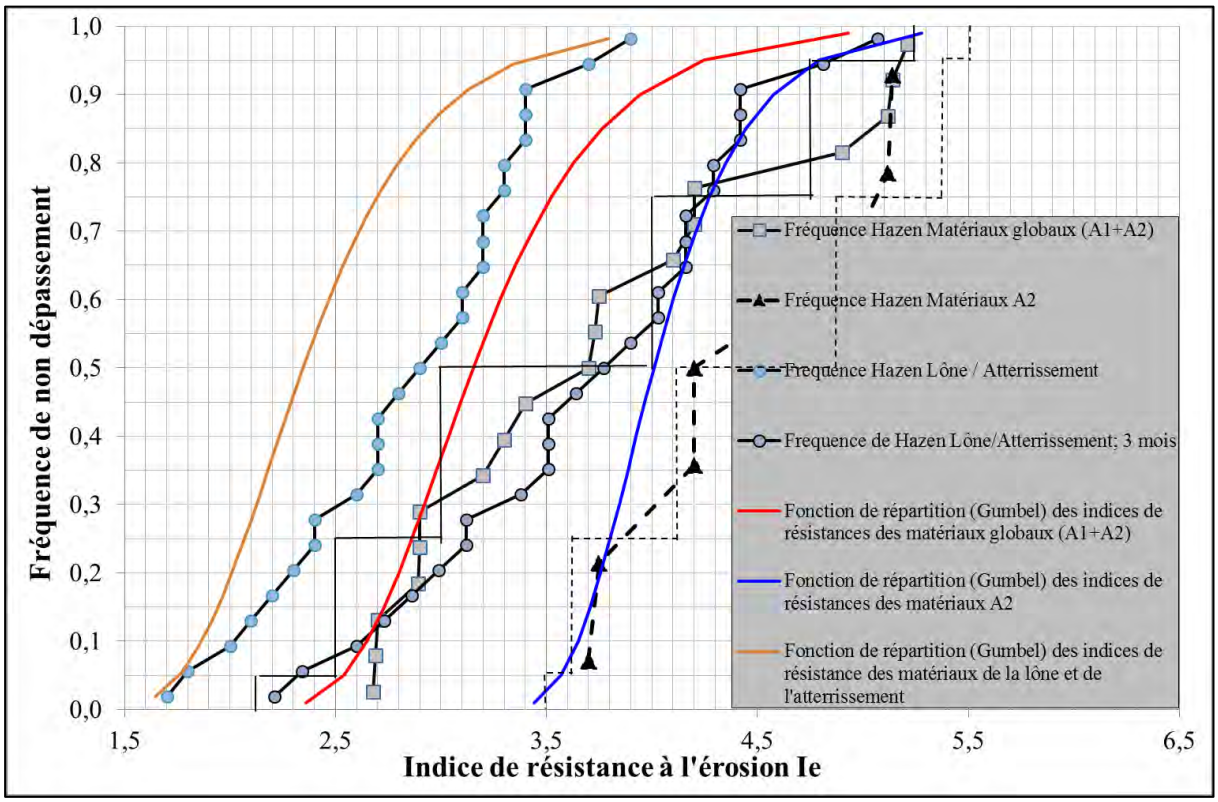


Figure 25. Répartition des valeurs d'indice d'érosion

2.2.5. Perméabilité de Hazen

15 essais de perméabilité ont été réalisés dans des sols constitués principalement de sable ou de grave. 7 essais correspondaient aux critères d'application de la formule de Hazen :

- $0.1\,mm < d_{10} < 3\,mm$
- $C = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 5$

Rappel de la formule de Hazen :

$$K\,[m/s] = C\,.\,d_{10}^2[mm]$$

$$Avec\ C\ pris\ égal\ à\ \frac{1}{100}\left(entre\ \frac{1}{50}\ et \frac{1}{150}\ suivant\ les\ matériaux\right)$$

Sur l'ensemble des mesures effectuées, la formule de Hazen donne une perméabilité plus importante d'un facteur 10 à 200, ceci est encore vrai pour les sables étudiés en dehors des critères d'application.
Il est donc possible d'utiliser cette formule pour avoir une valeur sécuritaire de la perméabilité d'un sol mais elle n'est pas suffisamment précise pour pouvoir remplacer un essai de perméabilité.

Sur le graphique ci-dessous est représenté, par essai, la valeur de perméabilité mesurée par l'essai Lefranc (courbe bleue) et celle évaluée par la formule de Hazen (courbe orange). Pour cette dernière les points sont matérialisés de couleur différente suivant qu'il respecte ou non le

critère de Hazen et si les essais, ont été réalisés à la même profondeur que l'analyse granulométrique : voir tableau ci-dessous.

Tableau 9. Classe couleur, des perméabilités calculées

		Mesure d_{10} et de perméabilité à la même profondeur		
		Oui	En partie	Non
Critère de Hazen respecté	Oui			
	Non			

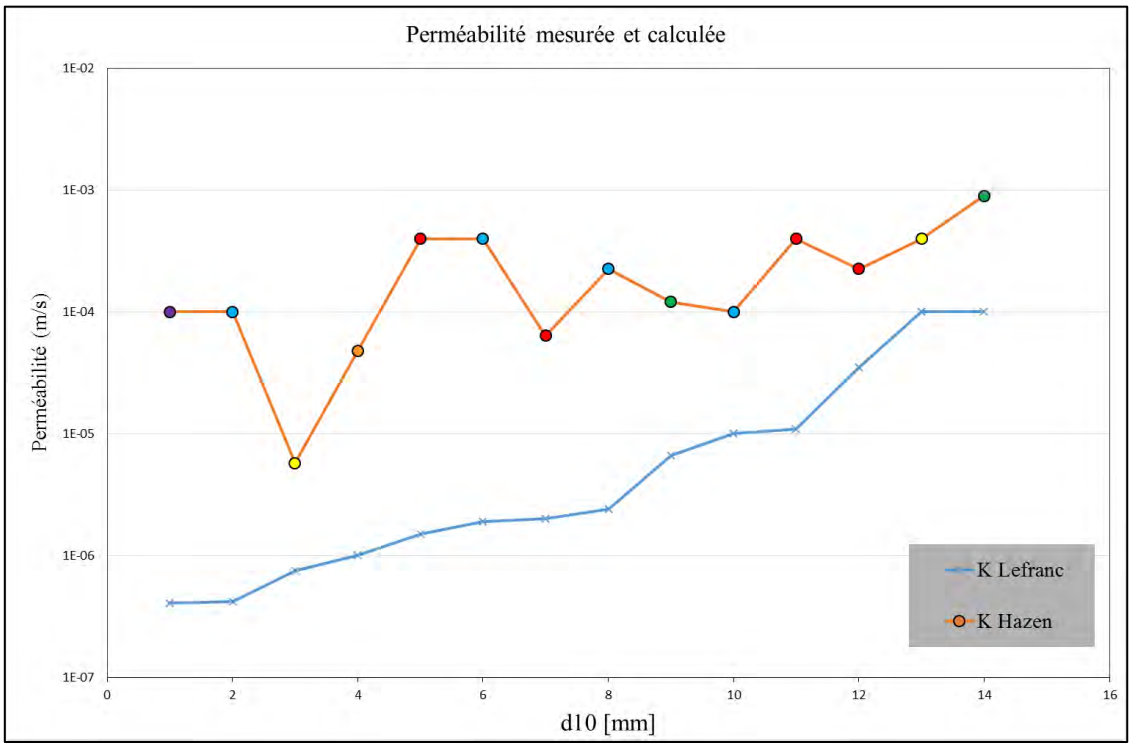


Figure 26. Perméabilité des sables et graves

Suite à cette analyse sur un nombre limité d'échantillons, on constate un écart d'un log (rapport 10) entre la perméabilité obtenue par les essais Lefranc et la perméabilité calculée à l'aide de la formule de Hazen. Ceci peut-être dû au fait que lors de l'essai Lefrance, les matériaux fins viennent en partie obstruer la crépine, la perméabilité mesurée devient plus faible que la perméabilité en grand des matériaux étudiés.

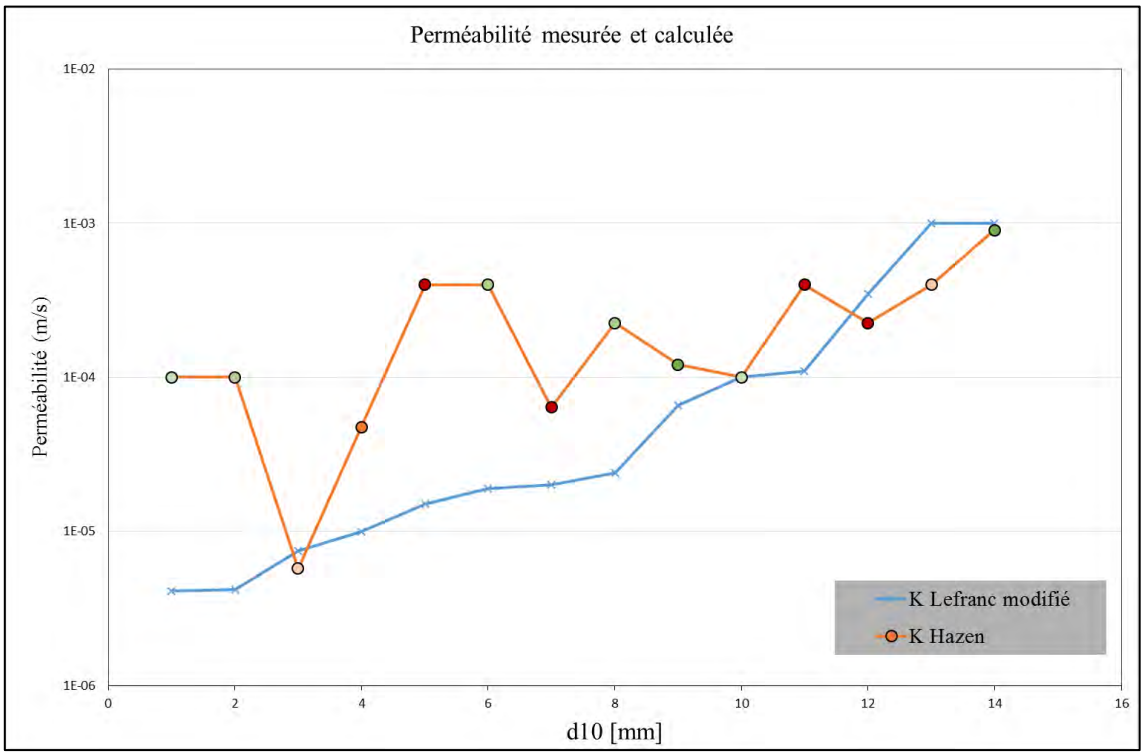


Figure 27. Comparaison entre la perméabilité mesurée, modifiée d'un facteur 10, et celle calculée

2.3. CONCLUSION

Une étude des campagnes géotechniques réalisées sur les rives gauches du Rhône et de Grand Rhône a été effectuée, comprenant :

- une analyse des différents paramètres mesurés (indice de plasticité -IP-, valeur au bleu de méthylène –VBS-, passant à 2 et 80 µm -%2µ- %80µ-, perméabilité –K-, cohésion –C-, angle de frottement interne –φ-, contrainte –τc- et indice d'érosion –Ie-),
- une comparaison du classement entre les carottés et les CPT,
- une étude de la corrélation des paramètres sur l'érosion de conduit
- et une vérification de la validité de la formule de perméabilité de Hazen.

La corrélation entre les deux modes d'analyse est bonne, le CPT peut être utilisé pour avoir une bonne vision globale du profil géotechnique mais pour les zones litigieuses des sondages carottés sont nécessaires pour affiner la connaissance du sol.
La quantité et la qualité des données issues des campagnes sont directement liée à la présence de projets, ainsi la zone de projet entre Tarascon et Arles ou la digue Sud d'Arles sont riches en données alors que le Grand Rhône rive gauche en aval de Grand Mollégès n'est quasiment pas documenté.
De ces campagnes on peut conclure que la catégorie « sable » se distingue nettement des limons qui ont des propriétés très proches des argiles.

Au niveau de l'érosion de conduit, la granulométrie joue un rôle important puisqu'elle semble lié à l'indice d'érosion. Globalement plus la proportion de matériaux fins est importante,

meilleure est la résistance à l'érosion. Le nombre de données concernant les autres paramètres des matériaux est trop faible pour établir une correspondance avec l'érodabilité du sol.

La perméabilité calculée par la formule de Hazen donne une perméabilité plus importante que celle calculée avec des essais de perméabilité tels que l'essai Lefranc. Or les quelques valeurs issues d'essais de pompages donnent des valeurs de l'ordre de grandeur de Hazen, cela peut être dû au fin que l'essai Lefranc est fortement influencé par la proportion de fines, qui peut colmater la crépine et ainsi baisser la perméabilité.

2.3.1. Coupe de la zone d'étude

Un profil en long représentant l'ensemble des sondages étudiés sur le secteur Rive gauche du Rhône et du grand Rhône est présenté en rubrique 10 : Cartographie.

2.3.2. Description des tronçons homogènes

Entre le RG 263, au niveau du massif de la montagnette, et le GRG 322, à Port-Saint-Louis-du-Rhône, la coupe géotechnique varie fortement. Il est proposé le découpage en tronçon homogène suivant :

Digue de la montagnette

Une grande partie des sondages est axée sur la digue et non sa fondation, on retrouve 7 sondages sous les 6 m NGF dont 3 de plus de 15 m. Les données sur la fondation sont donc concentrées au niveau des RG 264.55 et 265.2 ; ainsi qu'un sondage de 5 m au RG 263.2.
La fondation de la digue de la montagnette est globalement constituée d'argile, à passes plus limoneuses, surplombant une couche de grave/grave sableuse aux environs de 1.5 m NGF, soit 10 m sous le niveau de la fondation.

Dans la digue une couche de graviers aux environs des 11.5 m NGF est présente sur 2 sondages (RG 264.5 et 264.8), elle est probablement due à une ancienne couche de chaussée non purgée lors d'un rehaussement. Autrement la digue elle est plutôt constituée de matériaux limoneux, tendant vers le sableux en surface et l'argileux vers la fondation.

Quais de Tarascon

Les 2 sondages tarières aux RG 267.5 et RG 267.6 ne donnent pas plus d'information compte tenu du fait que les quais sont maçonnés.

SIF de Tarascon

Pas de sondages disponibles.

Remblai SNCF/ Digue Tarascon-Arles

Cette zone est bien sondée avec 68 sondages, tous en fondation (pied du remblai ferroviaire ou emplacement de la future digue).

En amont, du RG 270 à RG 274, la fondation est principalement constituée d'une couche argileuse, avec quelques passes limoneuses, reposant sur une couche de grave/sable continue dont la surface est située entre 2 et 5 mètres sous le Terrain Naturel (TN).
Plus à l'aval, la couche argileuse supérieure s'épaissit jusqu'au RG 276, où elle mesure 10 m d'épaisseur ; il n'y a plus de graves et il apparait que le sable repose sur une seconde couche argileuse. La couche de sable devient moins marquée et a une épaisseur variant fortement : de 0 à 8 m, le maximum se trouvant à l'amont.
L'épaisseur de sable augmente à nouveau entre les RG 276 et RG 279, et c'est principalement le toit de cette couche qui se rapproche de la surface, aux alentours du RG 278.5 où la couche de sable est quasiment affleurante (environ 5m NGF) et elle descend à -10 m NGF.

Entre le RG 274.9 et RG 275.5, ainsi qu'entre RG 278.6 et RG 279.1, il y a des passages tourbeux aux environs des -10 m NGF, soit sous la couche sableuse.

Digue du Mas Molin

Pas de sondages disponibles. Mais la digue récemment confortée est constitué d'un masque étanche en limons compactés (A1/A2 suivant GTR) et d'un remblai en matériaux graveleux drainants.

SIP d'Arles et Ségonnaux

Dans cette zone les sondages sont anciens (1980) et répartis sur toute la largeur du SIP et ne se trouvent donc pas à l'aplomb de la protection.
Nous pouvons néanmoins noter que l'horizon graveleux est aux alentours des -15 m NGF. Proche du fleuve il y a des couches de tourbes de plusieurs mètres en dessous des -6m NGF.
Il n'y a pas de données pour la zone au sud du SIP (et en amont du pont des lions).

Quais d'Arles

Au niveau des quais de la Roquette, la structure maçonnée des quais descend quelques mètres (5 m en moyenne) en dessous du niveau du terrain aval et se trouve au-dessus d'une couche de sable d'un peu plus de 5m d'épaisseur. En dessous est présente la grave puis la fondation rocheuse (-12m NGF).

Digue de Barriol

Les sondages au niveau de la digue Barriol à Prends-té-Garde sont rares et peu profonds. Ce sont généralement des couples CPT/Tarière avec des tarières allant de la crête à 3.5 m NGF et des CPT qui débutent plutôt au niveau du pied et descendent entre -1.5 m NGF et -4 m NGF.
A l'exception de la couche de sable du paléo-chenal à l'aval, l'ensemble des sondages révèlent une composition à 100% de limons et sables limoneux.

Digue Sud d'Arles : de Prends-té-Garde à Grand Mollégès

Dense de 286.5 à 287.5, 289 à 289.2 et 291.8 à 292.4 ; pour les autres zones les sondages sont espacés de plus de 200 m et jusqu'à 800 m entre 289.2 et 290. Environ la moitié des sondages font plus de 20 m de profondeur.

Il apparait un probable paléo- chenal (qui ne correspond pas à un paléo- chenal connu) du GRG 286 au GRG 288 ; il présente une couche de sable allant de 2.5 m NGF à -4 m NGF au plus gros du ventre ; il est globalement centré à -0.5 m NGF. La couche de sable est surplombée par une couche de limon argileux à argile pour les 2 premiers sondages (GRG 286.5 et GRG 286.6) et pour une couche de limon ou sable limoneux pour les autres (jusqu'au GRG 288). La couche inférieure est en revanche à tendance argileuse sur l'ensemble du paléo-chenal avec de temps en temps, des passages tourbeux de moins d'un mètre (relevés aux GRG 286.6, 287.2 et 288.2). L'horizon graveleux a uniquement été atteint au GRG 286.6, à -16.25 m NGF.
Sur la seconde moitié (du GRG 288.2 à 293), la couche supérieure est principalement argileuse, parfois limoneuse. On retrouve des couches de sable de 1 à 3m d'épaisseur mais à des profondeurs variables, entre 2 m NGF et -6 m NGF ; excepté au GRG 292.3 où une importante couche de sable est repérée, elle s'étend de 1.5 m NGF à -11 m NGF. Des épaisseurs de tourbe ont été relevées sur différents sondages, entre GRG 288 et GRG 289 ce sont des couches de 20 cm à 2 m présentes à des profondeurs différentes ; entre GRG 290 et GRG 291 on trouve une alternance d'argile et d'argile tourbeuse entre -4 m NGF et -11 m NGF, niveau de la fondation graveleuse ; enfin au GRG 292, un sondage révèle un couche de tourbe de plus de 10 m d'épaisseur, environ 7 m sous le niveau du TN.

Résumé
286->288 : homogène : Limon/sable/argile
288->290 : globalement : Argile-limon/sable/Argile-passe tourbeuses
290->292 : homogène : argile à passes tourbeuses
292->293 : très hétérogène : argile +sable +tourbe +grave à la même prof selon les sondages

Plus précisément les couches de sables sont présentes :

- entre -3 et -5 m NGF au 288.2 ;
- entre 1.75 et -1.25 m NGF au 288.5 et 289 ;
- entre -0.75 et -3.25 m NGF au 289.05 ;
- entre 0.75 et -2.25 m NGF au 289.2 où la digue semble sableuse ;
- entre -0.75 et -2 m NGF au 290 ;
- à partir de 0.75 m NGF au 292 ;
- entre 1.5 et -3 m NGF au 293.6 ;
- entre 0.5 et -2 m NGF au 293.8.

<u>GRG 293- GRG 321 : digue de Grand Mollégès à Barcarin</u>

Pas de sondages ; deux paléo-chenaux sont connus sur ce tronçon, aux PR 312 et au PR 316.

<u>Port-Saint-Louis-du-Rhône</u>

L'ensemble des sondages révèlent une couche de sable surmontée d'une couche de limon de hauteur variable. L'horizon sableux est de plus en plus profond en allant vers la mer : quasiment en surface (7 m NGF) au GRG 321.2, on le retrouve à 1m NGF au GRG 322.3.

Une passe tourbeuse est relevée sur un des sondages tarière, au GRG 321.6, elle est dans la couche de sable, entre 0 et 1m NGF.

Résumé

Les risques repérables sur le profil en travers sont :

- Une couche de grave dans la digue, cette dernière peut être sujette à la suffusion ; améliorer l'imperméabilité amont voir, lorsque c'est très localisé, reprendre la structure de la digue pour purger la couche permet de pallier ce risque ;
- Du sable en fondation, si la couche qui le surplombe subit un claquage hydraulique, une érosion régressive de la couche de sable peut se produire ; pour pallier ce risque, on peut allonger le chemin hydraulique avec par exemple un rideau de palplanche ou limiter le risque de claquage en drainant le pied aval ;
- Grave en fondation, une érosion de contact peut apparaitre, les solutions sont similaire au traitement de la couche de sable ;
- Tourbe en fondation, caractéristiques de matériaux très variables, zone à surveiller ;
- Paléo- chenal, zone à risque de par son histoire, représente une couche épaisse de sable/grave en profondeur.

Le tableau page suivante présente les différents risques présents sur le linéaire, au vu de la coupe géotechnique illustrée ci-après.

Les principaux défauts repérés sont rappelés ci-dessous :

- Les zones ponctuelles de la Montagnette présentent des graves potentiellement suffusives, la description des sondages sont « cailloux (0-3cm) dans une matrice limoneuse marron beige » sur 15 cm et « Graves émoussées » sur 10 cm. Les mesures pour réduire ce risque sont le rétablissement de l'étanchéité amont réalisée en 2015 (réfection du parement amont au béton projeté ou reprise des maçonneries) et la filtration et le drainage du parement aval (les travaux débuteront en 2017).
- Les couches de sables repérées sous la future digue Tarascon-Arles ont été analysées en phase projet et le complexe filtre-drain a été dimensionné de façon à éviter tout claquage en pied aval : 2.50 m de profondeur.
- Il y a présence de couches de sable et de grave sous les quais d'Arles mais le rideau de palplanches descend jusqu'au substratum rocheux et coupe donc la circulation hydraulique.
- Les couches de sables repérées sous la Digue Sud ont fait l'objet de calculs de soulèvement lors de la phase Projet, seule celle présente au niveau du Grand Mollégès comportait des risques, une paroi étanche a alors été réalisée en utilisant la méthode du Deep Soil Mixing.
- A l'aval de la Digue Sud, des couches de sables peuvent être présentes étant donné la localisation des paléo-chenaux, des campagnes géotechniques supplémentaires (CPT) vont être réalisées en 2017 ; il n'est néanmoins pas prévu de travaux à court terme.
- A l'aval du canal du Rhône à Fos, des couches de sables semblent proches de la surface, des campagnes géotechniques supplémentaires (CPT + Carottés) vont être réalisées en 2017 ; les travaux prévus en 2020 pourront alors s'adapter à ces données.

Tableau 10. Résumé des risques liés aux différents tronçons (1/2)

	Montagnette	**Quais Tarascon**	**SIP Tarascon**	**Digue Tarascon - Arles**	**Amont d'Arles**	**Quais d'Arles**	**Barriol**	**Digue Sud**	**GRG 293->321**	**Port Saint Louis**
Grave dans la digue	Couche de 20 cm relevée sur 2 sondages sur 10, entre 1 et 2 m sous la crête	NON	Pas de données	Pas de données (Relevés antérieurs à la digue)	Pas de données	Pas de données	NON	Pas de données (Relevés antérieurs à la digue)	Pas de données	NON
Sable en fondation	Profonde : 5 m sous TN Jusqu'à fondation	NON	Pas de données	Oui Profondeur et épaisseur très variables, voir figure ci-après	Pas de données	Oui, Juste sous la maçonnerie, épaisseur de 5-10m	NON	- entre GRG 286 et 288, centré à -1 m NGF, jusqu'à 7m d'épaisseur - couches de 2 m, profondeur variable entre GRG 288 et 290 -ponctuel au GRG 292 : de -5 à -15 m NGF	Pas de données	Oui profondeur de 0 à 5m sous le TN, jusqu'à pied du sondage
Grave en fondation	Profonde : sous la couche de sable	Oui, sous la maçonnerie sur 1 des 2 sondages	Pas de données	Oui, couche la plus profonde, surtout repérée entre 270 et 273	Pas de données	Oui en alternance avec le sable : juste sous la maçonnerie	NON	A l'arrêt des sondages (-10 m NGF)	Pas de données	NON

Tableau 11. Résumé des risques liés aux différents tronçons (2/2)

	Montagnette	**Quais Tarascon**	**SIP Tarascon**	**Digue Tarascon - Arles**	**Amont d'Arles**	**Quais d'Arles**	**Barriol**	**Digue Sud**	**GRG 293->321**	**Port Saint Louis**
Tourbe en fondation	NON	NON	Pas de données	Oui sous la couche de sable entre RG 274 et RG 279	Pas de données	Oui, au niveau du quai du 8 mai	NON	Oui : -rare, 1 m d'épaisseur, dans sable ; GRG 286 à 288 -éparses, profondeur supérieure à 8m du TN entre les GRG 288 et 290 -10m d'épaisseur, 8m sous TN, au GRG 292	Pas de données	Sur 1 tarière (PR 321.6) : moins d'1m d'épaisseur, 5m sous le TN
Paléochenal (Cerege)	Oui : brèche de barralier et grande brèche	NON	NON	Oui : RG 271-272 (Durance) Amont-272 (Rhône)	NON	NON	NON	NON	Oui : GRG 312 GRG 316	NON
Paléochenal possible (interprétation coupe)	Oui ; données en profondeur que au niveau des brèches	NON	Pas de données	RG 270 à 274 RG 277 à 279	NON	NON	NON	GRG 286 à 288	Pas de données	NON

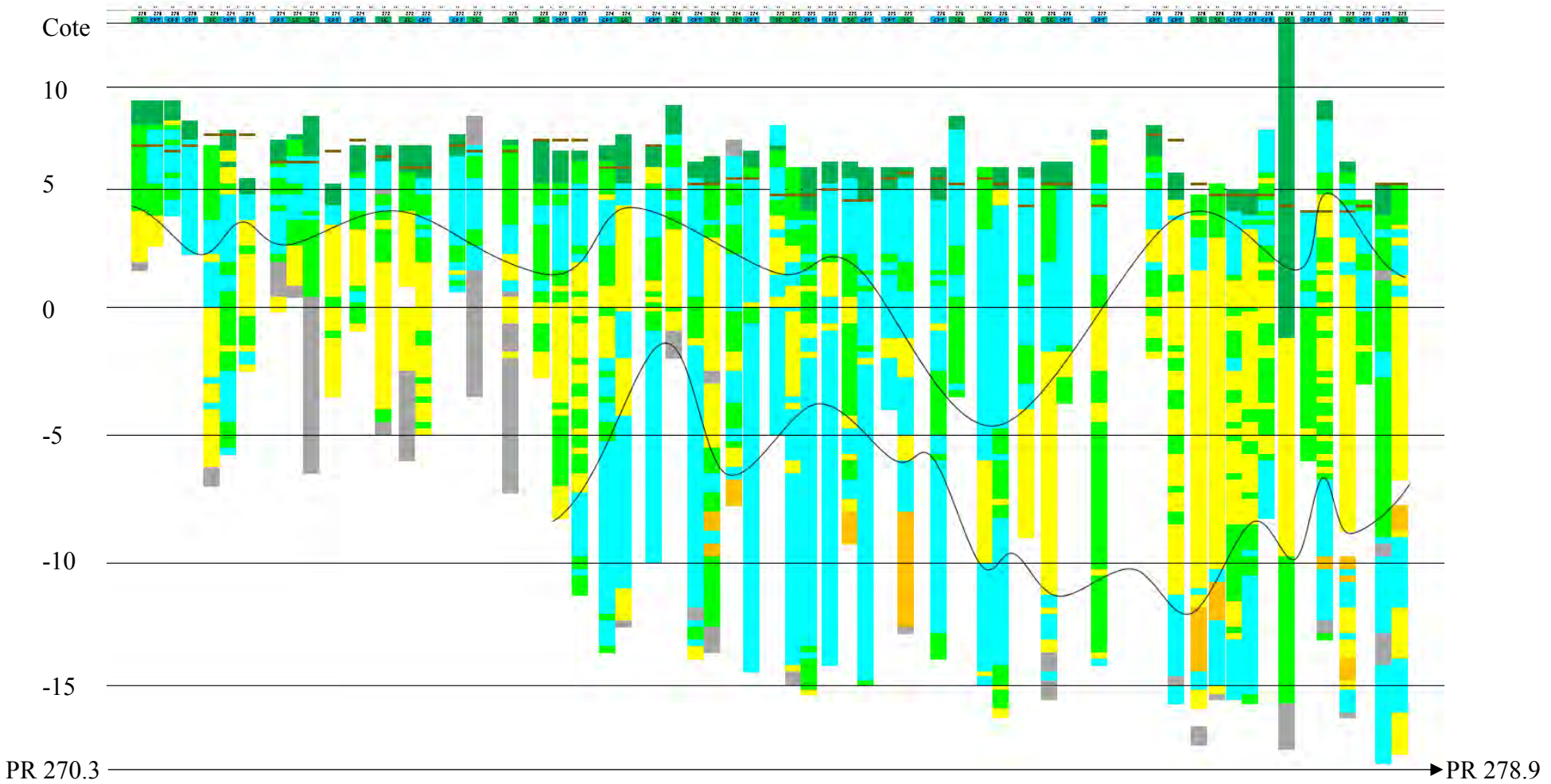


Figure 28. Mise en évidence de la couche sableuse au niveau de la digue entre Tarascon et Arles

3. DIGUE DE LA MONTAGNETTE NORD

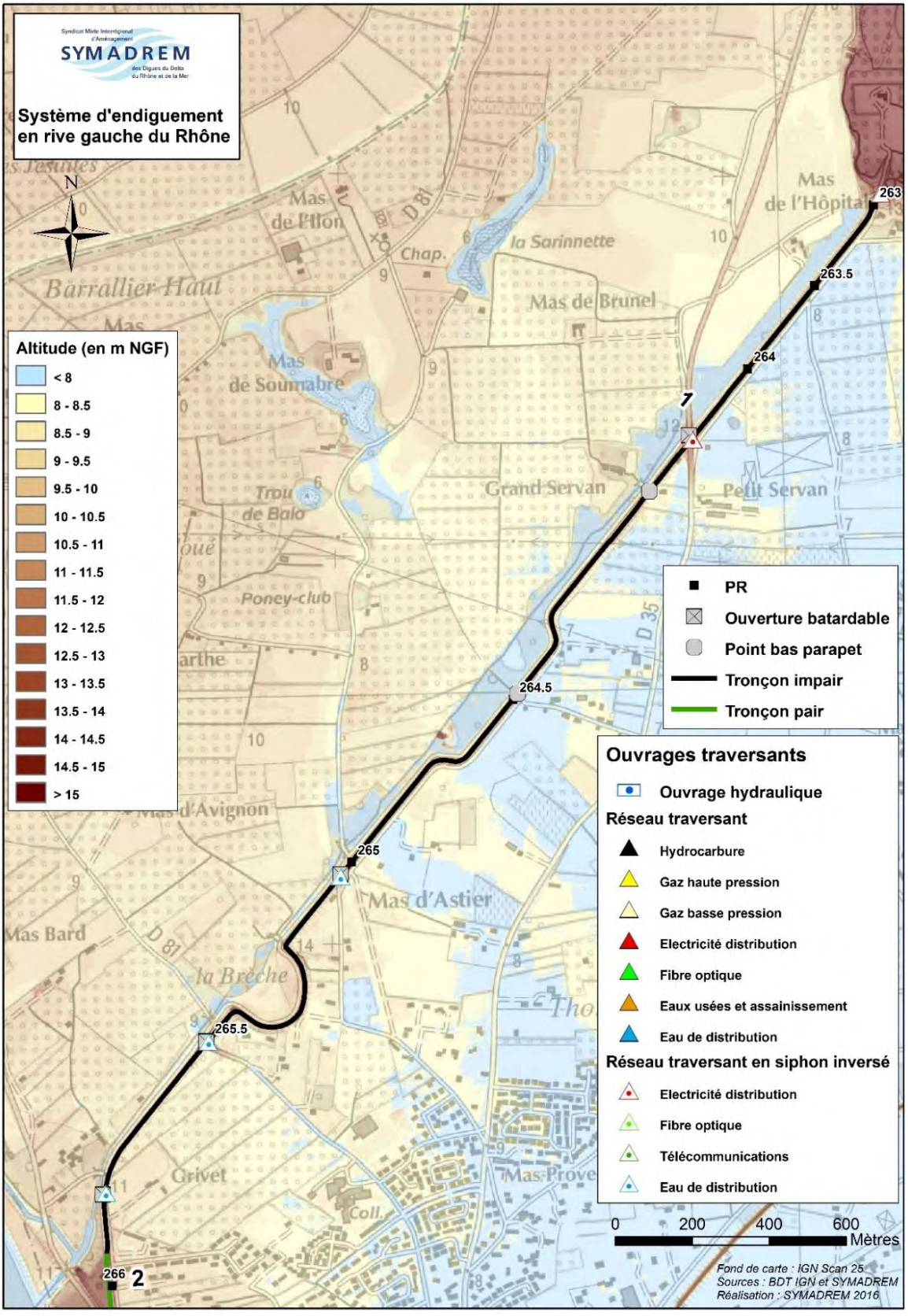


Figure 29. Plan de situation de la digue de la Montagnette Nord (T1)

3.1. PREAMBULE

La digue de la Montagnette est implantée en Rive Gauche du Rhône, au Nord de Tarascon, elle est perpendiculaire au fleuve sur 3.7 km, du massif de la montagnette (RG 263) jusqu'au RG 266.

A la date d'établissement de cette EDD, la digue de la Montagnette a fait l'objet de travaux de renforcement dans le cadre de la tranche BA7-Tarascon Montagnette du Plan Rhône. Ces derniers, en maitrise d'œuvre BRLi, sont réalisés par le groupement Cofex / GTM Sud / Freyssinet / Masoni / Mastran / SCAIC. Le contenu de l'EDD concerne la digue post travaux (pour l'étude de dangers avant travaux, le lecteur peut se reporter à celle de BRLi [E206] datant du 23/01/2013 sur les quais de Tarascon, la digue de la montagnette et le mur du château royal de Provence).

3.2. PRESENTATION GENERALE

3.2.1. Description

La digue de la montagnette a été créée au XIII^{ème} siècle ; elle a depuis subits différents travaux et notamment suite aux crues du XIX^{ème} siècle, à la suite desquelles son tracé a été légèrement modifié entre les PM 1300 et 1900 (La Grande Brèche en 1840) et entre les PM 2500 et 2900 (brèche du Barailler en 1856). Les brèches du pont de Boulbon et du Mas Servan datent également de 1856, elles n'ont pas entrainé de modification de tracé.

Le muret sommital a été réalisé dans les années 1880, la digue a alors une configuration proche de l'actuelle. Il s'agit d'une digue en terre à section trapézoïdale, dont la hauteur est voisine de 5 m et dont la largeur en crête est de l'ordre de 3 m.

En 2015, des travaux de renforcement débutent. Ils comprennent plusieurs lots. Un lot génie civil (effectué), qui concerne la partie amont : revêtement en béton projeté des parements amont béton, rejointoiement des parements en pierre maçonnées, réhabilitation du muret sommital et équipement en batardeau des franchissements routiers.

Un lot terrassement (prévu pour 2017) concerne la partie aval ; les travaux consisteront à re-profiler la digue : élargissement en crête, reprise du talus aval (filtration, drainage et adoucissement de la pente) et modification de la piste aval.

Les réseaux traversants ont également fait l'objet de travaux afin de limiter le risque d'érosion de conduit.

3.2.2. Sectorisation

Ce tronçon de 3.7 km peut être divisé en 20 sous-tronçons homogènes. Avant travaux il existait 3 profils différents : Le profil avec un perré maçonné (PM) ; le profil courant avec un masque amont en béton projeté (BP) et le profil particulier au niveau de la maison du garde digue (GD).

Les travaux qui seront réalisés en 2017/2018 intégreront, en plus du profil courant (PC) de nouveaux profils en fonction de l'emprise : Section Réduite avec des gabions de 2 ou 3m de haut (SR2, SR3).
Les sous-tronçons ainsi créés sont repérés par des PM, distance métrique à l'extrémité Nord-Est de la digue (au niveau de la chapelle Saint Victor). Le tracé de la digue n'étant pas modifié, la position des PM est la même avant et après travaux. La figure suivant illustre les différents types de profils rencontrés.

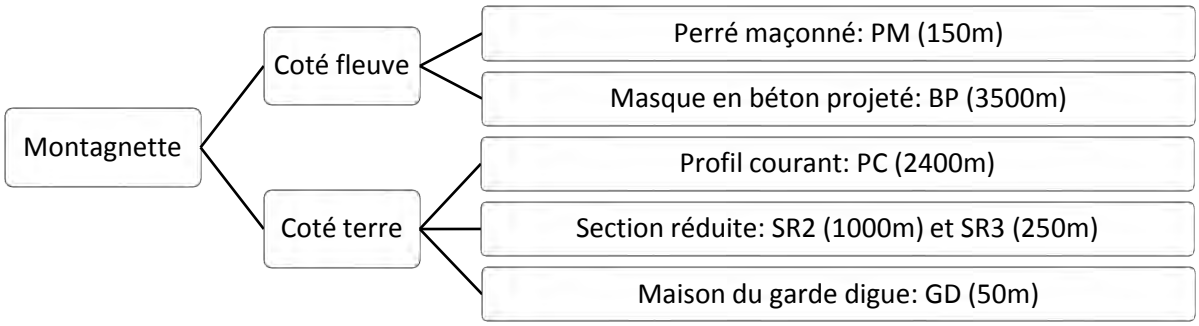


Figure 30. Profils de digue rencontrés sur la digue de la Montagnette Nord

Les sous-tronçons avec leur profil type et leurs limites amont et aval sont listés ci-dessous :

Tableau 12. Sectorisation, Section montagnette nord

Sous-tronçon		***Profil***		***PM amont***	***PM aval***	***linéaire***	***PR amont***	***PR aval***
1	VC Chapelle St Victor	PC	PM	0	30	30	262.97	262.99
2	Aval de la VC Chapelle St Victor	SR 2	BP	30	150	120	262.99	263.22
3	Profil Courant 1	PC	BP	150	590	440	263.22	264.01
4	Amont RD 35	SR 2	BP	590	805	215	264.01	264.13
5	RD 35	GD		805	915	110	264.13	264.20
6	Aval RD 35	SR 2	BP	915	1025	110	264.20	264.26
7	Profil Courant 2	PC	BP	1025	1450	425	264.26	264.53
8	Grande brèche	SR 2	PM	1450	1560	110	264.53	264.59
9	Profil Courant 3	PC	BP	1560	2180	620	264.59	264.94
10	Draille St Joseph	SR 2	BP	2180	2270	90	264.94	265.00
11	Profil Courant 4	PC	BP	2270	2340	70	265.00	265.04
12	aval VC Mas d'Astier	SR 3	BP	2340	2420	80	265.04	265.10
13	Profil Courant 5	PC	BP	2420	2550	130	265.10	265.18
14	brèche Barailler	SR 2	BP	2550	2920	370	265.18	265.42
15	Profil Courant 6	PC	BP	2920	3065	145	265.42	265.50
16	aval RD 81	SR 3	BP	3065	3250	185	265.50	265.63
17	Profil Courant 7	PC	BP	3250	3405	155	265.63	265.73
18	Barailler haut	SR2	BP	3405	3455	50	265.73	265.76
19	Profil Courant 8	PC	BP	3455	3580	125	265.76	265.84
20	Aval VC Grivet	SR 2	BP	3580	3710	130	265.84	265.96
				Total (ml) :		3710		



Figure 31. Sectorisation, secteur Montagnette Nord

3.2.3. *Description du tronçon actuel*

Raccordement

A l'amont, le terrain crée une barrière naturelle : le massif de la montagnette. La hauteur de la digue diminue avec l'exhaussement du terrain, au niveau du chemin Saint Victor la cote du terrain est supérieure à celui de la crue exceptionnelle (depuis les travaux et la mise en place d'un enrobé) et la digue atteint une hauteur nulle. Le muret assurant la revanche est arrêté au niveau de la route, elle-même calée au-dessus de la crue exceptionnelle.



Photo 1. Extrémité amont de la digue de la montagnette

Description générale :

Cette digue est un ouvrage en remblai constitué de limons finement sableux à légèrement argileux contenant localement des cailloutis et des graves en proportion faible à modérée, identifié comme étant de type A1 suivant la GTR. Il est protégé sur son talus amont par un parement de dalles béton, et perrés maçonnés plus localement.
Le talus coté terre présente, avant les travaux, un fruit de compris entre 2 et 2.5H/1V et coté fleuve les perrés maçonnés, ou parements béton, on également un fruit compris entre 2 et 2.5H/1V
Un muret sommital en pierres jointoyées forme le niveau de submersion de l'ouvrage, qui se situe au niveau de la crue exceptionnelle majoré d'une revanche minimale de 50 cm.
Les sols de fondation de la digue sont majoritairement constitués par des limons sableux à argileux d'origine fluviatiles. Localement des lits graveleux de paléo-chenaux sont présents en fondation, principalement au droit des anciennes brèches ; ils sont susceptibles de faciliter les écoulements internes (zones de circulation préférentielles de l'eau).

Profil béton projeté (BP)

Ce profil est prépondérant, il est présent sur 3300 ml, répartis sur 16 sous-tronçons.

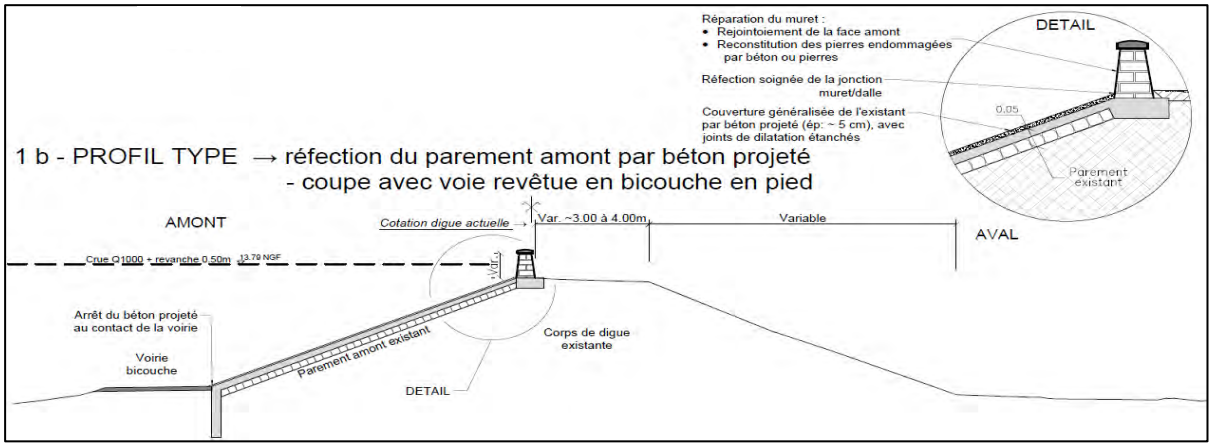


Figure 32. Coupe type profil courant de la montagnette (travaux) [D002]

En pied amont se trouve une voie carrossable et l'ancrage du parement amont.
Le parement amont est bétonné sur toute la hauteur, il a été recouvert d'une couche de béton projeté (env. 5 cm) durant les travaux de confortement. Ce parement protège le corps de la digue qui, comme décrit ci-dessus est constitué de limon argileux.
Pour la mise en place du béton, le parement a été décapé à haute pression puis équipé d'un treillis soudé qui arme le béton ensuite projeté. Des joints de dilatation ont été mis en œuvre pour créer des dalles de 20 m de largeur maximum.



Photo 2. Travaux parement Décapage



Photo 3. Travaux parement ferraillage



Photo 4. Travaux parement ferraillage



Photo 5. Travaux parement Béton projeté



Photo 6. Parement béton terminé



Photo 7. Parement béton terminé et muret

La crête a une largeur de 3 à 4 m ; elle est composée d'un muret sommital, qui a été réparé (reconstitution, réfection et pose de pierre sommitale) et d'une piste présentant une pente de 2.5% vers l'aval.

Profil perré maçonné (PM)

Ce profil n'est présent que sur 150 ml, répartis sur 2 sous sous-tronçons : l'extrémité amont et le fer à cheval du barailler.
Dans le cas d'un parement amont en pierres maçonnées, il n'y a pas eu de béton projeté mais le parement a été rejointoyé. Autrement le profil géométrique est le même.

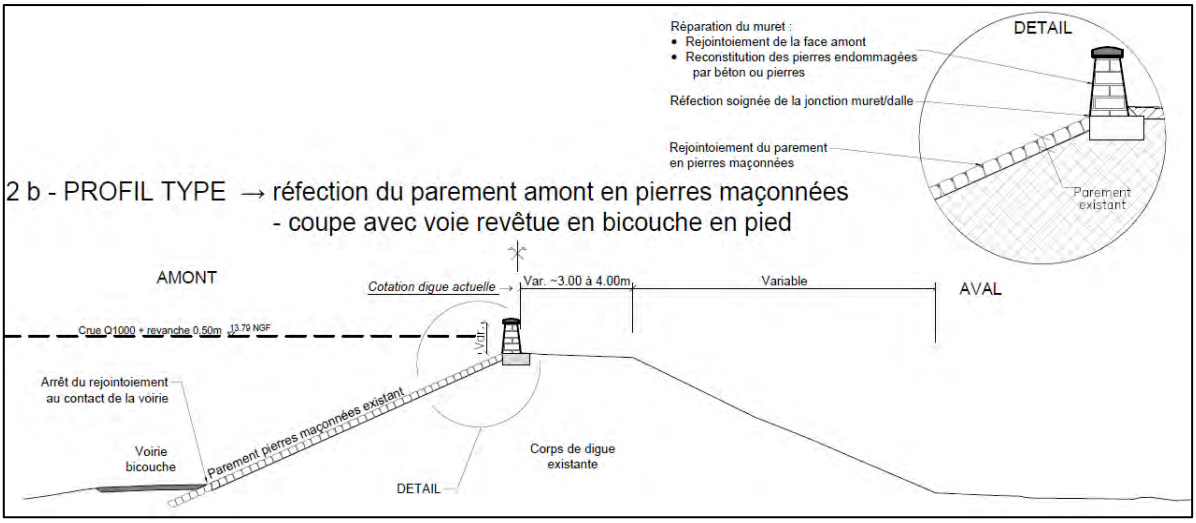


Figure 33. Coupe type profil courant de la montagnette- détail parapet (travaux)



Photo 8. Travaux perré maçonné : décapage (profil SR2pm)



Photo 9. Travaux perré maçonné : réalisation des joints (profil SR2pm)



Photo 10. Travaux perré maçonné : lavage des joints (profil SR2pm)



Photo 11. Perré maçonné après les travaux

Profil au droit de la maison du garde digues (GD)

Ce profil singulier représente 110 ml de digue, des PM 810 à 920.

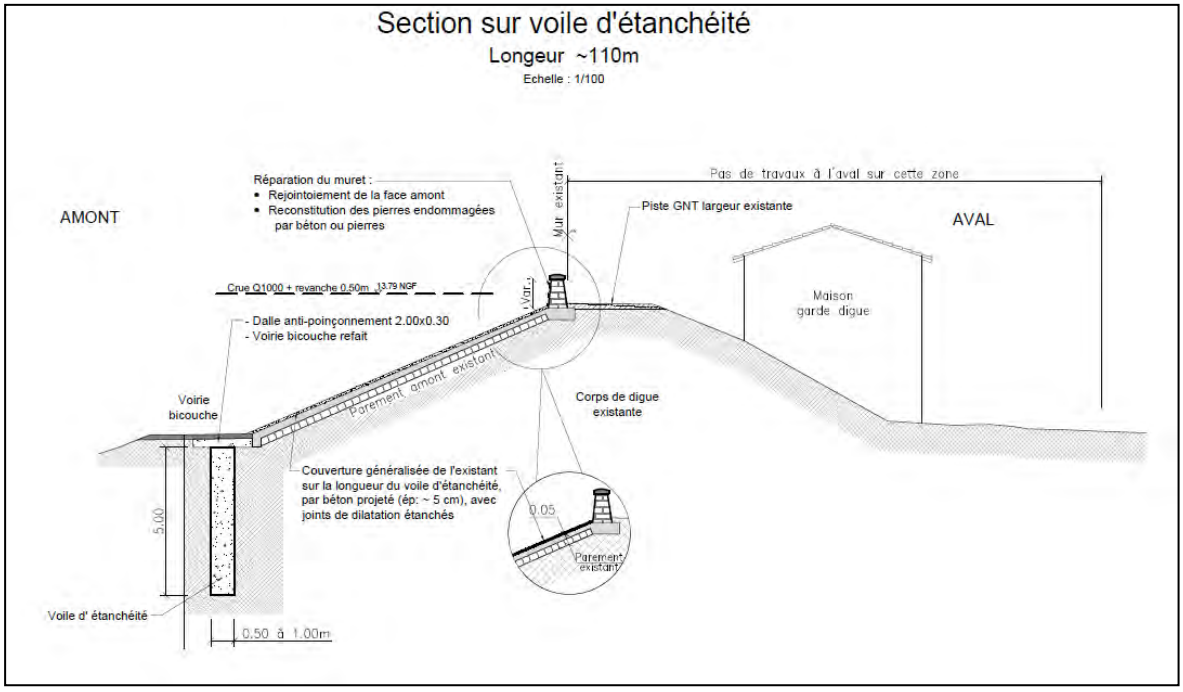


Figure 34. Coupe profil au droit maison garde digues

C'est le profil situé au niveau de la maison du garde-digue. La configuration des lieux empêche de procéder au confortement aval de l'endiguement sans démolition de l'habitation, le parement aval ne possède donc pas le masque filtrant/drainant contrairement au profil courant.

Le gain en stabilité voulu pour résister à une crue exceptionnelle est assuré par la réalisation d'un voile d'étanchéité en pied amont. Cette paroi étanche est constituée de palplanches

GU7S, elle fait 5 m de profondeur et est surmontée par une poutre béton armé, reliant l'ensemble des palplanches, qui la sépare de la voirie bicouche.

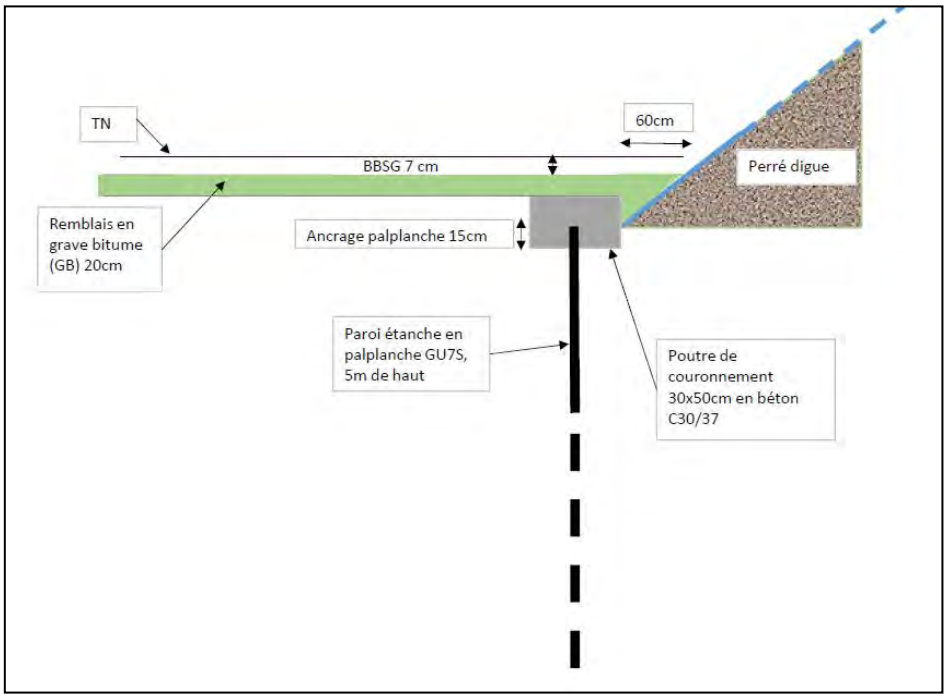


Figure 35. Détail d'exécution de la paroi étanche

Sur ce sous-tronçon, le parement amont en béton a été traité par béton projeté, selon le même procédé que le profil BP et le muret sommital a été nettoyé, rejointoyé, re-scellé à l'interface amont et consolidé par une pierre de couronnement de 15 cm.



Photo 12. Travaux pierre de couronnement



Photo 13. Travaux rejointoiement du perré



Photo 14. Sous-tronçon voile d'étanchéité terminé

3.2.4. Présentation des travaux prévus sur le talus aval

Les travaux qui seront réalisés en 2017 consistent à reprendre la crête et le parement aval. Suivant l'emprise qui sera acquise par voie d'expropriation coté terre, trois profils seront mis en œuvre. Ce profil a été adapté par rapport au profil initial suite aux conclusions de l'étude de dangers et aux mesures de réduction du risque identifiées. Les profils initialement prévues sont les suivants :

Profil Courant (PC)

Ce profil est prépondérant, il est présent sur 2 140 ml, répartis sur 9 sous-tronçons.

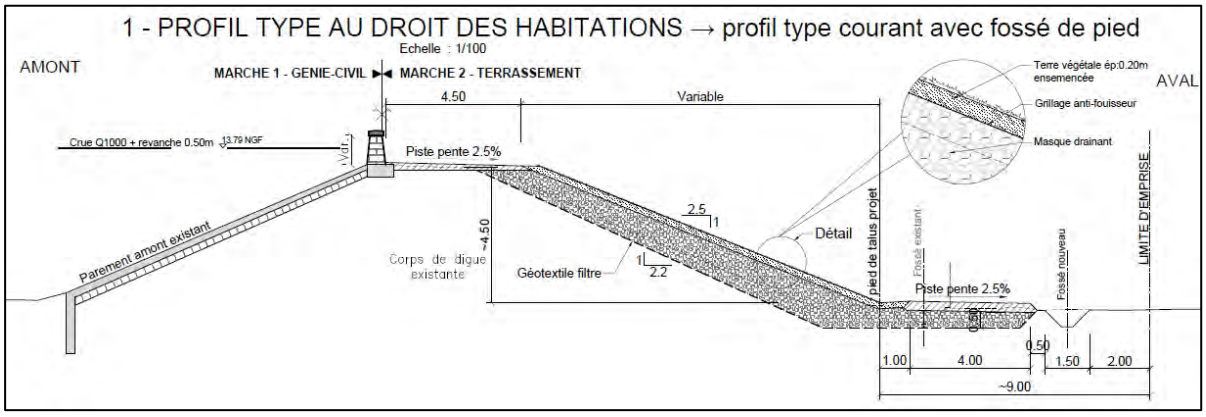


Figure 36. Coupe profil type, travaux Montagnette parement aval [D002]

La crête a une largeur fixe de 4.50 m ; elle est composée d'un muret sommital, qui a été réparé et d'une piste présentant une pente de 2.5% vers l'aval.
A l'aval se trouve un masque drainant reposant sur un filtre (géotextile). Ce masque est ancré de 50 cm dans la fondation et est protégé par un grillage anti-fouisseur, lui-même recouvert de terre végétale (env. 20 cm). Le fruit du parement aval extérieur étant de 2,5 et le corps de digue ayant un fruit de 2.2, le masque drainant s'élargie en allant vers le pied.

Au pied aval se trouve une piste (éventuellement créée lors des derniers travaux), elle a une pente de 2.5% vers l'aval permettant le drainage des eaux de ruissellement et éventuellement d'infiltrations vers le fossé situé un peu plus à l'aval (env. 50 cm).

NB : Ce profil n'est pas exactement homogène car sur certains sous-tronçons, il n'y a pas de fossé de pied aval (au droit des habitations), et sur d'autres il y a une voie bicouche à l'amont, auquel cas le béton projeté est arrêté au droit de la voirie.

Profil Section Réduite, avec des gabions sur 2 m (SR 2)

1070 ml de digues, répartis en 7 sous-tronçons entre les PM 120 et 3710, possède ce profil ; dont 110 ml avec un perré maçonné.

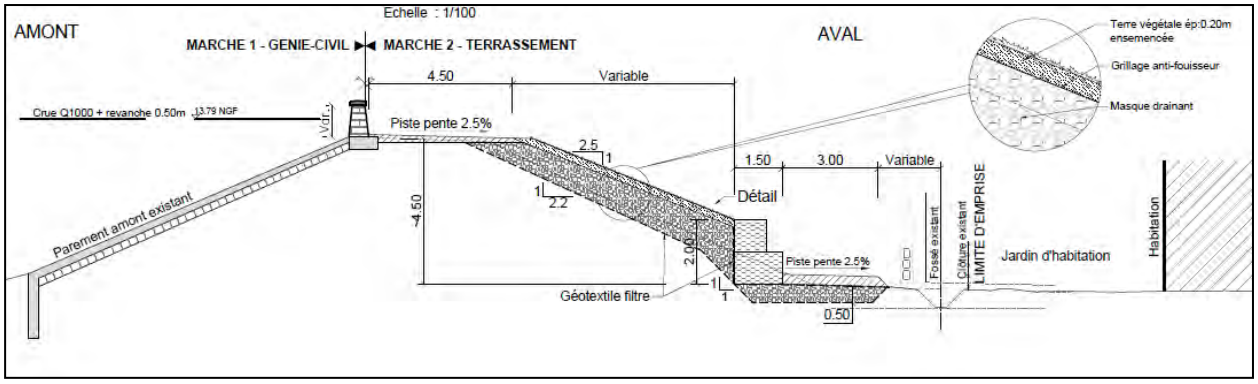


Figure 37. coupe section réduite, gabions sur 2 m [D002]

Pour les profils SR 2, le parement amont est en dalle béton alors que pour les profils SR 2 pm ce sont des perrés maçonnés. Les travaux sont, comme pour le profil courant, soit béton projeté soit rejointoiement des maçonneries, suivant les mêmes méthodes.

La crête est également similaire aux profils précédents : piste GNT de 4.5m avec une pente de 2.5% vers l'aval.

Côté aval, l'ancien parement, avec un fruit de 2.2 a été renforcé par un masque drainant reposant sur un filtre (géotextile), qui démarre sous la crête et arrive au pied des gabions. Ce masque est protégé par un grillage anti-fouisseur et recouvert de terre végétale avec un fruit de 2.5/1. A l'interface avec le mur de gabion de 2 m de haut se trouve un filtre géotextile, qui est le même que celui utilisé entre le remblai et le masque drainant.

Au niveau du pied aval, accolé aux gabions, se trouve une piste GNT, réduite à 3 m, avec une pente de 2.5% vers l'aval. Cette piste, comme le mur, est située sur une clé drainante de 50 cm de profondeur.

Sur certaines parties un fossé existait à l'aval, auquel cas il a été laissé (cf. coupe) ; autrement il n'a pas été créé.

Profil Section Réduite, avec des gabions sur 3 m (SR 3)

Ce profil est présent des PM 2340 à 2420 et 3065 à 3250 soit un total de 260 ml.

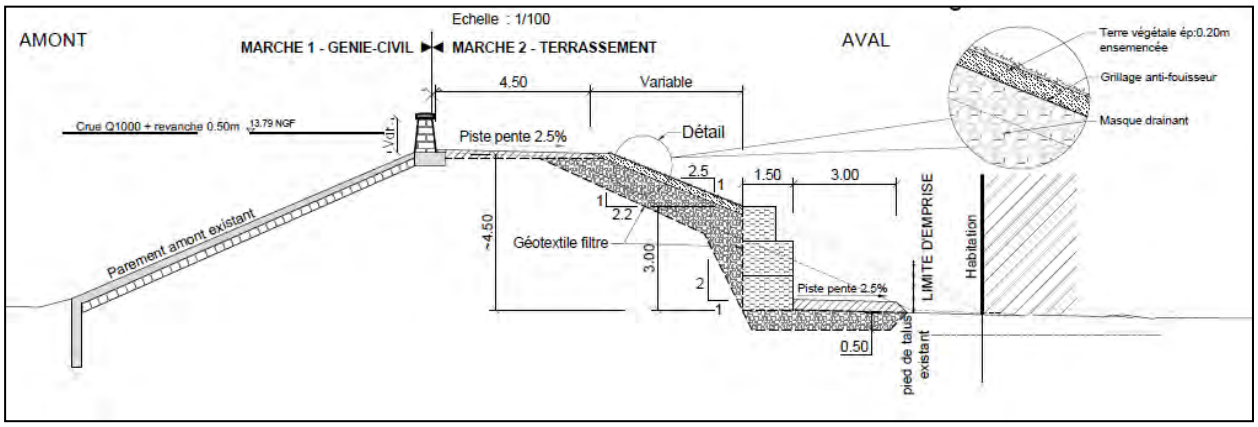


Figure 38. coupe section réduite, gabions sur 3 m [D002]

Pour les sous-tronçons 10 et 14 ou l'emprise est très limitée, c'est un mur de gabions de 3 m qui est réalisé. Le profil est par ailleurs similaire au profil SR 2.

3.2.5. Adaptation du parement aval suite à l'évaluation de la cote de danger du système

Les modélisations hydrauliques réalisées sur l'état après travaux pour des gammes de crues excédent la cote de danger (scénario EF 10 du rapport 8c) ont montré que les premiers débordements sur les digues millénales du système se produisaient sur la digue de la Montagnette et sur le rideau de palplanches au droit de l'usine Fibre Excellence.

Il a été demandé à BRLi maître d'œuvre des travaux d'adapter [D004] la coupe type prévue sur le parement aval pour permettre tout en assurant les fonctions filtration, drainage, stabilité protection, une résistance aux déversements pour une lame d'eau continue de 15 cm sur le parement en crête correspondant à un débit extrême et réduire la probabilité de brèche. Cette lame d'eau de 15 cm sur les parapets correspond à une lame de 20 cm en crête de digue

Le matériau drainant (5-200 mm) prévu initialement est remplacé par des enrochements dimensionnés de façon à résister à une lame d'eau de 15-20 cm, soit une granulométrie minimale de 100/300 mm. En pied, il est proposé la mise en place d'enrochements libres 540 à 690 kg, profondeur 1 m, en protection du pied aval de digue contre l'affouillement créé (fosse de dissipation).

La GNT prévue en crête de digue sera quant à elle remplacée par une grave ciment. La dimension des blocs d'enrochement étant augmentée, la protection contre les fouisseurs sera assurée par ces mêmes blocs et le grillage sera donc supprimé. Une nappe d'accrochage

300g/m^2 (ailettes de rétention de la terre de profondeur 13cm) sera appliquée sur le masque afin d'éviter le départ de la terre végétale et protéger le massif drainant du colmatage.

Sur les profils d'emprise réduite, comme indiqué précédemment, la crête de la digue devra être traitée par grave ciment. La partie supérieure du parement aval, avec un fruit de 2.5/1, sera traitée comme précédemment. L'affouillement en pied concerne la piste d'entretien (largeur 3m) avec une longueur maximale du jet d'eau de 3.15m. L'affouillement généré en pied de digue nécessitera la reprise de la piste et pour partie (côté opposé à la digue) des matériaux drainant sous-jacents. Cette réfection post-crue, statistiquement très peu fréquente au regard des périodes de retour attendues pour une surverse de 15cm, constitue l'optimum quant aux coûts investissement/entretien à long terme par comparaison avec l'investissement d'une protection contre l'affouillement en pied aval de la digue.

3.2.6. Accessibilité

L'accès à la digue est assuré au niveau des croisements avec les différentes voies ; il y a donc 5 accès. La crête ainsi que les pieds amont et aval sont carrossables. Pour les piétons il existe des accès supplémentaires : les passages 1 et 2.

Tableau 13. Franchissements, Section Montagnette Nord

Nom	PM
VC St Victor	0
D35	805
VC Mas d'Astier	2310
D81	3065
VC Av. Chateaugaillard	3540
Escalier Piéton 1	985
Escalier Piéton 2	1636

3.2.7. Ouvrages englobés

Le secteur comprend 7 points bas et de nombreux réseaux soit traversants soit longitudinaux. Ils sont répertoriés dans les tableaux ci-dessous. Les points bas correspondent aux franchissements routiers et piétons.

Tableau 14. Points Bas, Section Montagnette Nord

Nom	Information	PM	Largeur	Hauteur parapet	Cote parapet (m NGF)
VC St Victor	Non-Batardable ; > Q1000	0	3 m		13.69
D35	Batardable ; à Q1000+50	805	12,5 m	1,22 m	13.83
Piéton 1	Non-Batardable ; Marche> Q1000	985	0,85 m		
Piéton 2	Non-Batardable ; Marche> Q1000	1636	0,85 m		
VC Mas d'Astier	Batardable ; à Q1000+50	2310	4,2 m	1,38 m	14.0
D81	Batardable ; à Q1000+49	3065	4,25 m	0,77 m	13.78
VC Av. Chateaugaillard	Batardable ; à Q1000+39	3540	4,2 m	1,53 m	13.68

NB : Avant les travaux il existait deux passages piétons supplémentaires qui ont été condamnés : aux PM 2015 et 2745.

Les quatre accès batardables ont été intégralement repris lors des travaux. La reprise a consisté à :

- sécuriser le bâti reprenant les efforts lors de la fermeture des batardeaux (radier en béton armé et culée en maçonnerie),
- incruster des glissières métalliques dans le massif béton préalablement scié et mettre en place un écran anti-renard sous l'axe du batardeau,
- remplacer les madriers en bois par des éléments en aluminium (poteaux et poutrelles) afin de les rendre manu portables.

Les batardeaux amovibles mis en place sont constitués de :

- Glissières d'extrémité : Profilé aluminium extrudé
- Glissières centrales avec douilles de centrage : aluminium extrudé
- Platines d'ancrage : Acier inoxydable
- Caches de Protections : Acier inoxydable
- Poutres horizontales : Tubes rectangulaires aluminium extrudé
- Joints de sol : Polyuréthanne / Polyéthylène
- Joint sur mur porteur : Polyuréthanne / Polyéthylène
- Joints verticaux et horizontaux : EPDM (Ethylène Propopylène Diene Monomer)
- Chevilles de Fixation : Acier inoxydable
- Cale de Serrage : Acier inoxydable
- Poignées d'extraction : Acier inoxydable, plus couverture plastique dur

- Supports béton armé aux extrémités verticales de la section à batarder.
- Supports amovibles intermédiaires comportant une jambe de force articulée, façonnée en pied afin de se solidariser dans le regard de réservation (uniquement pour la RD35) ;
- Réservations pour supports intermédiaires et jambe de force constituées de regards en milieu de chaussée (uniquement pour la RD35).



Photo 15. Glissière et protection, D81



Photo 16. Glissière et protection, RD35

Tableau 15. Réseaux traversants, Section Montagnette Nord

N°	Information	Type	PM	Etat
MON_01		Telecom	805	Travaux (anti-renard)
MON_02		Electrique (EDF)	805	Travaux (anti-renard)
MON_03		Telecom	2315	Travaux (anti-renard)
MON_04	DN150	Eau (AEP - Véolia)	3050	Travaux (anti-renard)
MON_05	DN150	Eau (AEP - Véolia)	3540	Travaux (anti-renard)

Ces réseaux ont été sécurisés pendant la phase de Génie civil, cela comprend un écran anti-renard à l'amont et un sable autofiltrant et drainant à l'aval, selon le schéma de principe ci-dessous :

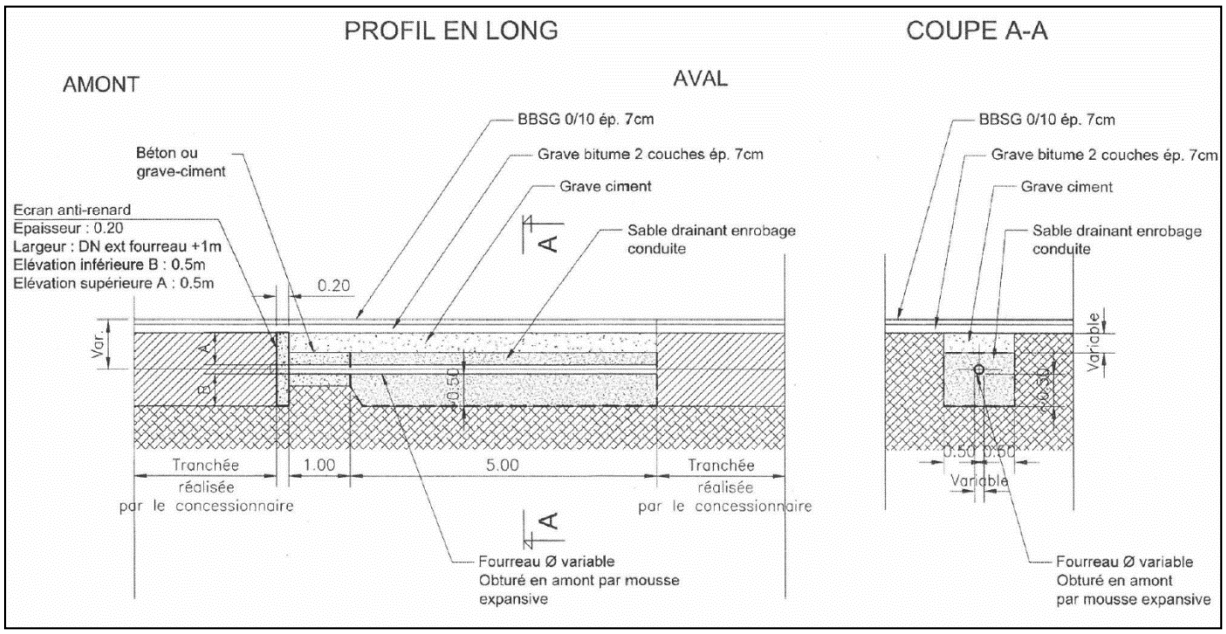


Figure 39. Schéma de principe mise en sécurité des réseaux traversants [D002]



Photo 17. Ecran anti renard et drain aval au niveau de la RD35 (photo Masoni)

Tableau 16. Réseaux longitudinaux, Section Montagnette Nord

Information	Type	PM	Largeur
Enterré longitudinal (crête)	Electrique (EDF)	0 - 805	Dévoyé à l'aval
Enterré longitudinal (aval)	Eau (AEP - Véolia)	600 - 805	Dévoyé
Enterré longitudinal	Telecom	2700 - 3000	A re-déplacer
Enterré longitudinal DN100 (crête)	Eau (AEP - Véolia)	3550 - 4600	Dévoiement à l'aval
Enterré longitudinal DN150 (aval)	Eclairage (Commune)	3550 - 4050	Déplacé à l'aval
Enterré longitudinal (en pied aval)	Telecom	3600 - 4600	Dévoiement ?

Les réseaux aériens dont les poteaux étaient situés en crête ont également été déplacés à l'aval principalement et à l'amont exceptionnellement.

3.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

3.3.1. Géométrie

Tableau 17. Synthèse de géométrie, tronçon Montagnette Nord

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	14,7	13,9	14,3	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	11,6	7,9	8,8	0,9
Cote à 20m du pdav	m NGF	11,0	7,7	8,5	0,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	12,1	8,3	9,1	0,9
Cote à 20m du pdam	m NGF	12,0	6,9	8,3	1,5
Hauteur de digue coté aval	m	6,4	2,7	5,5	1,0
Hauteur de digue côté amont	m	6,0	2,5	5,2	0,9
Fruit aval	L/V	4,4	1,9	2,6	0,5
Fruit amont	L/V	3,6	1,8	2,4	0,4
Largeur du ségonnal	m	3088	20	1088	1383

Post travaux seul le talus aval est modifié.

Tableau 18. Modifications géométrie post travaux, tronçon Montagnette Nord

Cote de pied de digue aval	**m NGF**	**11,6**	**7,9**	**8,8**	**0,9**
Hauteur de digue coté aval	m	6,5	2,7	5,5	0,9
Fruit aval	L/V	2,5	2,5	2,5	0

3.3.2. Données hydrauliques

Tableau 19. Données hydrauliques, tronçon Montagnette Nord

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
	m NGF		m						
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	0,0	8,8	5,1	9,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	0,0	10,7	3,2	9,5	0,1	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	11,3	11,3	2,7	3,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
10500	11,7	11,7	2,3	2,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
11500	12,4	12,4	1,6	2,0	0,2	0,1	0,0	0,0	0,3
12500	12,8	12,8	1,1	1,5	0,2	0,2	0,0	0,0	0,3
14160	13,2	13,2	0,7	1,1	0,2	0,2	0,0	0,0	0,2

Tableau 20. Données hydrauliques, tronçon Montagnette Nord après travaux

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
	m NGF		m						
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	0,0	8,8	5,2	13,6	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	0,0	10,7	3,2	13,4	0,1	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	10,9	11,2	2,7	3,4	0,1	0,1	0,0	0,0	0,6
10500	11,5	11,6	2,3	2,8	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
11500	12,3	12,3	1,6	2,0	0,2	0,2	0,0	0,0	0,3
12500	12,8	12,8	1,2	1,5	0,2	0,2	0,0	0,0	0,3
14160	13,3	13,3	0,7	1,0	0,2	0,2	0,0	0,0	0,2

Les différences post travaux sont négligeables, de l'ordre de 0.4 m au maximum pour les données de hauteur ; cette différence est due au fait qu'une fois le déversoir de Boulbon rehaussé de 40 cm, les niveaux en crues faibles (9500 et 10500 m^3/s) seront abaissés le long de la Montagnette.

3.3.3. Etanchéité

Au-delà du remblai compacté c'est principalement le parement amont, soit en perré maçonné soit en dalle béton, qui permet l'étanchéité. En crête c'est le muret en pierre maçonnées ou les batardeaux qui permettent d'obtenir une étanchéité jusqu'à la crue exceptionnelle avec une revanche de 50 cm.
Les couches de graves repérées sur deux sondages sont traitées par cette étanchéité.
Les réseaux traversants au niveau des passages routiers sont équipés d'écran anti-renard.
De plus largeur du ségonnal est très importante, allant jusqu'à 3.5 km à l'amont et restant supérieur à 200 m à l'extrémité aval.

3.3.4. Filtration

La digue ne possède pas de système de filtration actuellement.
La fonction filtration va être reprise lors des travaux sur l'aval, c'est un géotextile filtrant qui va alors remplir ce rôle ; il se prolonge en fondation sous la piste aval.
Les ouvrages traversant équipés d'écran anti-renard dispose d'un filtre aval (sable autofiltrant et drainant).

3.3.5. Drainage

Egalement modifié lors de travaux, ce sera le masque drainant et les gabions qui assureront le drainage de la digue. C'est donc un drainage sur toute la hauteur de la digue qui sera réalisé ; comme le système de filtration, il se prolongera sous la piste aval.
Les ouvrages traversant équipés d'écran anti-renard ont également un drain aval (sable autofiltrant et drainant).

3.3.6. Stabilité

Le fruit aval est actuellement supérieur à 2/1, ce qui est correct. Suite aux travaux il sera plus important : 2.5/1, ce qui est un gage de stabilité.
La présence d'une piste en pied sur l'ensemble du linéaire évite qu'il y ait un fossé, ce qui aurait été négatif ; de plus le drainage augmentera encore la stabilité de la digue.

3.3.7. Protection

Le perré amont est maçonné ou en dalle béton. La protection aval, notamment contre les fouisseurs sera assurée les blocs d'enrochements. La crête possède un parapet.

3.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de secteur résistant à la surverse sur la digue de la Montagnette compte tenu du calage de l'ouvrage. La granulométrie des matériaux drainants augmentée suite à la détermination de la crue de danger du système permettra de résister à une petite surverse occasionnée par une crue extrême supérieure à la crue de dimensionnement.

3.3.9. Sécurité

L'intégralité de la crête est carrossable. Elle a actuellement une largeur variable, comprise entre 3 m et 4.5 m. Suite aux travaux elle présentera une largeur de 4.20 m sur la majeure partie du tracé et réduit à environ 3.20 m sur les sections à emprise réduite.
Tout le linéaire présente une piste de pied aval carrossable et les accès, répertoriés dans le Tableau 13, sont des voies bicouches.

4. DIGUE DE LA MONTAGNETTE OUEST



Figure 40. Plan de situation de la digue de la Montagnette Ouest (T2)

4.1. PREAMBULE

La digue de la Montagnette est dans le sens du fleuve à partir RG 266 et se prolonge sur presque 1km jusqu'aux quais amont de Tarascon (RG 266.925)
A la date d'établissement de cette EDD, la digue de la Montagnette a fait l'objet de travaux de renforcement dans le cadre de la tranche BA7-Tarascon Montagnette du Plan Rhône. Ces derniers, en maitrise d'œuvre BRLi, ont été réalisés par le groupement Cofex / GTM Sud / Freyssinet / Masoni / Mastran / SCAIC. Le contenu de l'EDD concerne la digue post travaux (pour une étude de danger avant travaux, le lecteur peut se reporter à celle de BRLi datant du 23/01/2013 sur les quais de Tarascon, la digue de la montagnette et le mur du château royal de Provence [E206]).

4.2. PRESENTATION GENERALE

4.2.1. Description

La digue de la montagnette a été créée au XIII^{ème} siècle ; elle a fait l'objet de différents travaux, notamment suite aux crues du XIX^{ème} siècle.
Le muret sommital a été réalisé dans les années 1880, la digue a alors une configuration proche de l'actuelle. Elle se distingue de la digue de la Montagnette Nord par le fait qu'un remblai a été adossé à cette dernière lors des aménagements CNR. Elle n'est donc sollicitée qu'en cas de crue rare.
En 2015, des travaux de renforcement ont été réalisés. Ils ont compris plusieurs lots. Un lot génie civil (effectué), qui concerne la partie amont : réhabilitation du muret sommital.
Un lot terrassement (prévu pour 2017) sera attribué pour la partie aval ; les travaux consisteront à re-profiler la digue : élargissement en crête, reprise du talus aval et modification de la piste aval.
Les réseaux traversants ont également fait l'objet de travaux afin de limiter le risque de renard hydraulique.

4.2.2. Sectorisation

Ce tronçon de 1 km de digue peut être divisé en 3 sous-tronçons homogènes, présentant 2 profils différents : Profil Courant (PC), Section Réduite avec des gabions de 1 m de haut (SR1). Ils sont repérés par des PM, dans la continuité du tronçon Montagnette nord. Le tracé de la digue n'étant pas modifié, la position des PM est la même avant et après travaux.

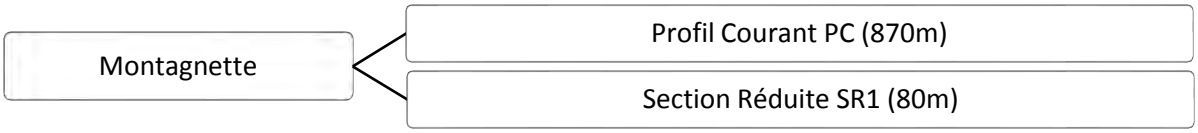


Figure 41. Profils de digue rencontrés sur la digue de la Montagnette Ouest

Les sous-tronçons avec leur profil type et leurs limites amont et aval sont listés ci-dessous :

Tableau 21. Sectorisation, Section montagnette ouest

Sous-tronçon		Profil	PM amont	PM aval	linéaire	PR amont	PR aval
21	Remblai 1	PC	3710	4460	750	265.96	266.72
22	Accès Symadrem	SR 1	4460	4540	80	266.72	266.80
23	Remblai 2	PC	4540	4660	120	266.80	266.92
			Total (ml) :		950		



Figure 42. Sectorisation, secteur Montagnette ouest

4.2.3. Description actuelle du tronçon

Raccordement

Lorsque la digue de la montagnette approche le fleuve elle se retrouve le long d'un remblai réalisé par la CNR ; la partie amont de la digue se confond alors peu à peu avec ce dernier.

Description générale :

Le découpage en sous-tronçons a été fait par rapport aux différences apportées lors des travaux ; la description pré-travaux est unique.

Cette digue est un ouvrage en remblai constitué de limons finement sableux à légèrement argileux contenant localement des cailloutis et des graves en proportion faible à modérée, identifié comme type A1.

Le talus amont se confond avec le remblai de la CNR (Compagnie Nationale du Rhône) qui va jusqu'au fleuve soit entre 100 et 200 m de large.

Un muret sommital de moins d'un mètre, en pierres jointoyées, est calé au niveau de la crue exceptionnelle majoré d'une revanche de 50 cm. Une piste de crête de largeur variable est

présente à l'Est du muret (coté zone protégé). A partir du RG 266.2, il y a la route de Vallabrègues côté Ouest du muret

Lors des travaux réalisés en 2015, ce muret a été rejointoyé afin d'améliorer stabilité et imperméabilité et a été rehaussé jusqu'à la cote de la crue exceptionnelle plus 50 cm de revanche.
Le talus aval présente un fruit comprit entre 1.9 et 2.3.
L'accès en pied aval n'est pas possible sur l'intégralité du tronçon.
Les sols de fondation de la digue sont majoritairement constitués de limons sableux à argileux d'origine fluviatiles.



Photo 18. Remblai1 vers l'amont



Photo 19. Remblai 2 vers l'amont

4.2.4. Description du tronçon suite aux travaux

Profil courant, le long du remblai CNR

C'est le profil principal, il est présent sur 870 m du PM 3710 à 4460 et du PM 4540 à 4660.

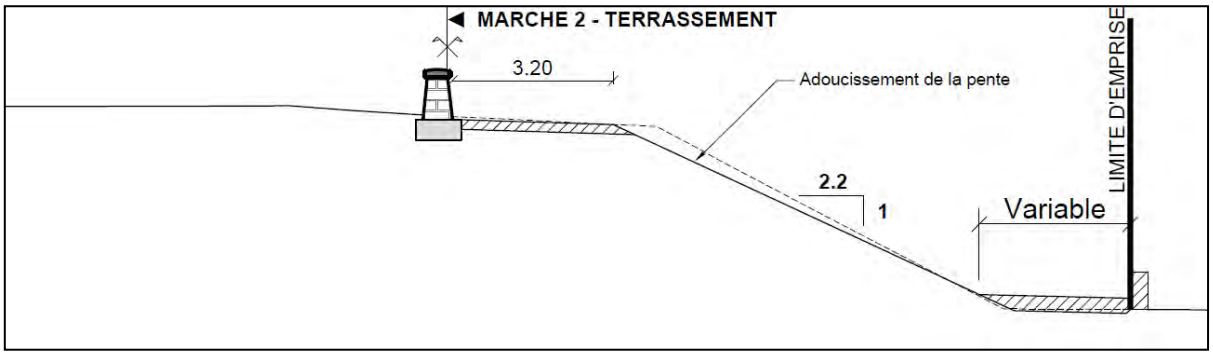


Figure 43. Coupe profil courant [D002]

Les travaux 2017 consisteront à augmenter le fruit du talus aval à 2.2 minimum tout en garantissant une largeur de 3.2 m en crête. Le remblai étant présent sur plusieurs dizaines de mètres à l'amont, le complexe filtre/drain n'a pas été réalisé sur ces sous-tronçons.

La piste réalisée ou reprise en pied aval aura un revêtement en GNT 0/31.5 sur géotextile. Cette dernière sera de taille variable, au minimum 1.5 m.

Profil Section Réduite, avec des gabions sur 1 m (SR 1)

Cette section est située au niveau de l'accès Symadrem, sur 80 ml entre les PM 4460 et 4540.

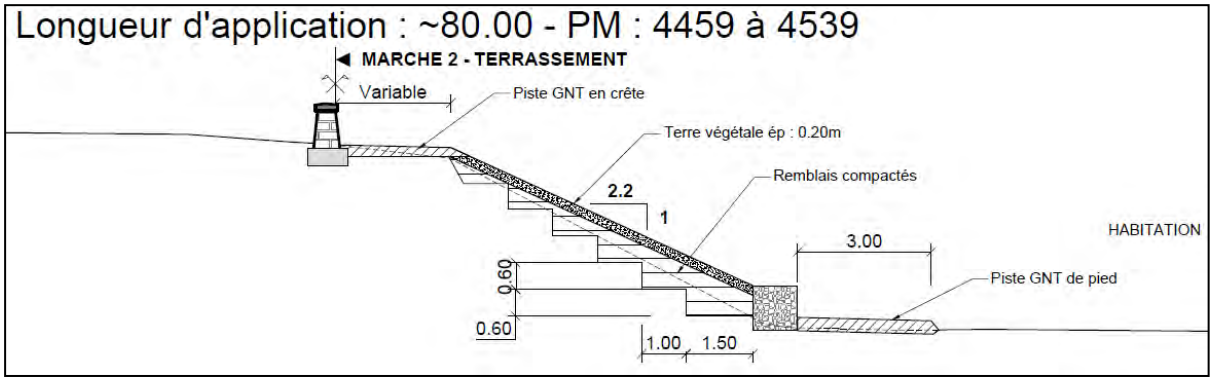


Figure 44. coupe section réduite, gabions sur 1 m [D002]

En crête, à l'amont du muret sommital, se trouve la double voie de la D81a et le parement amont est confondu avec le remblai CNR, comme sur le reste du tronçon.

A l'aval, les habitations limitent l'emprise d'où le choix d'un mur en gabions. Le mur de gabions d'un mètre de haut, un fruit de 2.2/1 sans masque drainant et une réduction de la piste aval permettront de restreindre suffisamment l'emprise. Le parement d'origine sera décaissé en escalier afin que les remblais ajoutés pour augmenter le fruit puissent être compactés. Ces remblais seront recouverts d'une couche de terre végétale de 20 cm.
La piste aval, d'une largeur réduite à 3 m, est en grave.

4.2.5. Accessibilité

Les accès à la digue sont situés au niveau des croisements avec les différentes voies ; il y a donc 3 accès. Sur sa partie aval, où la digue est confondue avec le remblai, la RD 81a (Route de Vallabrègues) est située en crête de digue. La crête ainsi que le pied aval est carrossable.

Tableau 22. Franchissements, Section Montagnette Ouest

Nom	PM
VC Av. Chateaugaillard	3540
D81a	4550
Route de Vallabrègues	4670

4.2.6. Ouvrages englobés

Le secteur comprend 3 points bas et de nombreux réseaux soit traversants soit longitudinaux. Ils sont répertoriés dans les tableaux ci-dessous.

Les points bas correspondent aux franchissements routiers et piétons.

Tableau 23. Points Bas, Section Montagnette Ouest

Nom	Information	PM	Largeur
D81a	Non-batardable ; seuil > Q1000	4550	
Accès Tartarin	Non batardable ; seuil > Q1000+50cm	4670	

Tableau 24. Réseaux traversants, Section Montagnette Ouest

N°	Information	Type	PM	Etat
MON_06	3 réseaux enterrés traversants	Electrique (EDF)	3950	Travaux (anti-renard)
MON_07	crête	Eau (AEP - Véolia)	4018	Travaux (anti-renard)
MON_08	crête vers l'aval DN200 en fonte	Eau Usée (EU - Véolia)	4018	Travaux (anti-renard)
MON_09		Electrique (EDF)	4450	Travaux (anti-renard)
MON_10	route	Fibre optique (Telecom orange)	4550	
MON_11	route	Fibre optique (commune)	4555	
MON_12	route	Eau (EU - Véolia)	4620	Travaux (anti-renard)
MON_13	route	Eau (AEP - Véolia)	4620	Travaux (anti-renard)
MON_14	route	Electrique (EDF)	4620	Travaux (anti-renard)



Photo 20. Ecran anti renard et drain pour les réseaux du camping de tartarin (PM 4620)

Tableau 25. Réseaux longitudinaux, Section Montagnette Ouest

Information	Type	PM	Largeur
Enterré longitudinal DN100 (crête)	Eau (AEP - Véolia)	3550 - 4600	Dévoiement à l'aval
Enterré longitudinal DN150 (aval)	Eclairage (Commune)	3550 - 4050	Déplacé à l'aval
Enterré longitudinal (en pied aval)	Telecom	3600 - 4600	Dévoiement ?
Enterré longitudinal (aval)	Telecom	4050 - 4800	Dévoiement souterrain sous GNT aval

4.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

4.3.1. Géométrie

Tableau 26. Synthèse de géométrie, tronçon Montagnette Ouest

Données		Max	Min	Moy	E.T.
Cote de crête	m NGF	14,0	13,6	13,8	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	13,2	8,9	10,2	1,5
Cote à 20m du pdav	m NGF	12,4	8,5	9,6	1,2
Cote de pied de digue amont	m NGF	14,1	11,6	13,2	0,7
Cote à 20m du pdam	m NGF	14,2	9,2	12,6	1,5
Hauteur de digue coté aval	m	4,7	0,7	3,6	1,4
Hauteur de digue côté amont	m	2,3	-0,2	0,6	0,8
Fruit aval	L/V	17,7	2,2	4,1	5,5
Fruit amont	L/V	5,2	0,0	0,7	1,8
Largeur du ségonnal	m	200	90	135	33

4.3.2. Données hydrauliques

Tableau 27. Données hydrauliques, tronçon Montagnette Ouest

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
	m NGF		m						
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,8	8,7	4,9	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	10,7	10,5	3,1	3,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
9500	11,2	10,9	2,6	2,7	0,1	0,0	0,0	0,0	0,6
10500	11,6	11,4	2,2	2,3	0,1	0,1	0,0	0,0	0,6
11500	12,3	12,0	1,5	1,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
12500	12,8	12,5	1,0	1,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
14160	13,3	13,0	0,5	0,6	0,2	0,1	0,0	0,0	0,2

4.3.3. Etanchéité

C'est la largeur du remblai, supérieure à 100 m, qui permet de limiter les infiltrations.

4.3.4. Filtration

Il n'y a pas de système de filtration sur ce secteur, compte tenu de la largeur du remblai adossé à la digue.

4.3.5. Drainage

Pour les mêmes raisons, il n'y a pas de système de drainage sur ce secteur.

4.3.6. Stabilité

Le fruit aval est important : 2.2 sur la section le long du remblai CNR.
La présence d'une piste en pied sur l'ensemble du linéaire impose qu'il n'y ait pas de fossé ou de canal en pied de digue, ce qui aurait été négatif.
La hauteur de digue coté aval est comprise entre 3 et 4.50 m.

4.3.7. Protection

La crête possède un parapet et est ponctuellement confondue avec la route.

4.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de secteur résistant à la surverse sur la digue de la Montagnette. La structure en remblai de ce tronçon lui confère néanmoins une bonne résistance au déversement pour des crues extrêmes.

4.3.9. Sécurité

L'intégralité de la crête est carrossable et présente une largeur de plus de 3.20 m.
Tout le linéaire présente une piste de pied aval carrossable avec des accès routiers depuis la ville.

5. QUAIS DE TARASCON NORD

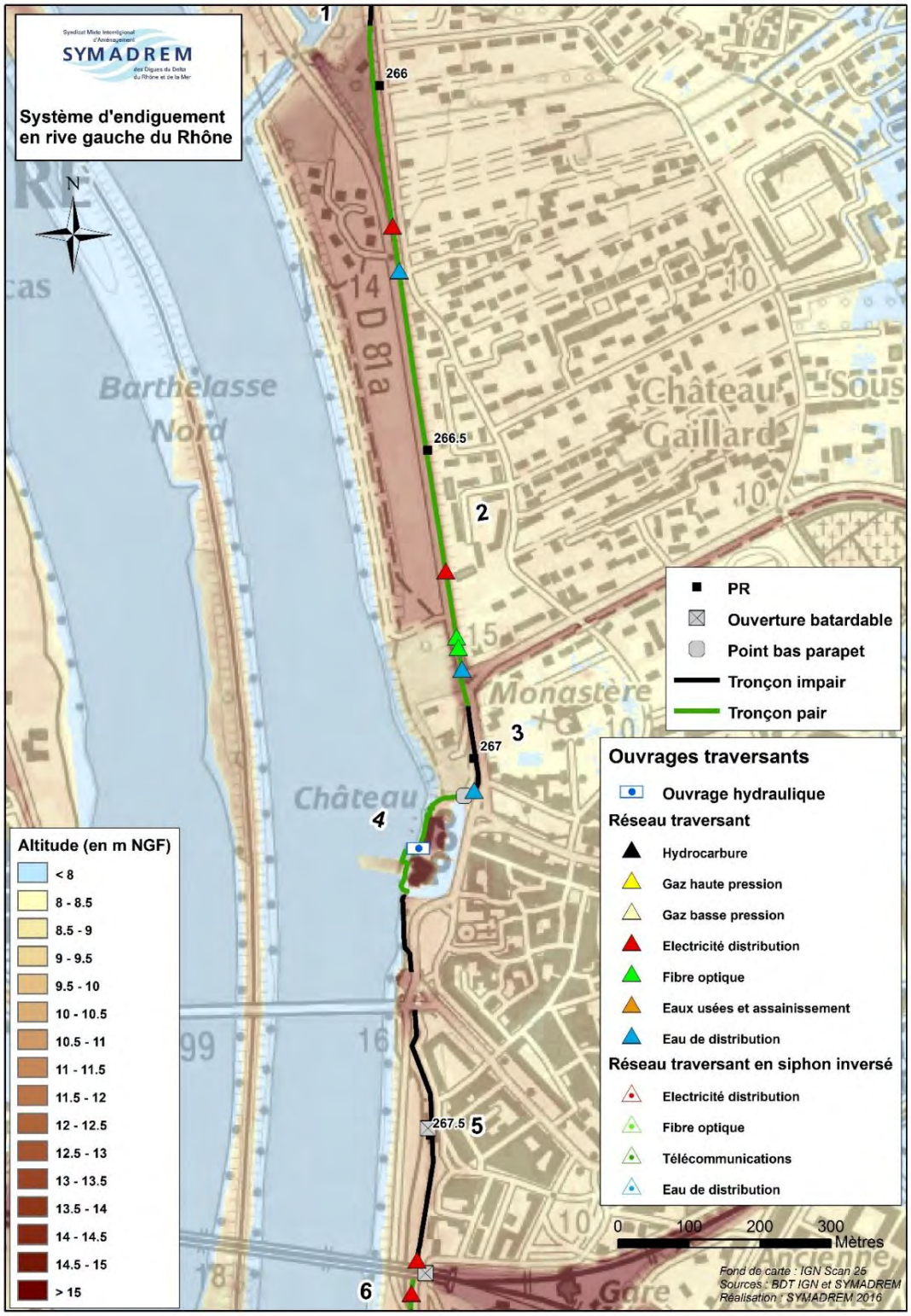


Figure 45. Plan de situation des quais de Tarascon Nord (T3)

5.1. PREAMBULE

Les quais nord de Tarascon sont situés en Rive Gauche du Rhône, entre la digue de la montagnette (RG 266.9) et le Château Royal de Provence (RG 267.1).
A la date d'établissement de cette EDD, cette digue a fait l'objet de travaux de renforcement dans le cadre de la tranche BA7-Tarascon Montagnette du Plan Rhône. Ces derniers, en maitrise d'œuvre BRLi, ont été réalisés par le groupement Cofex / GTM Sud / Freyssinet / Masoni / Mastran / SCAIC. Le contenu de l'EDD concerne la digue post travaux (pour une étude de danger avant travaux, le lecteur peut se reporter à celle de BRLi datant du 23/01/2013 sur les quais de Tarascon, la digue de la montagnette et le mur du château royal de Provence [E206]).

5.2. PRESENTATION GENERALE

5.2.1. Description

Les quais de Tarascon ont été réalisés après la crue de 1840 et rehaussés après 1856 avec la mise en œuvre d'un parapet sommital.

En 2015, des travaux de renforcement ont été réalisés. Ils ont consisté en le rejointoiement des parements en pierre maçonnées, l'étanchéité de la crête et le drainage du parement aval.

5.2.2. Sectorisation

Ce tronçon de 190 m de digue ne comporte pas de sous-tronçons.

Tableau 28. Sectorisation, Section Quais amont de Tarascon

Sous-tronçon		PM amont	PM aval	linéaire	PR amont	PR aval
24	Quais nord de Tarascon	4660	4790	190	266.92	267.07

5.2.3. Description de l'état actuel

Raccordement

A l'amont, la hauteur de la digue est nulle : il y a un point bas à l'entrée du camping Tartarin, situé entre les deux tronçons.



Photo 21. Extrémité amont du quai de Tarascon Nord

Description générale :

Cette digue est un ouvrage en remblai constitué de limons finement sableux à légèrement argileux. Il est protégé sur les deux talus par des perrés maçonnés.
Le talus aval présente un fruit de 1.5 sur la partie amont et un le talus amont un fruit de 1.35. Ces valeurs seraient faibles pour une digue en terre mais sont correctes pour des perrés maçonnés.
Un muret sommital en pierres jointoyées surplombe le quai. Il est au niveau de la crue exceptionnelle majoré d'une revanche minimale de 50 cm.
La crête présente une piste en béton désactivé accolée au muret et bordée à l'Est (côté aval) par la végétation qui repose sur de la terre végétale ; elle a une pente de 1% vers l'aval.

La route de Vallabrègues se situe en pied coté ville et une piste est créée côté Rhône, au niveau du fossé, qui a été comblé.
Les sols de fondation de la digue sont majoritairement constitués par des limons sableux à argileux d'origine fluviatiles.

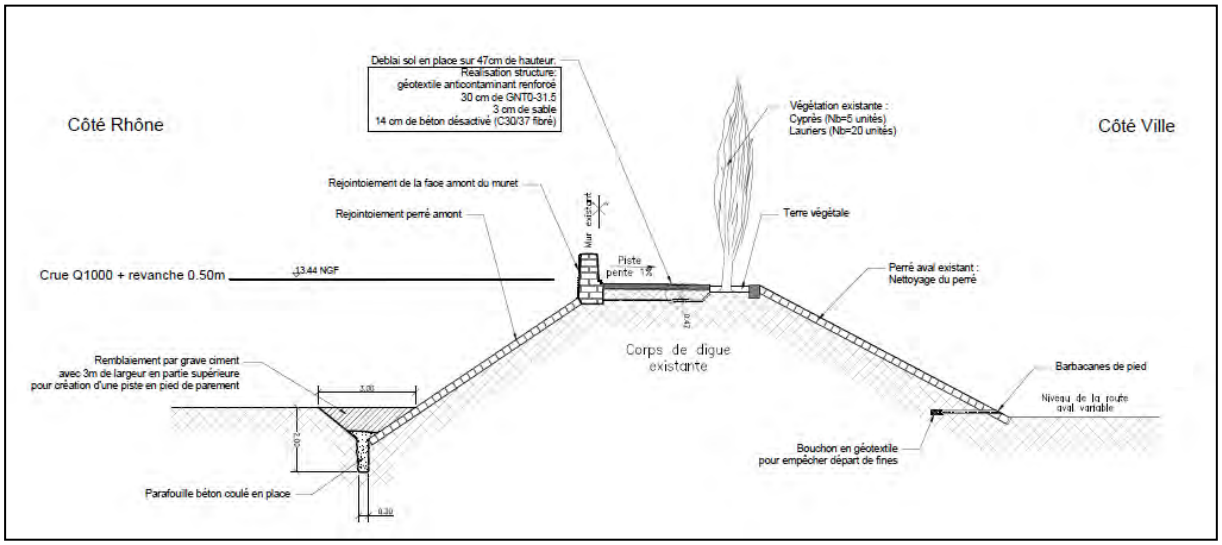


Figure 46. Coupe profil amont au château [D002]

Les deux parements, qui ont été rejointoyés durant les travaux, comme l'a été le muret sommital.
Le parement aval a également été équipé de barbacanes DN 100, afin d'améliorer le drainage de la digue et dissiper les sous-pressions éventuelles sous le perré aval. Pour cela la digue est forée, puis les barbacanes sont insérées en place et recouvertes d'un cache.



Photo 22. Travaux : Barbacanes et rejointoiement coté aval



Photo 23. Coté amont avant travaux

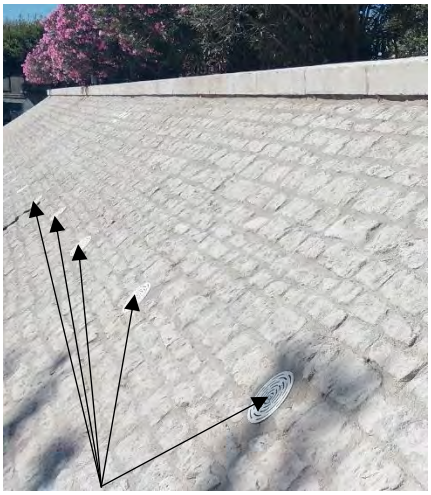


Photo 24. Barbacanes posées (vue aval)



Photo 25. Coté amont terminé



Photo 26. Crête et parement amont terminés

5.2.4. Accessibilité

L'accès à la digue est effectué par l'extrémité amont.
Pour les piétons il existe un passage supplémentaire : un escalier menant de chaque côté à l'extrémité aval.

5.2.5. Ouvrages englobés

Le secteur comprend 2 points bas, non batardables, qui correspondent aux franchissements routiers et piétons. :
L'escalier aval coté Rhône et le franchissement routier amont sont tous les deux au-dessus de la cote atteinte lors d'une crue exceptionnelle, la revanche de 50 cm n'est en revanche pas assurée localement.

Tableau 29. Réseaux traversants, Section Montagnette

N°	Information	Type	PM	Etat
MON_12	seulement en crête	Eau (EU - Véolia)	4620	Déjà sécurisé
MON_13	seulement en crête	Eau (AEP - Véolia)	4620	Déjà sécurisé

Il n'y a pas de réseaux longitudinaux.

5.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

5.3.1. Géométrie

Tableau 30. Synthèse de géométrie, tronçon Quais de Tarascon Nord

Données		Moy
Cote de crête	m NGF	14,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	11,6
Cote à 20m du pdav	m NGF	8,6
Cote de pied de digue amont	m NGF	9,9
Cote à 20m du pdam	m NGF	9,8
Hauteur de digue coté aval	m	2,6
Hauteur de digue côté amont	m	4,3
Fruit aval	L/V	1,5
Fruit amont	L/V	1,3
Largeur du ségonnal	m	73

Sur ce tronçon il n'y a qu'un PR0.125 d'où l'absence de valeurs extrêmes et d'écart type

5.3.2. Données hydrauliques

Tableau 31. Données hydrauliques, tronçon Quais de Tarascon Nord

Débit m^3/s	Cote ligne d'eau m NGF	Revanche m	Gradient digue	Gradient fondation	Revanche /Haval
7200	8,7	5,5	0,0	0,0	1,0
8500	10,4	3,7	0,0	0,0	0,7
9500	10,9	3,3	0,0	0,0	0,6
10500	11,4	2,8	0,0	0,0	0,5
11500	12,0	2,2	0,0	0,0	0,4
12500	12,5	1,7	0,1	0,0	0,3
14160	12,9	1,2	0,1	0,0	0,2

5.3.3. Etanchéité

Au-delà du remblai compacté c'est principalement le parement amont, en perré maçonné, qui permet l'étanchéité. En crête c'est le muret en pierre maçonnées qui permet d'obtenir une étanchéité jusqu'à la crue exceptionnelle avec une rehausse de 50cm.

5.3.4. Filtration

La fonction filtration n'est pas présente sur ce tronçon, excepté les bouchons en géotextile mis en place à l'entrée des barbacanes.

5.3.5. Drainage

Sur le tronçon, les barbacanes DN 100 réparties tous les 2m environ permettent de drainer le perré aval.

5.3.6. Stabilité

Le fruit aval est de 1.5 est celui amont est de 1.35.
La présence d'une piste en pied sur l'ensemble du linéaire impose qu'il n'y ait pas de fossé ou de canal en pied de digue, ce qui aurait été négatif.
La hauteur de digue varie de 0 à 4m.

5.3.7. Protection

Le perré amont est maçonné, tout comme le talus aval. La crête possède un parapet et est en béton désactivé.

5.3.8. Evacuation

Le tronçon n'est pas résistant à la surverse, il est calé au-dessus de la crue exceptionnelle avec revanche de 50 cm. La structure en maçonnerie du quai lui permet néanmoins de résister à de petits déversements lors de crues extrêmes.

5.3.9. Sécurité

L'intégralité de la crête est carrossable, avec une largeur allant de 2.5 à 4.5 m.
Tout le linéaire présente une route en pied aval et un parking en pied amont ; ces derniers sont, de par leur fonction, carrossables.

6. CHATEAU ROYAL DE PROVENCE

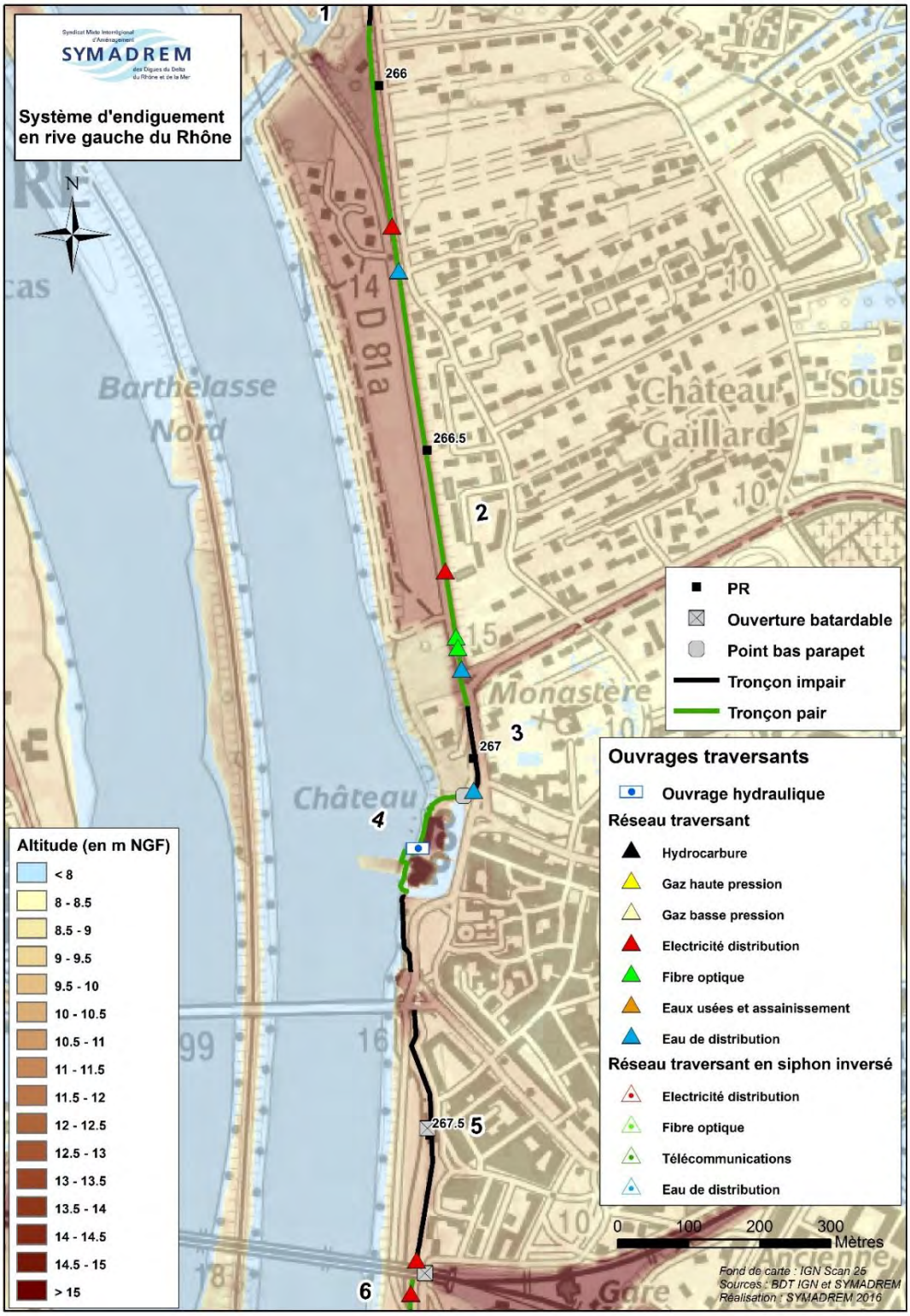


Figure 47. Plan de situation du Château de Tarascon (T4)

6.1. PREAMBULE

A la date d'établissement de cette EDD les travaux de la tranche BA7-Tarascon Montagnette du Plan Rhône concernant le Château n'ont pas été réalisés mais sont prévus pour 2017. Le contenu de l'EDD concerne l'état post travaux.
Les murs du Château Royal de Provence représentent un linéaire de 200 m, entre les RG 267,05 et RG 267,2.
La commune de Tarascon est propriétaire du Château, le Symadrem est gestionnaire de la fonction protection crues du Rhône assurée par les murs du château.



Photo 27. Vue aérienne du château et des murs

6.2. PRESENTATION GENERALE

6.2.1. Description

Le Château Royal de Provence est un monument datant du XV^{ème} siècle. Aucune brèche n'est connue depuis sa construction mais lors de la crue de 2003 des interventions d'urgence ont été effectués afin d'éviter les entrées d'eau depuis la cour du château.
Le Château Royal de Provence n'a pas subi de confortement mais cela est prévu pour 2017. Suite à la demande de la DRAC, un diagnostic par un architecte agréé sous-traitant de BRLi a été établi et permis d'établir un programme de travaux en harmonie avec les contraintes du site.

Les travaux consisteront en :

- Le renforcement de la poterne avec un batardeau à demeure ou un batardeau amovible (la solution sera déterminée par l'Architecte des bâtiments de France),
- La consolidation des maçonneries du mur de rempart nord (ravalement des parements en place, remplacement des pierres de taille endommagées, à l'identique, traitement de la végétation rivulaire

- La consolidation des maçonneries du mur du château (ravalement des parements en place, traitement de la végétation rivulaire, obturation des ouvertures)
- La consolidation des maçonneries du mur de rempart sud (dépose des anciens réseaux, ravalement des parements en place, traitement de la végétation rivulaire)
- La restauration des parements de la salle de la Tour-Puits (consolidation des maçonneries, ravalement des façades, parement en place, dépose de la canalisation, étude structurelle de l'arc de décharge, consolidation, remplacement de pierres de taille, sondage archéologique de l'arc)

6.2.2. Sectorisation

L'ouvrage peut être divisé en 3 sous-tronçons homogènes, présentés dans le tableau ci-dessous. Ils sont repérés par les PM, dans le prolongement de ceux de la digue de la Montagnette.

Tableau 32. Sectorisation, Section Château Royal de Provence

Sous-tronçon	Nom	PM début	PM fin	PK début	PK fin
1	Château Royal de Provence amont	4790	4860	267.07	267.14
2	Château Royal de Provence	4860	4960	267.14	267,20
3	Château Royal de Provence aval	4960	4980	267,20	267,20



Figure 48. Sectorisation, secteur du Château Royal de Provence

Le plan de situation est confondu avec celui de la digue de la Montagnette.

6.2.3. Description des sous-tronçons

Raccordement

Le mur à l'amont du Château Royal de Provence est situé dans le prolongement du quai ; le mur du château et le muret de la digue ne sont pas alignés : le mur arrive au centre de la piste alors que le muret est à l'amont. Un escalier longe le mur du château coté fleuve pour rejoindre la digue, sa marche supérieure est calée au niveau du mur du château et fait la jonction entre les deux tronçons.



Photo 28. Raccordement montagnette - CRP

CRP Amont

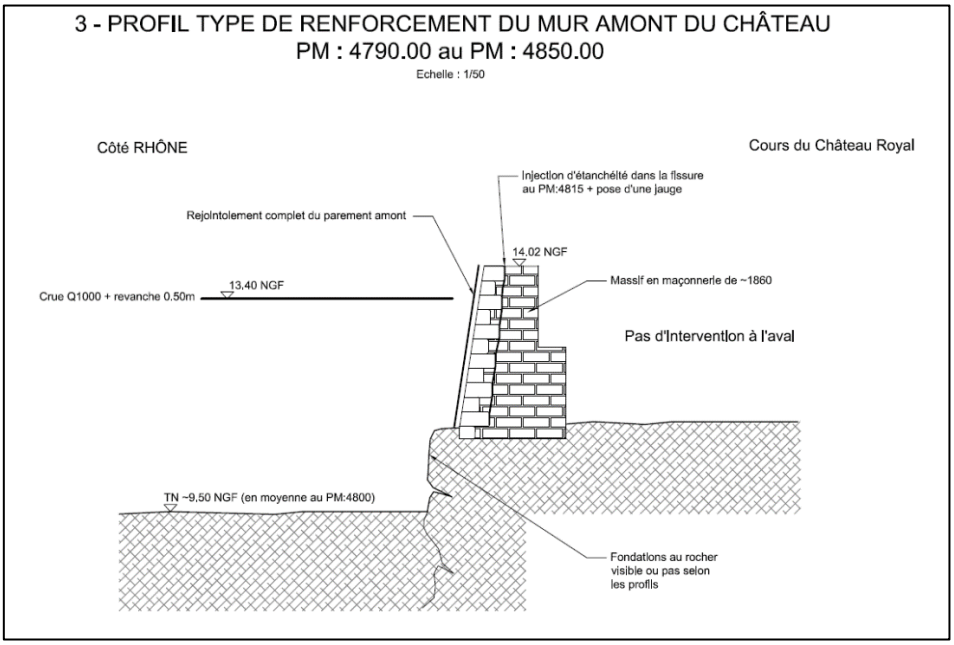


Figure 49. coupe mur amont au château

Le mur à l'amont du Château Royal de Provence est situé dans le prolongement de la digue. C'est un mur en maçonnerie directement fondé sur le rocher calcaire. Le parement amont sera rejointoyé et une fissure injectée d'un coulis de béton. Le rejointoiement respectera les dispositions existantes en termes de dimension, teinte, … Les failles dans la roche seront également comblées et équipées d'un témoin pour suivre leur évolution.
L'escalier à la limite avec la digue de la montagnette, constitue le point bas de l'ouvrage. Situé à la côte 13.88 NGF il est au-dessus de la crue exceptionnelle avec une revanche de 50 cm.



Photo 29. Mur Amont et CRP



Photo 30. Mur Amont et CRP

CRP

La structure proprement dite est très massive, et est bordée directement par le fleuve à son pied. Le château est fondé sur le substratum rocheux calcaire, visible sur tout son pourtour. Il s'agit d'un calcaire massif sain à banc décimétrique.
Les travaux prévus, consistent en :

- le rejointoiement complet des murs d'enceinte du Château coté Rhône
- le traitement d'une fissure dans le mur d'enceinte ;
- la modification du batardeau au droit de la poterne, avec ajout d'un évent pour éviter la mise en pression du soupirail de la poterne ;
- la condamnation des 4 ouvertures (fenêtres) situées coté Rhône sous le niveau de la crue exceptionnelle rehaussée de 50cm.

Ainsi il n'y aura plus d'ouvertures sur le Rhône. Les points bas ne sont pas contraignants sur ce sous-tronçon.

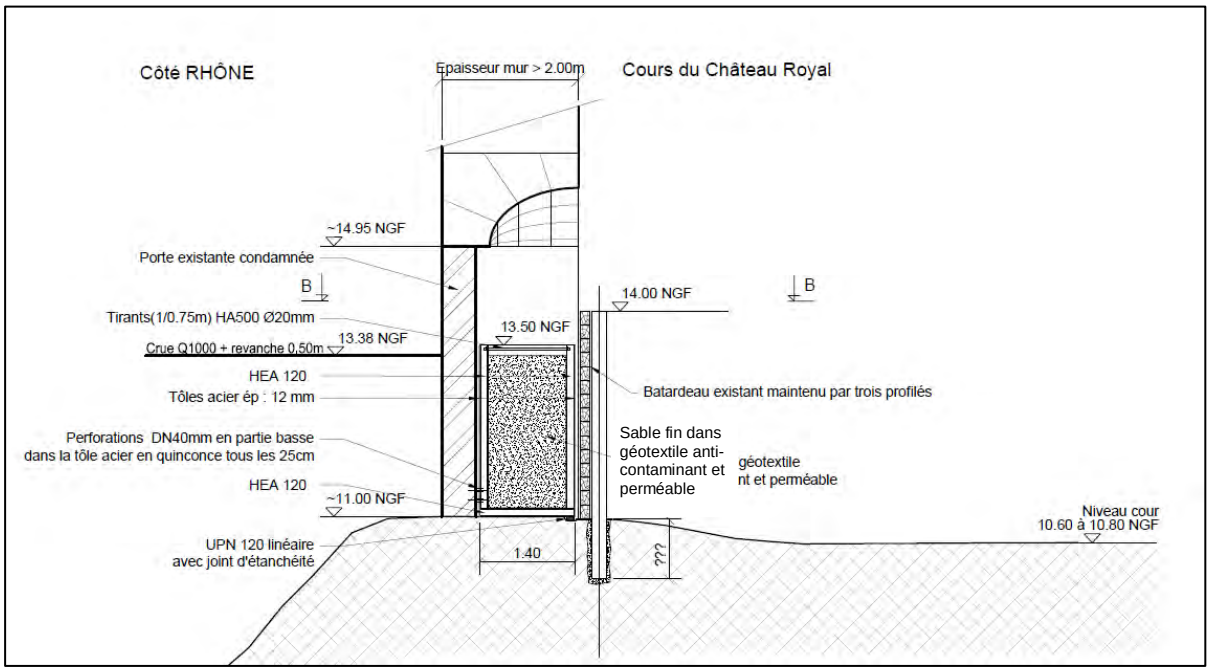


Figure 50. Coupe du château au droit de la poterne [D002]

CRP aval

Le mur à l'aval du château est, comme le mur amont, en maçonnerie ; il comporte de plus une pierre sommitale. Ce mur mesure environ 7 m de hauteur il est principalement ancré sur le rocher mais son pied aval est ancré dans un massif en béton.

Durant les travaux, les conduites traversant le mur d'enceinte seront colmatées. Les deux faces du mur seront également rejointoyées.

Le point le plus bas du sous-tronçon, à la côte 13.72 NGF, est situé 1 m au-dessus de la côte de la crue exceptionnelle.

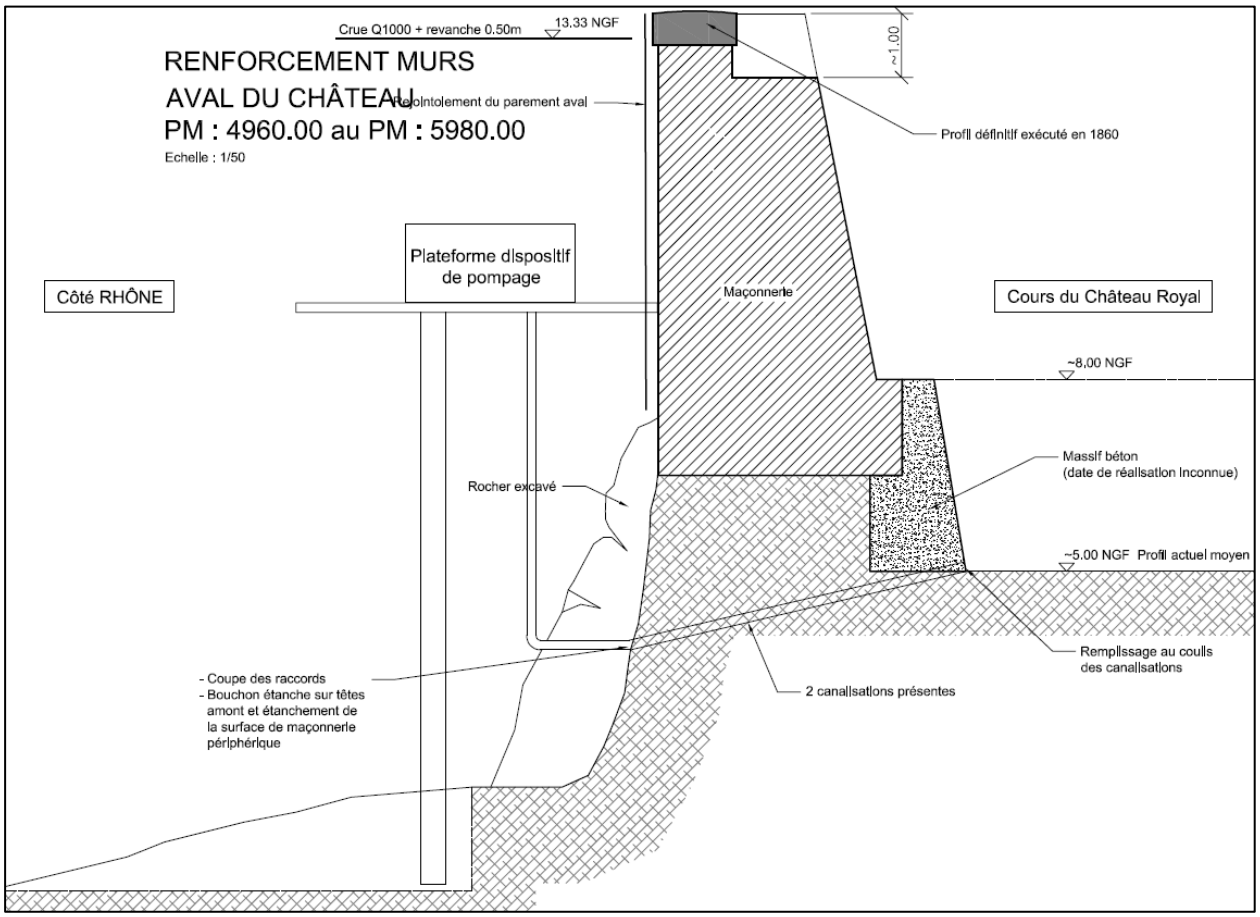


Figure 51. coupe mur aval au château [D002]



Photo 31. Mur aval et CRP

6.2.4. Accessibilité

Les murs du château ne sont accessibles qu'à pied, coté aval. Le côté terre est accessible, également à pied depuis les douves ou le château.

6.2.5. Ouvrages englobés

Il existe différents ouvrages traversant le Château Royal de Provence.

Tableau 33. Réseaux traversants, Tronçon Château Royal de Provence

N°	Information	Type	PM	Etat
CRP_01	Poterne		4900	Batardable, maintenu fermé Ou amovible (choix en cours)
CRP_02	Soupiraux communiquant avec le Rhône		4900	Canalisation bouchée
CRP_03	Buses 2 conduite en fonte DN125	Eau - Ancien pompage au Rhône (Commune)	4975	Bouchées par un coulis béton
CRP_04	Réseau traversant le mur d'enceinte amont	EU (Veolia)	4820	Abandonné
CRP_05	Réseau sous tension traversant le mur d'enceinte amont	Electrique (privé)	4820	Non utilisé

Tableau 34. Réseaux longitudinaux, Tronçon Château Royal de Provence

Information	Type	PM	Etat
Câble longitudinal en encorbellement qui franchit le mur d'enceinte amont sans traverser la maçonnerie	Téléphone (privé)	4860	RAS

Il n'y a ni franchissement ni point bas de répertorié sur le secteur.

6.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

6.3.1. Géométrie

Tableau 35. Synthèse de géométrie, tronçon Château Royal de Provence

Données		Moy
Cote de crête	m NGF	15,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	5,0
Cote à 20m du pdav	m NGF	5,3
Cote de pied de digue amont	m NGF	2,0
Cote à 20m du pdam	m NGF	3,1
Hauteur de digue côté aval	m	10,0
Hauteur de digue côté amont	m	13,0
Fruit aval	L/V	0,1
Fruit amont	L/V	0,1
Largeur du ségonnal	m	9

Sur ce tronçon il n'y a qu'un PR0.125 d'où l'absence de valeurs extrêmes et d'écart type

6.3.2. Données hydrauliques

Tableau 36. Données hydrauliques, tronçon Château Royal de Provence

Débit m3/s	Cote ligne d'eau m NGF	Revanche m	Gradient digue	Gradient fondation	Revanche /Haval
7200	8,7	6,3	0,7	0,0	0,6
8500	10,4	4,6	1,0	0,0	0,5
9500	10,9	4,1	1,1	0,1	0,4
10500	11,4	3,6	1,2	0,1	0,4
11500	12,0	3,0	1,3	0,1	0,3
12500	12,5	2,5	1,4	0,1	0,3
14160	12,9	2,1	1,5	0,1	0,2

6.3.3. Etanchéité

En pied, la roche calcaire permet d'assurer l'étanchéité ; le mur prend ensuite le relais. Les joints étant rejointoyés et les rares fissures comblées, ils permettent d'étanchéifier le mur.

6.3.4. Filtration

Inexistant

6.3.5. Drainage

Inexistant

6.3.6. Stabilité

Les murs sont ancrés dans la fondation calcaire.
Les murs ont une hauteur aval comprise entre 3 et 8m. C'est le mur aval qui est le plus haut, il a été conforté par un massif béton en pied aval.
La stabilité de l'ouvrage a été vérifiée par BRLi [D002].

6.3.7. Protection

Le ségonnal est nul mais il n'y a pas de risque d'érosion ; la berge étant le rocher calcaire plongeant dans le Rhône.

6.3.8. Evacuation

Le Château n'est pas prévu pour un déversement, les murs sont calés au-dessus de la crue exceptionnelle majorée de 50 cm. La structure des murs en amont et en aval du château et la présence des douves permet de supporter de petits déversements pour des crues extrêmes supérieures à la crue de sûreté.

6.3.9. Sécurité

Il n'y a pas d'accès carrossable.

7. QUAIS DE TARASCON SUD

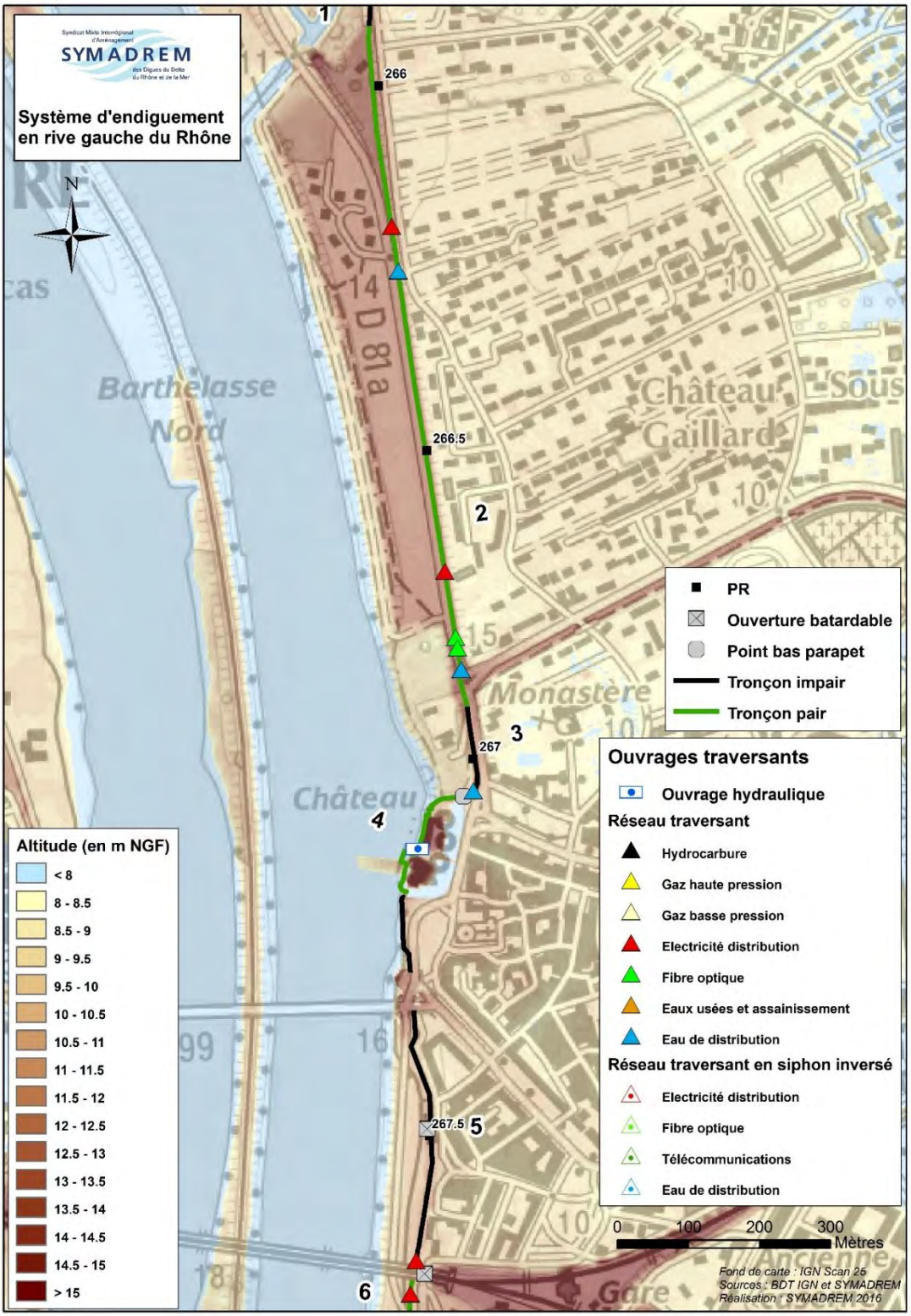


Figure 52. Plan de situation des quais de Tarascon Sud (T5)

7.1. PREAMBULE

A la date d'établissement de cette EDD, les quais de Tarascon ont fait l'objet de travaux dans le cadre de la tranche BA7-Tarascon Montagnette du Plan Rhône. Les travaux font partie du même appel d'offre que ceux de la digue de la montagnette, ils ont donc été gérés par les mêmes entreprises : maitrise d'œuvre BRLi et réalisation par le groupement Cofex / GTM Sud / Freyssinet / Masoni / Mastran / SCAIC. Ces derniers se sont terminés en 2015, le contenu de l'EDD concerne l'état post travaux.

Les Quais de Tarascon sont composés par les quais de la ville, en amont et aval du pont de la RD 99. Soit un linéaire de 500 m, entre les RG 267.2 et RG 267.7.

La commune de Tarascon est propriétaire des quais de la ville qui sont gérés par le Symadrem.

7.2. PRESENTATION GENERALE

7.2.1. Description

Les quais de Tarascon datent du milieu du XIXème siècle et n'ont subi aucune brèche ou départ de brèche depuis leur création.
Les quais de Tarascon n'avaient pas fait l'objet de travaux de renforcement depuis leur construction, jusqu'à la mise en place du plan Rhône et des travaux de confortements effectués en 2015. Ces derniers ont eu pour but de reprendre l'étanchéité amont et en crête d'ouvrage, d'édifier un muret sommital au droit de la culée de l'ancien pont. De plus, les réseaux traversants ont été sécurisés.

7.2.2. Sectorisation

Du château Royal de Provence au pont ferroviaire, le tronçon peut-être divisée en 3 sous-tronçons homogènes, présentés dans le tableau ci-dessous. Ils sont repérés par les PM, dans le prolongement de ceux de la digue de la Montagnette et du CRP.

Tableau 37. Sectorisation, Section Quais de Tarascon

Sous-tronçon	Nom	PM début	PM fin	PK début	PK fin
1	Amont du pont de la RD 99	4980	5130	267,20	267,36
2	Aval du pont de la RD 99	5130	5490	267,36	267,69
3	Jonction RFF	5490	5520	267,69	267.70

Le plan de situation est confondu avec celui de la digue de la Montagnette.

7.2.3. Description des sous-tronçons

Les quais présentent côté Rhône un mur vertical en maçonnerie de 6 m de hauteur, ce dernier descendait anciennement jusqu'aux berges du Rhône, mais il est désormais bordé par un ségonnal. Les remblais constituant les quais sont hétérogènes : limons sablo-caillouteux, limons argilo-caillouteux, débris de brique, blocs, … Côté ville, les quais montrent un perré maçonné qui est vertical ou incliné suivant les secteurs.

Les fondations des quais sont de natures différentes :

- En amont du pont de Beaucaire : substratum rocheux calcaire ;
- En aval du pont de Beaucaire : limons caillouteux à argileux.

Raccordement

Le mur de Quai est dans le prolongement du mur du Château, la pierre de couronnement est même unique à la jonction. Il n'existe pas de faiblesse particulière au niveau du raccordement.



Photo 32. Raccordement Quai/Mur du CRP

Quais Amont

Ce sous-tronçon de quai est relié à l'amont au mur du château et à l'aval au pont routier de la RD 99.

Les deux parements sont constitués de murs maçonnés verticaux qui ont été rejointoyés.
La crête a été entièrement refaite sur 50 cm d'épaisseur afin de créer une voie en béton désactivé (couche de 14 cm). Cette dernière repose sur un géotextile anti-contaminant, une couche de 30 cm de grave non traitée et une fine couche de sable (3 cm).

A l'aval des barbacanes DN50, à une hauteur de 0.60 m et 1.20 m, sont installées.

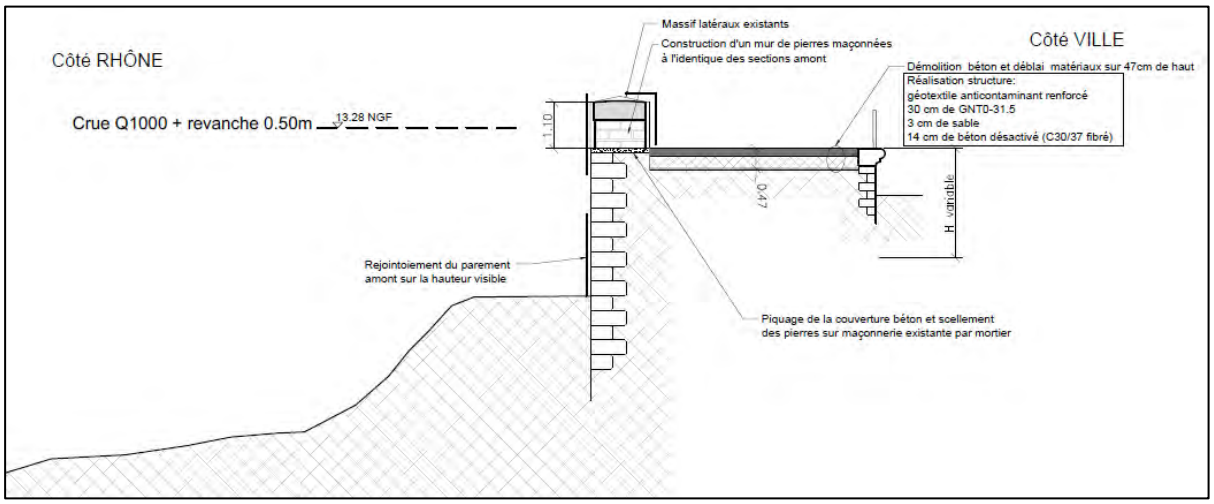


Figure 53. coupe type quais amont de la D99 [D002]

Quais Aval

A l'aval du pont de la RD 99 on trouve deux profils de quais, d'abord un profil où les deux parements sont des murs verticaux puis un où le parement aval est un perré maçonné incliné. L'amont et la crête sont identiques pour les deux profils.
Le mur maçonné amont a subi une réfection complète des joints de maçonnerie et les cavités présentes entre le mur et le muret sommital ont été rebouchées. Le pied amont a été décaissé pour être remblayé avec des matériaux connus : grave ciment.
En crête, une voie en béton désactivée a été réalisée, suivant le même procédé que le sous-tronçon à l'amont du pont.

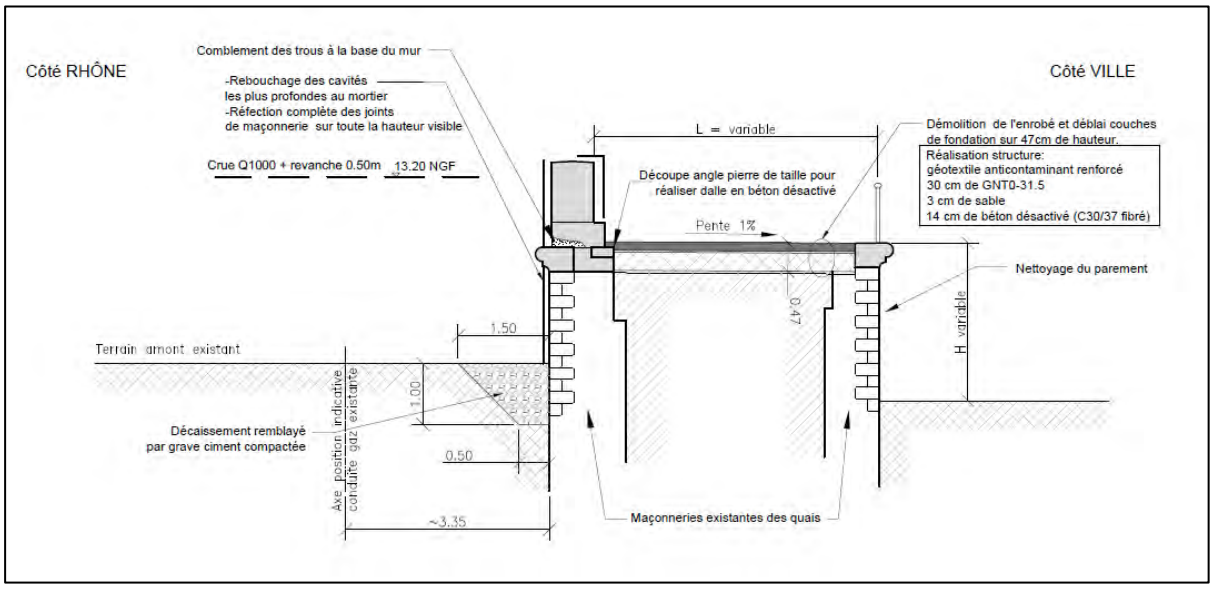


Figure 54. coupe type quais aval de la D99, coté ville vertical [D002]

Sur le côté ville de la partie amont du sous-tronçon se trouve un mur de soutènement dont le parement a été nettoyé.
A l'aval des barbacanes DN50, à une hauteur de 0.60 m et 1.20 m, sont installées.

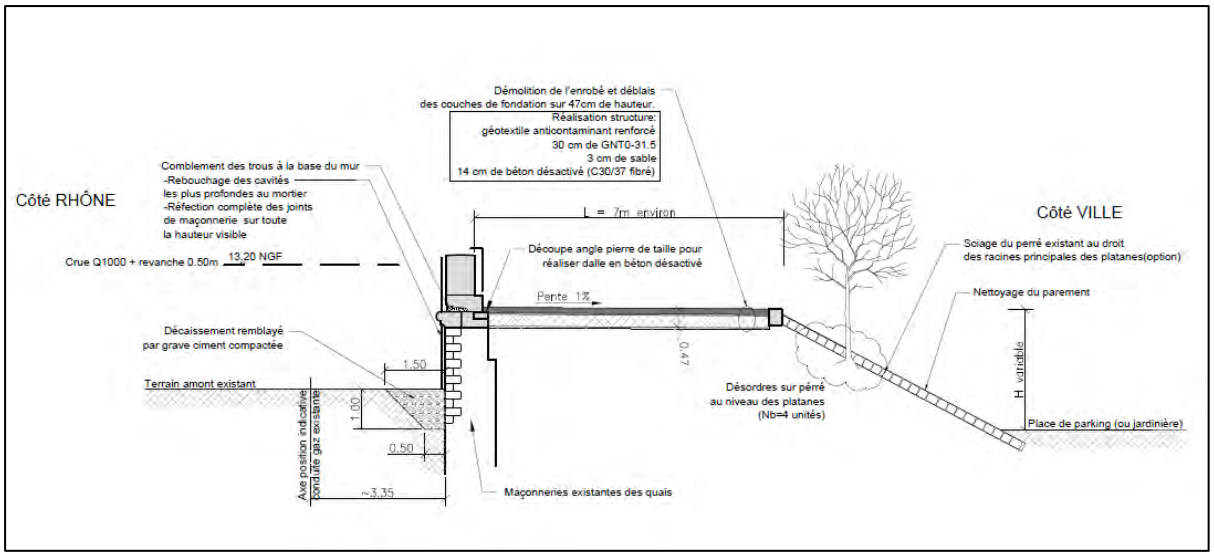


Figure 55. coupe type quais aval de la D99, coté ville incliné [D002]

Sur la partie aval du sous-tronçon, le côté ville possède un perré incliné dans lequel se trouvent des platanes. Suite au diagnostic d'Arbeausolution pour le compte de BRLi [D002], les platanes ont été conservés mais, afin d'assurer un bon niveau de sécurité, un entretien et une surveillance annuels doivent être mis en place car les racines mortes peuvent favoriser l'érosion du remblai à l'intérieur des quais.

A l'aval des barbacanes DN100 (localement DN50, à une hauteur de 0.60 m et 1.20 m, juste à l'amont de l'ancien poste électrique), sont installées.



Photo 33. Quai aval en travaux : Tranchée pour remblaiement en Grave-Ciment



Photo 34. Quai aval en travaux : Rejointoiement aval et GNT en crête.



Photo 35. Quai aval en travaux : Béton désactivé en crête



Photo 36. Quai aval terminé



Photo 37. Perré rejointoyé et barbacanes réalisées au niveau des platanes

Quais liaison RFF

Malgré un très faible linéaire (15 m), ce sous-tronçon a été particulièrement étudié ; en effet avant travaux une galerie traversant en profondeur, un affaissement de l'ouvrage et la faible épaisseur rendait ce sous-tronçon très sensible.
Les travaux de 2014-2015 sur ce secteur comprenaient :

Sur l'aval du quai :

- Déconstruction du perré aval sur la zone affaissée ;
- Décaissement des remblais en place, au minimum jusqu'à 1.5 m sous le niveau de la rue, pouvant être approfondi en fonction de la qualité et de la compacité des matériaux rencontrés ;

- Mise à jour de la galerie et démolition de son toit avec évacuation des matériaux (idem en amont du quai) ;
- Remplissage de la galerie par grave ciment ;
- Remblaiement par matériaux perméables, type GNT, permettant le drainage des infiltrations résiduelles depuis l'amont ; un filtre géotextile a été préalablement positionné pour se prémunir contre l'entrainement des matériaux fins ;
- Reconstruction du perré ;
- Mise en place de barbacanes DN100.



Photo 38. Travaux : reconstruction du perré



Photo 39. Raccordement au pont rejointoyé

Sur l'amont du quai :

- Décaissement à l'aplomb de la galerie et déconstruction du toit ;
- Remplissage de la galerie par de la grave ciment, conjointement avec l'aval du quai ;
- Constitution d'un écran anti-renard en béton armé autour de la galerie et ce contre le quai ;
- Rejointoiement de la surface mise en jour et de la surface aérienne du parement amont du quai jusqu'à 1.5 m en dessous du niveau TN ;
- Remblaiement par matériaux d'apport perméables type A1/A2 compactés par couches successives jusqu'au TN ;
- Déblais en pied du quai sur une profondeur de 1.50 m et mise en œuvre de grave ciment (continuité de la protection réalisée sur tout le linéaire des quais) ;
- Rejointoiement complémentaire sur la culée de l'ouvrage RFF à raison de 3 m de hauteur depuis le terrain amont.



Photo 40. Travaux : Ouvrage hydraulique recréé

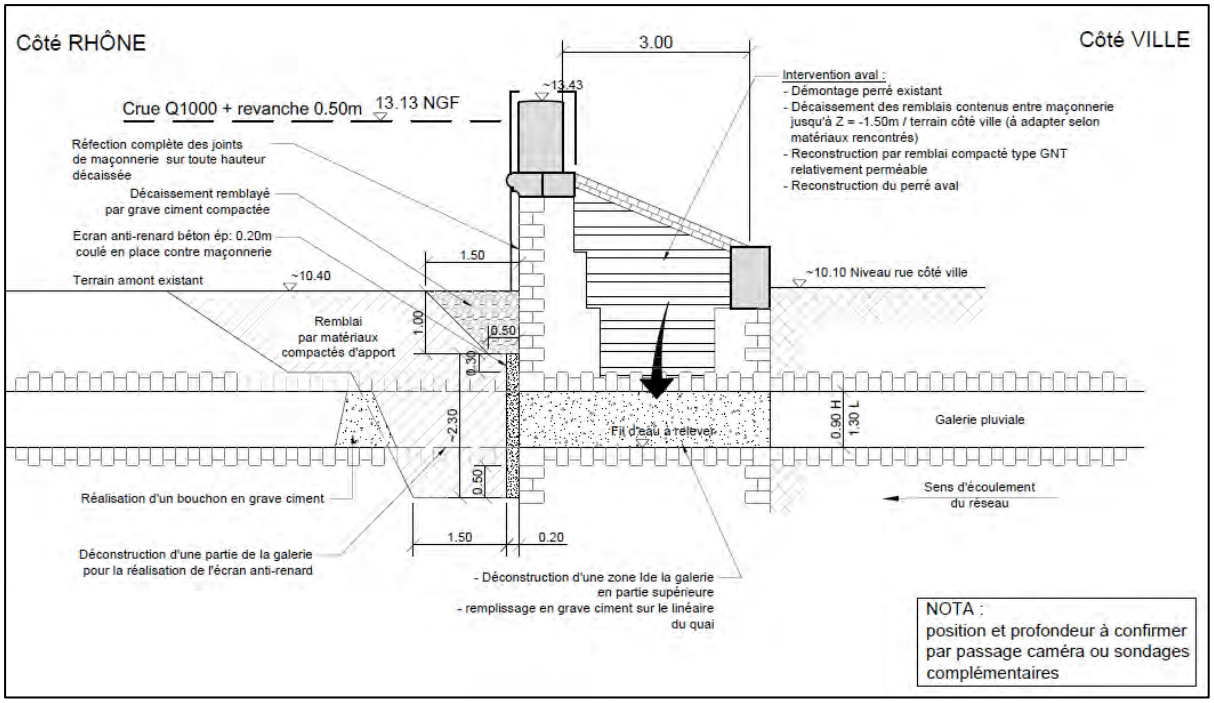


Figure 56. coupe profil quai liaison RFF [D002]

7.2.4. Accessibilité

L'accès aux quais est assuré au niveau du pont ferroviaire, le pied aval des quais est carrossable, la crête et le pied amont sont carrossables pour le sous-tronçon à l'aval du pont de la RD99.
A pied il existe deux accès coté fleuve et trois accès coté ville supplémentaires.

7.2.5. Ouvrages englobés

Il existe 3 ouvrages traversant les quais ; 1 passage piétonnier est présent sur les quais, constituant le point bas dans le sommet des ouvrages. Il y a également de nombreux réseaux traversants et longitudinaux sur le secteur.

Tableau 38. Franchissements, Section Tarascon

Nom	PM
Rampe amont	5020
Rampe aval	5490

Tableau 39. Points Bas, Section Tarascon

Nom	Information	PM	Largeur
Piéton 6	Batardable ; Q1000+50	5325	1,1
Pont SNCF	Batardable ; Q1000+36	5520	

Des points bas existaient au niveau de la culée de l'ancien pont (PM 5070) et d'un passage piéton (5090), ils ont été comblés.



Photo 41. Batardeau Pont SNCF



Photo 42. Passages comblés

Tableau 40. Réseaux traversants, Section Tarascon

N°	Information	Type	PM	Etat
QTA_01	DN400 enterré (crête) dont l'exutoire dans le parement amont du quai est 1.28 m en dessous du niveau de la Q1000.	Pluvial désaffecté (Direction des routes)	5090	
QTA_02	Enterré DN 400 z ≈ 4.50 m/rue – 2 martelières en fond de massif béton apparent à l'amont des quais	Eaux Usées (commune)	5510	Réhabilité lors des travaux
QTA_03	HT enterrée dans 2 fourreaux DN150 à 1 m de prof	Electrique (EDF)	5515	

Tableau 41. Réseaux longitudinaux, Section Tarascon

Information	Type	PM	Etat
Enterré longitudinal (crête)	Eclairage (commune)	5150 - 5515	Condamné
Enterré longitudinal (pied de quai amont)	Gaz (GRT Gaz)	5150 - 5510	dévoiement
Enterré longitudinal qui passe localement sous le mur aval du quai: conduite historique de ressuyage (H = 1,8 m, Largeur = 1 m) – collecte les écoulements, évacuation vers le sud	Eau - Pluvial (Commune)	5260 - 5300	RAS
Longitudinale franchissant voie RFF	AEP	5520	

7.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

7.3.1. Géométrie

Tableau 42. Synthèse de géométrie, tronçon Quais de Tarascon Sud

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	13,8	13,5	13,6	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	12,0	9,4	10,6	1,1
Cote à 20m du pdav	m NGF	10,0	9,2	9,6	0,3
Cote de pied de digue amont	m NGF	11,4	2,0	8,6	4,4
Cote à 20m du pdam	m NGF	10,3	9,4	10,0	0,5
Hauteur de digue côté aval	m	4,1	1,6	3,1	1,1
Hauteur de digue côté amont	m	11,8	2,1	5,0	4,5
Fruit aval	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Fruit amont	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	71	8	49	29

7.3.2. Données hydrauliques

Tableau 43. Données hydrauliques, tronçon Quais de Tarascon Sud

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,7	8,7	4,8	4,9	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	10,3	10,2	3,3	3,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,8
9500	10,9	10,7	2,8	2,8	0,2	0,1	0,0	0,0	0,7
10500	11,3	11,1	2,4	2,4	0,2	0,1	0,0	0,0	0,6
11500	11,9	11,8	1,7	1,8	0,3	0,2	0,0	0,0	0,4
12500	12,4	12,2	1,3	1,3	0,4	0,3	0,0	0,0	0,3
14160	12,8	12,6	0,9	0,9	0,5	0,3	0,0	0,0	0,2

7.3.3. Etanchéité

Le perré amont en maçonnerie a été entièrement rejointoyé et sur le quai aval, le pied amont a été repris afin d'assurer la continuité de l'étanchéité sur environ 1m en profondeur. A l'aval le ségonnal est de 60m en moyenne (30m minimum) ; en revanche les quais amont plongent dans le Rhône.
Le béton désactivé présent en crête permet d'assurer l'étanchéité de celle-ci, éviter les infiltrations du remblai par les eaux de pluie et augmenter la durabilité de ce dernier.

7.3.4. Filtration

RAS

7.3.5. Drainage

Les barbacanes, sur les quais aval, permettent de drainer la structure et dissiper les sous-pressions sous le perré du parement aval.

7.3.6. Stabilité

Le parement amont est vertical et le parement aval est soit vertical soit incliné avec un fruit d'environ 2. La hauteur coté terre est variable entre 1.5 et 4m.

7.3.7. Protection

L'intégralité des quais est maçonnée et la crête possède un parapet et une voie circulable.

7.3.8. Evacuation

Le tronçon n'est pas déversant compte tenu du calage de l'ouvrage. La structure permet néanmoins de supporter une légère lame d'eau déversante en cas de crue extrême supérieure à la crue de sûreté.

7.3.9. Sécurité

La crête est large (7 m environ) et carrossable ; une route passe en pied aval. L'unique accès routier à l'aval est revêtu de béton désactivé et celui à l'amont est également carrossable.

8. SITE INDUSTRIALO FLUVIAL DE TARASCON

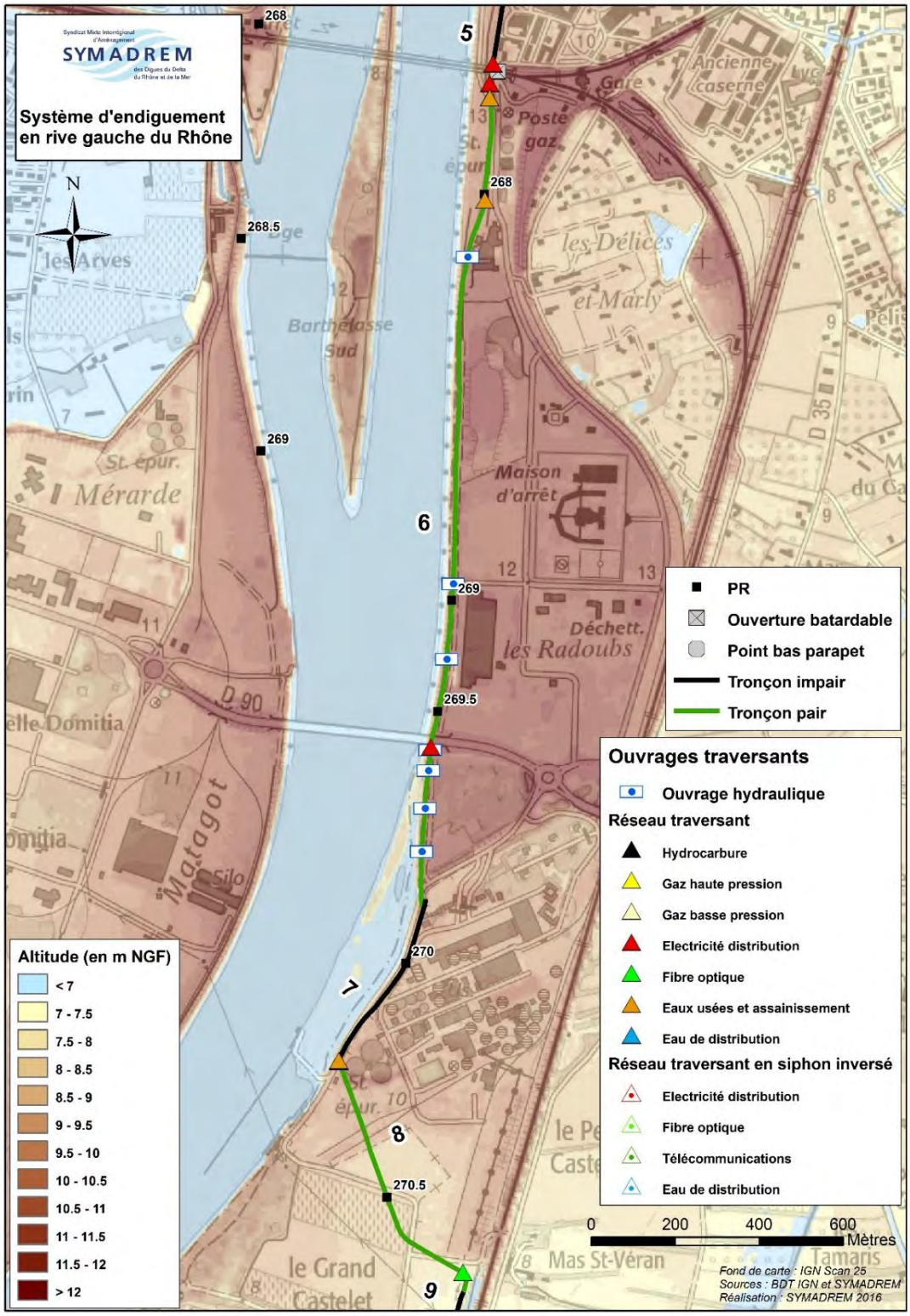


Figure 57. Plan de situation du SIF de Tarascon (T6)

8.1. PREAMBULE

Le remblai du Site Industrialo-Fluvial de Tarascon s'étend du RG 267.7 au RG 269.9 soit entre le pont ferroviaire et le l'établissement Fibre Excellence.
A la date d'établissement de cette EDD des travaux sur le SIF (Site Industrialo-Fluvial) de Tarascon sont prévus ; les études seront lancées en 2017 dans le cadre de l'opération BA8-rehaussement des SIP, du Plan Rhône. Le tronçon à l'aval du pont de la RD99B est intégré dans l'opération BA2-Digue Tarascon-Arles.
Les travaux sont prévus pour se terminer concomitamment avec la digue Tarascon-Arles, en 2020 ; le contenu de l'EDD concerne le remblai dans les deux états : avant et après travaux pour la partie aval (RG 269.6 à 269.9) ; pour la partie amont, les travaux ne sont pas arrêtés et seul l'état actuel est présenté.
Le SIF fait partie du domaine public concédé à la CNR, qui en est également le gestionnaire. Une fois les travaux réalisés, une convention de superposition d'affectations entre le SYMADREM et l'Etat en présence de la CNR sera passée.

8.2. PRESENTATION GENERALE

8.2.1. Description

Dans le cadre du plan Rhône, le SIF de Tarascon sera rehaussé afin d'empêcher le contournement de la digue Tarascon Arles en cas de crue supérieure à la crue de protection du système.

8.2.2. Description de sous-tronçon

Cette section est composée de deux sous-tronçons homogènes : la digue des Radoubs et le remblai CNR. La limite entre les deux tronçons se situe au niveau des abattoirs, au RG 268.1.

Raccordement

Le viaduc ferroviaire de la SNCF délimite le secteur des quais, du SIF. Le remblai est donc directement accolé à l'ouvrage. Il n'y a pas d'information quant au compactage au droit de la pile du pont, cette zone n'a néanmoins pas été l'objet de défaillance par le passé.

Digue des Radoubs

Entre le Pont SNCF et les abattoirs, il y a une digue d'une longueur de 400 m, créée au fil du temps pour aujourd'hui faire environ 1.50 m de haut pour 4 m de largeur à la base et 2 m en crête. Les travaux prévus sur ce sous-tronçon ne sont pas encore définis. Il s'agira vraisemblablement d'une digue homogène ou zonée.



Photo 43. Digue des Radoubs

Remblai CNR

Le profil type est le remblai concédé à la CNR dont les caractéristiques ne sont à ce jour pas connues. Il sera surmonté par les travaux de rehausse.
Ces travaux ne sont pas encore arrêtés sur la partie en amont du RD99, ils consisteront vraisemblablement en une rehausse sur toute la largeur du chemin.
La rehausse à réaliser pour atteindre la cote de la crue exceptionnelle majoré de 50 cm sera de l'ordre d'un mètre.



Photo 1. Remblai CNR Vue aérienne avant travaux

8.2.3. Description des travaux envisagés dans le cadre de l'opération digue Tarascon-Arles

Le PRO 2015 [D202] prévoyait la réalisation d'une rehausse en remblai étanche de faible largeur soutenu par un mur de gabions avec une piste en GNT longeant le Rhône calée au niveau du TN existant.

Afin d'éviter la multiplication des composants de la digue et faciliter son entretien, il est envisagé de supprimer le mur de gabions, de rehausser la piste coté aval et de la placer en crête.
Le talus amont est recouvert d'enrochements libres afin d'assurer une continuité avec la protection mise en place sur la partie berge du Rhône après enlèvement de l'atterrissement. Sa

pente est de 2H/1V. Le talus aval est également à 2H/1V. Un géotextile de filtration est mis en place entre le remblai étanche et le terrain en place (plateforme SIP) pour se prémunir des risques d'érosion interne de contact. La continuité du fossé du SIP est assurée par la création d'un fossé en pied de digue. La piste en crête de digue est pentée avec un dévers de 2% vers le Rhône pour évacuer les EP. Une protection en enrochements du talus aval reposant sur un géotextile filtrant anti-poinçonnant est également prévue.

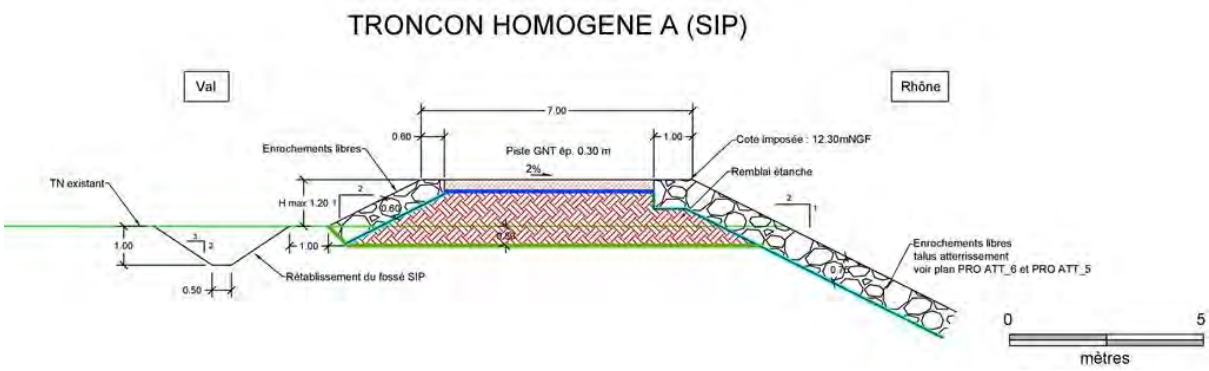


Figure 58. Coupe type travaux aval du SIP (RG 269,6 à RG 269,9)

8.2.4. Accessibilité

Le remblai est accessible par l'amont (Quais du Rhône, Chemin des Radoubs et route coté fleuve des quais), par les industries du SIF (3 accès) et par l'aval (usine Fibre Excellence).

8.2.5. Ouvrages englobés

Tableau 44. Franchissements, Section SIF Tarascon

Nom	PR
Route des quais du Rhône	267.78
Chemin des Radoubs	268.1

Il n'apparait pas de point bas important ; après travaux la cote de crête sera régulière.

Tableau 45. Réseaux traversants, Section SIF Tarascon

N°	Information	Type	PR	Etat
SIF_01	3*DN150	Electricité (EDF)	267.74	Inconnu
SIF_02	1*DN400	Eaux Usées (Véolia)	267.77	Inconnu
SIF_03	1*DN100	Gaz (GRT Gaz)	267.77	Inconnu
SIF_04	1*DN400	Eaux Usées (Véolia)	268.01	Inconnu
SIF_05		Eau de Pluie (CNR)	268.12	Inconnu
SIF_06		Eau de Pluie (CNR)	268.84	Inconnu
SIF_07		Eau de Pluie (CNR)	268.97	Inconnu

SIF_08	3*DN150+1*DN70	Electricité (EDF)	269.5	Inconnu

Tableau 46. Réseaux longitudinaux, Section SIF Tarascon

Information	Type	PR	Etat
F250	Eau de Distribution	267.7 – 268.1	Inconnu
400	Eaux Usées	267.7 – 268.1	Inconnu
DN100	Gaz	267.7 – 268.1	Inconnu
Alimentation limnigraphe enterrée en traversée du pont	Télétransmission	269.6 (pont)	Inconnu

8.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

8.3.1. Géométrie

Tableau 47. Synthèse de géométrie, tronçon SIF Tarascon / Etat Actuel

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	12,2	11,2	11,8	0,4
Cote de pied de digue aval	m NGF	11,7	9,1	10,9	0,9
Cote à 20m du pdav	m NGF	17,6	9,7	11,6	1,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	10,6	2,1	6,1	3,1
Cote à 20m du pdam	m NGF	13,8	9,6	10,6	1,6
Hauteur de digue côté aval	m	3,1	0,0	0,9	1,0
Hauteur de digue côté amont	m	9,7	1,2	5,7	3,1
Fruit aval	L/V	100,0	2,0	13,4	23,1
Fruit amont	L/V	4,2	1,7	3,0	0,8
Largeur du ségonnal	m	65	15	26	19

Pour l'état après travaux, seuls les 600 m les plus à l'aval, dont les travaux font partie de la tranche BA2 : Tarascon-Arles, ont été pris en compte.

Tableau 48. Synthèse de géométrie, tronçon SIF Tarascon / Etat Après Travaux

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	12,5	11,3	11,9	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	11,7	9,1	10,9	0,9
Cote à 20m du pdav	m NGF	17,6	10,2	11,8	1,6
Cote de pied de digue amont	m NGF	10,6	2,1	6,1	3,1
Cote à 20m du pdam	m NGF	10,2	4,0	8,4	2,6
Hauteur de digue côté aval	m	3,1	0,0	1,0	1,0
Hauteur de digue côté amont	m	9,7	1,2	5,8	3,2
Fruit aval	L/V	100,0	2,0	12,5	23,4
Fruit amont	L/V	4,2	1,5	3,0	0,8
Largeur du ségonnal	m	65	15	26	19

8.3.2. Données hydrauliques

Tableau 49. Données hydrauliques, tronçon SIF Tarascon

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,7	8,5	2,6	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	10,2	9,9	1,3	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9
9500	10,7	10,3	0,8	1,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,8
10500	11,2	10,7	0,4	0,9	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
11500	11,8	11,3	-0,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
12500	12,2	11,6	-0,6	-0,1	0,2	0,1	0,0	0,0	0,1
14160	12,5	11,9	-0,9	-0,4	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0

Tableau 50. Données hydrauliques, tronçon SIF Tarascon modifications post travaux

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,7	8,5	2,7	3,3	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	10,2	9,9	1,3	1,9	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	10,7	10,4	0,9	1,4	0,1	0,0	0,0	0,0	0,9
10500	11,1	10,7	0,5	1,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,8
11500	11,8	11,3	-0,1	0,4	0,1	0,0	0,0	0,0	0,5
12500	12,2	11,7	-0,5	0,1	0,2	0,1	0,0	0,0	0,2
14160	12,6	12,0	-0,9	-0,3	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0

8.3.3. Etanchéité

Les caractéristiques du site en état actuel ne sont pas connues. Le remblai est vraisemblablement constitué des graves extraites du Rhône lors des aménagements de la CNR. Après travaux, la digue disposera d'un corps de digue étanche

8.3.4. Filtration

La filtration entre la couche de grave et le corps de digue sera assurée par un géotextile de filtration

8.3.5. Drainage

Le drainage sera assuré par les couches de graves en fondation et par une couche d'enrochements sur le talus aval.

8.3.6. Stabilité

La hauteur par rapport au terrain aval est très faible (remblai du SIF), le fruit des talus (2) sera suffisant pour assurer la stabilité de la digue.

8.3.7. Protection

Des protections en enrochements sont disposées de part et d'autres des talus. Ils serviront également de protections anti-fouisseurs.

8.3.8. Evacuation

Ce tronçon n'est pas résistant à la surverse. Compte tenu de la faible hauteur de chute (≅ 1 m) l'ouvrage pourra supporter de faibles déversements en cas de crue extrême supérieure à la crue de projet.

8.3.9. Sécurité

L'accès depuis le chemin du petit roubian peut se faire au niveau des différentes usines.

9. RIDEAU DE PALPLANCHES FIBRE EXCELLENCE

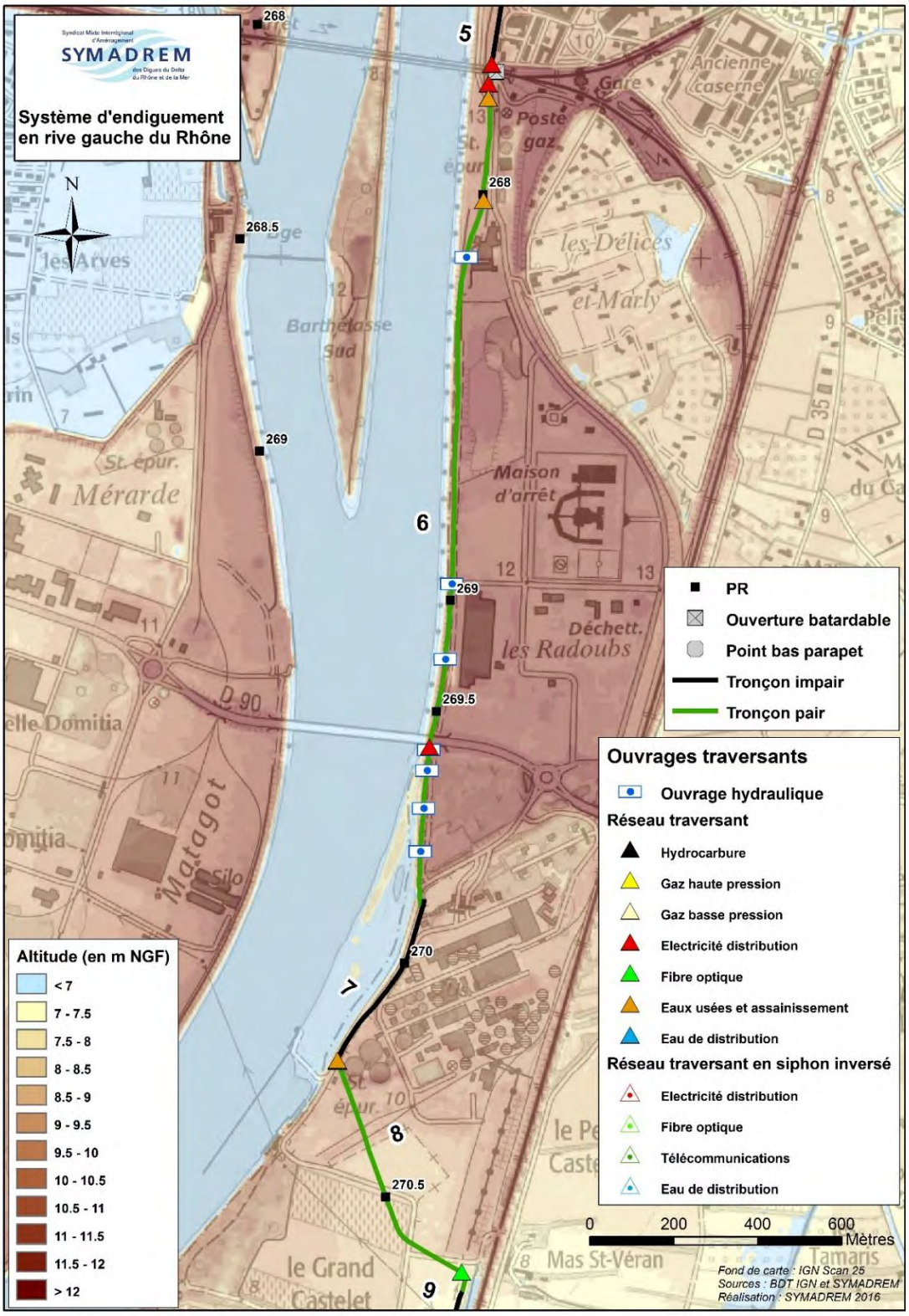


Figure 59. Plan de situation du rideau de palplanches (T7)

9.1. PREAMBULE

A la date d'établissement de cette EDD, des travaux sur la protection Tarascon-Arles sont en phase de projet ; La maîtrise d'œuvre du projet est assurée par Safege et EGISeau dans le cadre de l'opération BA2-Tarascon-Arles du Plan Rhône. Il est prévu que les travaux se déroulent de 2018 à 2020, le contenu de l'EDD concerne l'état post travaux.
La protection rapprochée du site de Fibre Excellence s'étend du RG 269.9 au RG 270.3, sur 450m.
Le Symadrem est propriétaire et gestionnaire du rideau de palplanches.

9.2. PRESENTATION GENERALE

9.2.1. Description

Juste à l'aval du pont de la RD 90, c'est le remblai qui a pour rôle la protection hydraulique, puis ce sont les palplanches de l'usine Fibre Excellence et la digue millénale qui prennent le relais. Jusqu'à réception des travaux de la digue Tarascon-Arles, la protection de la zone protégée est assurée par le remblai SNCF Réseau.

Les travaux déjà réalisés sur ce tronçon concernent la protection rapprochée de l'usine de Fibre Excellence. Suite aux inondations de 2003, les travaux ont été réalisés en 2006-2007. Ils ont consisté à réaliser un rideau de palplanches, précédé d'un muret en béton armé, le long de l'usine.

Le remblai ferroviaire est une réalisation de la seconde moitié du XIX^{ème} siècle, calé à la cote de la crue de 1843 assortie d'une revanche de 1.50 m ; il n'a pas subi de modifications importantes depuis sa création. Les trémies routières et les digues de protection associées ont été créées en 1982 et reconstruites après la crue de décembre 2003 pendant laquelle, deux ouvrages ont cédé.

En 2020, la digue conçue dans le cadre du plan Rhône à l'ouest immédiat du remblai RFF remplira le rôle de protection hydraulique. Elle est en partie exceptionnelle et en partie résistante à la surverse (entre les RG 270.75 et RG 275.8). Ces travaux ont été couplés avec une mise en transparence du remblai ferroviaire et des travaux d'annulation de l'impact hydraulique due à l'empiètement sur le ségonnal.

9.2.2. Sectorisation

Les 9.2 km de cette protection ont été divisés en 8 sous-tronçons homogènes.
Les PM sont calculés à partir du mur du pont de la RD 90.

Tableau 51. Sectorisation, Section protection Tarascon-Arles

Sous-tronçon	Nom	PM début	PM fin	PR début	PR fin
A	Fibre Excellence : Mur	325	355	269.5+390	269.5+420
B	Fibre Excellence : palplanche 1	355	415	269.5+420	269.5+510
C	Fibre Excellence : palplanche 2	415	842	269.5+510	270+300

9.2.3. Description du tronçon avant travaux

Raccordement

L'accès routier à l'usine est surélevé à l'amont, où il rejoint la protection du SIF. La jonction est donc progressive : diminution de la hauteur de la protection du SIF, route, protection croissante de l'usine.

Profil type Mur Fibre Excellence

A l'amont, le mur de soutènement suit la parcelle de l'usine (il est prolongé au droit de la rampe d'accès).
Ce sous-tronçon se trouve le long du parking de l'usine, où un drain se déverse via des barbacanes, l'eau est alors évacuée par l'exutoire des eaux pluviales dans le Rhône. Cet exutoire est le seul ouvrage traversant du sous-tronçon, il fait l'objet d'une coupe particulière (voir ci-dessous).
Le profil du sous-tronçon est constitué d'un mur en béton armé, situé au droit de l'usine, d'un drain avec chaussette drainante au niveau du terrain naturel et d'une couche de remblai. Ce remblai est surmonté d'une couche bétonnée fibrée de 30 cm.
Le fruit amont est de 2/1 et il y a une pente de 2.5% en crête.



Photo 2. Création de l'ouvrage hydraulique



Photo 3. Mise en place de la terre végétale et du grillage au niveau de l'OH

Profil type Palplanches Fibre Excellence 1

A l'amont les palplanches sont liées au mur de soutènement du remblai par du béton, l'étanchéité est donc continue.
Ce sous-tronçon se trouve le long du parking de l'usine, le drain se déverse via des barbacanes dans le parking puis l'eau est évacuée, par l'exutoire des eaux pluviales, dans le Rhône.

Suite aux travaux de 2007, il est constitué de palplanches AU14 de 7.5 m de long, situées au droit de l'usine, d'un drain avec chaussette drainante au niveau du terrain naturel, d'une couche de remblai de hauteur variable qui fait le lien entre le niveau du sous-tronçon A et le niveau du sous-tronçon C, de limon sableux sur environ 3 m et d'argile sableux au moins jusqu'à la base des palplanches. Ce remblai est surmonté d'un géotextile synthétique non tissé, d'une couche de fondation de 20 cm, d'une couche de base de 15 cm et d'une couche de roulement enrobé de 6 cm. Coté Rhône, le terrain a été élargi avec une couche imperméable d'argile A2 ancrée de 75 cm dans le terrain naturel, protégée par un grillage anti-fouisseur et recouverte de terre végétale. Le fruit amont est de 2/1 et il y a une pente de 2.5% en crête.

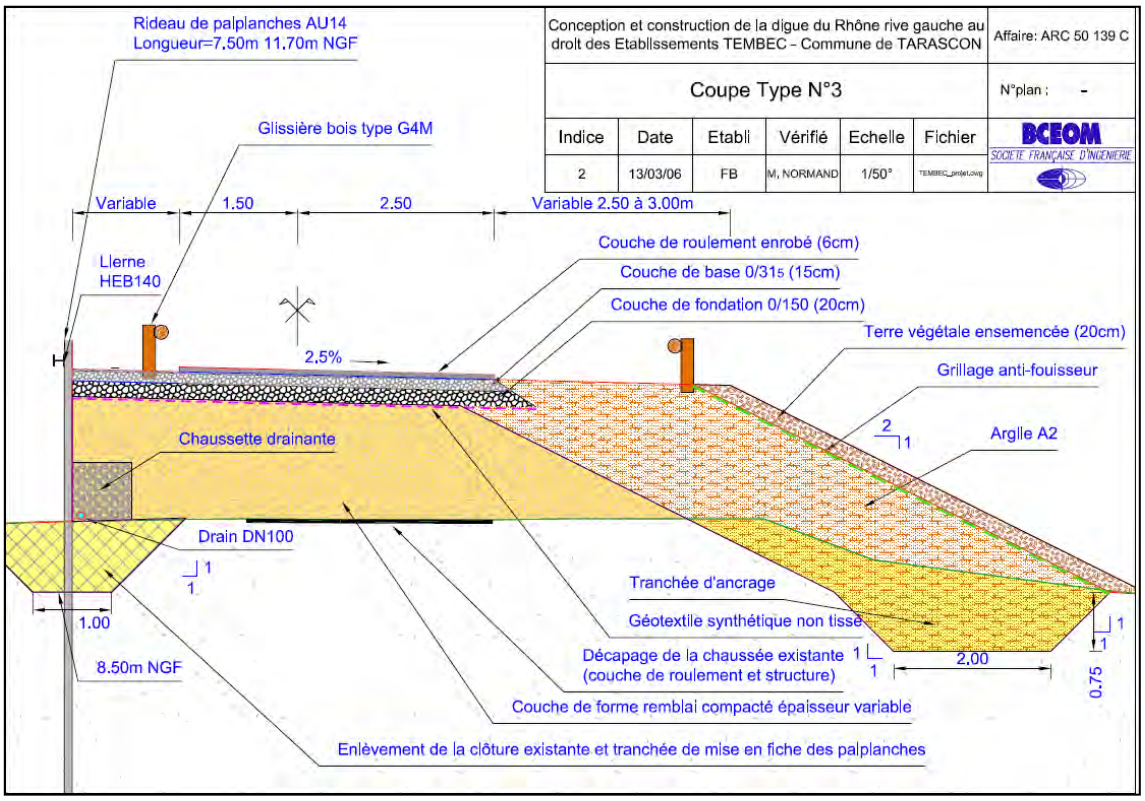


Figure 60. Coupe type sous-tronçon palplanche Fibre Excellence 1, avant la rehausse [T103]



Photo 4. Travaux de 2007 : jonction mur et palplanches



Photo 5. Travaux de 2007 : mise en place des palplanches

Profil type Palplanches Fibre Excellence 2

Une fois que le niveau de remblai est nul, on arrive au sous-tronçon homogène C.
Sur ce sous-tronçon on retrouve la continuité du rideau de palplanche du sous-tronçon B, mis en place en 2007. Les travaux concernaient également la route qui a été élargie : décapage puis mise en place de la même structure que pour le sous-tronçon précédent : une couche de fondation de 20 cm, une couche de base de 15 cm et une couche de roulement enrobé de 6 cm. La route, et l'ensemble de la crête présente une pente de 2.5% vers le Rhône.
Le profil est donc simplement composé d'une couche de limon sableux de 3 m sur une couche d'argile sableux allant à minima jusqu'à l'arase inférieure du rideau de palplanche.
Sur la fin du sous-tronçon il y a également eut un élargissement du talus, avec une pente de 2/1.

Plus vers le fleuve, il y a une protection en enrochement.

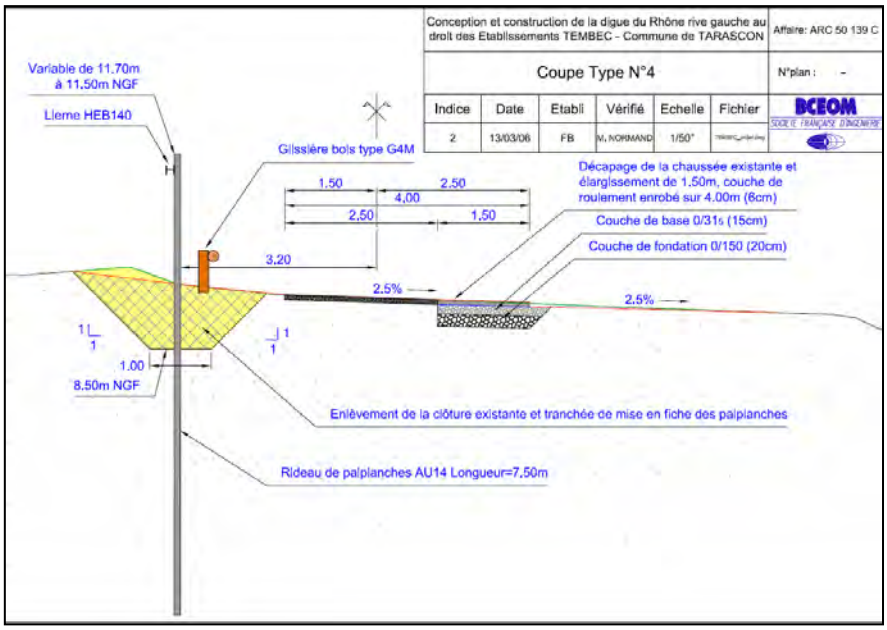


Figure 61. Coupe type sous-tronçon palplanche Fibre Excellence 2 [T103]



Photo 6. Vue d'ensemble des palplanches après les travaux de 2007

9.2.4. Description des travaux à réaliser

Des études de projet ont été réalisées en 2016 [D202]. Dans le cadre de la préparation des marchés de travaux, la conception initialement prévue a été reprise [D203].

La figure ci-dessous illustre le principe de raccordement entre le tronçon T6 et T7 et la localisation des coupes types décrites ci-après



Figure 62. Raccordement tronçon T6 et T7 (Safege [D203])

Profil type Palplanches Fibre Excellence mur

Le PRO 2016 [D202] prévoyait la réalisation d'une rehausse en matériaux étanches sur le remblai existant. En raison des contraintes d'emprise au niveau du carrefour, cette rehausse s'appuyait sur un mur de soutènement existant réalisé en 2003 coté aval et sur un mur de gabions coté amont à créer. Une chaussée béton d'une largeur circulable de 4 m était réalisée en crête de la rehausse.

Dans le cadre de la préparation des marchés de travaux, la conception initialement prévue a été adaptée [D203], Afin d'assurer la stabilité du mur de soutènement existant, il est proposé la réalisation d'un replat de 70 cm de largeur entre la face arrière du soutènement et le remblai

de rehausse. Cette modification permet une meilleure répartition des charges sur le mur et assurer ainsi une meilleure stabilité. Les emprises disponibles le long du mur étant contraintes, notamment à proximité de l'exutoire EU de l'usine Fibre Excellence, le massif gabion coté amont est remplacé par un muret de soutènement H < 1m. Ce muret sera réalisé en éléments préfabriqués et sera dimensionné en tenant compte du passage de camions sur la chaussée. Un géotextile drainant et filtrant sera mis en place derrière le mur. Un géotextile de filtration est mis en place entre le remblai existant et le remblai de rehausse étanche. Le talus amont est également recouvert d'enrochements libres afin d'assurer une continuité avec la protection mise en place sur la partie berge du Rhône après enlèvement de l'atterrissement. Sa pente est 2H/1V.

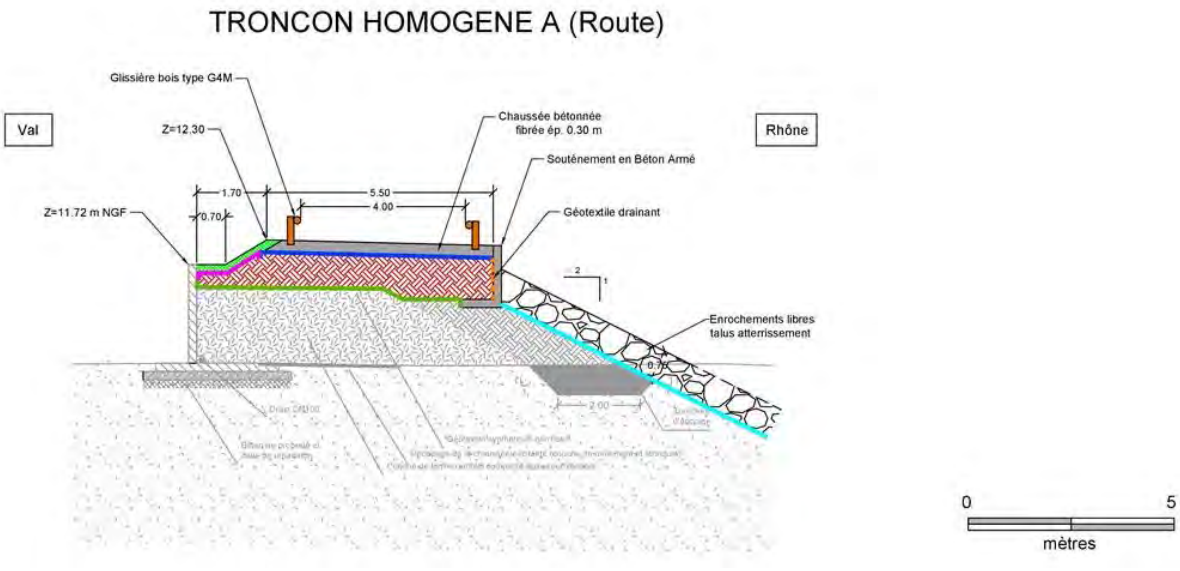


Figure 63. Schéma de principe des travaux envisagé le long du mur [D203]

Profil type Palplanches Fibre Excellence 1

Le PRO 2015 [D202] prévoyait le remplacement du rideau palplanche existant en lieu et place par un nouveau rideau de module et de fiche plus élevés. Le nouveau rideau était réalisé en palplanches type AU23 et fiché à la cote -0.5 m NGF. La longueur totale du rideau était de 12.80 m.

Dans le cadre de la préparation des marchés de travaux, la conception initialement prévue a été adaptée [D203]. Afin de faciliter les travaux et limiter au maximum les interventions sur le périmètre de l'usine Fibre Excellence, il est proposé de conserver l'ancien rideau et de battre le nouveau rideau 90 cm devant celui-ci coté Rhône.
Le raccordement avec le tronçon amont est réalisé par battage du nouveau rideau dans le remblai de rehausse. Le mur existant n'ayant pas de fiche hydraulique, il n'est pas nécessaire de raccorder le nouveau rideau sur celui-ci. Un recouvrement de quelques mètres entre ces deux ouvrages sera réalisé pour permettre la bonne assise du remblai de rehausse.

L'espace inter-rideau est comblé avec du béton afin d'éviter tout développement ultérieur de végétation.

Profil type Palplanches Fibre Excellence 2

Le PRO 2015 [D202] prévoyait la conservation partielle du rideau existant tout en augmentant sa fiche et son arase supérieure par entage et battage. Il était prévu de : recéper les palplanches au niveau du terrain naturel pour éliminer la partie supérieure soudée, souder bout à bout (entures) les palplanches de la longueur nécessaire à la rehausse et à l'augmentation de la fiche et battre le rideau jusqu'à la fiche attendue.
Dans le cadre de la préparation des marchés de travaux, la conception initialement prévue a été adaptée [D203].
Afin de minimiser les risques et aléas de chantier, il est proposé de réaliser un rideau complet et indépendant devant le rideau existant (à environ 90 cm). En phase chantier, cette proposition permet :

- de réaliser les travaux en dehors du périmètre de l'usine imposant des « permis de feux» auxquels seraient soumis les travaux de découpe et soudure, taches dont la limitation de cadence impacte directement la durée des travaux ;
- d'éviter la mise en place d'une clôture de chantier de 2.5 m de hauteur imposé par le classement SEVESO du site ;
- d'éviter une diminution de la protection contre les crues en phase chantier.

En phase définitive, cette solution permet :

- d'augmenter la sécurité vis-à-vis du risque d'érosion interne en rallongeant les cheminements hydrauliques et vérifier ainsi le critère de Lane ;
- d'augmenter la sûreté de l'ouvrage en cas de surverse par-dessus le rideau de palplanches. La présence du second rideau permet d'assurer une bonne dissipation de la nappe déversante et joue le rôle de protection anti-affouillement. En lien avec l'étude de dangers de la digue, cette solution permet de réduire le risque de rupture de l'ouvrage en cas de crue extrême déversante supérieure à la crue de danger système, ce tronçon étant par ailleurs le premier à surverser.

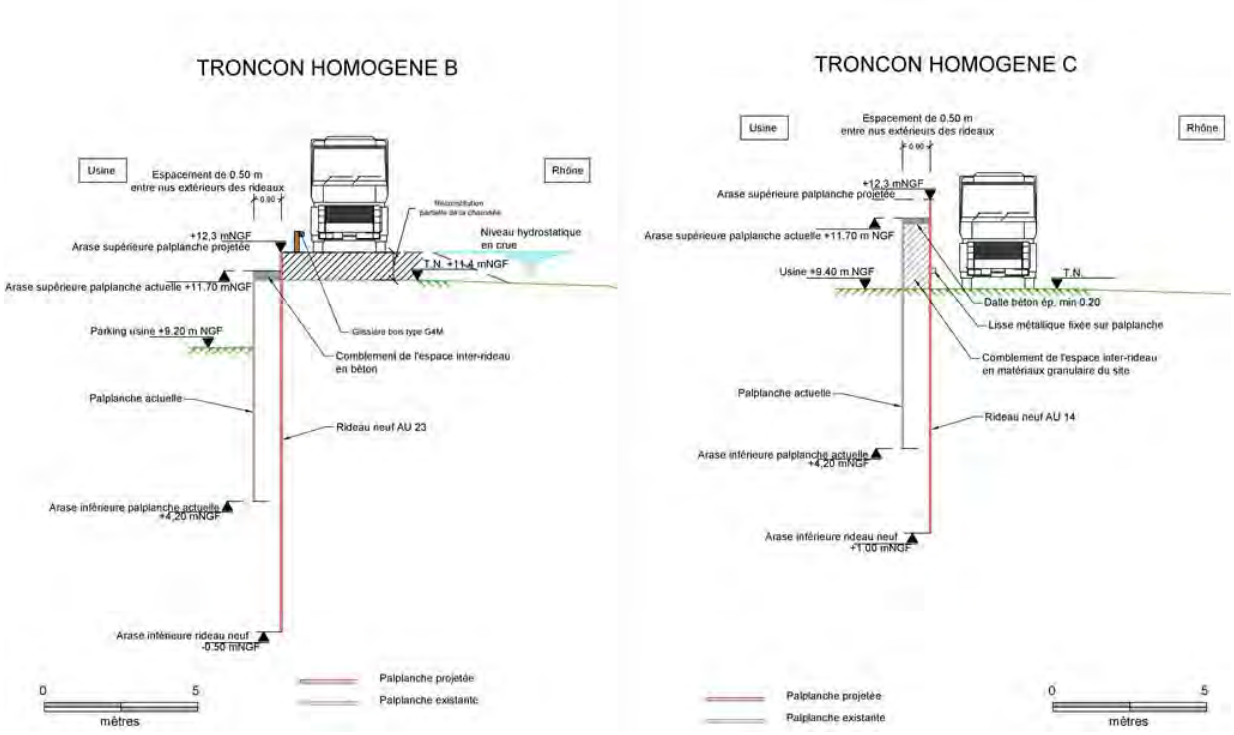


Figure 64. Schéma de principe des travaux envisagés le long du rideau (profil 1 et 2) [D203]

9.2.5. Accessibilité

L'accès au rideau est effectué par la route réalisée lors des travaux de 2007 pour l'amont et par le parking de l'usine pour l'aval.

9.2.6. Ouvrages englobés

Il n'y a pas de points bas, en revanche il existe des ouvrages traversant :

Tableau 52. Ouvrages Traversants, Protection Fibre Excellence

Réf.	PR (Symadrem) Approximatif	Type	Caractéristiques
FE 1	269.8	Exutoire pluvial	Béton ; DN 1000
FE 2	270.25	Adduction d'eau brute	
FE 3	270.25	Exutoire égout usine	

9.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

9.3.1. Géométrie

Tableau 53. Synthèse de géométrie, tronçon rideau de palplanches

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	11,7	11,5	11,6	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	9,7	9,7	9,7	0,0
Cote à 20m du pdav	m NGF	9,7	9,7	9,7	0,0
Cote de pied de digue amont	m NGF	9,7	9,0	9,5	0,3
Cote à 20m du pdam	m NGF	11,0	9,3	9,9	0,7
Hauteur de digue côté aval	m	2,0	1,8	1,9	0,1
Hauteur de digue côté amont	m	2,6	1,8	2,1	0,3
Fruit aval	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Fruit amont	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	370	90	182	115

Tableau 54. Modifications de géométrie suite aux travaux, tronçon rideau de palplanches

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	12,3	12,3	12,3	0,0
Hauteur de digue côté aval	m	2,6	2,6	2,6	0,0
Hauteur de digue côté amont	m	3,3	2,6	2,9	0,3

9.3.2. Données hydrauliques

Tableau 55. Données hydrauliques, tronçon rideau de palplanches

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,5	8,4	3,1	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	9,8	9,7	1,8	1,8	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	10,3	10,1	1,4	1,4	0,1	0,0	0,0	0,0	0,8
10500	10,7	10,5	1,0	1,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,6
11500	11,3	11,0	0,4	0,5	0,2	0,1	0,0	0,0	0,3
12500	11,6	11,3	0,1	0,2	0,2	0,2	0,0	0,0	0,1
14160	11,8	11,5	-0,1	0,0	0,2	0,2	0,0	0,0	0,0

Tableau 56. Modifications données hydrauliques après travaux, tronçon rideau de palplanches

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,5	8,4	3,8	3,9	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	9,8	9,7	2,5	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	10,3	10,2	2,0	2,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,8
10500	10,7	10,5	1,6	1,7	0,1	0,1	0,0	0,0	0,6
11500	11,3	11,1	1,0	1,1	0,2	0,2	0,0	0,0	0,4
12500	11,6	11,4	0,7	0,7	0,2	0,2	0,0	0,0	0,3
14160	12,0	11,7	0,3	0,4	0,2	0,2	0,0	0,0	0,2

9.3.3. Etanchéité

Sur le sous-tronçon de Fibre Excellence, l'étanchéité est assurée par les argiles A2 compactées pour former le talus amont et par les palplanches sur le profil type Palplanches Fibre Excellence 1 et 2.
Sur l'ensemble des secteurs, les ouvrages englobés sont équipés d'écrans anti-renards.

9.3.4. Filtration

Un filtre est présent autour de la chaussette drainante du muret.
Pour le rideau de palplanches sans remblai, il n'y a pas de système de filtration.

9.3.5. Drainage

Un drain D100, dans une chaussette drainante, permet d'évacuer les eaux infiltrées jusqu'au mur du parking.
Pour le rideau de palplanches sans remblai il n'y a pas de système de drainage.

9.3.6. Stabilité

Au niveau de Fibre Excellence, le parement aval est vertical, soutenu soit par un mur autostable soit par un rideau de palplanche ancré en profondeur qui assure sa propre stabilité. Sur le tronçon amont il y a soit un talus avec un fruit de 2/1 soit c'est uniquement la palplanche qui assure la stabilité. La hauteur de protection par rapport à l'aval est croissante en allant vers le Sud : de 1.50m à 3m à l'extrémité du rideau de palplanches.

La stabilité des berges est assurée par des protections en enrochements

9.3.7. Protection

Les palplanches sont recouvertes d'une peinture anticorrosion.

Les berges sont protégées contre l'affouillement par des protections en enrochements

9.3.8. Evacuation

Ce tronçon n'est pas dimensionné pour être résistant à la surverse, étant donné le calage. La conception de l'ouvrage lui permet néanmoins de supporter des petites surverses pour des crues extrêmes supérieures à la crue de danger.

9.3.9. Sécurité

La protection de Fibre-Excellence est accessible en pied amont, où est située la route ou depuis l'usine.

10.DIGUE TARASCON-ARLES : TRONÇON MILLENALE NORD

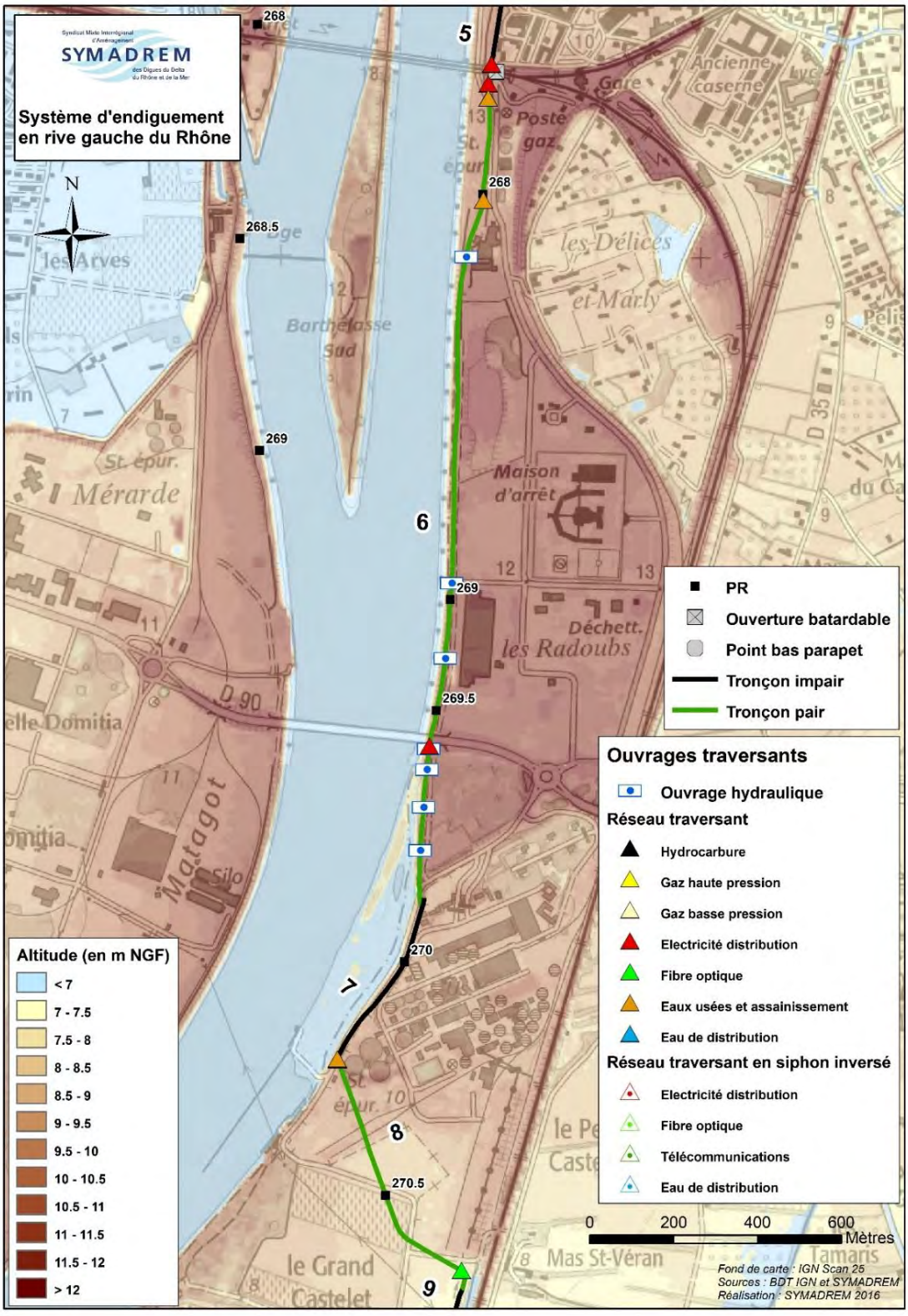


Figure 65. Plan de situation de la digue Tarascon-Arles – Millénale 1 (T8)

10.1. PREAMBULE

A la date d'établissement de cette EDD, des travaux sur la protection Tarascon-Arles sont en phase de projet ; La maîtrise d'œuvre du projet est assurée par Safege et EGISeau dans le cadre de l'opération BA2-Tarascon-Arles du Plan Rhône. Il est prévu que les travaux se déroulent de 2018 à 2020, le contenu de l'EDD concerne l'état post travaux.

Ce tronçon s'étend du RG 270.3 au RG 270.5.

10.2. PRESENTATION GENERALE

10.2.1. Description

Les travaux déjà réalisés sur ce tronçon concernent la protection rapprochée de l'usine de Fibre Excellence. Suite aux inondations de 2003 les travaux de 2006-2007 ont consisté à réaliser un rideau de palplanches, précédé d'un muret en béton armé, le long de l'usine.

Le remblai ferroviaire est une réalisation de la seconde moitié du XIX^{ème} siècle, calé à la cote de la crue de 1843+1.50 m ; il n'a pas subi de modifications importantes depuis sa création. Les digues de protection des trémies routières ont été créées en 1982 et reconstruites après la crue de décembre 2003, où deux ouvrages ont cédé.

En 2020, la digue conçue dans le cadre du plan Rhône à l'ouest immédiat du remblai RFF de substituera au remblai ferroviaire. Elle est en partie millénale et en partie résistante à la surverse (entre les PR 270.75 et 275.8). Ces travaux ont été couplés avec une mise en transparence du remblai ferroviaire et des travaux d'annulation de l'impact hydraulique due à l'empiètement sur le ségonnal.

10.2.2. Sectorisation

Ce tronçon d'un peu moins d'1 km n'est pas divisé en sous-tronçons.
Les PM sont calculés à partir du mur du pont de la RD 90.

Tableau 57. Sectorisation, tronçon millénale nord

Sous-tronçon	Nom	PM début	PM fin	PR début	PR fin
D	Millénale	842	1750	270+300	270.5+740

10.2.3. Description du tronçon actuel

Raccordement

A la jonction, les palplanches viennent jusque dans la digue qui est protégée par des enrochements bétonnés sur les premiers mètres.



Photo 7. Raccordement lors des travaux de 2007

Profil type Digue millénale nord

Actuellement c'est la digue privée de l'usine qui permet de fermer la zone protégée entre le rideau de palplanches et le remblai ferroviaire.

Cette digue est bien marquée sur les 200 premiers mètres puis en s'éloignant du fleuve, la digue disparait, un rideau de palplanche permet le raccordement avec le remblai ferroviaire.



Photo 8. Extrémités amont et aval actuelles

10.3. DESCRIPTION DES TRAVAUX

Lors des travaux qui seront réalisés, le tracé de la digue va être modifié. Suite à des acquisitions foncières, il va être possible de tracer droit entre la fin du rideau de palplanche et la future digue résistante à la surverse (parallèle au remblai ferroviaire) au niveau du PR 270.5.
La crête sera calée au niveau de la crue exceptionnelle plus une revanche de 50 cm. La largeur en crête sera de 7 m et les fruits amont et aval seront tous deux de 2,5/1. La digue sera composée d'un remblai étanche, en matériaux A1 ou A2. Le sol d'origine sera décapé de 50 cm en général et de 2 m au niveau de la clé d'ancrage de 3 m de large.

En pied amont, de façon indépendante au remblai, une piste sera créée avec une pente de 2% coté Rhône, vers un fossé drainant de 2 m de large.
Du coté Rhône le remblai sera protégé par un grillage anti-fouisseurs, recouvert de terre végétale.
En crête, le remblai sera séparé de la piste de circulation GNT par un géotextile de séparation renforcé.
Du coté terre, un géotextile de filtration, qui entourera une couche de matériaux drainants de 40 cm d'épaisseur, sera placé à l'aval du remblai. Le couple filtre-drain sera recouvert d'une recharge aval en tout-venant qui, comme à l'amont, sera protégée par un grillage anti-fouisseur et recouverte de terre végétale.
En pied aval on retrouvera la recharge sur une épaisseur de 2,10 m, sur le complexe filtre-drain qui s'épaissit pour retrouver une protection minérale à l'exutoire. Le grillage anti-fouisseur s'arrêtant au pied, il sera prolongé par un géotextile de séparation renforcé qui séparera le tout-venant de la piste en grave. Comme pour le pied amont, il existera une pente de 2%, cette fois vers l'espace inter-remblais.

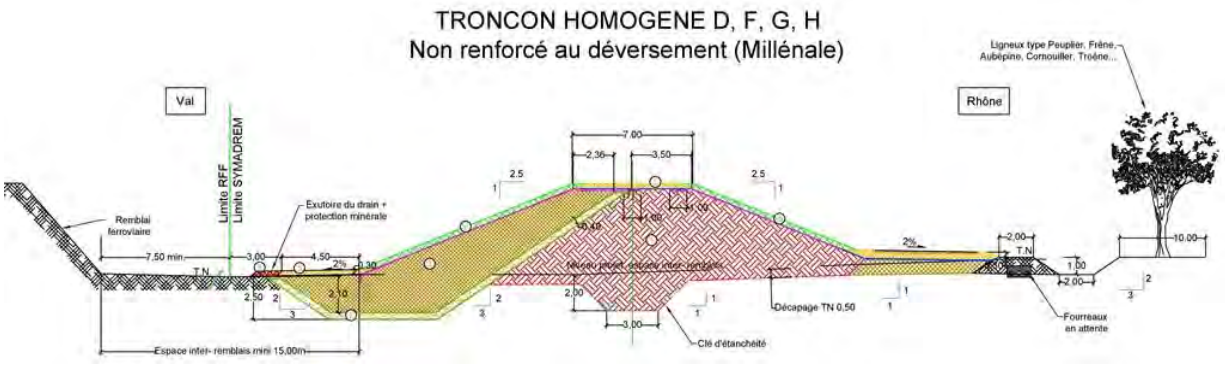


Figure 66. Schéma de principe tronçon digue millénale (Safege [D203])

Le raccordement entre la digue millénale est le rideau de palplanches est assuré par un ancrage du rideau dans le remblai comme illustré dans la figure ci-après.

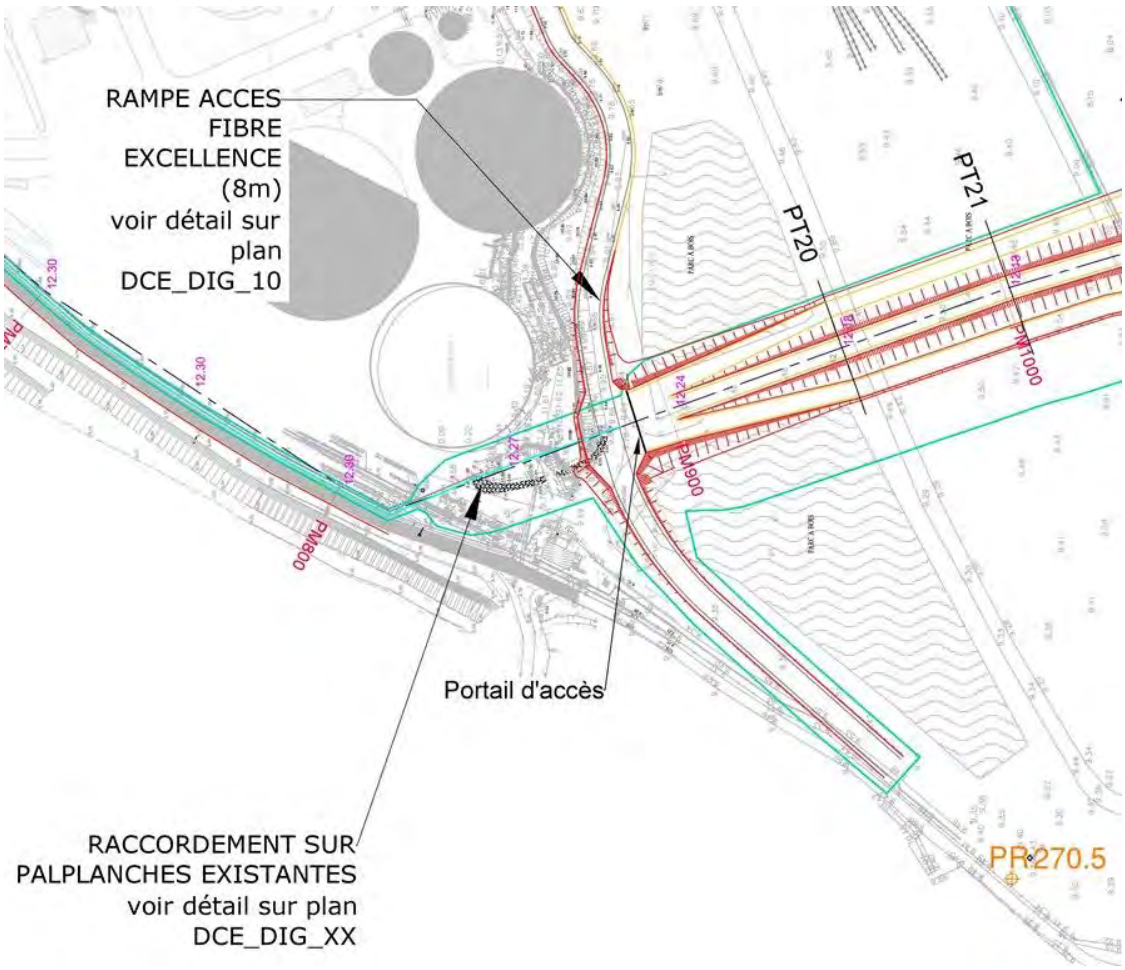


Figure 67. Principe de raccordement entre le tronçon T7 et T8 (SAFEGE [D203])

10.3.1. Accessibilité

Des pistes carrossables sont prévues en pieds et en crête de digue. Elles permettront un accès en tous points de la digue.
Les accès à la digue se font aujourd'hui depuis l'usine seulement ; par la suite la digue actuelle servira de rampe d'accès ; il y aura également un accès depuis l'usine juste avant le guide eau. Le pied coté fleuve sera accessible par deux chemins, à 200 et 400m depuis le rideau de palplanches.

Le seul franchissement routier est celui à l'usine Fibre Excellence disposé à la jonction entre le tronçon 7 et 8/

10.3.2. Ouvrages englobés

Il existera 3 ouvrages traversants, qui ne sont pas aujourd'hui dans l'axe de la digue :

Tableau 58. Réseaux traversants, Section Digue Tarascon-Arles ; après travaux

N°	Information	Type	PR	Etat
TAM-1		Eau Usée	270.3	Post travaux
TAM-2		Réseau incendie	270.3	Post travaux
TAM-2		Fibre Optique (Orange)	270.5	Post travaux

10.4. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

10.4.1. Géométrie

Tableau 59. Synthèse de géométrie tronçon remblai ferroviaire : état actuel

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	11,2	10,1	10,5	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	8,7	3,2	6,0	1,2
Cote à 20m du pdav	m NGF	7,6	4,7	6,2	0,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	8,3	4,0	6,3	1,3
Cote à 20m du pdam	m NGF	10,3	3,9	6,6	1,3
Hauteur de digue côté aval	m	7,1	2,2	4,5	1,1
Hauteur de digue côté amont	m	6,3	0,4	4,2	1,5
Fruit aval	L/V	11,9	1,2	2,2	1,9
Fruit amont	L/V	10,0	1,7	2,5	1,4
Largeur du ségonnal	m	1450	580	1157	221

Tableau 60. Synthèse de géométrie, tronçon millénale Nord : état post travaux

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	12,1	11,7	11,9	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	9,7	8,5	8,9	0,6
Cote à 20m du pdav	m NGF	9,7	8,5	8,9	0,6
Cote de pied de digue amont	m NGF	9,1	7,9	8,5	0,6
Cote à 20m du pdam	m NGF	7,9	7,7	7,8	0,1
Hauteur de digue côté aval	m	3,5	2,5	3,0	0,5
Hauteur de digue côté amont	m	3,9	3,0	3,5	0,4
Fruit aval	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Fruit amont	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Largeur du ségonnal	m	600	370	510	123

10.4.2. Données hydrauliques

Tableau 61. Données hydrauliques, tronçon remblai ferroviaire : avant travaux

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m³/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,3	6,2	2,8	3,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	9,7	7,4	1,5	2,0	0,2	0,1	0,0	0,0	0,4
9500	10,1	7,9	1,1	1,7	0,2	0,1	0,0	0,0	0,3
10500	10,5	8,4	0,7	1,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,3
11500	11,0	9,0	0,1	0,6	0,2	0,1	0,0	0,0	0,1
12500	11,4	9,4	-0,2	0,2	0,2	0,1	0,1	0,0	0,0
14160	11,6	9,6	-0,4	0,1	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0

Tableau 62. Données hydrauliques, tronçon millénale Nord : post travaux

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m³/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,4	8,3	3,4	3,6	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	9,7	9,6	2,1	2,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8
9500	10,1	9,6	1,8	2,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
10500	10,5	10,0	1,5	1,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
11500	11,1	10,6	0,9	1,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
12500	11,4	10,9	0,6	0,7	0,1	0,1	0,0	0,0	0,2
14160	11,7	11,1	0,3	0,4	0,1	0,1	0,0	0,0	0,2

10.4.3. Etanchéité

Aujourd'hui la fonction étanchéité n'est pas connue.
Sur le tronçon millénale de la digue Tarascon-Arles, l'étanchéité sera faite grâce au corps de la digue, composé de matériaux A1 et A2 compactés au pied-mouton.
Il y a également une clé d'étanchéité, à l'interface avec la fondation, au centre de la digue.

10.4.4. Filtration

Il n'y a pour l'instant pas de filtre.

Un géotextile filtrant disposé en aval du corps de digue permettra de retenir en cas de défaillance de l'étanchéité, les fines.

10.4.5. Drainage

Le remblai actuel ne comporte pas de système de drainage.

Le drainage de la digue et de la fondation sera assuré une couche de graviers d'une épaisseur de 40 cm. Le drain sera entouré du géotextile filtrant en amont et d'un autre géotextile filtrant entre ce dernier et la recharge aval pour éviter son colmatage.

L'exutoire du drain sera constitué de petits blocs dimensionnés de façon à respecter les règles de filtre avec les matériaux drainants.

10.4.6. Stabilité

La géométrie actuelle est peu connue.
Après travaux, la digue sera massive avec des fruits amont et aval à 2.5/1 et une crête de 7m de large. La digue est environ 3-4m plus haut que le niveau coté terre. La clé d'ancrage, le drainage et la recharge aval amélioreront très sensiblement la stabilité.

La stabilité du filtre sera assurée par le poids de la recharge aval.

10.4.7. Protection

A la jonction entre les palplanches et le profil courant de la digue il y a une portion protégée par des enrochements bétonnés.
Les deux talus de la digue seront recouverts d'un grillage anti-fouisseur lui-même recouvert d'une couche de terre végétale.
La piste en crête sera carrossable.

10.4.8. Evacuation

Ce tronçon n'est pas dimensionner pour une surverse. Après travaux il sera calé à la cote atteinte par une crue exceptionnelle majorée d'une revanche de 50cm.

10.4.9. Sécurité

La crête de la digue sera carrossable et large : entre 5 et 7m. Une piste en pied aval longera l'ensemble de la digue ; comme les accès, elle est carrossable.

11.DIGUE TARASCON-ARLES : TRONÇON RESISTANT A LA SURVERSE

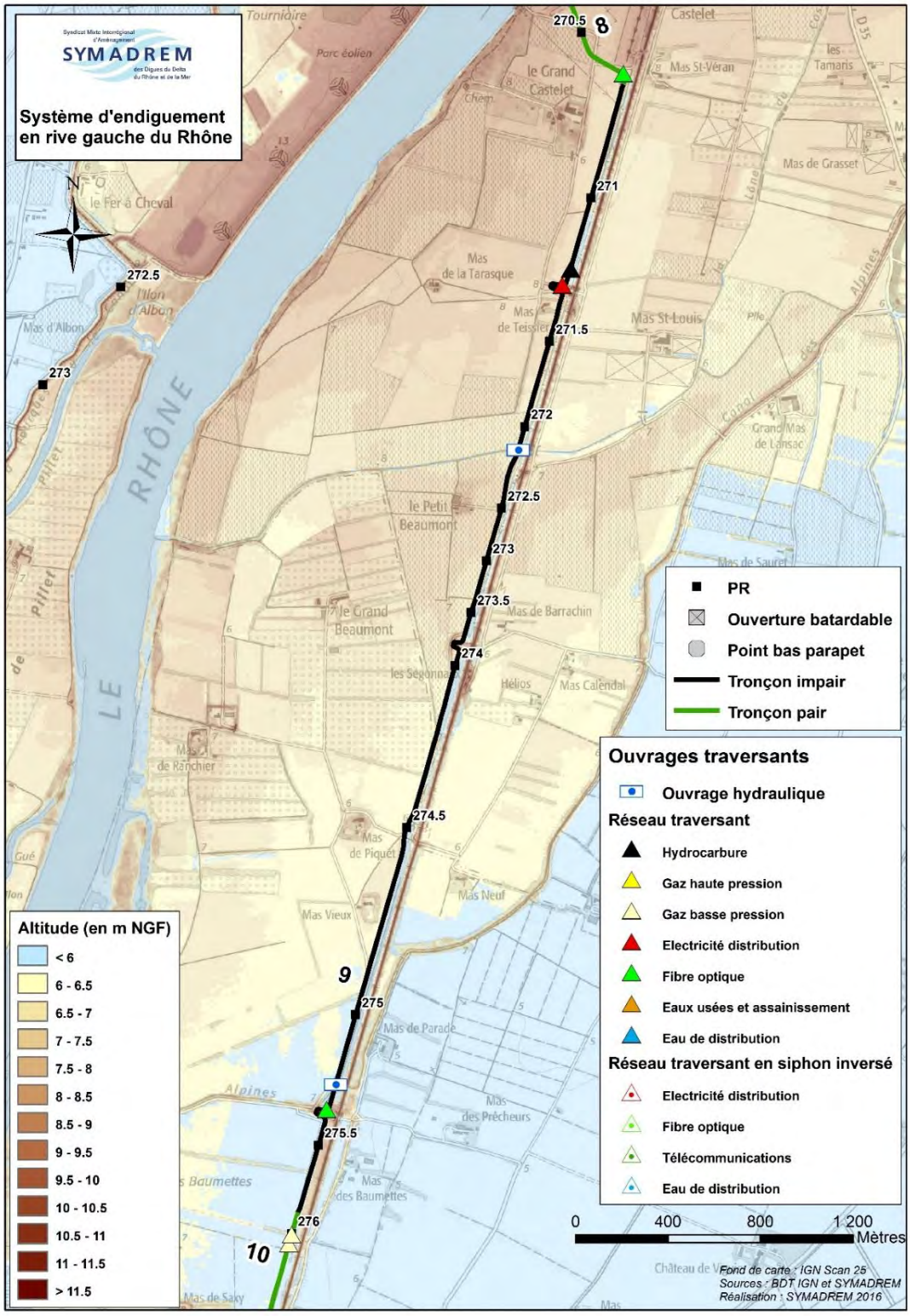


Figure 68. Plan de situation du tronçon résistant à la surverse (T9)

11.1. PREAMBULE

A la date d'établissement de cette EDD, des travaux sur la protection Tarascon-Arles sont en phase de projet ; La maîtrise d'œuvre du projet est assurée par Safege et EGISeau dans le cadre de l'opération BA2-Tarascon-Arles du Plan Rhône. Il est prévu que les travaux se déroulent de 2018 à 2020, le contenu de l'EDD concerne l'état post travaux.

Le tronçon étudié s'étend du RG 270.5 au RG 275.5.

Le remblai est la propriété de SNCF Réseau, qui le gère également. Une fois la digue réalisée, le Symadrem en sera propriétaire et gestionnaire, comme il l'est pour les palplanches de Fibre excellence.

11.2. PRESENTATION GENERALE

11.2.1. Description

A l'aval de l'usine la protection hydraulique entre Tarascon et Arles aujourd'hui faite par le remblai ferroviaire de SNCF réseaux.

Le remblai ferroviaire est une réalisation de la seconde moitié du XIX^{ème} siècle, calé à la cote de la crue de 1843+1.50 m ; il n'a pas subi de modifications importantes depuis sa création. Les digues de protection des trémies routières ont été créées en 1982 et reconstruites après la crue de décembre 2003, où deux d'entre elles ont cédé.

En 2020, la digue conçue dans le cadre du plan Rhône en amont immédiat du remblai RFF remplira le rôle de protection hydraulique. Ces travaux ont été couplés avec une mise en transparence du remblai ferroviaire et des travaux d'annulation de l'impact hydraulique due à l'empiètement sur le ségonnal.

11.2.2. Sectorisation

Les 5 km de cette protection sont homogènes.
Les PM sont calculés à partir du mur du pont de la RD 90.

Tableau 63. Sectorisation, Section protection Tarascon-Arles

Sous-tronçon	Nom	PM début	PM fin	PR début	PR fin
E	Résistante	1750	6750	270.5+740	275.5+270

11.2.3. Description du tronçon

Profil type digue résistante à la surverse

Le remblai ferroviaire est large, avec une crête environ callée au niveau de la crue centennale (sous le ballast), des fruits assez faibles : majoritairement inférieurs à 2 et descendant à 1.3 à l'aval et 1.5 à l'amont.



Photo 9. Remblai SNCF



Photo 10. Trémie SNCF

Le schéma de principe des travaux de la digue résistante à la surverse est le suivant :

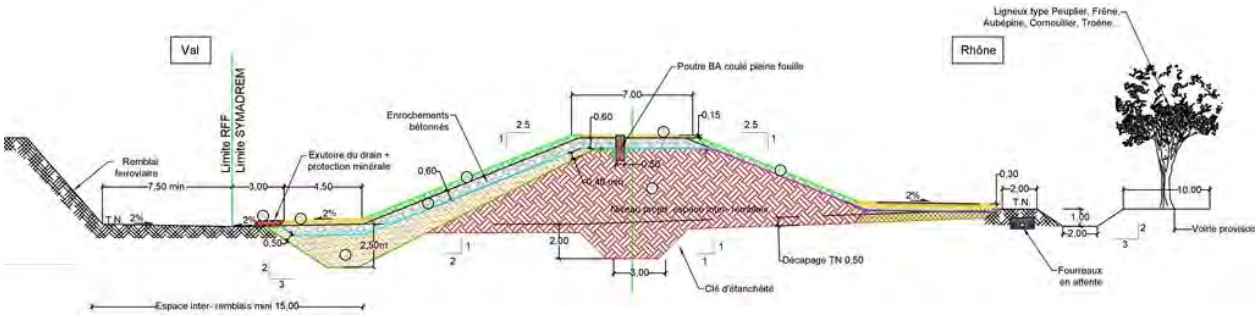


Figure 69. Schéma de principe de la digue résistante à la surverse (Safege [D203])

Les travaux qui seront réalisés en section courantes sont les suivants :

- Crête calée au niveau atteint théoriquement pour une crue centennale (crue type décembre 2003 sans brèche dans le système ; 11 500 m^3/s au niveau de la station de Beaucaire-Tarascon).
- Sol d'origine décapé de 50 cm en général et de 2 m au niveau de la clé d'ancrage qui fait 3 m de large.
- Digue composée d'un remblai étanche, en matériaux A1 ou A2 suivant la GTR2000.
- Largeur en crête de 7 m
- Fruits amont et aval de 2,5/1.
- Piste de pied amont avec une pente de 2% coté Rhône, vers un fossé drainant de 2 m de large.
- Grillage anti-fouisseurs, recouvert de terre végétale coté Rhône.
- En crête, remblai recouvert d'un géotextile de filtration et anti-poinçonnement, qui le sépare des enrochements bétonnés et de la poutre en béton Armé coulé pleine fouille dans le corps de digue (50 cm de largeur et 1,50 m de hauteur).

- Piste de circulation en GNT sur les enrochements.
- Du côté terre, couche de matériaux drainants (de 40 cm en crête à 1,50 m en pied), entourée d'un géotextile de filtration, à l'aval du remblai. Le drainage se trouve sous les enrochements bétonnés, séparé de ses derniers par le géotextile de filtration et anti-poinçonnement qui se prolonge depuis la crête. Le tout est recouvert de terre végétale.
- Piste de pied aval en grave, avec une pente de 2% vers l'espace inter-remblais, sur le prolongement des enrochements bétonnés et du drainage.

La distance entre le pied amont du remblai ferroviaire et le pied aval de la digue est de 15 mètres.
Le renforcement au déversement par des enrochements bétonnés se prolonge de quelques mètres sur la digue millénale situé en amont du tronçon (jonction T8/T9) et en aval (jonction T9/T10) pour éviter que des érosions puissent se produire lors des déversements .

La figure suivante illustre le principe de raccordement en plan de la digue résistante à la surverse et la digue millénale. Elle illustre également le principe de positionnement entre les ouvrages de transparence hydraulique et la digue résistante à la surverse.

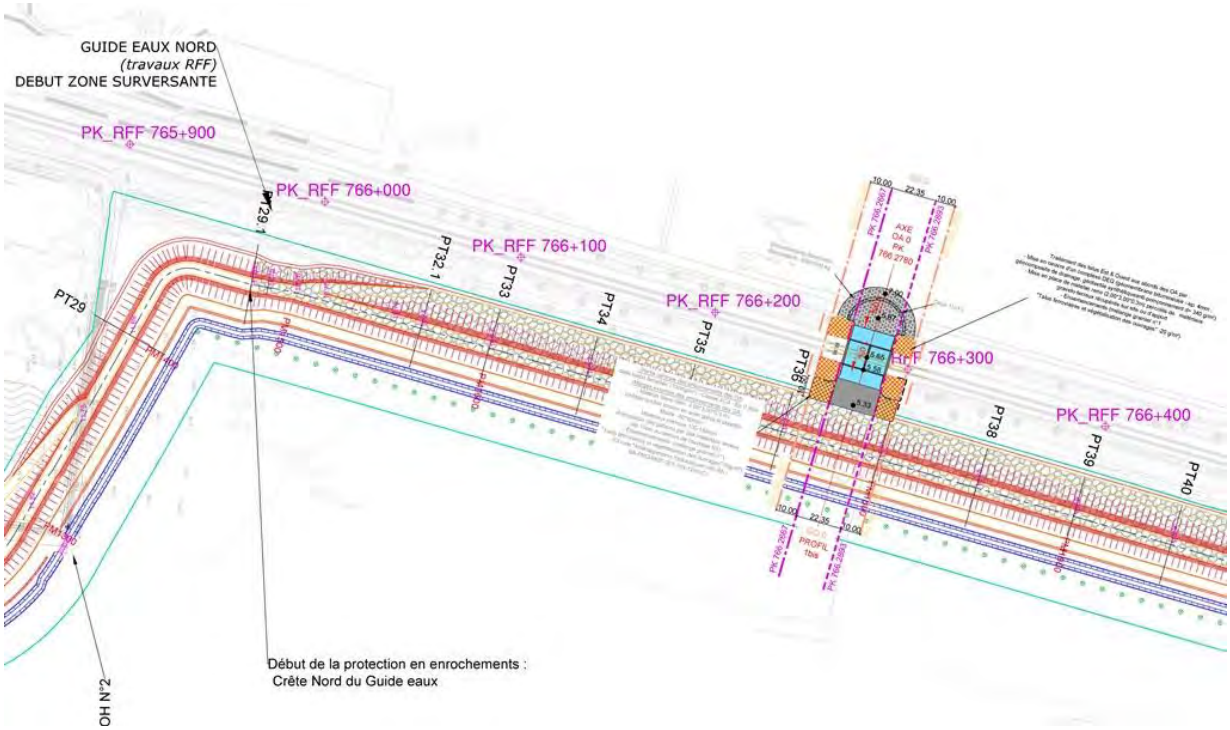


Figure 70. Jonction digue millénale / digue résistante la surverse et implantation digue / remblai (Safege [D203])

11.2.4. Accessibilité

La digue est carrossable en pied (amont et aval) et en crête.
Les routes menant à la digue sont celles des trémies.

Tableau 64. Franchissements, Section Digue Tarascon-Arles

Nom	PR
Trémie 1	271.3
Trémie 2	273.85
Trémie 3	275.4

11.2.5. Ouvrages englobés

Il existe des voies traversant la digue mais elles sont constituées de trémies, il n'y a donc pas de points bas. En revanche il existe plusieurs ouvrages traversants:

Tableau 65. Ouvrages Traversants, Remblai SNCFR ; avant travaux

Réf.	PK (RFF)	PR (Symadrem) Approximatif	Nom
T/A 1	766,9	271+200 m	Oléoduc
T/A 2	767,615	272	Conduite de refoulement
T/A 3	771,14	275	Gazoduc
T/A 5	767,611	272	Martelière Lône du Castelet
T/A 6	770,473	275+100 m	Martelière Canal des Alpines
T/A 8	766,900	271+200	Trémie Mas de Tessier
T/A 9	770,611	275.4	Trémie Mas de Parade
T/A 10	768,505	273.5	Trémie Ségonnaux

Tableau 66. Réseaux traversants, Section Digue Tarascon-Arles ; après travaux

N°	Information	Type	PR	Etat
DTA_05	Oléoduc Trapil	Oléoduc (SNOI)	271.1	Neuf
DTA_06	Galerie technique multitubulaire 1HT et 1BT	Electricité (EDF)	271.2	Neuf
DTA_07	Lône du Castellet	Drainage	272.15	Neuf
DTA_08	Canal des alpines	Drainage	275.3	Neuf
DTA_09	Galerie technique multitubulaire	Fibre Optique (Orange)	275.4	Neuf

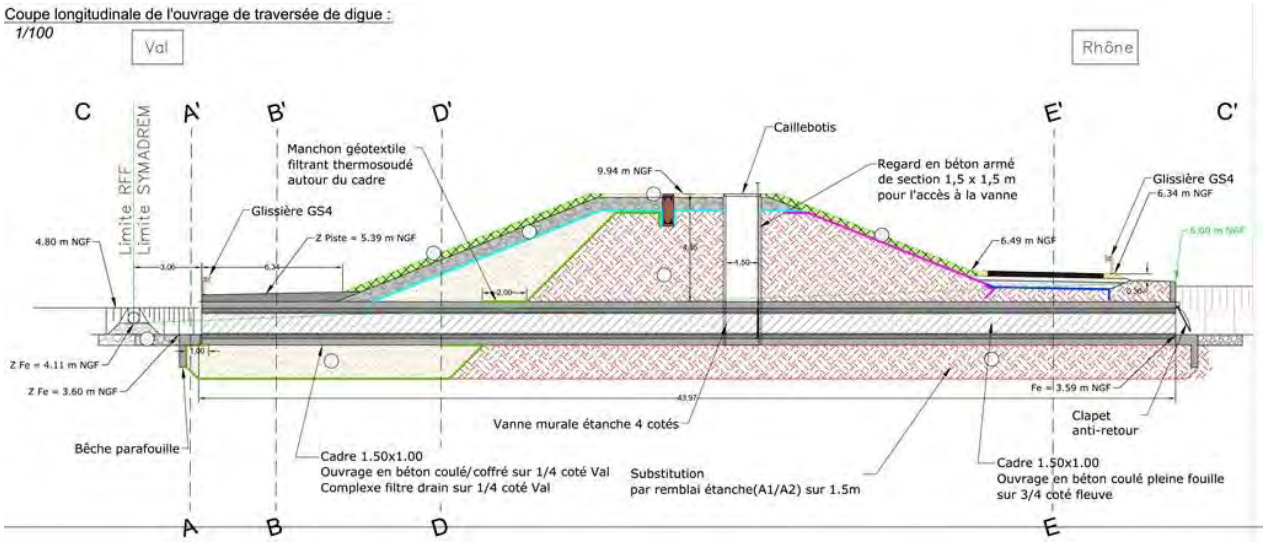
Les ouvrages de rétablissement des ouvrages hydrauliques traverseront le corps de digue en base du remblai étanche :

- Ils seront constitués de cadres béton (3 cadres 1.5 m x 1.0 m pour la lône du castellet, 2 cadres 1.5 m x 1.0 m pour le canal des alpines et 2 cadres 1.5 m x 1.0 m pour le fossé du Mas Molin).

La conception de ces ouvrages traversant en fondation respecte les principes suivants :

- mise en œuvre d'un remblai de matériaux fins A1/A2 sur 50 cm en fondation du réseau traversant (lit de pose en matériaux granulaire interdit) ;
- réalisation d'une enveloppe de la canalisation en béton coulé pleine fouille de 30 cm d'épaisseur, sur les trois quarts du linéaire du réseau traversant et coffré sur le dernier quart ;
- à l'aval : réalisation d'une chaussette en géotextile filtrant remplie de matériaux drainants sur le quart aval du linéaire de réseau traversant ;
- dispositif assurant l'étanchéité interne des réseaux, notamment en cas de recours à des gaines ;
- dans le cas d'une conduite ouverte côté Rhône : dispositif de clapet anti-retour et dispositif de vanne de sécurité avec regard d'accès.

Le schéma de principe figure ci-dessous :



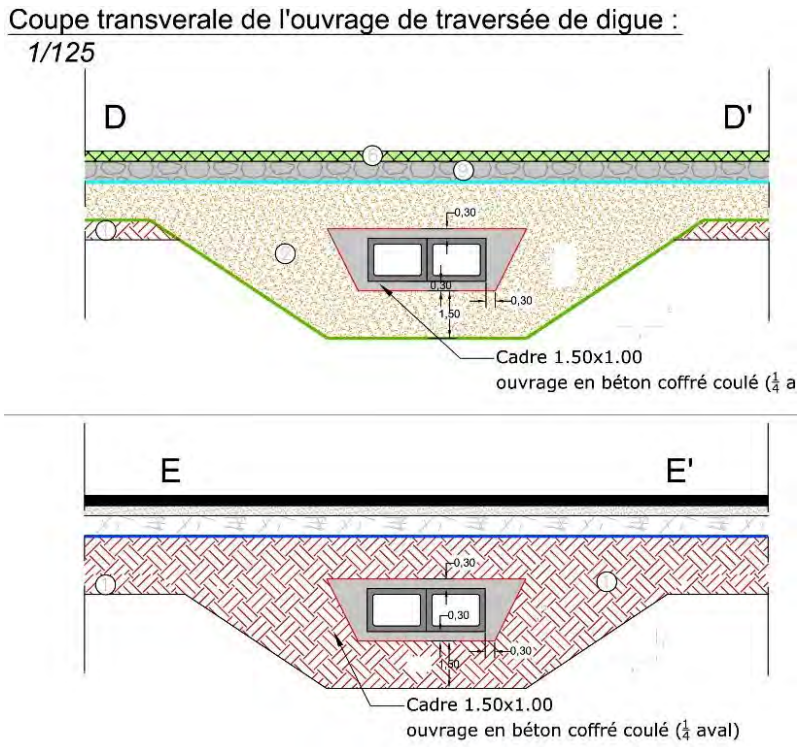


Figure 71. Schéma de principe des Ouvrages hydrauliques recréés

En dehors des réseaux aériens rétablis au-dessus de la digue et des réseaux traversants en fondation décrits dans les chapitres précédents, les réseaux secs et humides traversant la digue en crête seront rétablis au droit de la crête de digue dans une galerie technique dite multitubulaire mise en œuvre selon des dispositions anti-érosion.

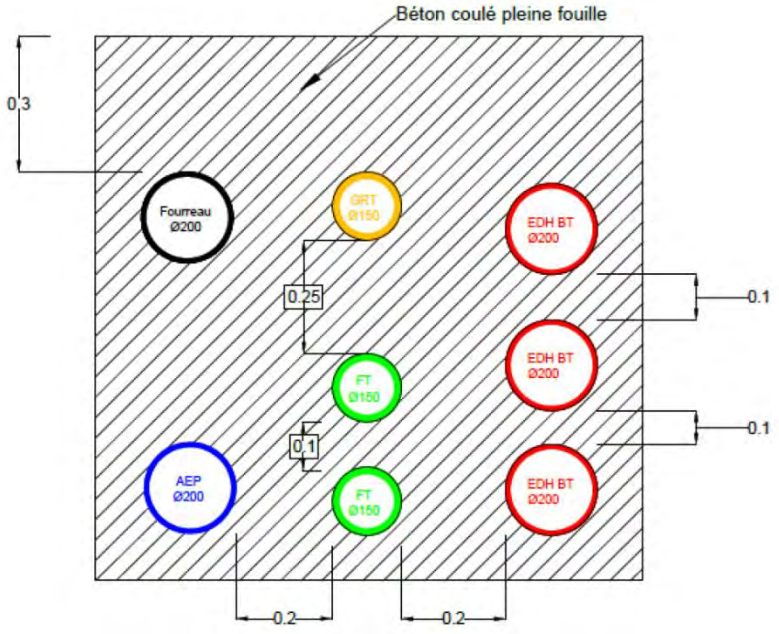


Figure 72. Coupe de principe d'une tranchée multitubulaire

Cette solution technique présente les avantages suivants :

- les réseaux traversants sont regroupés à un seul endroit du profil (évite la multiplication des traversées dans les secteurs urbains) ;
- la tranchée multitubulaire est sécurisée par rapport au risque d'érosion interne par son coulage pleine fouille en crête de digue ;
- L'étanchéité des fourreaux est garantie par le biais de bouchons étanches visibles dans des regards situés de part et d'autre ;
- les réseaux restent accessibles pour les concessionnaires (gaines de tirage pour supprimer ou remplacer les réseaux) ;

Tableau 67. Réseaux longitudinaux (post travaux), Section Millénale Digue Tarascon-Arles

Information	Type	PK	Etat
Pied aval 2 PEHD D50	Telecom (Orange)	270.5 – 271.3 271.9 – 275.4	

Des réseaux électriques surplombent la digue, les poteaux sont présents dans l'espace inter-remblais.

11.2.6. Description des travaux réalisés dans l'environnement de la digue résistante à la surverse

Afin de faire transiter la crue exceptionnelle du Rhône, il est prévu la mise en transparence hydraulique du remblai ferroviaire. 10 ouvrages hydrauliques traversants sont prévus. Leur dimensionnement sous maîtrise d'ouvrage de la SNCF réseau, a été réalisé par le bureau d'étude ARTELIA. La crue exceptionnelle a été simulée en considérant à chaque fois cinq conditions différentes d'alimentation de la digue résistante à la surverse : 1 alimentation avec une lame d'eau homogène et 4 alimentations avec des lames d'eau hétérogènes. Pour les cinq conditions d'alimentation considérées, le débit déversé maximal est de 1070 m^3/s.

La configuration retenue en phase d'Avant-Projet est la suivante :

10 ouvrages (OA0 à OA10) d'ouverture hydraulique de 20,00 m constitués de deux travées de 10,00 m avec un seul piédroit intermédiaire. La hauteur des ouvrages est comprise entre 3,7 et 4,7 m sans pente au niveau du radier. L'ensemble des ouvrages fonctionnant à surface libre.

Les simulations réalisées pour cette phase d'optimisation montrent que le dimensionnement des 10 ouvrages avec des ouvertures 2x10 m de large est satisfaisant. Cette configuration permet d'évacuer le débit déversé sur la digue de premier rang pour la crue exceptionnelle en respectant un fonctionnement à surface libre des ouvrages et des trémies avec un tirant d'air de 30 cm et un niveau d'eau en amont du remblai ferroviaire de 50 cm en dessous de la cote Zrails-1m à satisfaire.
Suite aux études AVP, la configuration d'ouvrage retenue est 10 ouvrages de 20m d'ouverture hydraulique à «écoulement à surface libre » type PRA (pont rail). Toutefois, de façon à éviter la stagnation des eaux, il a été décidé en phase PRO de modifier le radier et de le penter à 1% vers l'espace inter-remblai.

En phase PRO le calage des ouvrages a été affiné de façon à éviter les impacts sur les aménagements ferroviaires et sur les installations agricoles à proximité immédiate des ouvrages. Ainsi l'ouvrage n°2 a été décalé vers le sud de 127m, par rapport à la position retenue en AVP, de façon à éviter tout impact sur la serre agricole construite en 2014 sur la parcelle ZO8.

Le principe d'implantation des ouvrages hydrauliques traversants figure ci-dessous :

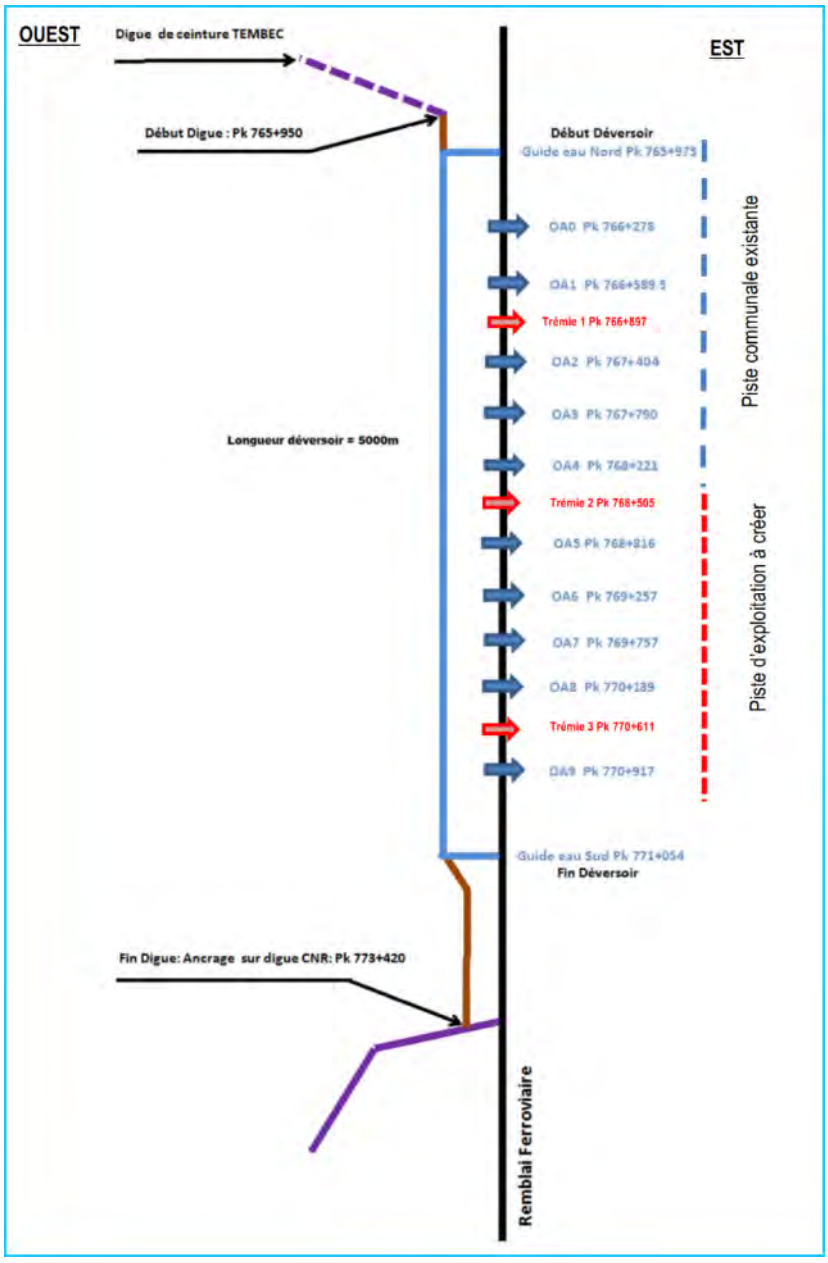


Figure 73. Implantation des ouvrages SNCF de transparence hydraulique

La vue en plan d'un ouvrage type figure ci-dessous

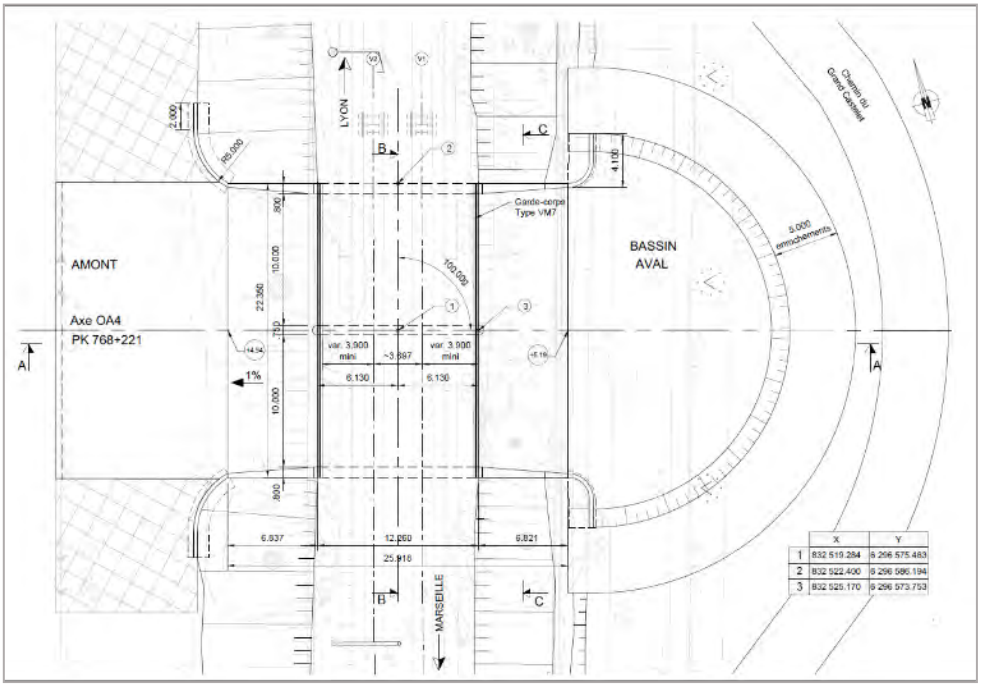


Figure 74. Vue en plan d'un ouvrage de transparence (source SNCF – EGISrail)

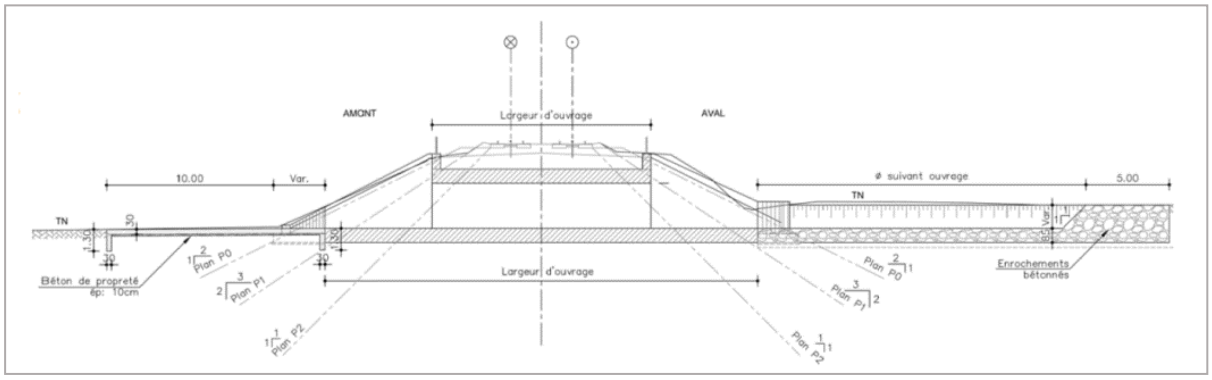


Figure 75. Coupe type d'un ouvrage de transparence (source SNCF – EGISrail)

Les aménagements hydrauliques prévus à l'amont et à l'aval des 10 ouvrages de transparence sont les suivants :

A l'aval :

- un bassin de restitution en enrochements liés (réalisés sur le radier de ripage) :
- bassin circulaire en enrochements liés d'ouverture respectivement d'environ 25 à 30m;
- zone de transition à 1 pour 1 en enrochements liés et sur la plateforme périphérique de 5m. Accès d'une pelle mécanique, pour entretien, dans la partie inférieure des bassins ;

A l'amont :

Des entonnements constitués d'une dalle en béton armé de 30 cm d'épaisseur sur la largeur de l'ouvrage, avec de part et d'autre, une protection de l'entonnement par méthode minérale ou enrochements avec végétalisation.

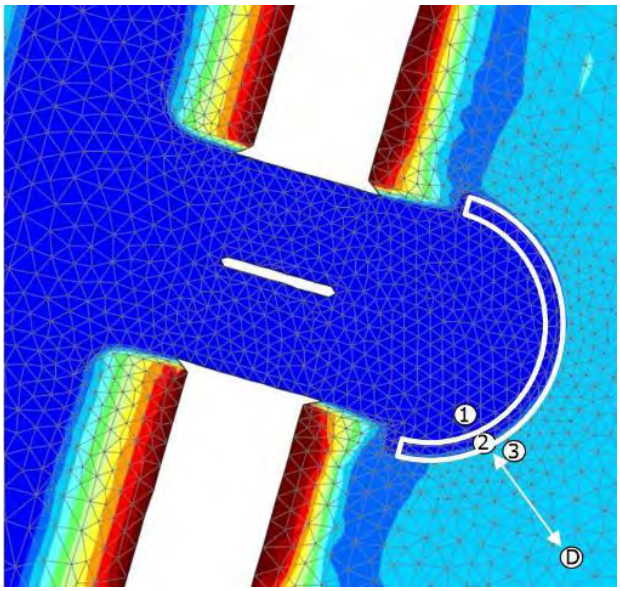
La configuration des bassins de restitution a été étudiée par modélisation hydraulique dans l'objectif de limiter les vitesses d'écoulement des eaux arrivant dans la plaine du Grand Trébon.

Différentes configurations de bassin ont été étudiées :

Les résultats des modélisations hydrauliques ont montré que la configuration optimale du bassin restitution se caractérise par une pente quasi nulle du fond du bassin et une zone de transition de 1/1 pour retour au TN.
Ce type de bassin permet de ralentir les vitesses d'écoulement à la sortie des ouvrages. Les vitesses maximales au bord inferieur du bassin (point 1 sur la figure ci-dessous) sont inférieures à 1,6 m/s. Le retour au TN entraine une augmentation des vitesses qui ne dépassent pas cependant 2,5 m/s. A 13 m du bord des bassins de restitution, les vitesses maximales sont toutes inferieures à 1,5 m/s

Tableau 68. Vitesse maximale en aval des ouvrages (source ARTELIA)

Ouvrage	1- Vitesse maximale bord inférieur du bassin (m/s)	2- Vitesse maximale bord supérieur du bassin (m/s)	3- Vitesse maximale sur le TN à proximité (m/s)	D- Distance (m) sur laquelle la vitesse maximale est supérieure à 1.5m/s
OA0	1.33	1.75	2.11	8
OA1	1.27	1.73	1.97	7
OA2	1.23	1.67	2.12	6
OA3	0.97	1.52	1.85	3
OA4	1.03	1.64	2.04	5
OA5	1.46	1.68	1.9	12
OA6	1.29	1.72	2.01	6
OA7	1.48	1.78	1.93	10
OA8	1.21	1.43	1.33	0
OA9	1.64	2.11	2.5	13



Le programme de l'opération conduit à réaliser dans la zone inter-remblais, pour des raisons hydrauliques, des terrassements de faibles hauteurs. Ce nivellement est constitué d'une succession de déblais et de remblais variant de 0 à 1 m.
Le remblai ferroviaire est traversé par 3 trémies routières. Ces trémies existantes participent à la transparence hydraulique. Les ouvrages ne seront pas modifiés, les travaux consistent essentiellement à :

- supprimer les cavaliers latéraux, reconstitués à l'ouest de la digue par le SYMADREM,
- réaliser des ajustements locaux du profil en long des voiries routières.

La suppression des cavaliers des trémies génère des déblais importants ainsi que des travaux de dépose de géomembrane et de démolition de murets de soutènement. A terme, les cavaliers seront raccordés à l'ouest de la digue, par le SYMADREM.

La réalisation de deux digues « guides-eaux » (barreaux de liaison entre le remblai et la digue) aux extrémités de la section résistante de la digue SYMADREM est rendue nécessaire pour des raisons hydrauliques. Ces guides-eaux sont destinés à canaliser les eaux de déversement dans les ouvrages de transparence hydraulique et à protéger le site Fibre Excellence de toute venue d'eau (cf. guide eaux Nord).

Ils auront les mêmes caractéristiques techniques que celles de la digue millénale.

- Au Nord, le niveau d'eau maximal atteint entrainerait l'inondation de l'usine FIBRE EXCELLENCE à la crue millénale.
- Au Sud, l'absence de guide-eau consisterait à prolonger l'espace inter-remblai sur 2,3 km à l'aval, ce qui aurait des conséquences sur la dynamique des écoulements dans l'espace inter-remblai et sur les niveaux d'eau ;

11.2.7. *Description de la phase provisoire entre la transparence hydraulique du remblai ferroviaire et la création de la digue entre Tarascon et Arles*

Tel que défini dans la convention tripartite SNCF Réseau, Etat et SYMADREM du 25 février 2011, il est convenu de faire les travaux de façon simultanée. Toutefois, il est probable que tout ou partie des 10 ouvrages soient mis en place avant que la digue soit réceptionnée par le SYMADREM.

Dans ce cas, SNCF Réseau prévoit d'obturer obligatoirement les ouvrages jusqu'au moment où la digue sera réceptionnée par le SYMADREM. Les entreprises travaux assureront la surveillance et l'entretien du remblai et des ouvrages obturés jusqu'à leur réception finale par SNCF Réseau. Le système d'obturation permettra maintenir le niveau de protection actuel du remblai ferroviaire jusqu'à réception de la digue

Les systèmes d'obturation envisageables pour les ouvrages de mise en transparence sont multiples et font appel à une technicité plus ou moins élevée. 3 modes opératoires ont été étudiés par SNCF :

Les big-bags : cette solution consiste à mettre en place une protection de type « sac de sable » qui peut être confectionnée à partir de contenants style big-bags remplis des matériaux de brèche (faible granulométrie nécessaire).

Ces « sacs » doivent avoir une structure renforcée et supporter l'empilement sur plusieurs lits. Une géomembrane ou une bâche en polyéthylène (représentée en orange sur le dessin qui suit) assureront l'étanchéité coté espace inter-remblai. En vue d'une amélioration de l'étanchéité, cette géomembrane pourra éventuellement être agrafée sur les parements béton armé des murs en aile de l'ouvrage de transparence.

Afin d'assurer une protection contre les turbulences hydrauliques, une protection de type enrochements libre pourra être ajoutée coté Amont. Cette épaisseur supplémentaire pouvant également protéger l'ouvrage du vandalisme.

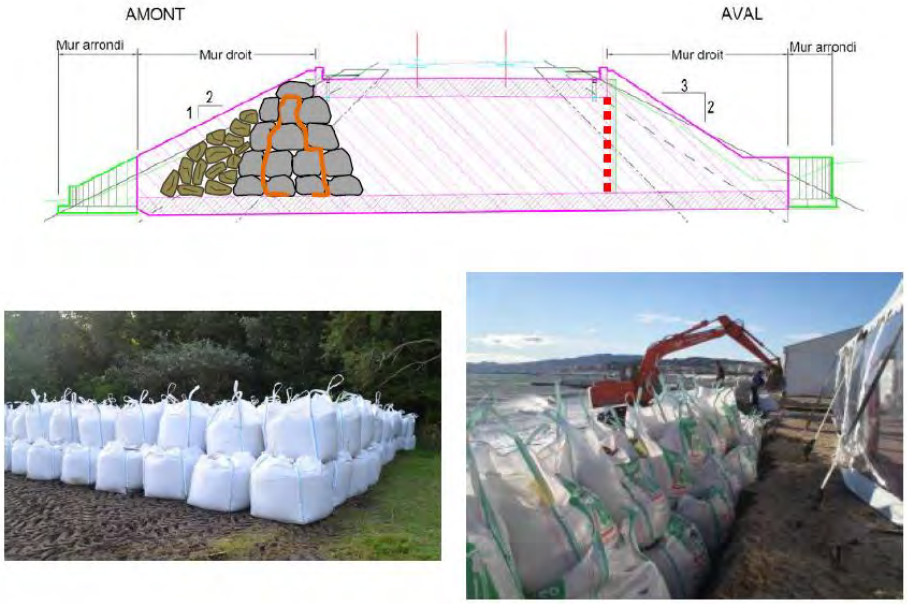


Figure 76. Obturation provisoire – solution Big-Bags (source SNCF – EGISrail)

Les dispositifs « HESCO » : Il s'agit de murs à compartiments multiples constitués de treillis métalliques doublés à l'intérieur de géotextiles. Les éléments sont reliés entre eux. Le principe d'une disposition en empilement et d'un fonctionnement par poids pour contrer la poussée hydraulique est similaire aux big-bags.

Le remplissage des compartiments sera effectué avec des matériaux de faible granulométrie (matériaux du site). Cette solution constitue une variante plus industrialisée de la première proposition en big-bag. Les compartiments situés côté digue peuvent être divisés dans le plan horizontal pour recevoir sur une face des matériaux à plus forte granulométrie qui assurent une protection anti érosion.

Un renforcement de l'étanchéité peut être également obtenu avec la mise en œuvre d'une géomembrane qui peut venir se fixer sur les parements des murs en aile.

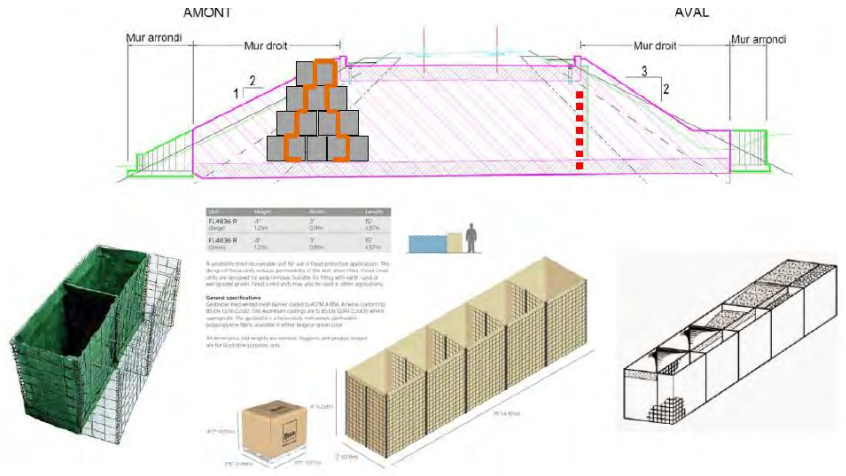


Figure 77. Obturation provisoire – solution HESCO (source SNCF – EGISrail)

Les dispositifs industriels anti-crues démontables : Il s'agit en général de dispositifs qui garantissent un risque de rupture quasi inexistant et un taux de fuite négligeable.

Le système de batardeaux amovibles est constitué de poutres horizontales qui se glissent dans des profilés verticaux.
Les supports verticaux d'extrémité (profilés U) ainsi que les platines des poteaux intermédiaires sont des éléments fixes à intégrer si possible aux structures à protéger (encastrement et scellement dans les radiers et les parements intérieurs des murs en aile).
Les poteaux intermédiaires et profilés horizontaux sont quant à eux amovibles et donc démontables et re-montables à discrétion. Généralement fabriqués en aluminium, ces éléments sont très légers et leur manutention ne nécessite aucun moyen de manutention particulier excepté pour les grandes hauteurs ou des moyens d'accès pour le personnel sont nécessaires. Le temps de pose se situe entre 15 et 20 m² / h / pers en fonction de la hauteur.
Pour limiter le risque de vandalisme, un système anti-démontage peut être installé en tête des poteaux verticaux. L'espacement des poteaux varie en général entre 2,50 m et 3,50 m.

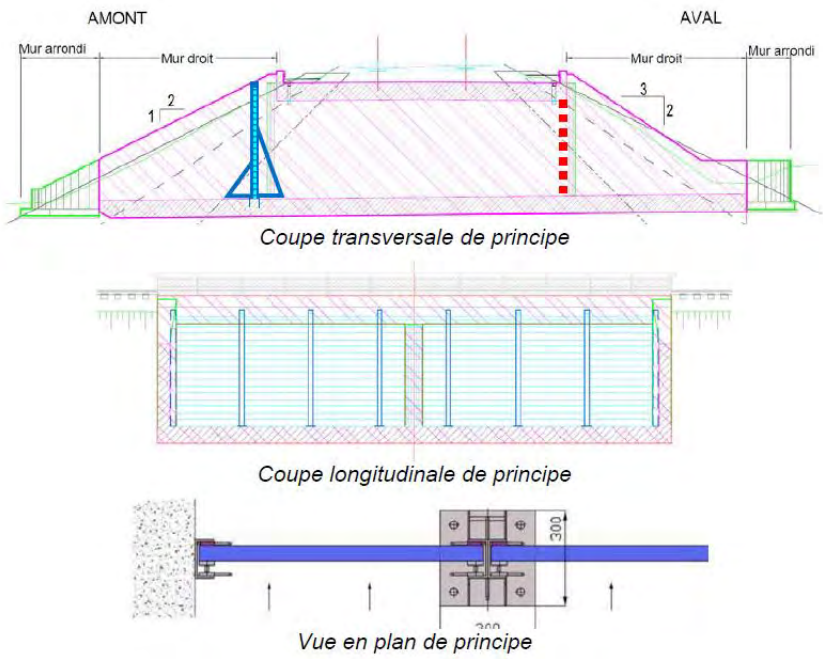


Figure 78. Obturation provisoire – solution Anti-Crues Démontables (source SNCF – EGISrail)

Les poteaux sont boulonnés au sol, sur les platines d'ancrage, et soutenus en plus, pour les grandes hauteurs, par des jambes de force (appuis obliques).
Les poutres viennent s'empiler, une par une, sur les glissières. Un système composé de joints et de cales de serrage permet une étanchéité optimale.





Une analyse multi-critères a été réalisée sur la base des 4 critères suivants :

- la fiabilité ;
- la disponibilité ;
- la maintenabilité ;
- le coût.

La solution big-bags s'avère être la solution la plus appropriée répondant de manière optimale à toutes les attentes, compte tenu de :

- sa durabilité : estimation de 2 à 3 ans d'utilisation selon l'avancée des travaux de la digue SYMADREM,
- sa maintenabilité : facilité de réparation par rapport aux autres solutions étudiées,
- son efficacité à répondre à l'objectif de protection :
    - pose d'enrochement côté digue pour protéger les big-bags,
    - mise en place d'une géomembrane ou d'une bâche en polyéthylène agrafée sur es parements béton armé des murs en aile de l'ouvrage,
    - pose d'une clôture métallique renforcée côté plaine pour interdire l'accès aux ouvrages.

Pour s'assurer de la qualité et de la pertinence de la mise en œuvre de la solution proposée, SNCF Réseau mettra en place les mesures suivantes :

Adaptation du planning pour réduire la phase transitoire

De façon à réduire le risque d'exposition des ouvrages aux crues en phase chantier, SNCF Réseau a décalé d'un an environ la mise en place des ouvrages de transparence afin de réduire la durée de la phase transitoire. La période de mise en place des ouvrages s'étalera de mi 2019 à mi 2020. Ainsi, la durée de la phase transitoire en phase chantier (c.à.d. digue non opérationnelle) sera donc réduite au maximum, la digue devant être en service en septembre 2020. Pour information, le début des travaux de la digue SYMADREM sont prévus printemps 2018, soit un an et demi avant la date prévisionnelle de ripage des ouvrages dans le remblai ferroviaire. En cas de retard dans la construction de la digue du SYMADREM, SNCF Réseau pourra reporter l'opération de ripage

Justification de l'efficacité hydraulique et de la résistance de la mesure en cas de crue

Les 4 opérations de ripage des ouvrages d'art (cadres béton armés de 20,00 m d'ouverture) seront étalées entre mi 2019 et mi 2020 et généreront de fait la transparence hydraulique du remblai alors que la digue ne sera pas encore en service.

Par conséquent, l'obturation des ouvrages hydrauliques de transparence sera réalisée immédiatement après la mise en place des ouvrages de transparence dans le remblai ferroviaire. Le dispositif d'obturation sera démonté après la mise en service de la digue SYMADREM.

Les aspects techniques seront étudiés, en phase de réalisation, par l'entreprise attributaire du marché principal. La responsabilité de la surveillance des ouvrages d'obturation temporaire sera donnée à l'entreprise en charge du marché principal qui devra laisser à disposition du matériel et des équipements permettant une intervention rapide en cas de nécessité.

Le cahier des charges précisera que le système d'obturation doit :

- être stable et résister à la pression hydrostatique lors des crues supérieures à la crue centennale (la stabilité sera à justifier par l'entreprise en phase de réalisation) ;
- présenter un niveau d'étanchéité au moins équivalent à celui du remblai ferroviaire existant avant travaux et contigus aux ouvrages ;
- résister à l'érosion risquée par les turbulences crées au droit des entonnements ;
- pouvoir être mis en œuvre rapidement après ripage de chaque ouvrage ;

- être démontable lors de la mise en service de la digue SYMADREM ;
- permettre des interventions de maintenance simples et réactives en cas de besoin (vandalisme,…).

11.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

11.3.1. Géométrie

Tableau 69. Rappel synthèse de géométrie tronçon remblai ferroviaire : état actuel

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	11,2	10,1	10,5	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	8,7	3,2	6,0	1,2
Cote à 20m du pdav	m NGF	7,6	4,7	6,2	0,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	10,2	4,0	6,3	1,4
Cote à 20m du pdam	m NGF	10,3	3,9	6,6	1,3
Hauteur de digue côté aval	m	7,1	2,2	4,5	1,1
Hauteur de digue côté amont	m	6,3	0,4	4,2	1,5
Fruit aval	L/V	18,2	1,2	2,2	2,4
Fruit amont	L/V	35,2	1,1	2,3	4,1
Largeur du ségonnal	m	1450	580	1157	221

Tableau 70. Synthèse de géométrie, tronçon résistant à la surverse

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	10,7	9,7	10,3	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	6,5	4,4	5,2	0,4
Cote à 20m du pdav	m NGF	6,5	4,4	5,2	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	7,8	5,7	6,9	0,6
Cote à 20m du pdam	m NGF	7,6	5,5	6,6	0,6
Hauteur de digue côté aval	m	5,3	3,2	5,1	0,3
Hauteur de digue côté amont	m	4,2	2,7	3,4	0,4
Fruit aval	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Fruit amont	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Largeur du ségonnal	m	1430	640	1212	190

11.3.2. Données hydrauliques

Tableau 71. Rappel données hydrauliques, tronçon remblai ferroviaire : avant travaux

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m³/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,3	6,2	2,8	3,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	9,7	7,4	1,5	2,0	0,2	0,1	0,0	0,0	0,4
9500	10,1	7,9	1,1	1,7	0,2	0,1	0,0	0,0	0,3
10500	10,5	8,4	0,7	1,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,3
11500	11,0	9,0	0,1	0,6	0,2	0,1	0,0	0,0	0,1
12500	11,4	9,4	-0,2	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0
14160	11,6	9,6	-0,4	0,1	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0

Tableau 72. Données hydrauliques, tronçon résistant à la surverse

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m³/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,3	7,0	2,5	2,7	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
8500	9,5	8,1	1,2	1,5	0,1	0,1	0,1	0,0	0,3
9500	9,6	8,6	1,0	1,1	0,2	0,1	0,1	0,0	0,2
10500	10,0	9,0	0,6	0,7	0,2	0,2	0,1	0,0	0,1
11500	10,6	9,7	0,0	0,1	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0
12500	10,9	9,9	-0,3	-0,2	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0
14160	11,1	10,1	-0,4	-0,3	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0

11.3.3. Etanchéité

L'étanchéité sera faite grâce au corps de la digue, composé de matériaux A1 et A2 compactés au pied-mouton.
Il y aura également une clé d'étanchéité, à l'interface avec la fondation, au centre de la digue.
Le ségonnal est très important, il est minimal à l'extrémité amont de la digue où il fait encore plus de 500m.
Les ouvrages traversants seront englobés dans un béton coulé pleine fouille de façon à permettre une bonne adhérence remblai/béton/

11.3.4. Filtration

Un géotextile filtrant disposé en aval du corps de digue permettra de retenir en cas de défaillance de l'étanchéité, les fines.

Au droit des ouvrages traversants, un sable autofiltrant correctement dimensionné pourra se substituer au géotextile.

11.3.5. Drainage

Le drainage de la digue et de la fondation sera assuré une couche de graviers d'une épaisseur variable. Le drain sera entouré du géotextile filtrant en amont et d'un autre géotextile filtrant entre ce dernier et les enrochements bétonnés pour éviter son colmatage.

L'exutoire du drain sera constitué de petits blocs dimensionnés de façon à respecter les règles de filtre avec les matériaux drainants ou de matelas reno au droit des ouvrages de transparence hydraulique.

11.3.6. Stabilité

La digue est massive avec des fruits amont et aval à 2.5/1 et une crête de 7m de large. La digue est environ 3-5m plus haut que le niveau coté terre. La clé d'ancrage et la butée en pied améliorent également la stabilité.

11.3.7. Protection

Le talus amont de la digue est recouvert d'un grillage anti-fouisseur lui-même recouvert d'une couche de terre végétale ; à l'aval il y aura des enrochements bétonnés sur le parement.
Il y a une piste en crête qui est carrossable.

La stabilité du filtre sera assurée par le poids du drain et des enrochements bétonnés.

11.3.8. Evacuation

Sur les 5km de digue résistante à la surverse, la digue est à une cote allant de 10.70 NGF à 9.70 NGF soit environ 4 m au-dessus du TN aval.
Le talus aval et la crête sont recouverts d'enrochements bétonnés sur 60 cm d'épaisseur. Une poutre en béton coulé pleine fouille est situé en crête de digue. Elle permet le calage précis du niveau de protection et permet d'éviter les circulations d'eau avant déversement.

11.3.9. Sécurité

Avant les travaux le remblai ferroviaire n'est pas carrossable, il est en revanche accessible en pied aval car la route le longe sur la quasi intégralité du linéaire. Coté amont il y a également une route sur une partie du tronçon ; les trémies permettent de la rejoindre.
Après travaux, la crête de la digue est carrossable et large : entre 5 et 7 m. Une piste en pied aval comme amont longe l'ensemble de la digue ; de la même façon que les accès, elle est carrossable.

12.DIGUE TARASCON-ARLES : TRONÇON MILLENALE SUD

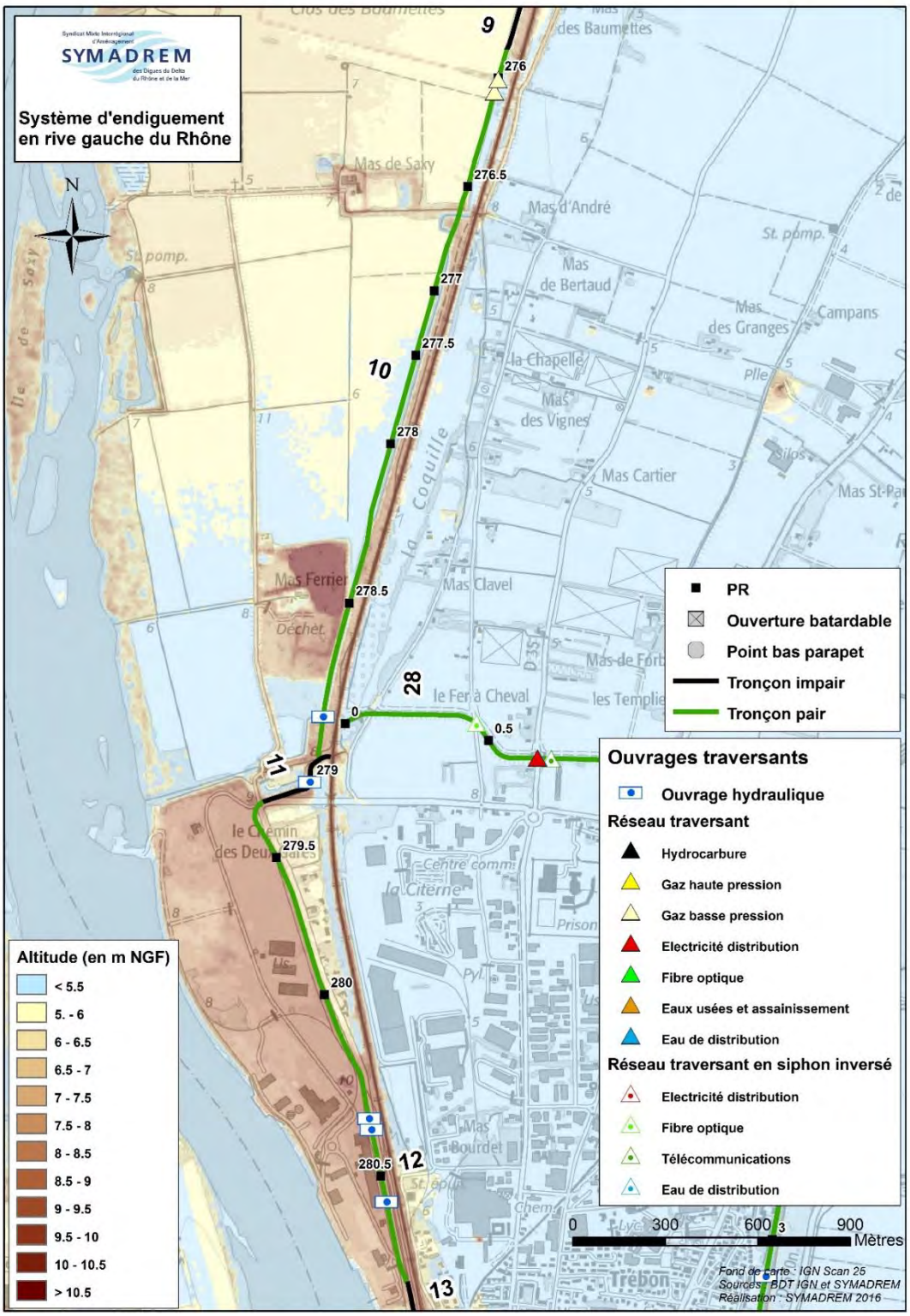


Figure 79. Plan de situation du tronçon millénale Sud (T10)

12.1. PREAMBULE

A la date d'établissement de cette EDD, des travaux sur la protection Tarascon-Arles sont en phase de projet ; La maîtrise d'œuvre du projet est assurée par Safege et EGISeau dans le cadre de l'opération BA2-Tarascon-Arles du Plan Rhône. Il est prévu que les travaux se déroulent de 2018 à 2020, le contenu de l'EDD concerne l'état post travaux.

Le tronçon étudié s'étend du RG 275.5 au RG 278.8.

12.2. PRESENTATION GENERALE

12.2.1. Description

La protection contre les crues du Rhône est actuellement assurée par le remblai ferroviaire.

Le remblai ferroviaire est une réalisation de la seconde moitié du XIX^{ème} siècle, calé à la cote de la crue de 1843+1.50 m ; il n'a pas subi de modifications importantes depuis sa création.
En 2020, la digue conçue dans le cadre du plan Rhône en amont immédiat du remblai RFF remplira le rôle de protection hydraulique. Ces travaux ont été couplés avec une mise en transparence du remblai ferroviaire et des travaux d'annulation de l'impact hydraulique due à l'empiètement sur le ségonnal.

12.2.2. Sectorisation

Les 2.5 km de cette protection ont été divisés en 3 sous-tronçons homogènes.
Les PM sont calculés à partir du mur du pont de la RD 90.

Tableau 73. Sectorisation, tronçon Millénale Sud Tarascon-Arles

Sous-tronçon	Nom	PM début	PM fin	PR début	PR fin
F	Millénale	6750	7350	275.5+270	276+480
G	Millénale -Décharge 1	7350	8450	276+480	278+321
H	Millénale -Décharge 2	8450	9200	278+321	278.5+440

12.2.3. Description des sous-tronçons

Raccordement

Le raccordement à la digue résistante à la surverse (jonction T9/T10) est assuré suivant le même principe que pour la jonction entre le T8 et T9.

Profil type Digue millénale

Comme décrit sur le tronçon précédent, le remblai ferroviaire est large, avec une crête environ callée au niveau de la crue centennale (base du ballast), des fruits assez faible : majoritairement inférieurs à 2 et descendant à 1.3 à l'aval et 1.5 à l'amont.



Photo 11. Remblai ferroviaire



Photo 12. Trémie sous remblai

Suite aux travaux la digue répondra à la définition suivante :
La crête est calée au niveau de la crue exceptionnelle plus une revanche de 50 cm. La largeur en crête est de 7 m et les fruits amont et aval sont tous deux de 2,5/1. La digue est composé d'un remblai étanche, en matériaux A1 ou A2. Le sol d'origine est décapé de 50 cm en général et de 2 m au niveau de la clé d'ancrage qui fait 3 m de large.
En pied amont, se trouve une piste avec une pente de 2% coté Rhône, vers un fossé drainant de 2 m de large.
Du coté Rhône le remblai est protégé par un grillage anti-fouisseurs, recouvert de terre végétale.
En crête, le remblai est séparé de la piste de circulation GNT par un géotextile de séparation renforcé.
Du coté terre, un géotextile de filtration, qui entoure une couche de matériaux drainants de 40 cm, est placé à l'aval du remblai. Le couple filtre-drain est recouvert d'une recharge aval en tout-venant qui est, comme à l'amont, protégée par un grillage anti-fouisseur et recouverte de terre végétale.
En pied aval on retrouve la recharge sur une épaisseur de 2,10 m, sur le complexe filtre-drain qui s'épaissit pour retrouver une protection minérale à l'exutoire. Le grillage anti-fouisseur s'arrêtant au pied, il est prolongé par un géotextile de séparation renforcé qui sépare le tout-venant de la piste en grave. Comme le pied amont, il existe une pente de 2%, cette fois vers l'espace inter-remblais.

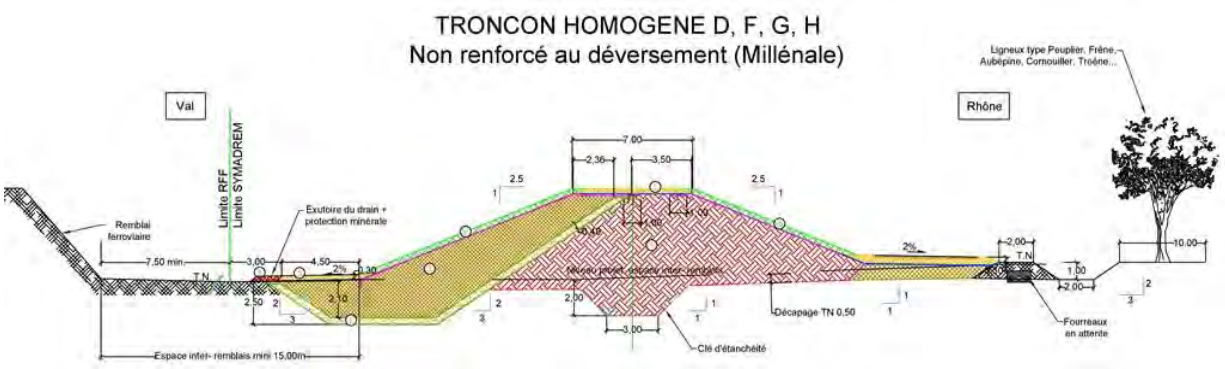


Figure 80. Schéma de principe tronçon digue millénale (Safege [D203])

Profil type Digue millénale-Décharge

Au niveau de la décharge, les profils sont identiques au profil digue millénale ; la différence vient du fait que pour le profil Décharge 1 la digue est située à l'ouest de la décharge (donc plus d'emprise sur le ségonnal avant travaux) et pour le Décharge 2 le remblai de la décharge a été décaissé pour implanter la digue.

12.2.4. Accessibilité

La digue est carrossable en son pied aval et en crête.
Les routes menant à la digue sont à l'amont la route de pied en venant des trémies (non accessible à partir de la crue centennale) et à l'aval par la digue du mas Molin.
Il n'y a pas de franchissements routiers sur ce tronçon.

12.2.5. Ouvrages englobés

Il n'y aura pas de point bas post travaux.
En revanche il existe quelques ouvrages traversant :

Tableau 74. Ouvrages Traversants, Remblai SNCFR ; avant travaux

Réf.	PK (RFF)	PR (Symadrem) Approximatif	Nom
T/A 4	771,198	276	Gazoduc et réseaux EDF-télécom
T/A 7	773,346	278.5+300 m	Martelière roubine du Mas Molin

Tableau 75.

Tableau 76. Réseaux traversants, Section Digue Tarascon-Arles ; après travaux

N°	*Information*	*Type*	*PR*	*Etat*
DTA_10	Artère de Languedoc D400, prof 2.10m	Gaz (GRT Gaz)	276	Neuf
DTA_11	Artère du midi D800, prof. 2m	Gaz (GRT Gaz)	276.05	Neuf
DTA_12	Fossé du Mas Molin	Drainage	278.8	Neuf

Les gazoducs (2) seront traités selon la méthode suivante :

- Mise en place du ferraillage du berceau
- Pose de la conduite
- Coulage pleine fouille du béton de la coque formant le sarcophage de la conduite
- Remblaiement complémentaire, réalisation du drain à l'aval et des bêches d'ancrage hydraulique sur la traversée béton.

Des dispositifs complémentaires propres aux concessionnaires pourront être mis en œuvre pour pallier les tassements ou les surcharge sur les canalisations.

Le principe de traitement des ouvrages traversants est identique à celui décrit dans le chapitre relatif à la digue résistante à la surverse.

12.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

12.3.1. Géométrie

Tableau 77. Rappel synthèse de géométrie tronçon remblai ferroviaire : état actuel

Données		**Max**	**Min**	**Moy**	**E T**
Cote de crête	m NGF	11,2	10,1	10,5	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	8,7	3,2	6,0	1,2
Cote à 20m du pdav	m NGF	7,6	4,7	6,2	0,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	10,2	4,0	6,3	1,4
Cote à 20m du pdam	m NGF	10,3	3,9	6,6	1,3
Hauteur de digue côté aval	m	7,1	2,2	4,5	1,1
Hauteur de digue côté amont	m	6,3	0,4	4,2	1,5
Fruit aval	L/V	18,2	1,2	2,2	2,4
Fruit amont	L/V	35,2	1,1	2,3	4,1
Largeur du ségonnal	m	1450	580	1157	221

Tableau 78. Synthèse de géométrie, tronçon Millénale Sud

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	10,5	10,0	10,3	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	5,5	3,6	5,1	0,6
Cote à 20m du pdav	m NGF	5,5	3,6	5,1	0,6
Cote de pied de digue amont	m NGF	6,3	3,9	5,5	0,5
Cote à 20m du pdam	m NGF	5,7	5,5	5,6	0,1
Hauteur de digue côté aval	m	6,9	4,5	5,1	0,8
Hauteur de digue côté amont	m	6,6	4,1	4,8	0,5
Fruit aval	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Fruit amont	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Largeur du ségonnal	m	1330	650	1055	183

12.3.2. Données hydrauliques

Tableau 79. Rappel données hydrauliques, tronçon remblai ferroviaire : avant travaux

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,3	6,2	2,8	3,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	9,7	7,4	1,5	2,0	0,2	0,1	0,0	0,0	0,4
9500	10,1	7,9	1,1	1,7	0,2	0,1	0,0	0,0	0,3
10500	10,5	8,4	0,7	1,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,3
11500	11,0	9,0	0,1	0,6	0,2	0,1	0,0	0,0	0,1
12500	11,4	9,4	-0,2	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0
14160	11,6	9,6	-0,4	0,1	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0

Tableau 80. Données hydrauliques, tronçon Millénale Sud

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	6,9	6,2	3,6	3,7	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	8,1	7,4	2,4	2,5	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
9500	8,6	7,9	1,9	2,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
10500	9,0	8,4	1,5	1,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
11500	9,6	9,0	0,9	0,9	0,2	0,1	0,0	0,0	0,2
12500	9,9	9,3	0,6	0,6	0,2	0,1	0,0	0,0	0,1
14160	10,0	9,5	0,5	0,5	0,2	0,1	0,0	0,0	0,1

12.3.3. Etanchéité

L'étanchéité est faite grâce au corps de la digue, composé de matériaux A1 et A2 compactés au pied-moutons.
Il y a également une clé d'étanchéité, à l'interface avec la fondation, au centre de la digue.
Le ségonnal est très important, il est minimal à l'extrémité aval de la digue où il fait encore 600m.
Les ouvrages traversants seront englobés dans un béton coulé pleine fouille de façon à permettre une bonne adhérence remblai/béton/

12.3.1. Filtration

Un géotextile filtrant disposé en aval du corps de digue permettra de retenir en cas de défaillance de l'étanchéité, les fines.

Au droit des ouvrages traversants, un sable autofiltrant correctement dimensionné pourra se substituer au géotextile.

12.3.2. Drainage

Le remblai actuel ne comporte pas de système de drainage.

Le drainage de la digue et de la fondation sera assuré une couche de graviers d'une épaisseur de 40 cm. Le drain sera entouré du géotextile filtrant en amont et d'un autre géotextile filtrant entre ce dernier et la recharge aval pour éviter son colmatage.

L'exutoire du drain sera constitué de petits blocs dimensionnés de façon à respecter les règles de filtre avec les matériaux drainants.

12.3.3. Stabilité

La digue est massive avec des fruits amont et aval à 2.5/1 et une crête de 7m de large. De plus la digue possède une clé d'ancrage de 3m de large. La digue est environ 3-5m plus haut que le niveau coté terre. La clé d'ancrage et la butée en pied améliorent également la stabilité.
La stabilité du filtre sera assurée par le poids de la recharge aval.

12.3.4. Protection

Les deux talus de la digue sont recouverts d'un grillage anti-fouisseur lui-même recouvert d'une couche de terre végétale.
Il y a une piste en crête qui est carrossable.

12.3.5. Evacuation

Ce tronçon n'est pas résistant à la surverse. Il sera calé au-delà de la crue exceptionnelle rehaussée de 50 cm.

12.3.6. Sécurité

La crête de la digue est carrossable et large : entre 5 et 7m. Une piste en pied aval longe l'ensemble de la digue.

13.DIGUES DE DEUXIEME RANG

En cas de franchissement des digues de 1er rang, des digues de 2ème rang assurent la protection du centre-ville d'Arles contre les crues du Rhône. Ce système de protection secondaire entre en fonction des crues supérieures à la crue centennale ; des déversements étant prévus en amont d'Arles. Les chapitres ci-après présentent les protections entourant la ville.

Le système de protection rapprochée d'Arles est présenté sur la carte ci-dessous :

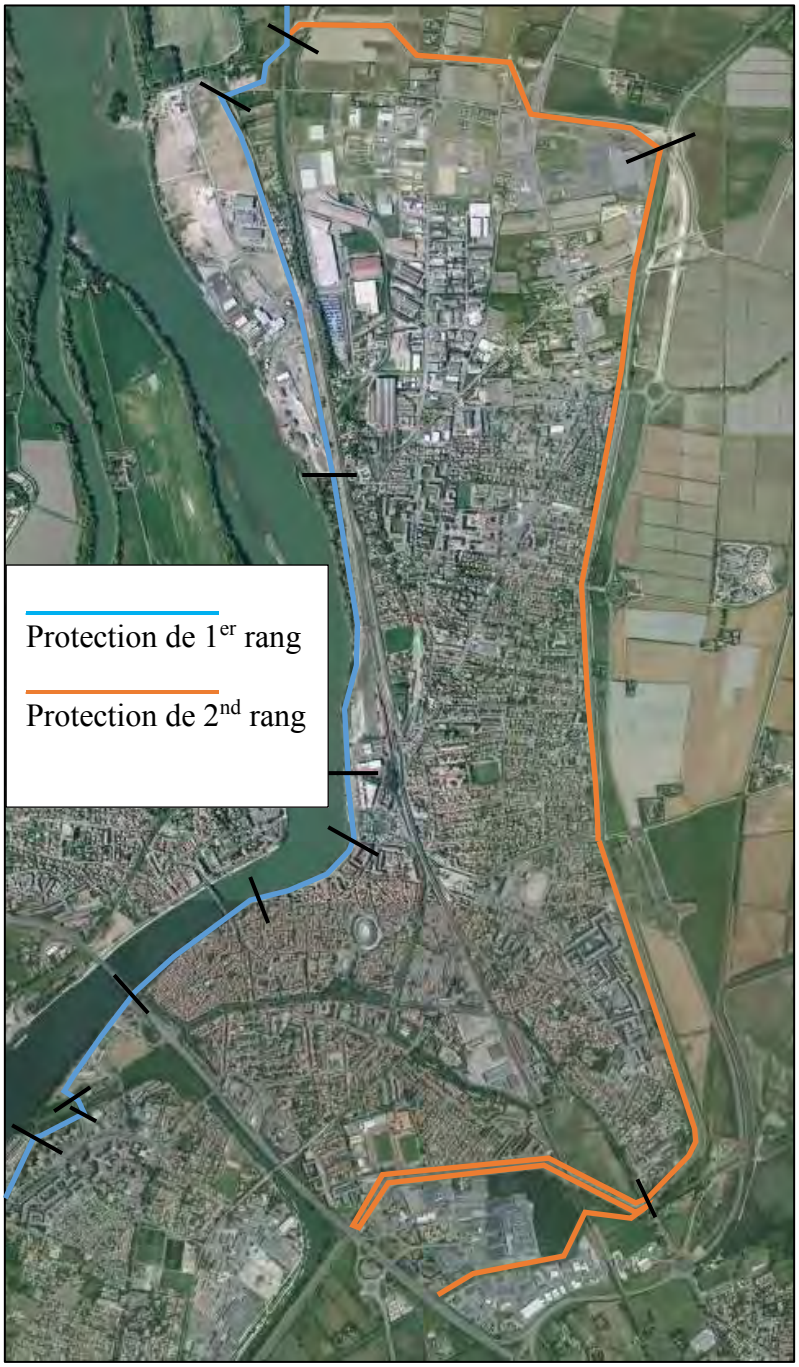


Figure 81. Système d'endiguement autour d'Arles

14.DIGUE NORD D'ARLES

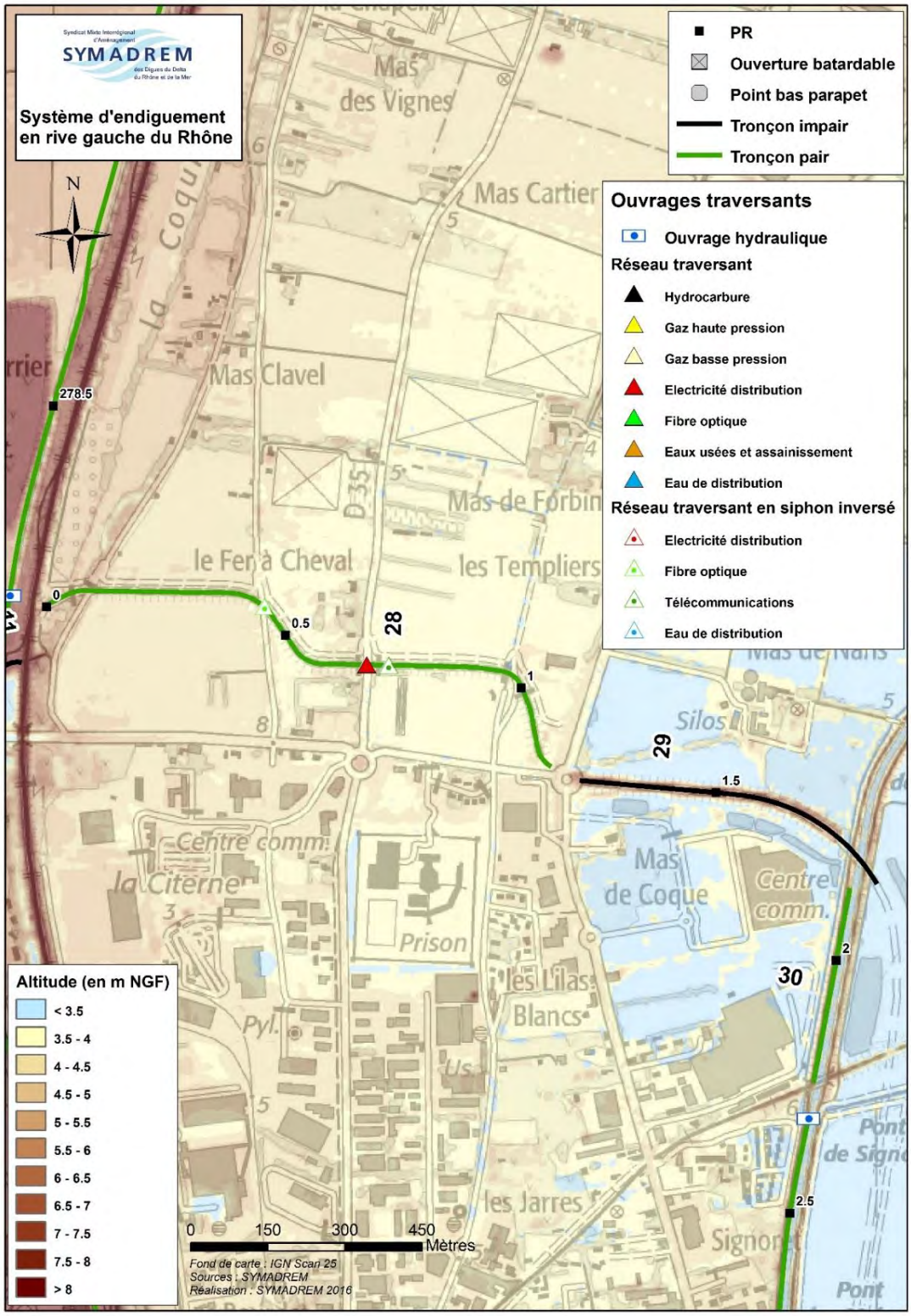


Figure 82. Plan de situation de la digue nord d'Arles (T28 et T29)

14.1. PREAMBULE

En cas de franchissement des digues de 1er rang, des ouvrages de second rang ont été créés : la digue Nord d'Arles et les berges du canal du Vigueirat.
La protection Nord d'Arles a été réalisée, dans le cadre du plan Rhône, entre 2011 et 2012. Elle comprend un barreau de fermeture (digue) et le remblai de la rocade nord. Le maître d'œuvre des travaux était Egis Eau, la création de la digue a été réalisée par le groupement Buesa / BEC / Crozel tandis que Guintoli a été chargé du raccordement au remblai de la rocade et du ressuyage.

14.2. PRESENTATION GENERALE

14.2.1. Description

Cette protection de 2ème rang s'étend sur environ 1800 mètres et est composée de deux parties distinctes : la digue de fermeture entre le remblai RFF et le giratoire (RD 570 - RD35) et le remblai routier de la rocade Est d'Arles (RN 570).
En parallèle, des travaux concernant le ressuyage de la plaine du Trébon ont été réalisés pour réduire l'impact hydraulique de la digue nord sur la plaine du Trébon.

14.2.2. Sectorisation

Tableau 81. Sectorisation, section Protection Nord d'Arles

Sous-tronçon	Nom	PM début	PM fin
1	Digue nord	0	1150
2	Giratoire	1150	1250
3	Rocade	1250	1750
4	Vigueirat	1750	1800

14.2.3. Description des sous-tronçons

Raccordement au remblai SNCF

Un rideau de palplanches permet de réduire les risques d'érosion interne entre le remblai ferroviaire et la digue Nord. Comme pour la jonction à l'ouest du remblai, le rideau longe le remblai puis suit la digue, pour un total de 55 m de long et 10 m de profondeur. Les palplanches prises dans la digue sont recouvertes d'enrochements maçonnés. Dans le remblai, les palplanches sont au Sud de la digue car il y a l'ouvrage hydraulique du mas Molin, dans lequel passe les eaux de colature, qui traverse le remblai.

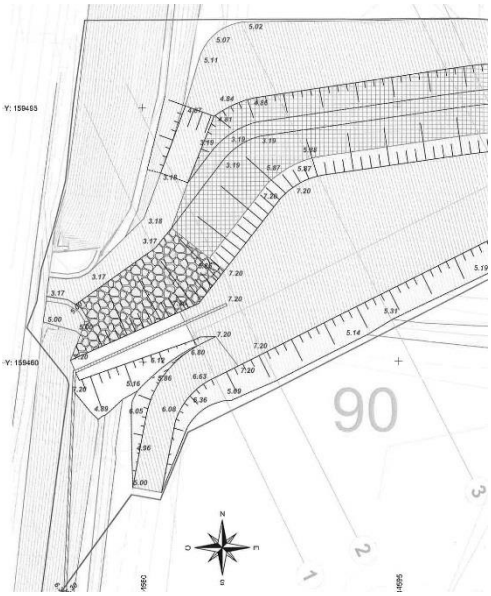


Figure 83. Plan du raccordement (Egiseau [D303])



Photo 13. Raccordement, vue aérienne (avant mise en place des enrochements)



Photo 14. Enrochements au raccordement



Photo 15. Raccordement et Ouvrage Hydraulique, vue aérienne

Après les travaux de la digue Tarascon-Arles, l'ouvrage hydraulique sera prolongé sous la nouvelle digue.

Digue Nord

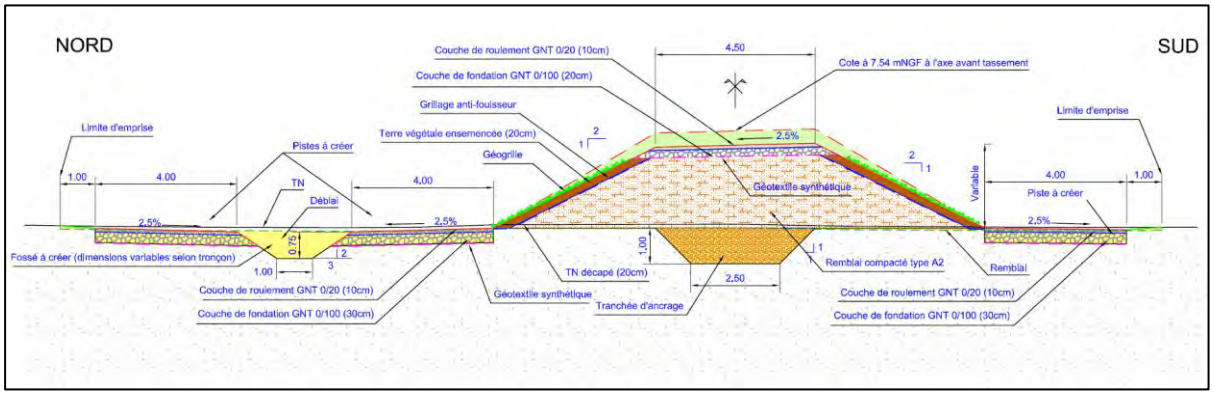


Figure 84. Profil type digue nord d'Arles (Egiseau [D303])

La coupe type ci-dessus montre que le corps de la digue est un remblai compacté de type A2 avec une clé d'ancrage centrale de 2.5 m de large et 1 m de profondeur. Sur les parements amont et aval sont disposés des grillages anti-fouisseurs puis une couche de terre végétale et le côté amont est protégé de l'érosion de batillage par une géogrille. La crête, séparée du corps par un géotextile synthétique, mesure 4.5 m de large ; elle comprend deux couches de grave non traitée (fondation et roulement) et possède une pente de 2.5% vers le nord (Amont). Les deux pieds de digues sont équipés d'une piste avec une couche de fondation un peu plus épaisse qu'en crête (30 cm au lieu de 20 cm). Comme en crête la couche de roulement est épaisse de 10 cm et possède une pente de 2.5%, toujours vers l'extérieur de la digue. Ces pistes mesurent 4 m de large.



Photo 16. Vue aérienne de la digue Nord d'Arles en fin de création, depuis le giratoire (Est)



Photo 17. Travaux de réalisation de la digue nord : ressuyage, remplissage des matelas de gabions

Giratoire

La jonction entre la digue, réalisée par Buesa, et l'étanchéité des travaux à l'Est, réalisés par Guintoli, se fait juste en amont du giratoire RD35/RD570.
C'est un noyau d'argile, montant à la cote 6.50 NGF, présent dans le massif du giratoire qui permet la continuité de la protection hydraulique.

Rocade

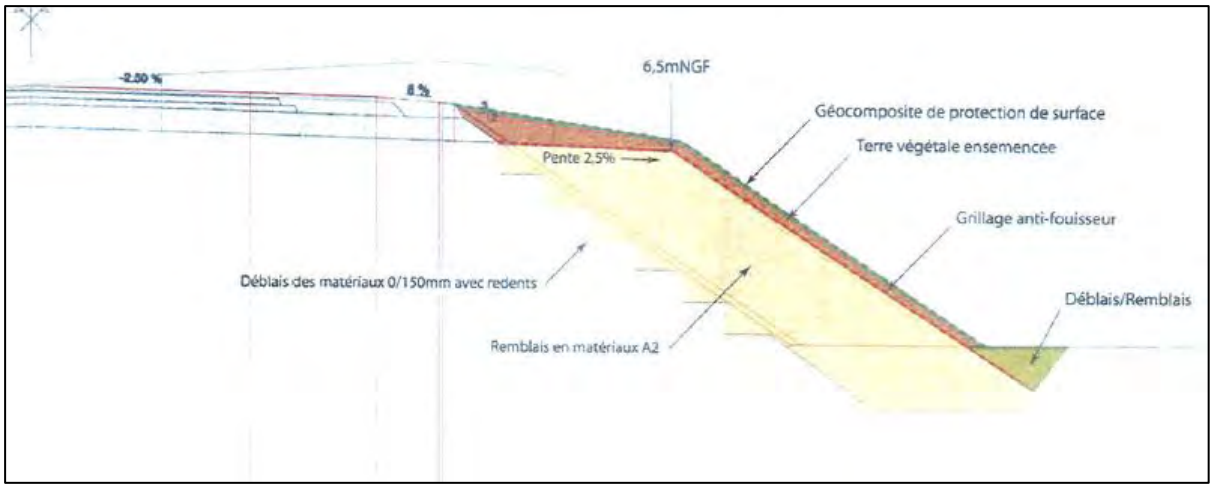


Figure 85. Profil type Etanchéité de la rocade [T108]

Pour le raccordement avec le remblai de la rocade, au niveau du giratoire, c'est un masque amont en argile A2 qui a été créé. Il monte jusqu'à la cote 6.50 NGF, où il a une épaisseur de 2.80 m et descend avec un fruit de 3/2 jusqu'à son ancrage à 80 cm sous le niveau du terrain naturel.
Ce masque étanche est à l'amont pour la rocade et au cœur de l'ouvrage pour le giratoire.
Ce sous sous-tronçon ayant pour fonction principale de permettre la circulation sur 2 voies, il a une largeur en crête importante, de l'ordre de 15 m.



Photo 18. Vue aérienne de la rocade

Raccordement aux berges du Vigueirat

A l'extrémité Est, au raccordement avec le canal du Vigueirat, le remblai de la rocade se termine en une plateforme, avec un rampe d'accès à la piste amont. Le parement de cette plateforme, descendant au canal, est un massif en géotextile alvéolaire.

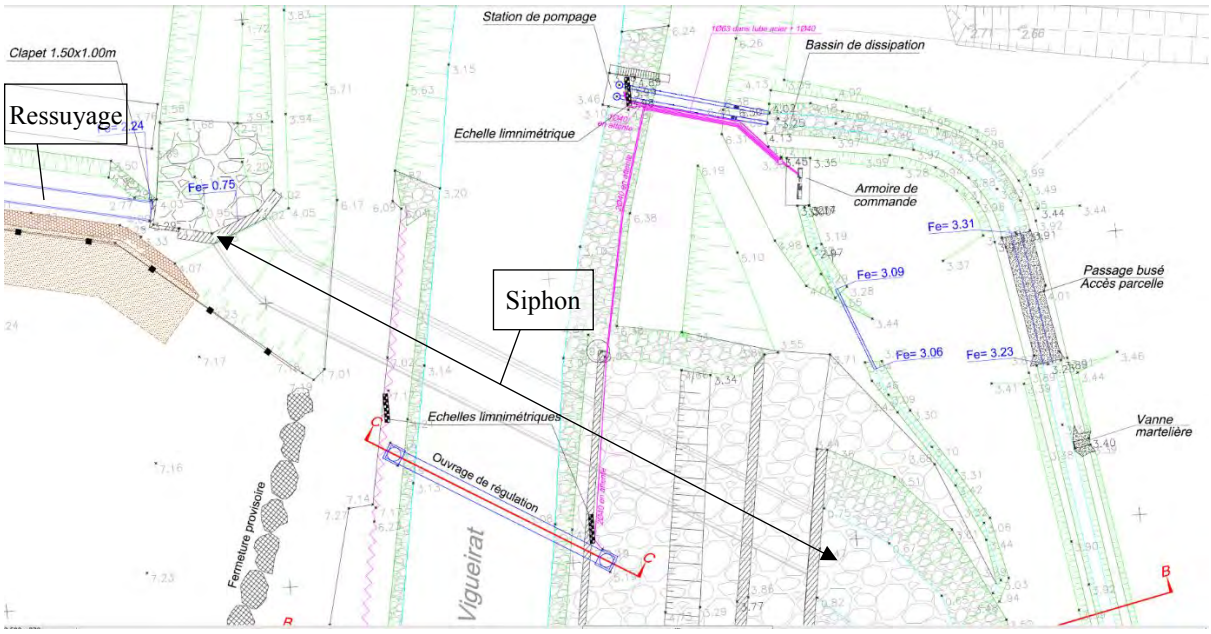


Figure 86. Vue en plan du raccordement au Vigueirat [T107]



Photo 19. Ouvrage écrêteur du Vigueirat et siphon



Photo 20. Ouvrage écrêteur du Vigueirat



Photo 21. Siphon et massif en géotextile alvéolaire

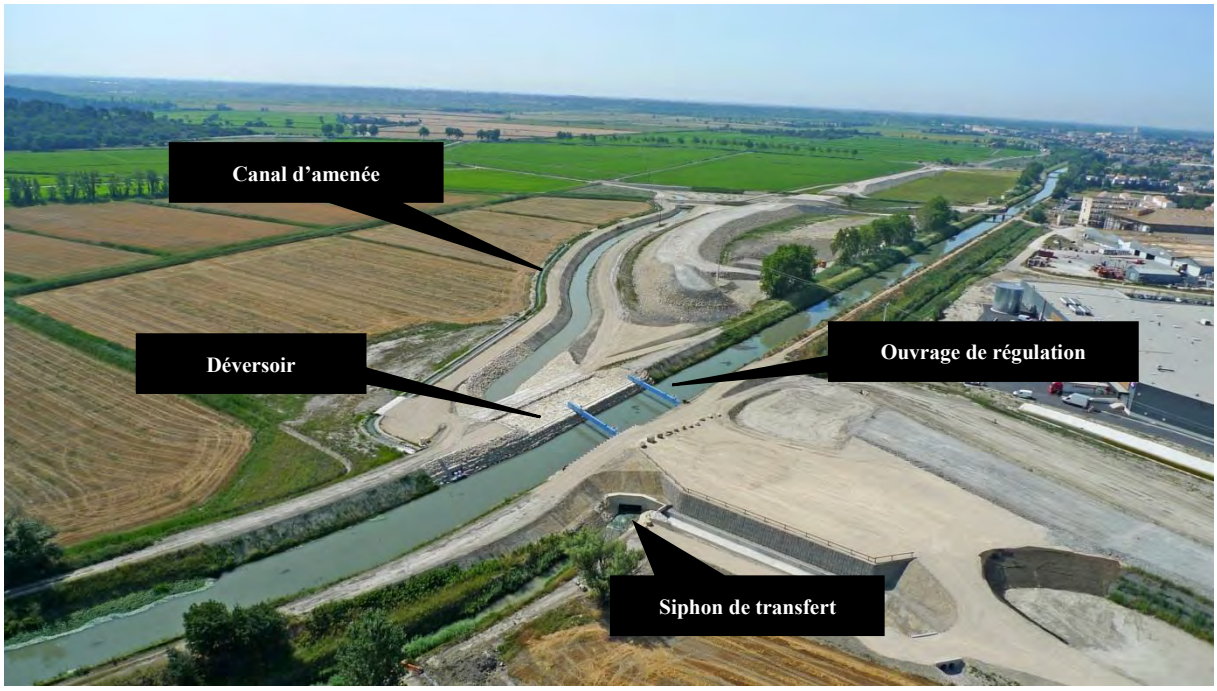


Photo 22. Siphon de transfert et limitateur de débit sur le Vigueirat

14.2.4. Accessibilité

L'accès à la crête et aux pieds de digue est faisable aux différents croisements avec des routes :

Tableau 82. Franchissements, Section Digue Nord

Nom	PM
VC11	100
CR11	425
RD35	700
VC5	970
Giratoire D35/D570N	1200

L'accès au pied aval n'est pas possible par la RD570 côté ouest.

14.2.5. Ouvrages englobés

Cette digue est traversée par différentes routes mais aucun point bas n'est à relever, les routes sont élevées à la cote de la digue qui est constante à 7.20 NGF.

Tableau 83. Réseaux traversants, Section Digue Nord

N°	Information	Type	PM	Etat
DNA_01		Fibre Optique	425	
DNA_02		Telecom	425	
DNA_03		Eau	700	
DNA_04		Telecom	700	

Tableau 84. Réseaux longitudinaux, Section Digue Nord

Information	Type	PM	Etat
2*D1200	OH	100	
D1000	OH	425	
2*D1000	OH	700	
2*D1000	OH	970	
	Fossé ressuyage	Tout linéaire	



Photo 23. Ouvrage longitudinal au niveau de la VC11



Photo 24. Ouvrage longitudinal au niveau du CR11



Photo 25. RD35



Photo 26. VC5

Des lignes EDF aériennes survolent la digue en différents points.

14.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

14.3.1. Géométrie

Tableau 85. Synthèse de géométrie, tronçon Digue Nord – barreau Nord

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	7,2	7,0	7,1	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	4,9	3,7	4,3	0,4
Cote à 20m du pdav	m NGF	4,5	3,0	3,8	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	4,9	3,7	4,3	0,4
Cote à 20m du pdam	m NGF	10,0	3,5	4,5	2,0
Hauteur de digue côté aval	m	3,4	2,2	2,9	0,4
Hauteur de digue côté amont	m	3,5	2,2	2,9	0,4
Fruit aval	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Fruit amont	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	500	500	500	0

Tableau 86. Synthèse de géométrie, tronçon Digue Nord - Rocade

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	8,9	6,8	7,7	0,8
Cote de pied de digue aval	m NGF	3,5	3,3	3,4	0,1
Cote à 20m du pdav	m NGF	4,0	2,0	3,1	0,7
Cote de pied de digue amont	m NGF	3,6	3,3	3,4	0,1
Cote à 20m du pdam	m NGF	5,0	3,0	3,8	0,9
Hauteur de digue côté aval	m	5,5	3,3	4,3	0,8
Hauteur de digue côté amont	m	5,5	3,2	4,2	0,9
Fruit aval	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Fruit amont	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	500	40	408	206

14.3.2. Données hydrauliques

Tableau 87. Données hydrauliques, tronçon Digue Nord – Barreau Nord

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m³/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	0,0	0,0	7,0	7,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	0,0	0,0	7,0	7,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	0,0	0,0	7,0	7,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
10500	0,0	0,0	7,0	7,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
11500	0,0	0,0	7,0	7,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
12500	5,6	5,6	1,4	1,5	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
14160	6,4	6,4	0,6	0,7	0,1	0,1	0,0	0,0	0,2

Tableau 88. Données hydrauliques, tronçon Digue Nord - Rocade

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m³/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	0,0	0,0	6,8	7,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	0,0	0,0	6,8	7,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	0,0	0,0	6,8	7,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
10500	0,0	0,0	6,8	7,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
11500	0,0	0,0	6,8	7,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
12500	5,6	5,6	1,2	2,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
14160	6,4	6,4	0,4	1,3	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3

14.3.3. Etanchéité

L'intégralité de la digue est constituée de remblai A2 compactés. La clé d'ancrage étant également en matériaux A2 elle forme une clé d'étanchéité.
Pour le sous-tronçon de la rocade, seul le talus amont est composé de matériaux A2.
En tant que digue de second rang le ségonnal est très important.

14.3.4. Filtration

Il n'y a pas de système de filtration

14.3.5. Drainage

Il n'y a pas de système de drainage.

14.3.6. Stabilité

La crête est environ 3 m au-dessus du terrain naturel et les talus ont des fruits de 2/1.

14.3.7. Protection

Le talus amont possède un grillage anti-fouisseur, une géo-grille pour le batillage et est enherbé. Lorsque le fossé de ressuyage est situé juste en pied de digue, des matelas de gabion assurent une protection plus importante.
Le talus aval est équipé de la même façon pour le barreau nord.

14.3.8. Evacuation

Le tronçon n'est pas résistant à la surverse.

14.3.9. Sécurité

La crête fait 5m de large et est carrossable.
Pour la rocade la crête est une 2*2 voies et est donc bien plus large, environ 15m.
Il existe une piste en pied aval qui est carrossable, tout comme les différents accès.

15.RIVE DROITE DU VIGUEIRAT, A L'EST D'ARLES

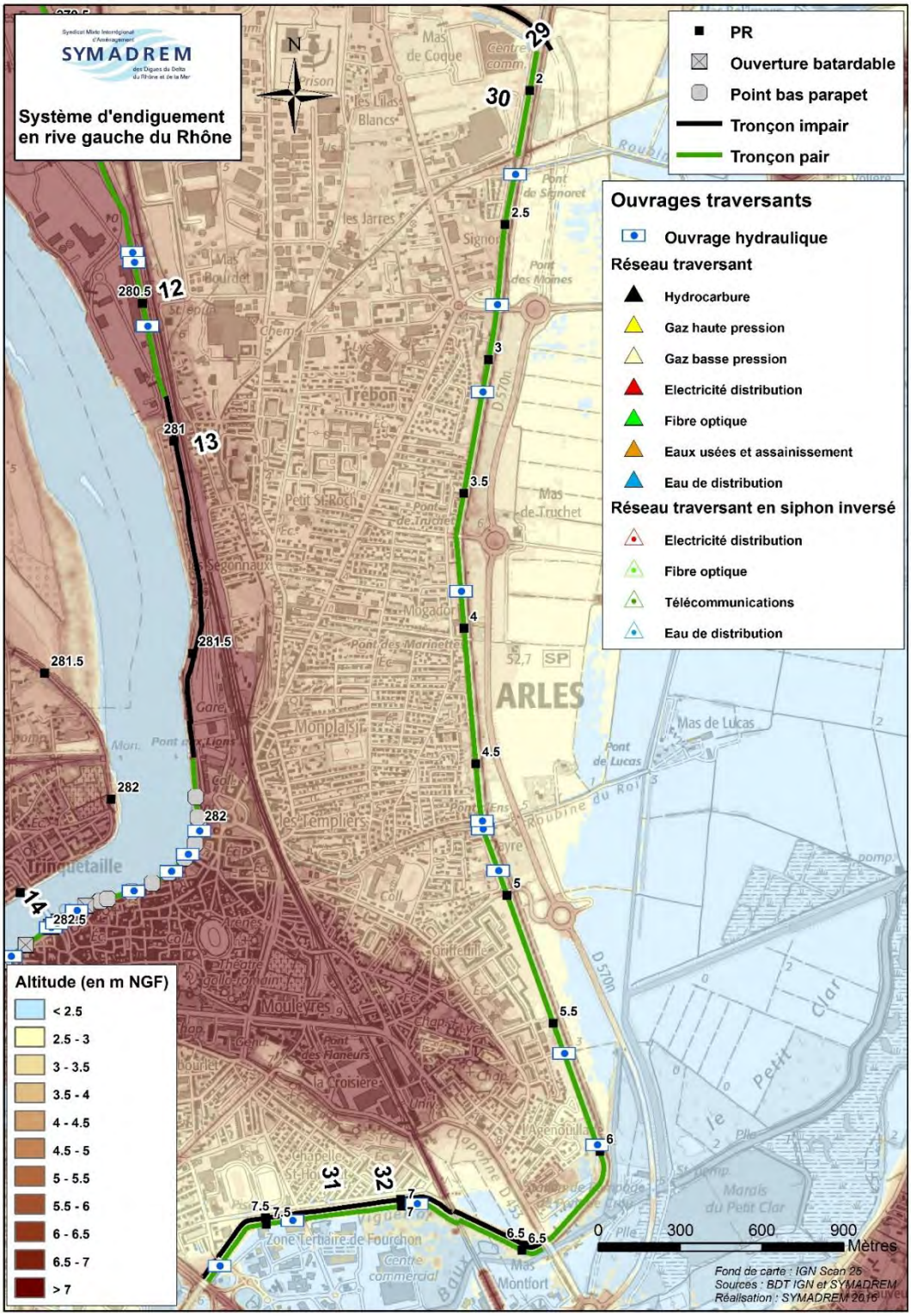


Figure 87. Plan de situation du Vigueirat à l'Est d'Arles (T30)

15.1. PREAMBULE

Les travaux de renforcement de la rive droite du Vigueirat s'inscrivent dans la tranche Tarascon-Arles du plan Rhône, c'est une des mesures d'accompagnement des travaux.
Ils sont destinés à permettre la qualification RAR du centre-ville d'Arles après réalisation des travaux de création de la digue Tarascon-Arles.
Les études sont au stade d'avant-projet et les travaux sont prévus pour se terminer à la suite des travaux de création de la digue Tarascon-Arles.

Les travaux envisagés concernent les aménagements 5 à 7 de l'étude relative à la gestion et au ressuyage des eaux en rive gauche du grand Rhône entre Tarascon et Arles (EGISeau [D304]).

15.2. PRESENTATION GENERALE

15.2.1. Sectorisation

3 sous-tronçons ont été repérés (par des points de repères et non des PK) sur le Vigueirat Est :

- TRD1 et TRD3 : profil courant équipé d'un rideau de palplanches,
- TRD2 : Zone à l'aval du pont ferroviaire (70m) non équipé d'un rideau de palplanches.

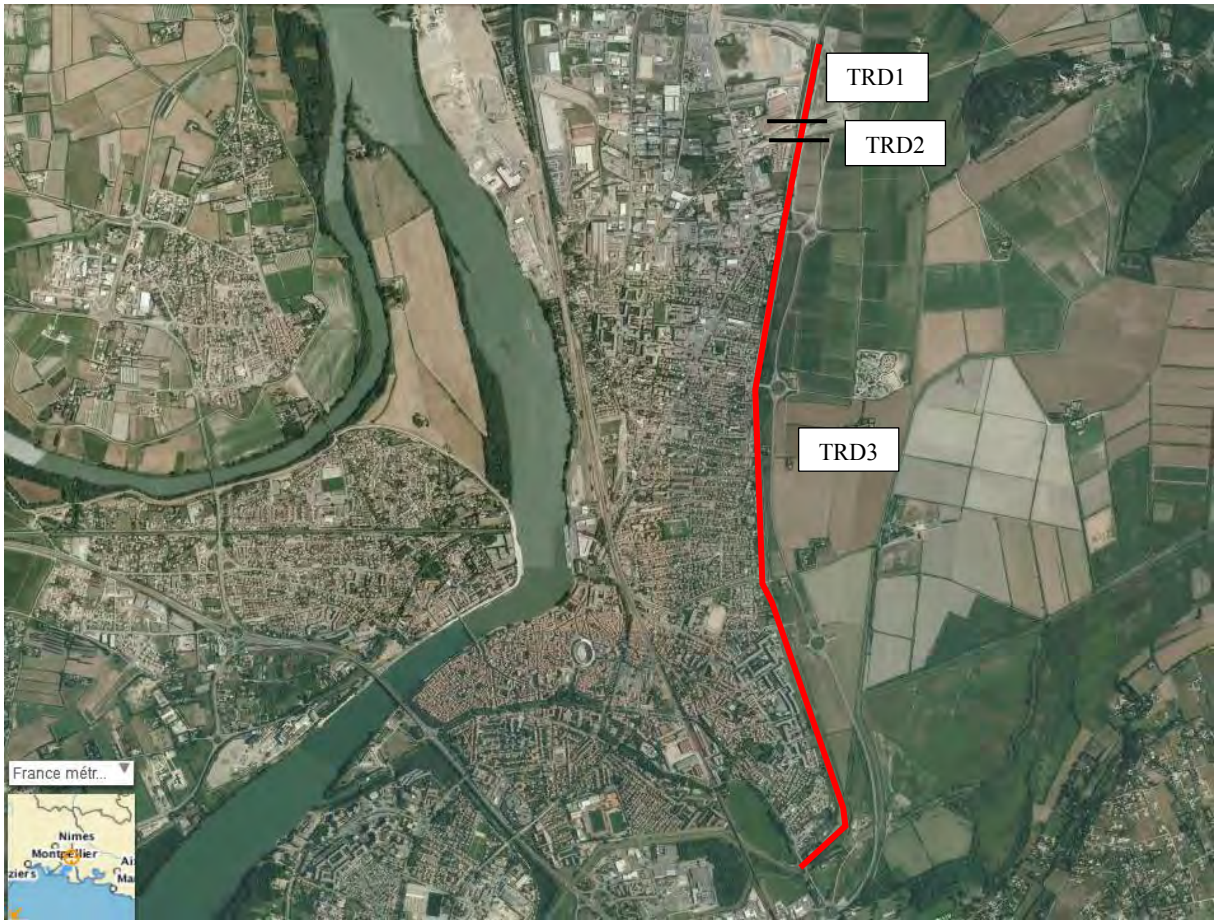


Figure 88. Sectorisation, Vigueirat Est (EGISeau [D304])

15.2.2. Description des sous-tronçons

Raccordement à la Digue Nord

Les eaux ressuyées par la digue Nord passent sous le canal du Vigueirat pour se jeter dans le canal alimentant la roubine de flèche. Les palplanches du Vigueirat sont mises en place jusqu'à l'ouvrage d'écrêtage du Vigueirat. C'est ce dernier qui permet de fermer la protection.

Vigueirat Est

Le sous-tronçon à l'Est d'Arles est, à l'exception d'un linéaire (TRD2) de 70 m en aval du pont de la voie ferrée, équipé de palplanches qui sont en bon état du côté canal. Ces dernières ont été battues en deux phases une phase juste après les inondations de 2003 et une autre phase en 2008/2009.
La crête fait environ 5 m de large excepté le secteur déjà cité et 250 m en aval de la roubine du Roy mais ce secteur est bordée par une route ce qui ne pose donc pas de problème de circulation. Le parement aval a un fruit variable

Les travaux vont consister à équiper de palplanches le secteur qui ne l'est pas et faire des travaux de maintenance sur le reste du tracé : reboucher des trous de manutention, des fontis, refaire la piste de crête, …

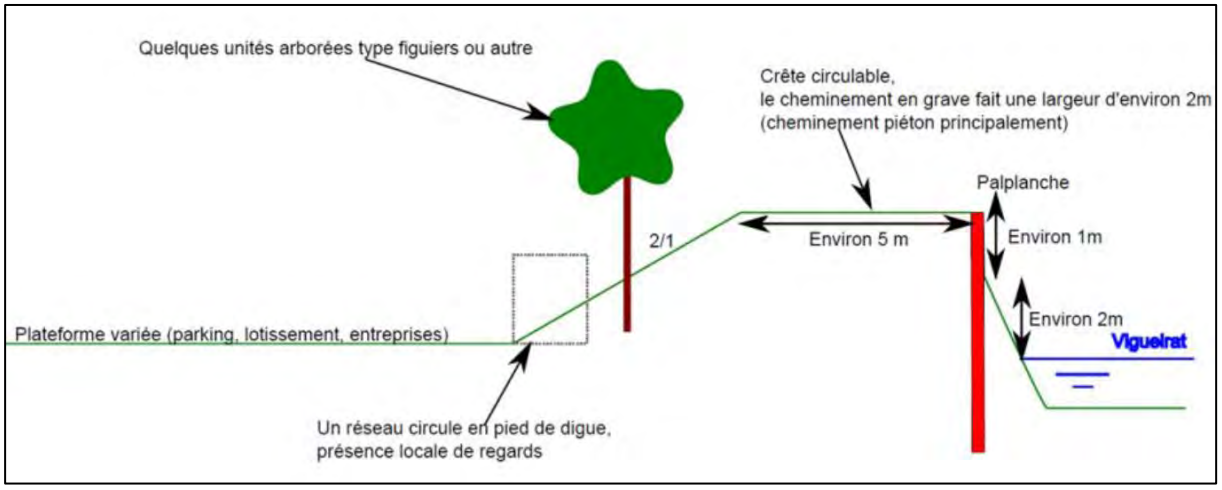


Figure 89. Profil en travers type du Vigueirat Est (TRD1 et TRD3) (EGISeau [D304])

Afin de restaurer le linéaire présentant des fragilités (TRD2), il est proposé de battre un rideau de palplanches en partie haute de la digue côté Vigueirat, sur la partie concernée par les enrochements. Le battage du rideau nécessitera le retrait de la partie haute des enrochements constitutifs du talus amont. Le rideau sera battu côté Vigueirat afin d'optimiser les emprises disponibles en crête de digue et conserver les possibilités de circulation.
Sur la partie concernée par un mur, la culée de l'ancien pont, ce dernier sera démoli et remplacé par un mur en béton armé dont les caractéristiques seront connues. Ce choix est retenu car la mise en place de palplanches s'avère compliquée avec la présence des fondations

qui pourraient créer un refus de battage. La jonction avec le mur existant sera faite en coulant un plot béton.

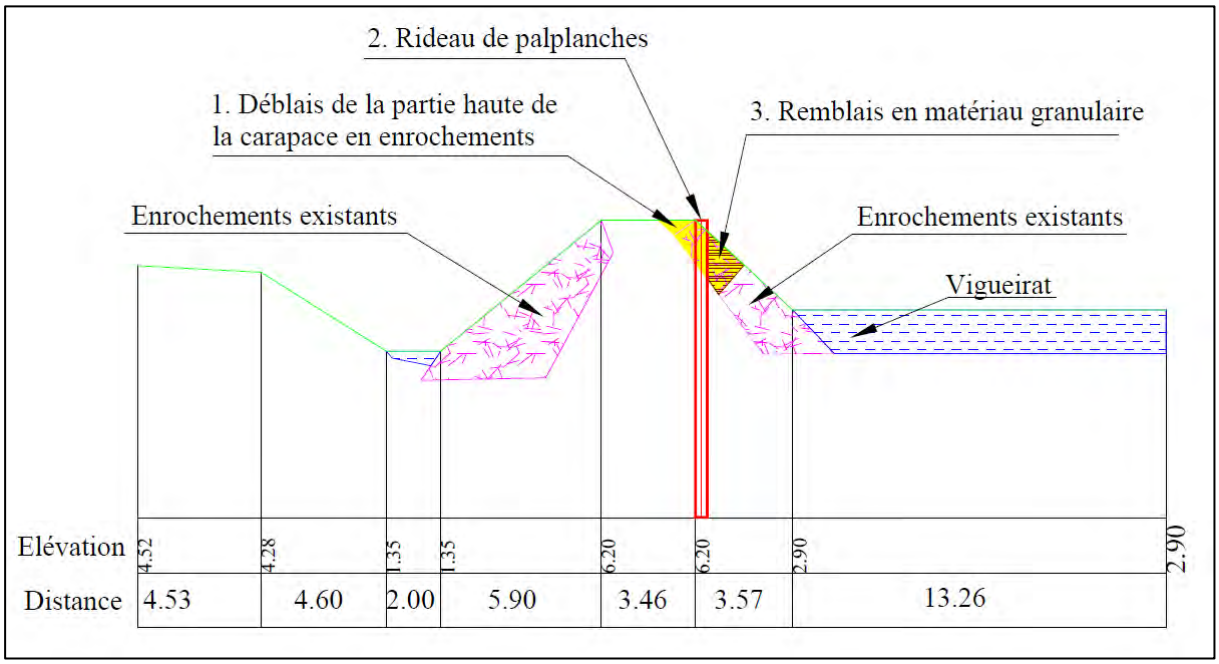


Figure 90. Coupe du secteur aval au pont de la voie ferrée (TRD2), zone palplanches (EGISeau [D304])

15.2.3. Accessibilité

L'accès au Vigueirat Est peut se faire en 9 points :

Tableau 89. Franchissements, Section Vigueirat Est

Nom	PM
Barreau Nord d'Arles	0
Pont de signoret	530
Pont des moines	1040
Pont de Truchet	1880
Pont des Marinettes	2260
Pont d'Ens	2960
Chemin des Jonquets	3210
Rue Louis Jullian	3830
Route de la Crau	4630

Dans une moindre mesure l'accès est faisable depuis la rue Jean Gremillon, la rue Jean Seguin, la rue Jean Perrin et la rue de la Roubine du Roy.

15.2.4. Ouvrages englobés

Tableau 90. Réseaux traversants, Section Vigueirat

N°	Information	Type	Situation	Etat
VIG_01	Roubine de flèche	Siphon	Pont de Signoret	Récent
VIG_02	Roubine du Roy	Siphon	Pont d'Ens	
VIG_03	Vanné, mur béton pris dans les palplanches		Pont d'Ens - chemin des jonquets	Inconnu
VIG_04	Siphon de Mollard	Siphon	Virage de Crau	Obturé par palplanche

Tableau 91. Réseaux longitudinaux, Section Vigueirat

Information	Type	PR	Etat
Canal aval	Pluvial	70m amont	
aval	EUS ou EP	Tout le long	

15.2.5. Photographies de l'ouvrage



Photo 1. Digue en rive droite du Vigueirat (traversée d'Arles



Photo 2. Siphon de flèche (à droite) et siphon de Quenin (à gauche)



Photo 3. Portes de la roubine du Roy en rive droite du Vigueirat



Photo 4. Vigueirat Est



Photo 5. Vigueirat Est, sous-tronçon à conforter, vue val

15.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

15.3.1. Géométrie

Tableau 92. Synthèse de géométrie, tronçon Vigueirat Est

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	6,5	5,3	6,0	0,4
Cote de pied de digue aval	m NGF	4,8	1,3	3,8	0,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	0,0	0,0	0,0	0,0
Hauteur de digue côté aval	m	4,7	1,5	2,1	0,7
Hauteur de digue côté amont	m	6,5	5,3	6,0	0,4
Fruit aval	L/V	4,0	1,2	2,1	0,7
Fruit amont	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	0	0	0	0

Les données à 20m ne sont pas disponibles sur ce secteur.

15.3.2. Données hydrauliques

Tableau 93. Données hydrauliques, tronçon Vigueirat Est

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,1	3,1	2,3	2,9	0,2	0,0	0,0	0,0	0,5
8500	3,1	3,1	2,3	2,9	0,2	0,0	0,0	0,0	0,5
9500	3,1	3,1	2,3	2,9	0,2	0,0	0,0	0,0	0,5
10500	3,1	3,1	2,3	2,9	0,2	0,0	0,0	0,0	0,5
11500	5,0	4,7	0,6	1,2	0,3	0,1	0,1	0,1	0,2
12500	5,2	4,8	0,5	1,0	0,4	0,1	0,1	0,1	0,2
14160	5,8	4,9	0,2	0,6	0,4	0,2	0,1	0,1	0,1

15.3.3. Etanchéité

Le rideau de palplanche permet d'assurer l'étanchéité de la digue.

15.3.4. Filtration

Pas de système de filtration particulier.

15.3.5. Drainage

Pas de système de drainage particulier.

15.3.6. Stabilité

Par rapport au terrain aval, la crête est en moyenne 2m plus haute ; le fruit aval est de 2/1. Le rideau de palplanche assure la stabilité du talus amont.

15.3.7. Protection

Le talus aval est enherbé. Le rideau de palplanches assure également une protection contre les fouisseurs.

15.3.8. Evacuation

Ce secteur n'est pas résistant à la surverse.

15.3.9. Sécurité

La crête est circulable, avec une largeur allant de 2 à 5m. Elle va être rendue carrossable lors des travaux.
Il n'y a pas de piste aval sur l'ensemble du secteur, en revanche les accès, qui se font au niveau des ponts, sont carrossables.

16.SECTEUR DE FOURCHON

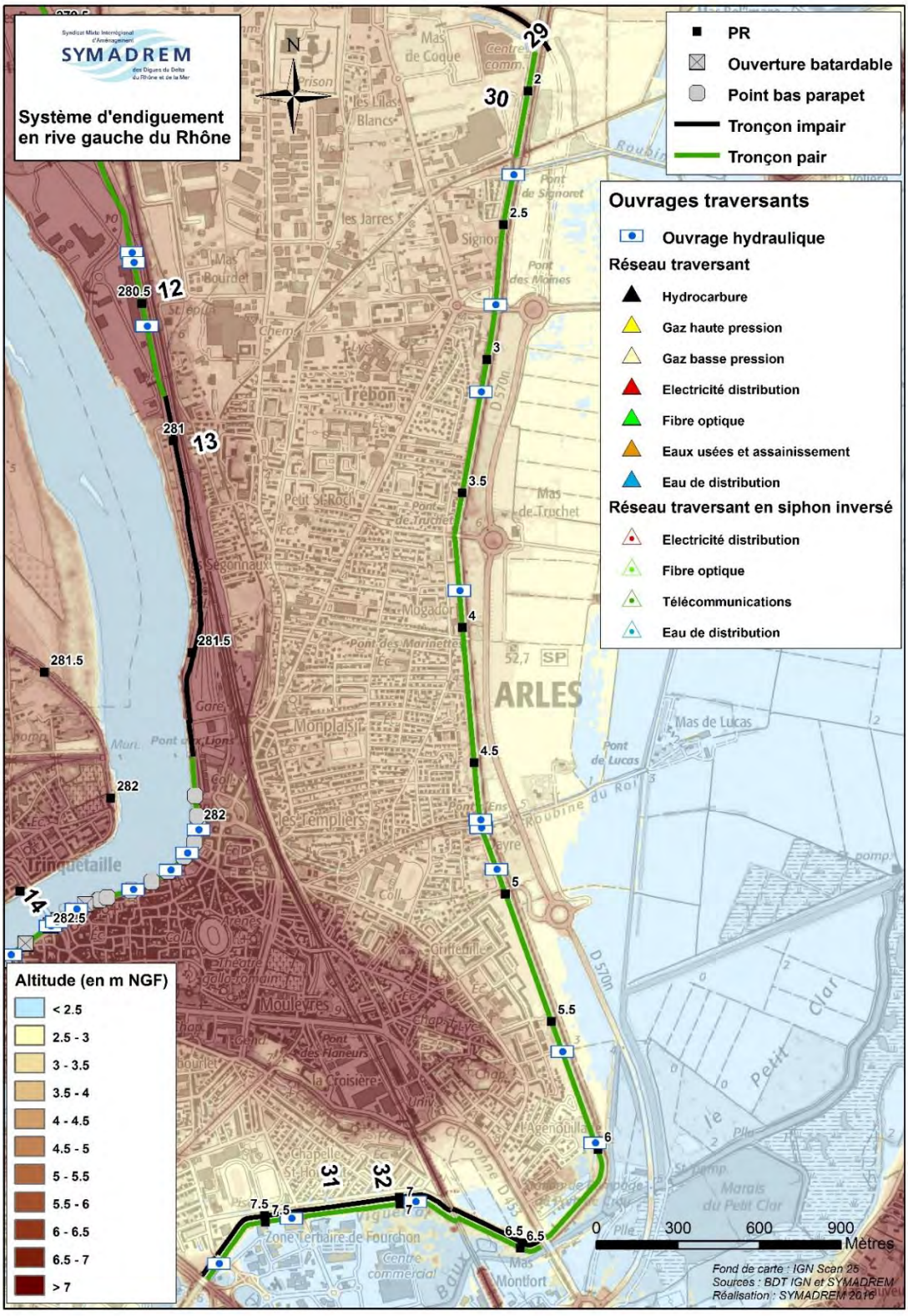


Figure 91. Plan de situation du Vigueirat à Fourchon (T31 et T32)

16.1. PREAMBULE

Les travaux de renforcement de la rive droite du Vigueirat s'inscrivent dans la tranche Tarascon-Arles du plan Rhône, c'est une des mesures d'accompagnement des travaux.
Ils sont destinés à permettre la qualification RAR du centre-ville d'Arles après réalisation des travaux de création de la digue Tarascon-Arles.
Les études sont au stade d'avant-projet et les travaux sont prévus pour se terminer à la suite des travaux de création de la digue Tarascon-Arles.

Les travaux envisagés concernent les aménagements 5 à 7 de l'étude relative à la gestion et au ressuyage des eaux en rive gauche du grand Rhône entre Tarascon et Arles (EGISeau [D304]).

16.2. PRESENTATION GENERALE

16.2.1. Description

La sécurisation du Sud d'Arles et de la zone commerciale de Fourchon est réalisée par les digues du canal du Vigueirat ; les berges du canal du Tronc Commun permettent d'améliorer la fréquence d'inondation mais ne sont pas des digues.

16.2.2. Sectorisation

Une division peut être réalisée entre le canal du Vigueirat au Sud d'Arles, rive droite et rive gauche.
Au total 9 sous-tronçons ont été repérés suite à l'étude d'Egis Eau [D304] (par des points de repères et non des PK) :

4 sur la rive droite du Vigueirat Sud (RD453 – RN113) :

- TRD1 - Du pont de la D453 (route de La Crau) au Pont de la voie ferrée
- TRD2 - Du pont de la voie ferrée à la limite entre les services techniques de la mairie et le lotissement
- TRD3 - De la limite entre les services techniques de la mairie et le lotissement au pont de l'Avenue du Docteur Joseph Imbert
- TRD4 - Du pont de l'Avenue du Docteur Joseph Imbert au Pont de la route N113

5 sur la rive gauche du Vigueirat Sud (RD453 – RN113) :

- TRG1 - Du pont de la D453 au 1er coude en aval
- TRG2 - Du 1er coude en aval du pont de la D453 au pont de la voie ferrée
- TRG3 - Du pont de la voie ferrée à la limite zone boisée/ zone de lotissement
- TRG4 - De la limite zone boisée/ zone de lotissement au pont de l'Avenue du Docteur Joseph Imbert
- TRG5 - Du pont de l'Avenue du Docteur Joseph Imbert au Pont de la route N113

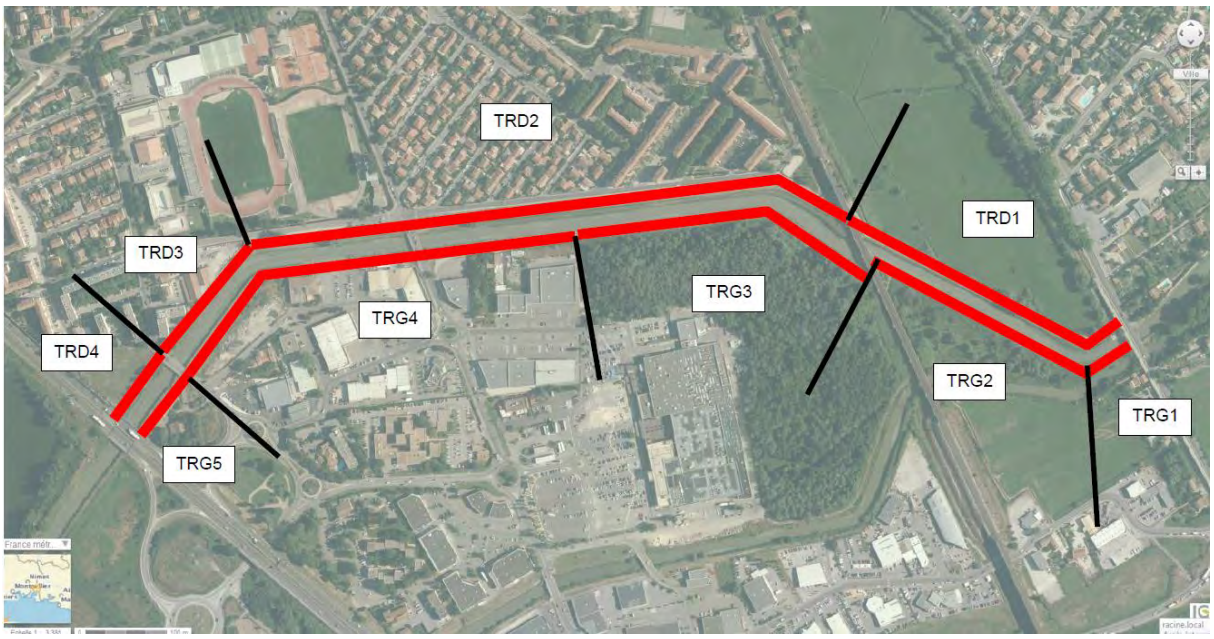


Figure 92. Sectorisation, Vigueirat Sud (EGISeau [D304])

16.2.3. Description des sous-tronçons

Raccordement au Vigueirat Est

Ce sont les piles du pont routier et des arcades qui assurent la liaison entre les deux parties du Vigueirat.

Vigueirat Sud

L'objectif de cette zone est de conforter les digues rive droite et gauche du canal du Vigueirat dans la zone de Fourchon à Arles qui s'étend sur environ 1450m.

Les digues comportent de nombreux indices de désordres. Les paragraphes ci-après ne font pas l'inventaire détaillé de l'ensemble de ces désordres mais toutes les pathologies affectant les ouvrages en remblais ont pu être repérés sur site (terriers, fontis, bombements de talus aval, végétation, encoches d'érosion, sapement de pied, talus raides…).

Dans l'ensemble des sous-tronçons, il a été remarqué que la digue du Vigueirat Sud présente les problématiques suivantes :

- Une piste de circulation de crête de faible largeur et présentant une structure faible
- Un talus amont très raide et attaqué par le batillage quotidien, les fouisseurs et les crues
- L'absence de pistes d'entretien de pied d'ouvrage

Afin de pallier ces problématiques, il est proposé de:

- Débroussailler la zone,
- Décaper la zone et mettre en cordon la terre végétale,

- Purger et évacuer en décharge des arbres et massifs béton relatifs aux poteaux électriques basse tension abandonnés,
- Raccorder la digue à l'aide d'une technique minérale permettant de renforcer les zones de transition connues comme étant souvent des points faibles de la protection, ainsi que sur la zone de décharge,
- Reprendre et mettre en sécurité l'ouvrage pluvial du pont de la voie ferrée,
- Reprofiler avec un fruit minimum de 2/1 les talus,
- Caler la crête à Q_{1000}+30 cm (rehausse de 40 cm maximum) avec une piste d'entretien en GNT (Grave Non Traitée),
- Poser des grillages anti-fouisseurs et de la terre végétale sur les talus.

En phase d'AVP, deux solutions ont été retenues :

- Sur les sous tronçons TRD, TRD2, TRD4, TRG2 et TRG3, la solution 1 est retenue ; elle comprend un reprofilage de la digue avec adoucissement des pentes, mise en place de fascine et équipement de grillage anti-fouisseurs et filtre/drain. Localement la solution 2 est retenue ; lorsque le talus amont est protégé par des enrochements, seule la partie aval est reprise.

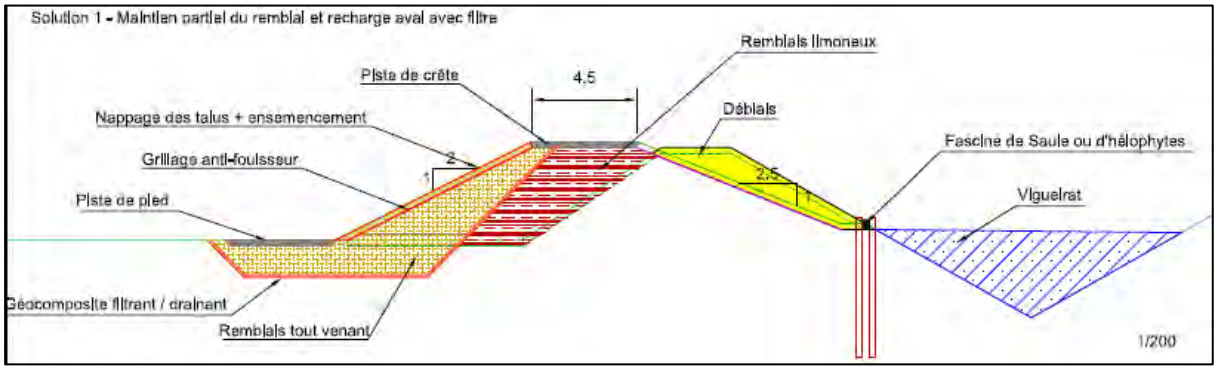


Figure 93. Solution 1 (EGISeau [D304])

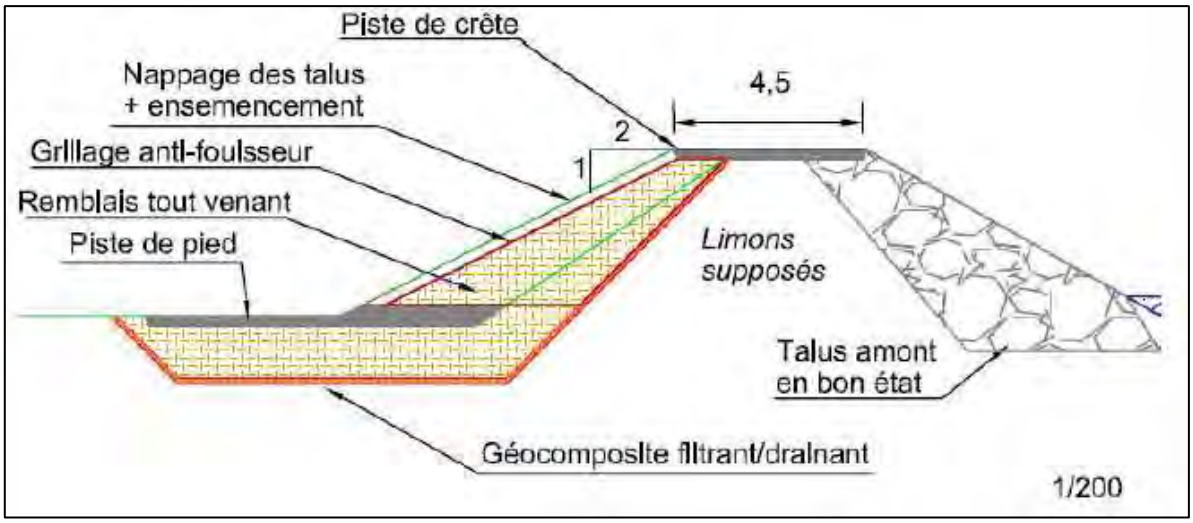


Figure 94. Solution 2 (EGISeau [D304])

Sur les sous-tronçons TRD3, TRG4 et TRG5, la solution 3 est retenue ; elle concerne des secteurs avec enrochements coté canal et peu d'emprise coté terre, un mur de gabions sera alors réalisé pour assurer la stabilité aval et un complexe filtre/drain sera mis en place.

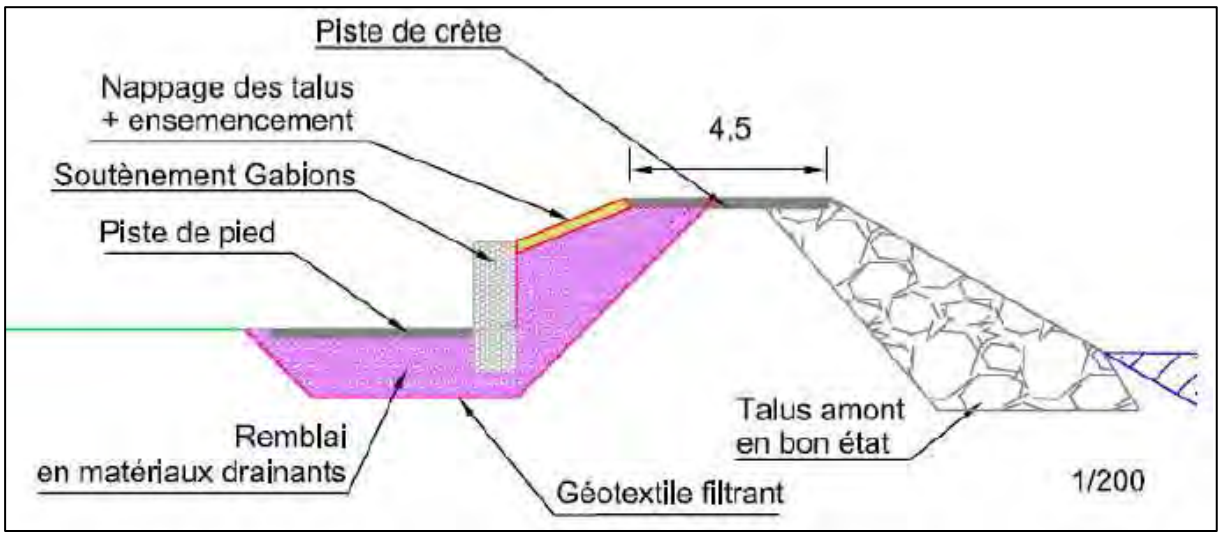


Figure 95. Solution 3 (EGISeau [D304])

Localement, sur le tronçon TRG1, un rideau de palplanches sera mis en place pour assurer la séparation hydraulique entre le canal du Vigueirat et celui du Tronc Commun.

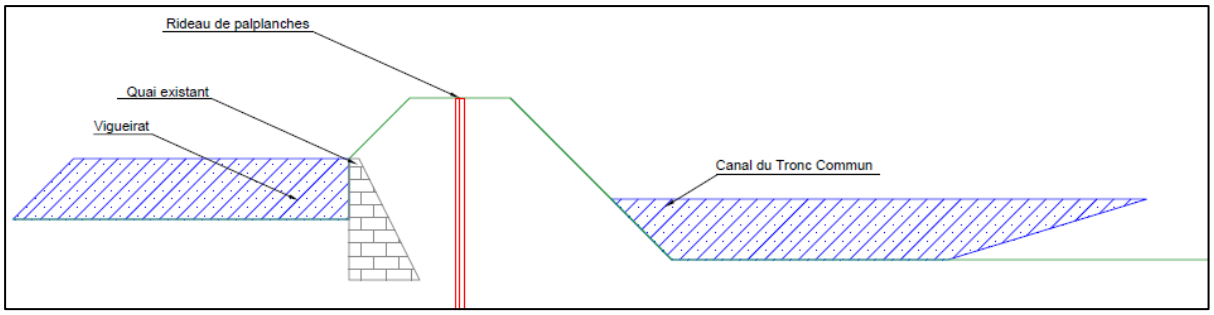


Figure 96. Solution 4 (EGISeau [D304])

16.2.4. Photographies des différents sous-tronçons



Photo 6. Vigueirat Sud, TRD1



Photo 7. Vigueirat Sud, TRD2



Photo 8. Vigueirat Sud, TRD3



Photo 9. Vigueirat Sud, TRD4



Photo 10. Vigueirat Sud, TRG1 et TRG2



Photo 11. Vigueirat Sud, TRG3



Photo 12. Vigueirat Sud, TRG4



Photo 13. Vigueirat Sud, TRG5

16.2.5. Accessibilité

Tableau 94. Franchissements, Section Fourchon

Nom	PM	Section
Pont de la voie ferrée	370	Rive Droite
Rue Georges Pomérat	480-950	Rive Droite
Avenue du Maréchal Juin	950	Rive Droite
Rue Ferdinand Lesseps	950-1150	Rive Droite
Avenue du Docteur Joseph Imbert	1320	Rive Droite
Voie ferrée : Chemin venant de la rue Jean Voortcamp	350	Rive Gauche
Avenue du Maréchal Juin	940	Rive Gauche
Avenue du Docteur Joseph Imbert	1290	Rive Gauche

16.2.6. Ouvrages englobés

Tableau 95. Réseaux traversants, Section Fourchon

N°	Information	Type	PM	Etat
FOU_01	Pont D453 béton fondé sur palplanches	Ouvrage de décharge	Vig TRD1	Correcte
FOU_02	Pont voie ferrée Vanné dans le fossé aval de la digue	Eaux Pluviales	Vig TRD1	Non entretenu
FOU_03		Irrigation	Vig TRG3	Murée en maçonnerie
FOU_04	aval pont du maréchal Juin	Irrigation (prise d'eau)	Vig TRG4	
FOU_05	Talus amont, aval pont de l'avenue Imbert	Irrigation	Vig TRG5	abandonnée

Tableau 96. Réseaux longitudinaux, Section Fourchon

Information	Type	PM	Etat
Plusieurs regards	Eaux usées	Vig TRD2	
Candélabres, réseau public	Eclairage	Vig TRD2 et TRD3	
Fossé, exutoire : buse traversant le pont autoroute	Eau pluvial	Vig TRG5	

Un réseau électrique aérien haute tension traverse le canal du Vigueirat Sud (TRD1 et TRG2) et 5 poteaux abandonnés supports d'une ancienne ligne basse tension se trouvent sur le talus aval de TRD1.

Sur TRG4, en amont du pont du Maréchal Juin, on remarque la présence d'un réseau électrique aérien basse tension traversant le canal avec des poteaux en rive droite et en rive gauche.
Les talus avals de TRD4 et TRG5 sont équipés d'un réseau électrique aérien basse tension qui traverse le canal. Un poteau supportant la ligne se trouve dans l'emprise des ouvrages sur TRG5.

16.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

16.3.1. Géométrie

Tableau 97. Synthèse de géométrie, tronçon Vigueirat Fourchon – Rive Droite

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	5,2	4,6	5,1	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	4,5	3,0	3,7	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	3,7	2,7	3,1	0,3
Hauteur de digue côté aval	m	2,0	0,6	1,4	0,5
Hauteur de digue côté amont	m	2,3	1,3	1,9	0,3
Fruit aval	L/V	6,0	1,6	3,1	1,5
Fruit amont	L/V	2,2	0,9	1,4	0,4
Largeur du ségonnal	m	1	0	0	0

Les données à 20 m ne sont pas disponibles sur ce secteur.

Suite aux travaux, ce tronçon va être modifié :

Tableau 98. Synthèse de géométrie, tronçon Vigueirat Fourchon – Rive Droite ; après travaux

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	5,2	5,1	5,1	0,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	4,5	3,0	3,7	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	3,7	2,7	3,1	0,3
Hauteur de digue côté aval	m	2,1	0,6	1,4	0,5
Hauteur de digue côté amont	m	2,4	1,4	2,0	0,3
Fruit aval	L/V	2,0	2,0	2,0	0
Fruit amont	L/V	2,5	0,9	2,4	0,5
Largeur du ségonnal	m	0	0	0	0

Tableau 99. Synthèse de géométrie, tronçon Vigueirat Fourchon – Rive Gauche

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	5,4	4,8	5,1	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	3,3	1,4	2,5	0,7
Cote de pied de digue amont	m NGF	4,4	2,6	3,4	0,6
Hauteur de digue côté aval	m	3,8	2,0	2,7	0,7
Hauteur de digue côté amont	m	2,5	0,6	1,8	0,6
Fruit aval	L/V	2,9	1,2	1,6	0,5
Fruit amont	L/V	2,2	0,7	1,2	0,4
Largeur du ségonnal	m	0	0	0	0

Les données à 20m ne sont pas disponibles sur ce secteur.

Suite aux travaux, ce tronçon va être modifié :

Tableau 100. Synthèse de géométrie, tronçon Vigueirat Fourchon – Rive Gauche ; après travaux

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	5,4	5,1	5,2	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	3,3	1,4	2,5	0,7
Cote de pied de digue amont	m NGF	4,4	2,6	3,4	0,6
Hauteur de digue côté aval	m	3,8	2,0	2,7	0,7
Hauteur de digue côté amont	m	2,5	0,7	1,8	0,6
Fruit aval	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Fruit amont	L/V	2,5	0,7	1,9	0,7
Largeur du ségonnal	m	0,0	0,0	0,0	0,0

16.3.2. Données hydrauliques

Tableau 101. Données hydrauliques, tronçon Vigueirat Fourchon – Rive Droite

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,0	3,0	1,6	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
8500	3,0	3,0	1,6	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
9500	3,0	3,0	1,6	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
10500	3,0	3,0	1,6	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
11500	4,6	4,5	0,1	0,6	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1
12500	4,6	4,6	0,0	0,5	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1
14160	4,8	4,7	-0,1	0,3	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1

Tableau 102. Données hydrauliques, tronçon Vigueirat Fourchon – Rive Gauche

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,0	3,0	1,8	2,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
8500	3,0	3,0	1,8	2,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
9500	3,0	3,0	1,8	2,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
10500	3,0	3,0	1,8	2,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
11500	4,6	4,5	0,3	0,6	0,3	0,2	0,1	0,1	0,1
12500	4,6	4,6	0,2	0,5	0,3	0,2	0,1	0,1	0,1
14160	4,8	4,7	0,0	0,4	0,3	0,2	0,1	0,1	0,1

Tableau 103. Données hydrauliques, tronçon Vigueirat Fourchon – Rive Droite ; après travaux

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,0	3,0	2,1	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
8500	3,0	3,0	2,1	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
9500	3,0	3,0	2,1	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
10500	3,0	3,0	2,1	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
11500	3,0	3,0	2,1	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
12500	4,6	4,6	0,5	0,5	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1
14160	4,8	4,7	0,3	0,4	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1

Tableau 104. Données hydrauliques, tronçon Vigueirat Fourchon – Rive Gauche ; après travaux

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,0	3,0	2,1	2,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
8500	3,0	3,0	2,1	2,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
9500	3,0	3,0	2,1	2,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
10500	3,0	3,0	2,1	2,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
11500	3,0	3,0	2,1	2,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
12500	4,6	4,6	0,5	0,6	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1
14160	4,8	4,7	0,3	0,5	0,3	0,2	0,1	0,1	0,1

16.3.3. Etanchéité

La digue est en remblai compacté.

16.3.4. Filtration

Le géo-composite filtrant/drainant permet d'empêcher le départ de fines en cas de défaillance de l'étanchéité.

16.3.5. Drainage

Le géo-composite filtrant/drainant permet de drainer le corps de digue et sa fondation en cas d'infiltration.

16.3.6. Stabilité

Par rapport au terrain coté terre, la crête est à moins de 2m. Les talus ont un fruit de 2/1. La stabilité est assurée.

16.3.7. Protection

En limite de canal sont mis en place des fascines. Les talus sont protégés par des grillages anti-fouisseurs, recouverts de terre végétale. La crête est une piste en GNT.

16.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon résistant à la surverse sur ce secteur.

16.3.9. Sécurité

Des pistes en GNT sont créées en crête (4.5m de large) et en pied aval ; les accès, au niveau des ponts, sont également carrossables.

18.DIGUE DU MAS MOLIN

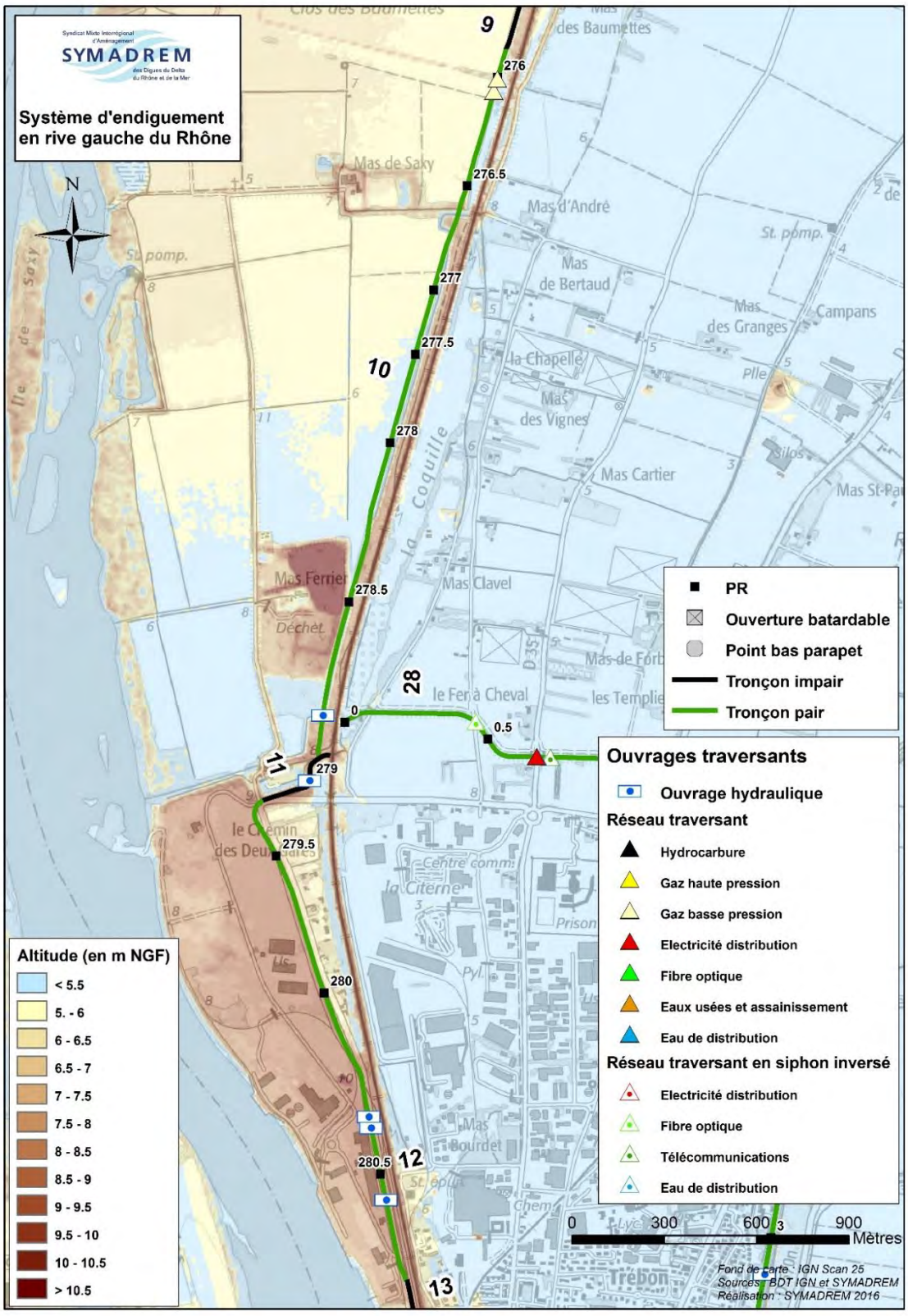


Figure 97. Plan de situation de la digue du Mas Molin (T11)

18.1. PREAMBULE

Les travaux de réparation des quais et des continuités amont et aval d'Arles (GR1 tranche 5 et 6) ont été autorisés par l'arrêté n°136-2011 DIG/EA du 18/06/2013.

La protection amont d'Arles a été réalisée dans le cadre des 5ième et 6ième tranches de travaux des quais d'Arles. A la date de l'EDD, les travaux de maitrise d'œuvre Egis Eau ont été effectués par le groupement Guintoli / Masoni / SLTP / Colas.

La digue du Mas Molin se situe entre les PR 278.9 et 279.25, elle mesure 300m de long.

18.2. PRESENTATION GENERALE

18.2.1. Description

La zone est caractérisée par la présence des remblais de la voie ferrée et du SIP, qui constituent l'ancienne ligne de protection contre les crues.

Les travaux de protection du SIP réalisés en 2015 permettent d'atteindre l'objectif de sécurité recherché : niveau de la crue exceptionnelle avec une revanche de 50 cm.

18.2.2. Sectorisation

Ce tronçon de 300m n'a pas été redécoupé.

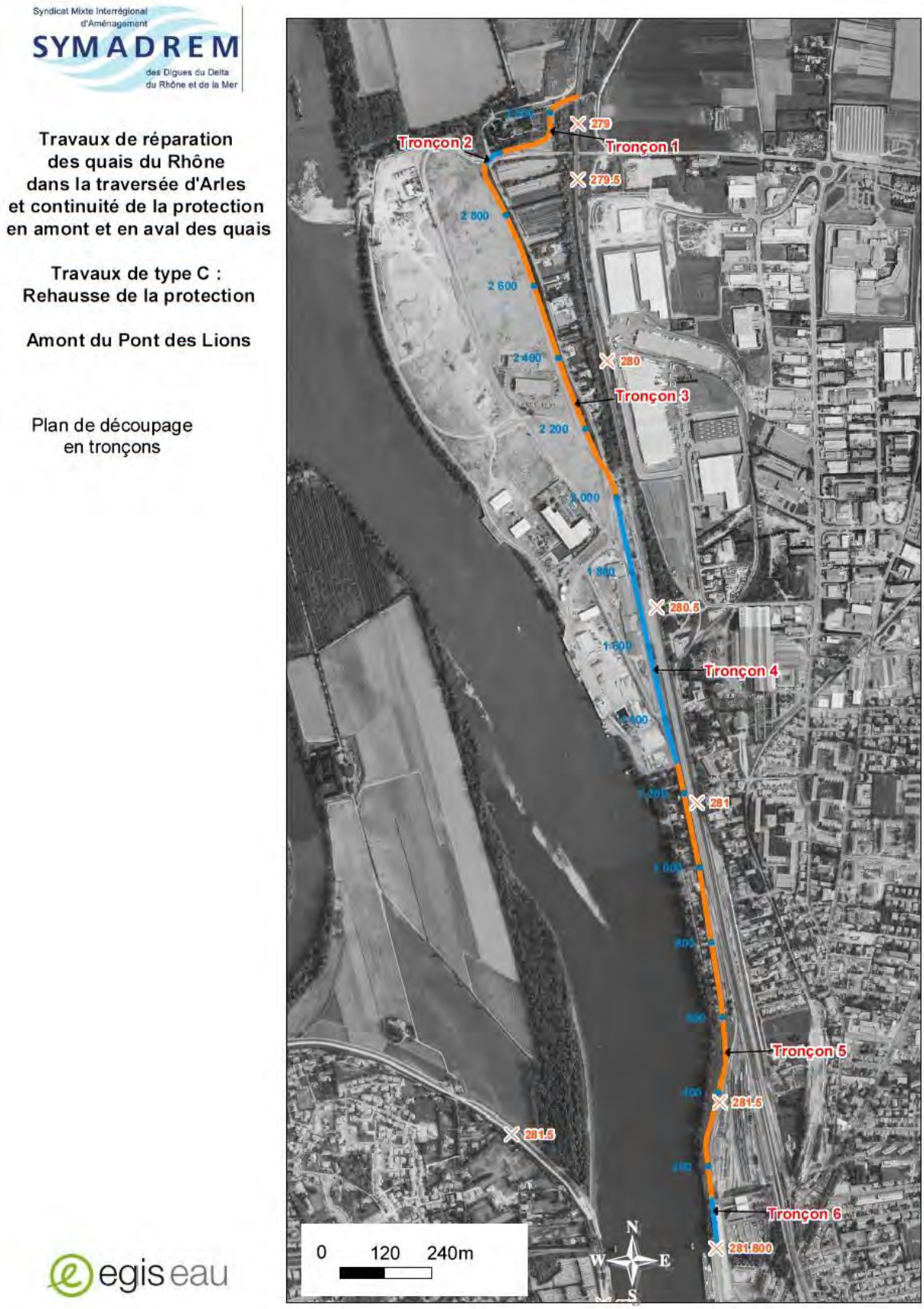


Figure 98. Plan de situation, section amont du pont des lions

18.2.3. Présentation des travaux réalisés dans le cadre du plan Rhône

Raccordement

Dans l'attente de la création de la digue Tarascon-Arles, la jonction avec le remblai ferroviaire a été réalisée avec un rideau de palplanches qui longe le remblai puis tourne dans la digue. En effet des remblais hétérogènes avec une jonction à 90° présentent un risque d'écoulement, les palplanches, de 7.40m de profondeur et de 26m de long rallongent fortement le chemin hydraulique et pallient ainsi les risques d'érosion interne à l'interface entre les deux remblais.
Une fois la digue Tarascon-Arles réalisée, un redan d'ancrage sera réalisé dans la digue du mas Molin pour permettre une bonne la liaison entre les deux digues.

Digue du Mas Molin

Sur la partie amont du tronçon, la digue a été arasée partiellement. Elle comprend un masque amont argileux ainsi qu'une protection contre les fouisseurs (grillage) et une protection contre le ravinement (géosynthétique enherbé) sur le talus coté fleuve (ouest et nord). Le massif en graviers sur le talus aval de la digue a été maintenu. Un géotextile filtrant est disposé entre le massif argileux et ce dernier pour éviter le départ de fines en cas de défaillance de l'étanchéité.
Ce secteur comprend un ouvrage traversant. L'étanchéité à l'interface ouvrage traversant / remblai est assuré en enrobant la conduite dans un béton coulé pleine fouille. Cet enrobage est complété par un écran anti-renard également coulé à pleine fouille et un dispositif filtrant en aval assuré par du sable autofiltrant correctement dimensionné.

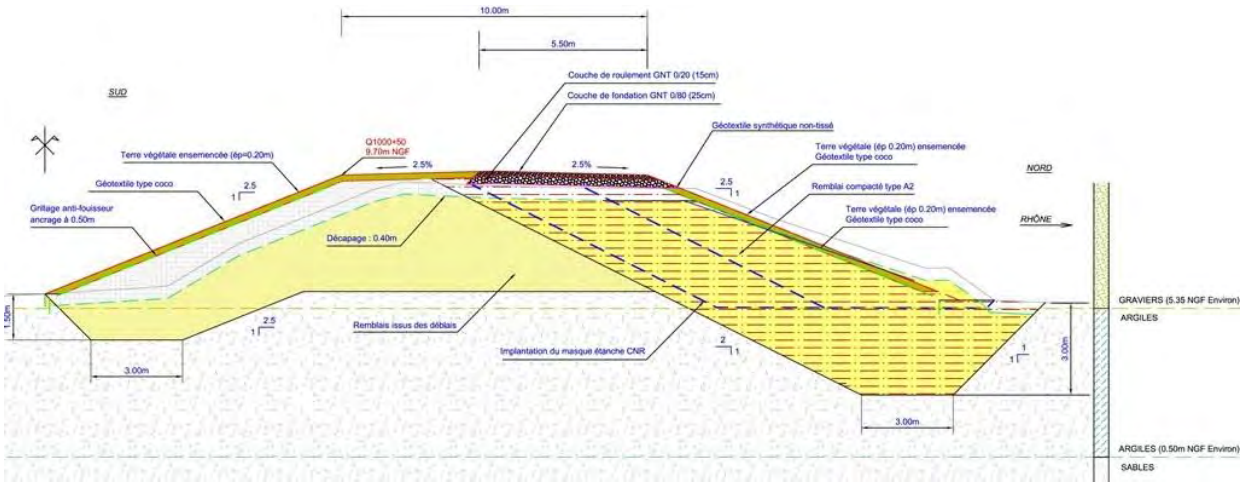


Figure 99. coupe-type amont du tronçon Mas Molin (EGISeau [D 408])

Sur la partie aval du tronçon, le remblai a été étanché par un nouveau masque amont en remblai étanche et une légère rehausse est réalisée en crête.
La largeur horizontale du masque est toujours supérieure à 3 m. Le masque amont comprend un grillage anti-fouisseurs et enherbement du talus.
La partie inférieure du masque et la berge d'un fossé de ressuyage pluvial ont été protégées par un matelas de gabions disposé sur un géotextile synthétique.

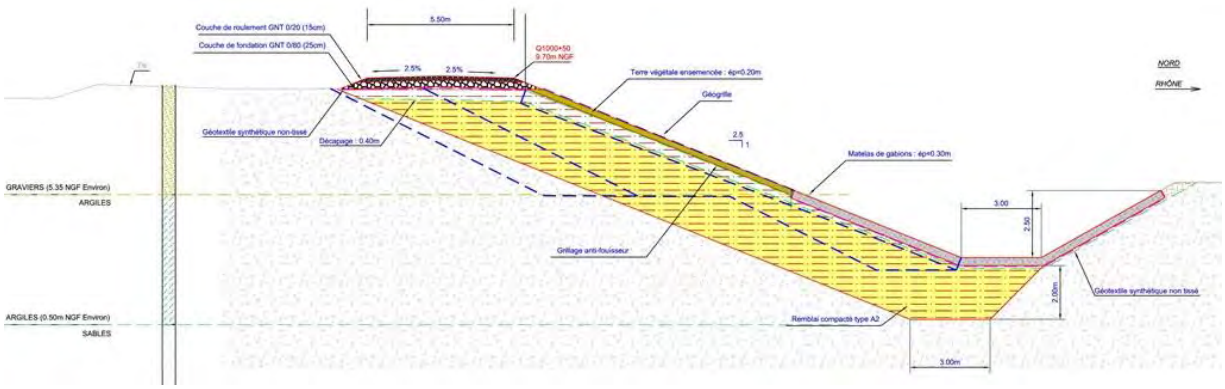


Figure 100. coupe-type aval du tronçon Mas Molin (EGISeau [D 408])



Photo 14. Vue aérienne du tronçon en travaux



Photo 15. Vue vers l'amont du tronçon, travaux réalisés

18.2.4. Accessibilité

La digue est accessible par la Draille du Mas Molin.
Suite aux travaux les chemins de pied de digue se prolongeront jusqu'à ce tronçon.

18.2.5. Ouvrages englobés

Sur ce secteur il n'y a pas de point bas en revanche il existe un ouvrage traversant:

Tableau 105. Réseaux traversants, tronçon Mas Molin

N°	Information	Type	PR	Etat
DAA_01	D1200	Drainage	279	Remis à neuf
DAA_02		Electrique	279.2	Etanchéifier

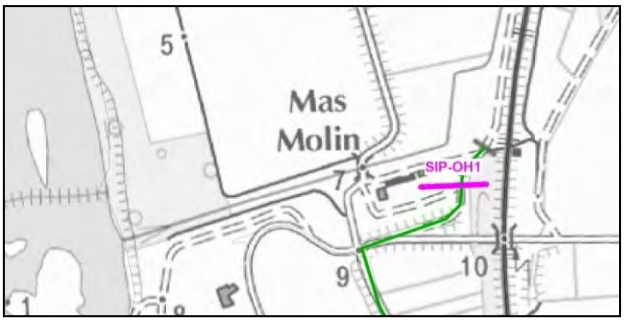


Figure 101. localisation de l'ouvrage traversant hydraulique



Photo 16. OH du Mas Molin, phase travaux

La coupe type de l'ouvrage figure ci-après

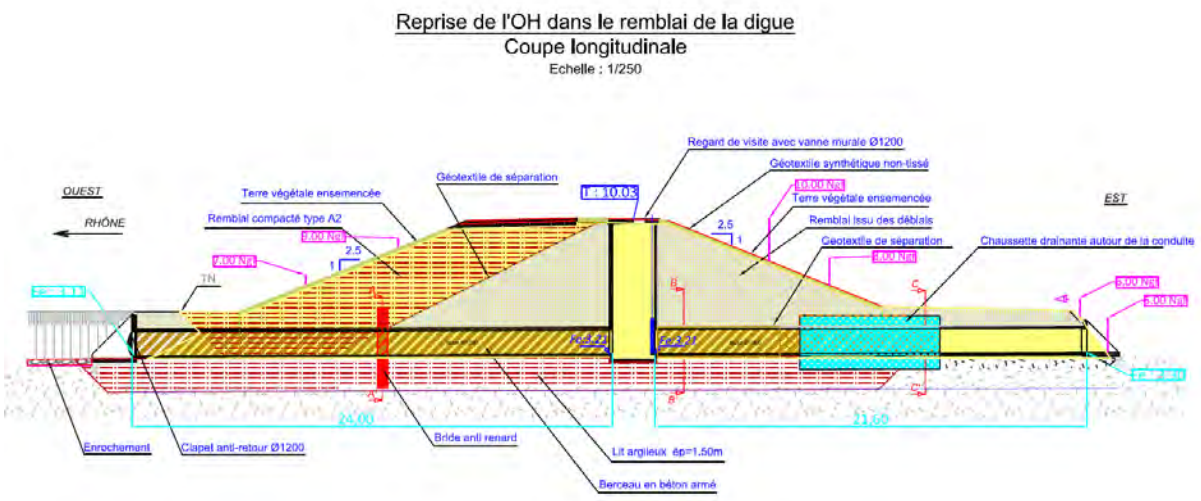


Figure 102. Coupe type au droit de l'ouvrage traversant (EGISeau [D408])

18.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

18.3.1. Géométrie

Tableau 106. Synthèse de géométrie, tronçon Mas Molin

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	9,9	9,8	9,8	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	9,3	5,5	6,8	2,1
Cote à 20m du pdav	m NGF	9,3	5,5	6,8	2,1
Cote de pied de digue amont	m NGF	5,7	3,4	4,8	1,2
Cote à 20m du pdam	m NGF	5,0	2,7	3,9	1,6
Hauteur de digue côté aval	m	4,4	0,5	3,0	2,2
Hauteur de digue côté amont	m	6,4	4,1	5,0	1,2
Fruit aval	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Fruit amont	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Largeur du ségonnal	m	580	500	537	40

18.3.2. Données hydrauliques

Tableau 107. Données hydrauliques, tronçon Mas Molin

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	6,1	6,1	3,7	3,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9
8500	7,3	7,3	2,5	2,5	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
9500	7,9	7,8	1,9	1,9	0,1	0,1	0,0	0,0	0,6
10500	8,3	8,2	1,5	1,5	0,1	0,1	0,0	0,0	0,6
11500	9,0	8,9	0,8	0,9	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5

12500	9,3	9,2	0,5	0,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
14160	9,4	9,3	0,4	0,4	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4

18.3.3. Etanchéité

Un remblai compacté en matériaux A2 constitue le talus amont ainsi qu'une clé d'étanchéité en pied de talus assurent l'étanchéité du tronçon.

18.3.4. Filtration

Le géotextile filtrant disposé entre le corps de digue en graviers et le masque argileux permet d'empêcher le départ de fines en cas de défaillance de l'étanchéité.

18.3.5. Drainage

La digue d'origine en graviers permet de drainer le talus aval.

18.3.6. Stabilité

La hauteur par rapport à l'aval est d'environ 3m, les fruits amont et aval sont de 2.5/1. Il y a une butée en pied aval, et pas de fossé à l'aval.

18.3.7. Protection

Les deux talus sont enherbés, disposent de grillages anti-fouisseurs.

18.3.8. Evacuation

Ce tronçon n'est pas déversant.

18.3.9. Sécurité

La crête est carrossable et sa largeur minimum est de 5.5 m (jusqu'à 10m à l'amont).
Il n'y a pas de piste aval sur ce secteur. Les accès sont goudronnés.

19.DIGUE EST DU PORT D'ARLES

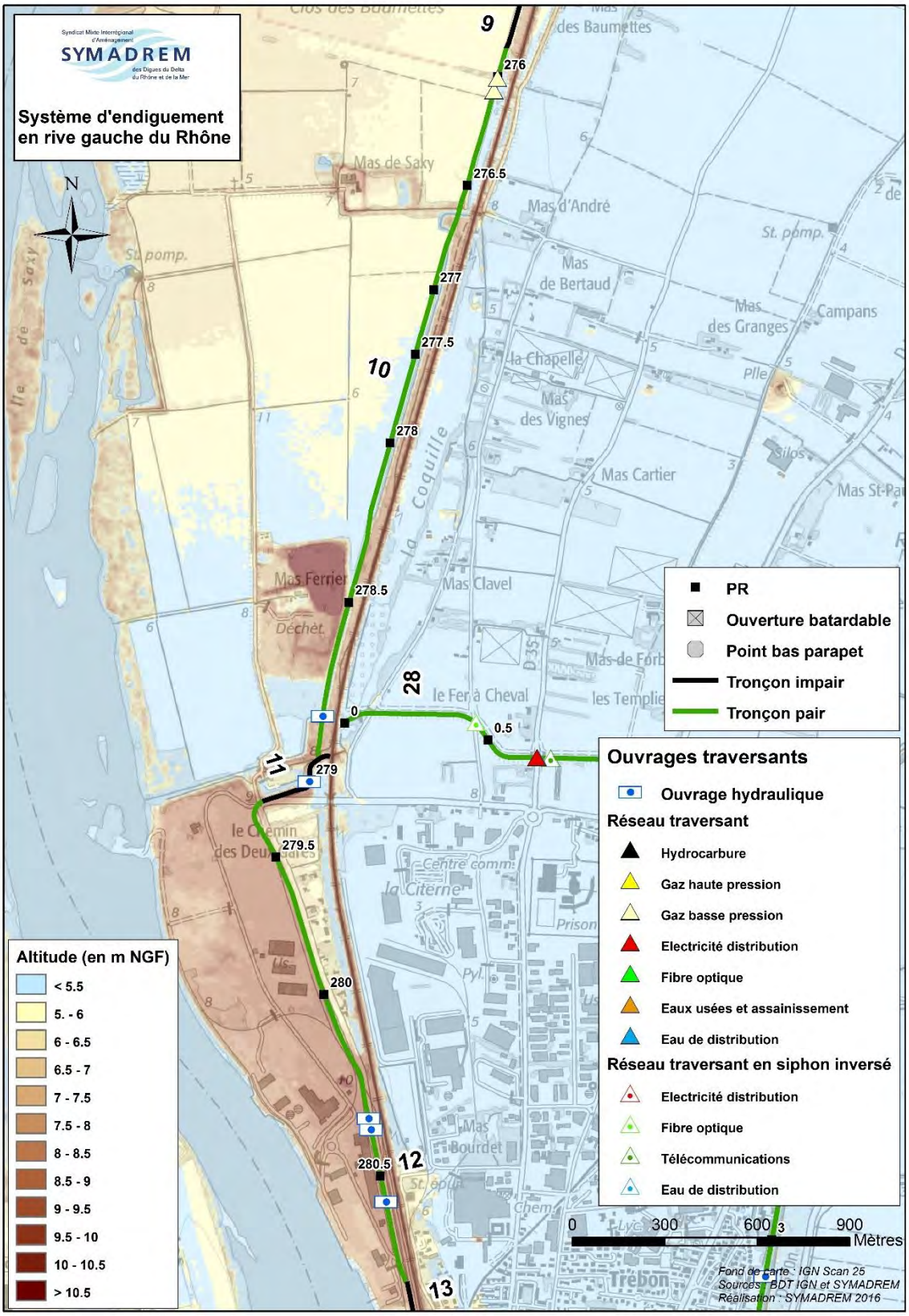


Figure 103. Plan de situation du tronçon port d'Arles (T12)

19.1. PREAMBULE

Les travaux de réparation des quais et des continuités amont et aval d'Arles (GR1 tranche 5 et 6) ont été autorisés par l'arrêté n°136-2011 DIG/EA du 18/06/2013.
La protection amont d'Arles a été réalisée dans le cadre des 5ième et 6ième tranches de travaux des quais d'Arles. A la date de l'EDD, les travaux de maitrise d'œuvre Egis Eau ont été effectués par le groupement Guintoli / Masoni / SLTP / Colas.
Le SIP (site industrialo-portuaire d'Arles Nord) est situé en rive gauche du Rhône, en amont du pont des Lions sur environ 1.7 km, entre les GRG 279.25 et 280.9.

19.2. PRESENTATION GENERALE

19.2.1. Description

La zone est caractérisée par la présence :

- d'une route longeant la berge du Rhône,
- des remblais de la voie ferrée et du SIP,
- d'un merlon en terre en haut de berge dans la partie amont.

Ces ouvrages constituent l'ancienne ligne de protection contre les crues.

Les travaux de protection du SIP réalisés en 2015 permettent d'atteindre l'objectif de sécurité recherché : niveau de la crue exceptionnelle avec une revanche de 50 cm.

19.2.2. Sectorisation

Le linéaire a été découpé en 2 sous-tronçons homogènes localisés sur la carte suivante.



Figure 104. Plan de situation, section amont du pont des lions

Le tableau suivant résume la localisation de ces sous-tronçons (de l'amont vers l'aval). Les limites sont repérées à partir du repérage du SYMADREM.

Tableau 108. Sectorisation, section amont du pont des lions

Sous-tronçons	Situation	Longueur (m)	PR amont	PR aval
1	Le long du SIP entre draille du Mas Molin et passage à niveau CNR	870	279.3	280.25
2	Le long du SIP au sud du passage à niveau	800	280.25	280.9

19.2.3. Présentation des travaux réalisés dans le cadre du plan Rhône

Raccordement

Le raccordement entre la protection du SIP d'Arles et la digue du mas Molin se fait au croisement entre la draille du mas Molin et la VC13 (chemin des ségonnaux). Lors des travaux de 2015, le carrefour a été repris de façon à être légèrement rehaussé (au niveau de la crue exceptionnelle plus 50cm).



Photo 17. Raccordement Digue du Mas Molin/ carrefour



Photo 18. Raccordement carrefour/protection du SIP

Sous-tronçon 1 :

La rehausse de la piste en remblai est inférieure à 0,5 m de hauteur, pour gagner la revanche de sécurité, la fondation de l'ouvrage a été purgée et les matériaux graveleux présents substitués par un remblai en grave non-traitée 0/80 mm à 0/150 mm avec fuseau granulométrique constant et bien fermé pour asseoir correctement la piste. L'ouvrage dispose d'une piste en crête de 5,50 m de large, constituée d'une couche de fondation de 25 cm d'épaisseur en matériaux 0/80 mm complétée par une épaisseur de 15 cm de matériaux 0/20 mm pour la couche de finition.

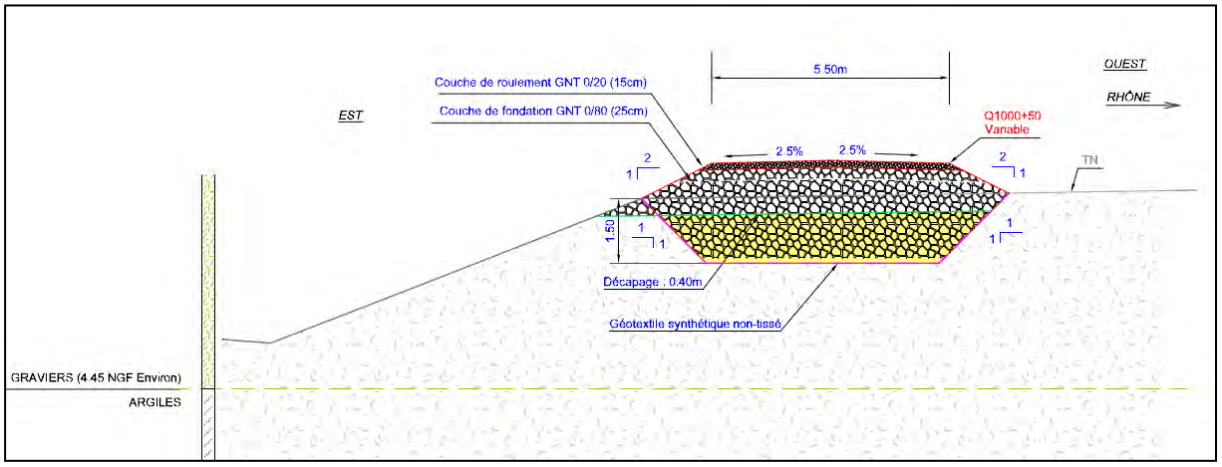


Figure 105. Coupe-type du projet sur la section courante du sous-tronçon 1 (EGISeau [D408])

L'implantation de la piste en élévation a été effectuée en tenant compte d'un espacement de 1 m entre l'axe du rail extérieur et l'entrée en terre du pied de piste, qui n'excède jamais plus de 60 cm de haut au droit des voies, avec un talus (la crête de piste est d'autant plus écartée de la voie qu'elle est haute).

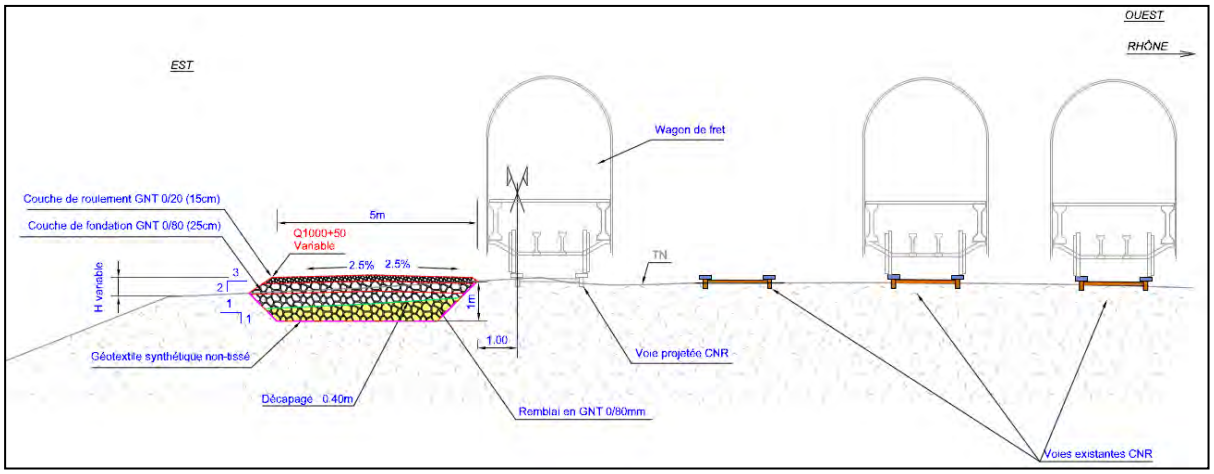


Figure 106. Position de la piste par rapport au projet de nouvelle voie CNR (EGISeau [D408])

Localement, l'emprise disponible entre la crête de talus et le projet de voie ferrée n'était pas suffisante pour constituer une piste de 5,5 m de large avec des pentes à 2H/1V.
Des épaississements de talus ont alors été constitués après purge des matériaux en place et dessouchage des unités arborées présentes sur le talus.

Les remblais ont été réalisés en matériaux frottant (type ballast) et dressés avec une pente à 3H/2V afin de limiter leur emprise en pied et l'impact de l'épaississement sur le fossé de drainage pluvial du chemin des Ségonnaux.
La piste est réduite à une largeur de 5 m et le talus amont est également porté localement à 3H/2V.

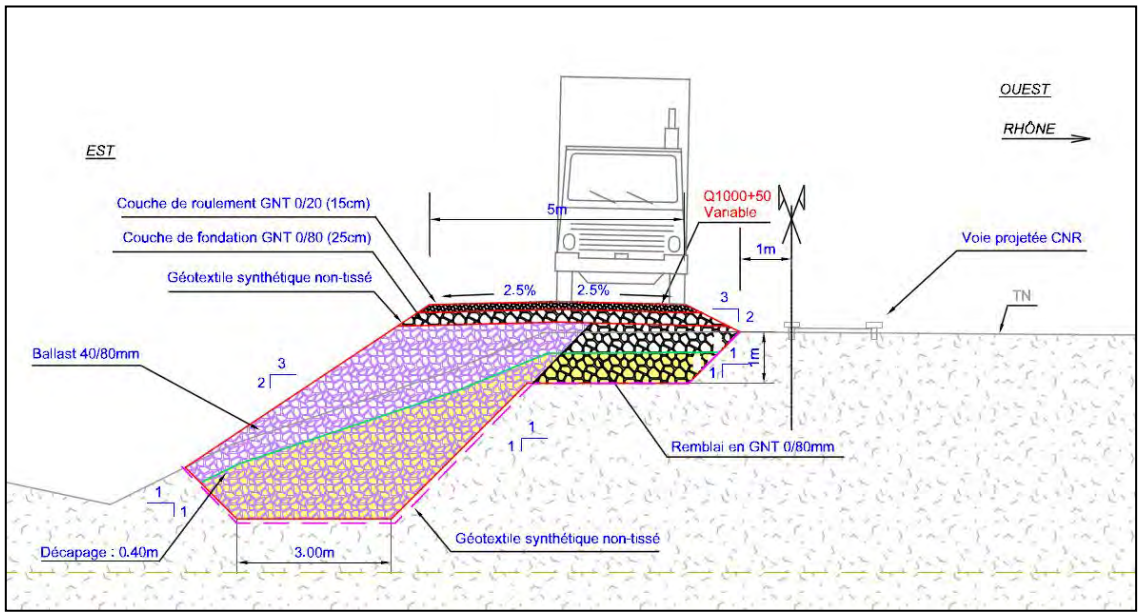


Figure 107. Coupe-type locale du projet sur la zone d'épaississement (EGISeau [D408])

Sous-tronçon 2

Sur le sous-tronçon 2, la rehausse est comprise entre 0,3 et 0,6 m.
La nouvelle chaussée est dimensionnée de manière à supporter sans déformation le trafic de poids lourd. Il en est de même pour toutes les chaussées qui ont été reprises dans le cadre du projet.

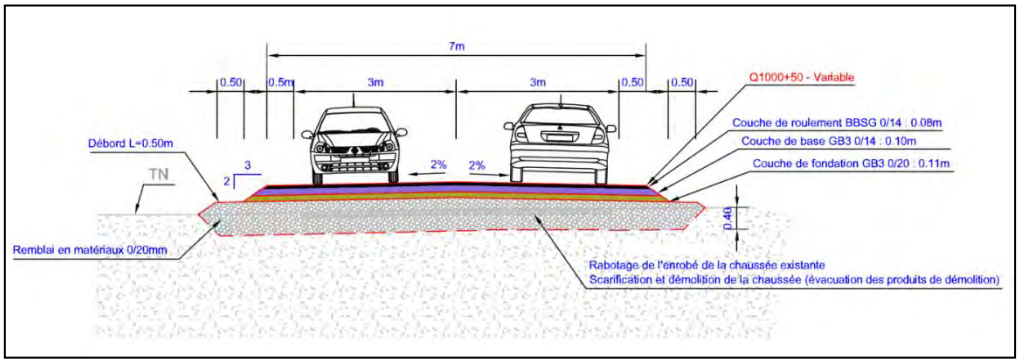


Figure 108. coupe-type sous-tronçon 2 (EGISeau [D408])



Photo 19. Vue vers l'amont du sous-tronçon 2, travaux réalisés

19.2.4. Accessibilité

Au Nord l'accès se fait par la Draille du Mas Molin et au Sud par le Chemin des ségonnaux.

19.2.5. Ouvrages englobés

Sur ce secteur il n'y a pas de point bas en revanche il existe des réseaux traversants ou longitudinaux :

Tableau 109. Franchissements, Section Amont Arles

Nom	PR
Draille du mas Molin (VC10)	279.3

Tableau 110. Réseaux traversants, Section Amont Arles

N°	Information	Type	PR	Etat
DAA_03		AEP	279.3	Etanchéifier
DAA_04		Electrique (EDF)	279.3	Etanchéifier
DAA_05		Telecom (FT)	279.3	Etanchéifier
DAA_06		GRDF	280.6	
DAA_07	Traverse ?	ERDF	?	
DAA_08	Traverse ?	AEP (SEA)	?	
DAA_09	voie ferrée	EU	280.4	
DAA_10	voie ferrée	Telecom (FT)	280.3	
DAA_11	En profondeur, chemin des ségonnaux	EU	280.6	
DAA_12	chemin des ségonnaux	Telecom (FT)	4 ?	

Le principe d'étanchéification des réseaux au niveau du carrefour est le suivant :
Pour les réseaux en tranchées situées sous le niveau de la Q1000, ils ont été mis à jour puis, après renfort des fourreaux par des conduites acier, les tranchées ont été remblayées au béton et équipées de voiles transversaux (prolongés jusqu'aux bords de la tranchée si elle n'est pas dans les couches de forme de la chaussée) pour permettre leur étanchéité, le tout coulé en pleine fouille dans les matériaux encaissants.

Tableau 111. Réseaux longitudinaux, Section Amont Arles

Type	Etat
GRDF	Regards rehaussés
ERDF	Regards rehaussés
AEP SEA	Regards rehaussés
EU	Regards rehaussés
France Telecom	Regards rehaussés

Il existe également des lignes aériennes France Telecom et EDF dans l'emprise de la digue.

19.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

19.3.1. Géométrie

Tableau 112. Synthèse de géométrie, tronçon Est du port d'Arles

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	9,8	9,2	9,5	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	9,3	8,1	8,8	0,4
Cote à 20m du pdav	m NGF	9,3	8,1	8,8	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	9,3	3,0	8,4	1,7
Cote à 20m du pdam	m NGF	9,2	7,9	8,7	0,4
Hauteur de digue coté aval	m	1,2	0,4	0,8	0,3
Hauteur de digue coté amont	m	6,8	0,2	1,1	1,7
Fruit aval	L/V	2,5	1,5	1,7	0,3
Fruit amont	L/V	2,5	1,5	1,7	0,3
Largeur du ségonnal	m	430	130	323	104

19.3.2. Données hydrauliques

Tableau 113. Données hydrauliques, tronçon Est du Port d'Arles

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	6,0	5,6	3,5	3,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	7,3	6,8	2,4	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	7,7	7,3	1,9	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
10500	8,1	7,7	1,5	1,6	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
11500	8,8	8,4	0,8	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9
12500	9,1	8,7	0,5	0,7	0,1	0,0	0,0	0,0	0,8
14160	9,2	8,8	0,4	0,5	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7

19.3.3. Etanchéité

Le tronçon n'a pas d'équipements spécifiques pour l'étanchéité mais le remblai du SIP est présent, à une côte proche de celle de la protection, sur plus de 100m à l'amont.

19.3.4. Filtration

Sans objet.

19.3.5. Drainage

La partie rehaussée est en GNT/Ballast, ce qui permet le drainage en partie haute.

19.3.6. Stabilité

La hauteur de la protection est de maximum 1m et il n'y a donc aucun problème de stabilité.

19.3.7. Protection

Sur la première partie du tronçon, la rehausse a été réalisée en matériaux non altérables par des fouisseurs.
Sur la deuxième partie du tronçon, la crête est la route.

19.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon déversant sur ce secteur.

19.3.9. Sécurité

La crête est une route de minimum 5m de large.
Il n'y a pas de piste aval sur ce secteur. Les accès sont goudronnés.

20.CHEMIN DES SEGONNAUX

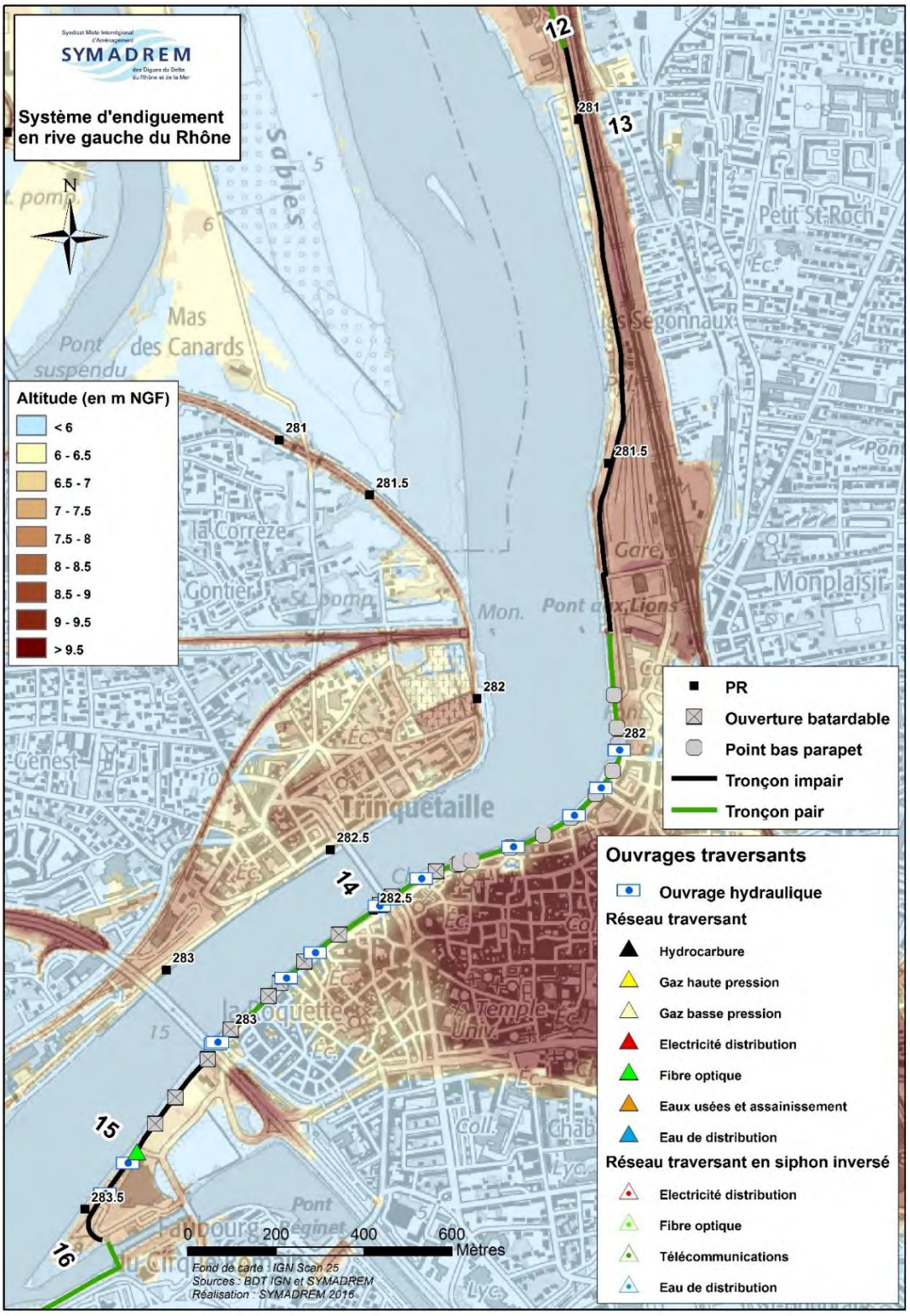


Figure 109. Plan de situation du chemin des ségonnaux (T13)

20.1. PREAMBULE

Les travaux de réparation des quais et des continuités amont et aval d'Arles (GR1 tranche 5 et 6) ont été autorisés par l'arrêté n°136-2011 DIG/EA du 18/06/2013.
La protection amont d'Arles a été réalisée dans le cadre des 5ième et 6ième tranches de travaux des quais d'Arles. A la date de l'EDD, les travaux de maitrise d'œuvre Egis Eau ont été effectués par le groupement Guintoli / Masoni / SLTP / Colas.
La protection le long du chemin des ségonnaux est située en rive gauche du Rhône, en amont du pont des Lions sur environ 1.3 km, entre les GRG 280.9 et 281.8, elle comprend :

20.2. PRESENTATION GENERALE

20.2.1. Description

La zone est caractérisée par la présence :

- d'une route longeant la berge du Rhône,
- des remblais de la voie ferrée et du SIP,
- d'un merlon en terre en haut de berge dans la partie amont.

Ces ouvrages constituent l'ancienne ligne de protection contre les crues.

Les travaux de protection à l'aval du SIP réalisés en 2015 permettent d'atteindre l'objectif de sécurité recherché : niveau de la crue exceptionnelle avec une revanche de 50 cm.

20.2.2. Sectorisation

Le linéaire a été découpé en 2 sous-tronçons homogènes localisés sur la carte suivante.



Figure 110. Plan de situation, section amont du pont des lions

Le tableau suivant résume la localisation de ces sous-tronçons (de l'amont vers l'aval). Les limites sont repérées à partir du repérage du SYMADREM.

Tableau 114. Sectorisation, section amont du pont des lions

Sous-tronçons	Situation	Longueur (m)	PR amont	PR aval
1	Le long des habitations en rive du Rhône jusqu'au parking de la gare SNCF	1 160	280.9	281.7
2	Entre le nord du parking de la gare SNCF et le pont des Lions	120	281.7	281.8 (Pont des Lions)

20.2.3. Présentation des travaux réalisés dans le cadre du plan Rhône

Raccordement

Le niveau de la route, qui fait office de protection dans le tronçon précédent commence à diminuer et un muret prend alors le relai.



Photo 20. Partie amont du muret

Sous-tronçon 1

Pour cette zone, la chaussée a été reconstruite et calée à la cote atteinte pour la crue de sureté. La revanche de 50 cm est constituée par un mur autostable en béton armé réalisé à l'est de la nouvelle voirie.

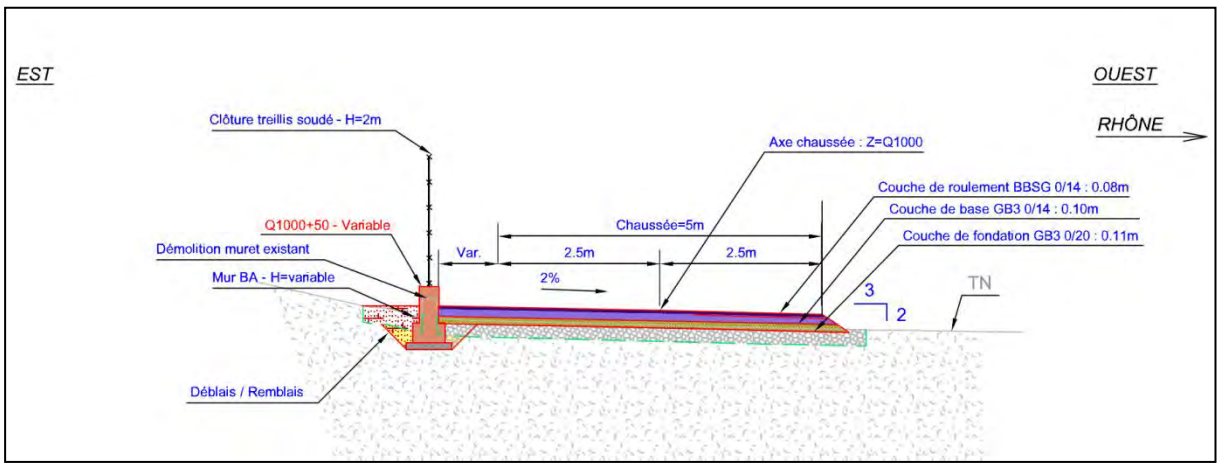


Figure 111. coupe-type sous-tronçon 1 – section courante (EGISeau [D408])



Photo 21. Vue vers l'aval du sous-tronçon 1, travaux réalisés

Très localement, sur un linéaire avec un ségonnal bas, le remblai routier a été épaulé avec un masque d'étanchéité en matériaux argileux réalisé à la place du soutènement en pierre sèche existant.

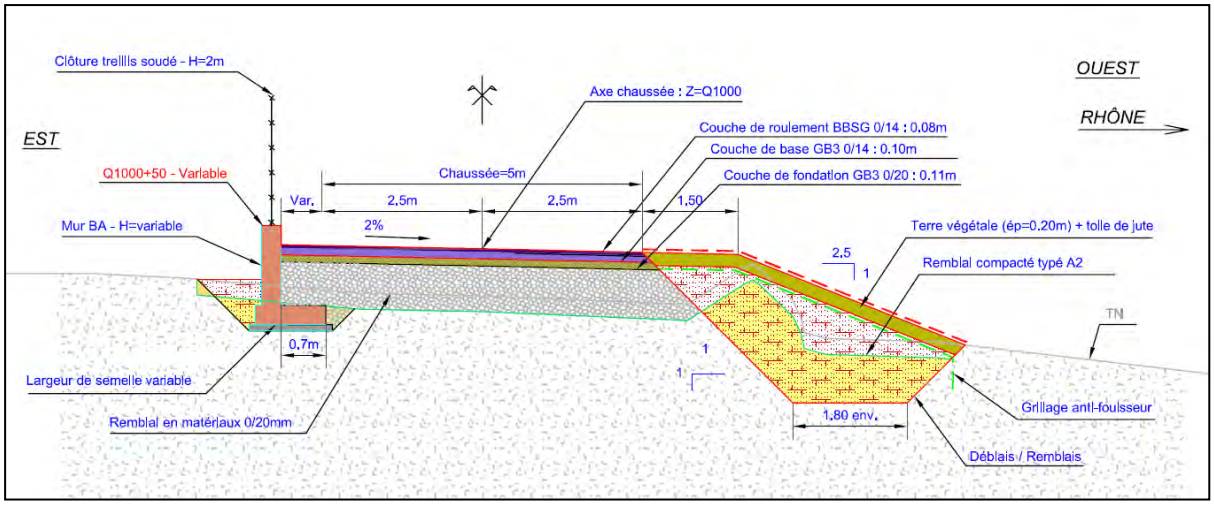


Figure 112. coupe-type sous-tronçon 1 – épaulement local en remblai (EGISeau [D408])

Ponctuellement sur le sous-tronçon 1 :

- les travaux n'ont consisté qu'à un reprofilage de la chaussée de manière à assurer une homogénéité du calage de la plateforme routière,

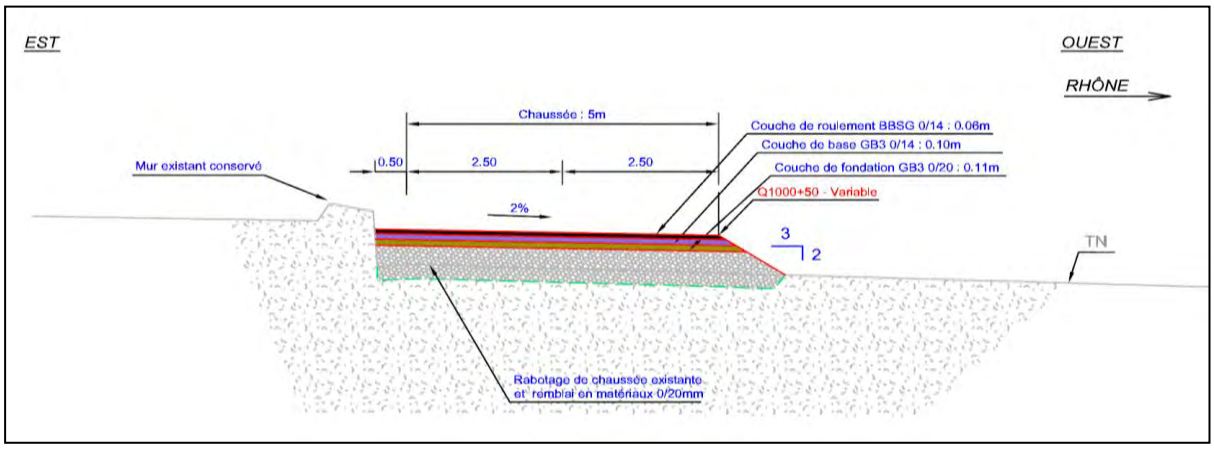


Figure 113. coupe-type ponctuelle sous-tronçon 1 (EGISeau [D408])

Sous-tronçon 2

Ce sous-tronçon, situé juste à l'amont du pont des Lions, n'a quasiment pas ségonnal
La rehausse a été réalisée au moyen d'un rideau de palplanches de 3 m de longueur fichées à l'ouest de la chaussée ; la jonction avec le sous-tronçon 1 est réalisée au niveau d'un ralentisseur afin de ne pas créer de point bas trop important, il fait 10 cm dans le cas présent. Il reste donc bien supérieur à la crue de protection et n'est pas équipé de batardeau.

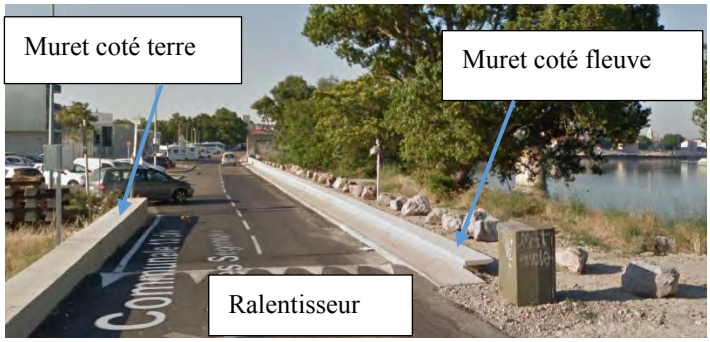


Photo 22. Lien entre les sous-tronçons 1 et 2

La rehausse est comprise entre 0,4 et 0,8 m soit une fiche de 2,6 à 2,2 m. Cette fiche permet d'assurer la stabilité du rideau et l'étanchéité de la fondation.

Un trottoir est réalisé devant la protection pour limiter le risque de choc de véhicule. La partie visible de la palplanche est peinte sur les deux faces, ce qui permet de lutter contre la corrosion mais sa vocation essentielle est l'habillage du rideau.

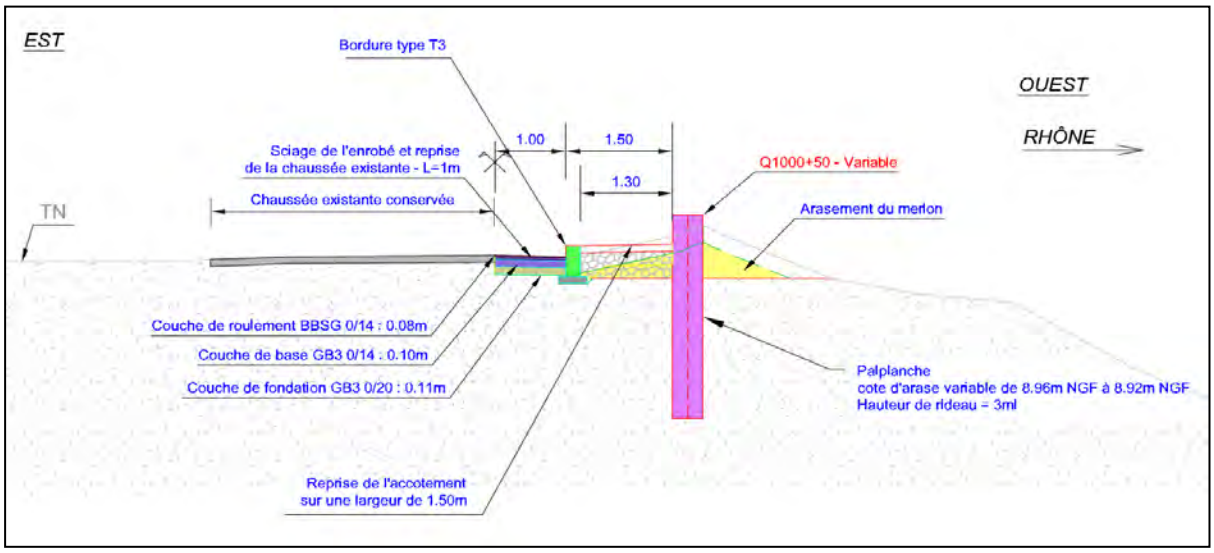


Figure 114. coupe-type du sous-tronçon 2 (EGISeau [D408])



Photo 23. Vue vers l'amont du sous-tronçon 2, travaux réalisés

La fermeture de la protection est réalisée par un voile en béton armé liaisonné aux palplanches, il relie les palplanches à la culée du pont des lions sur 1m de profondeur.

20.2.4. Accessibilité

Ce tronçon est accessible à ces extrémités par le Chemin des ségonnaux.

20.2.5. Ouvrages englobés

Sur ce secteur il a un point bas et des réseaux longitudinaux mais pas de réseau traversant :

Tableau 115. Points Bas, tronçon ségonnaux

Nom	Information	PR	Largeur	Hauteur	Cote ouvrage (m NGF)
Ralentisseur	Non-Batardable ; > Q1000	281.7	6 m		9.00

Tableau 116. Réseaux longitudinaux, tronçon ségonnaux

Information	Type	PR	Etat
2 ϕ63	Eclairage	280.9-281.65	Bon
2 PE 26/32 3PVC 42/45 2 ϕ63	Fibre Optique +PTT +Eclairage	281.7-281.75	Neuf
	AEP et EU	280.9-281.7	OK

20.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

20.3.1. Géométrie

Tableau 117. Synthèse de géométrie, tronçon chemin des Ségonnaux

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	9,2	8,9	9,1	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	8,9	8,2	8,6	0,2
Cote à 20m du pdav	m NGF	9,6	8,2	8,8	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	8,9	8,2	8,5	0,3
Cote à 20m du pdam	m NGF	8,8	1,0	6,1	2,8
Hauteur de digue coté aval	m	0,8	0,2	0,4	0,2
Hauteur de digue coté amont	m	1,0	0,2	0,5	0,2
Fruit aval	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Fruit amont	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	100	0	41	36

20.3.2. Données hydrauliques

Tableau 118. Données hydrauliques, tronçon chemin des Ségonnaux

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	5,6	5,4	3,5	3,6	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	6,8	6,6	2,3	2,4	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0

9500	7,3	7,1	1,9	1,9	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
10500	7,7	7,4	1,5	1,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
11500	8,3	8,0	0,8	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
12500	8,6	8,3	0,5	0,6	0,4	0,1	0,0	0,0	1,0
14160	8,8	8,5	0,4	0,4	0,8	0,2	0,0	0,0	0,9

20.3.3. Etanchéité

Sur le sous-tronçon 1, c'est le remblai amont en matériaux A2 compactés, puis le muret en béton armé, qui permet l'étanchéité.
Sur le sous-tronçon 2 c'est le rideau de palplanche de 3m qui remplit la fonction étanchéité.

20.3.4. Filtration

Il n'y a pas de système de filtration particulier.

20.3.5. Drainage

Il n'y a pas de système de drainage particulier.

20.3.6. Stabilité

Le remblai est très large et la protection finale, réalisée par le muret est stable : muret autostable ou rideau de palplanche avec une fiche de plus de 2m pour maximum 80cm hors sol.

20.3.7. Protection

La crête est confondue avec la route. Les berges du Rhône sont protégées par des protections en enrochements ou d'anciens quais.

20.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de secteur déversant.

20.3.9. Sécurité

La crête est une route de minimum 5 m de large calée à la crue exceptionnelle du Rhône. Elle est principalement située coté fleuve par rapport au muret qui permet d'atteindre la cote recherchée.

21.QUAIS D'ARLES

En préambule, il convient de remarquer que malgré l'ancienneté des ouvrages d'Arles (plus de 150 ans), aucun document ne fait état d'une défaillance les concernant ayant conduit à la libération d'un volume d'eau important dans la ville d'Arles y compris lors de la crue de décembre 2003.
Ce point très favorable peut être nuancé :

- les ouvrages en maçonnerie sont sujets au vieillissement et à la dégradation progressive de leurs caractéristiques mécaniques et de perméabilité ;
- les ouvrages n'étaient pas en place pour les deux crues répertoriées comme étant les plus importantes ayant affecté le Rhône (1840 et 1856).

Les travaux de réparation des quais et des continuités amont et aval d'Arles (GR1 tranche 5 et 6) ont été autorisés par l'arrêté n°136-2011 DIG/EA du 18/06/2013.



Figure 115. Plan de situation des quais d'Arles

21.1. QUAIS D'ARLES : QUAI DU 8 MAI 1945

21.1.1. Préambule

Le quai du 8 mai 1945 est situé entre les 281.8 et 282.0. Edifié au XIX^{ème} siècle, il a fait l'objet de travaux de confortement et de mise en lumière sous la maîtrise d'ouvrage du SYMADREM en 2007.
Le SYMADREM ne prévoit pas de nouvelle intervention sur cet ouvrage dont l'état actuel permet d'assurer les objectifs de protection et de sécurité recherchés.

21.1.2. Présentation générale

21.1.2.1. Description et sectorisation

Selon la nomenclature adoptée depuis l'étude de diagnostic des quais d'Arles réalisée en 2002, le quai du 8 mai 1945 recouvre les sous-tronçons S9 et S10 :

- S9, correspond à la partie aval du quai comprenant un grand perré incliné protégé en pied par un rideau de palplanches ; un débarcadère métallique fondé sur pieux a été réalisé en 2006 sur le perré, il s'étend sur 40 m.
- Ce secteur constitue la principale halte fluviale des quais d'Arles et accueille des bateaux hôtels de grand gabarit.
- S10 présente une géométrie mixte avec un quai bas vertical surmonté d'un perré incliné, il a un linéaire de 200 m.

Les photographies des travaux récents et les plans des travaux de réparation datant de 1975 sont les seuls éléments disponibles pour apprécier sa constitution. De ce fait les caractéristiques du corps de l'ouvrage sont peu connues. En revanche nous avons quelques informations sur les parements et les différentes protections.

Ces quais ont fait l'objet de confortement en 2007 sous maîtrise d'œuvre ISL avec :

- la restauration des maçonneries du perré sur S10 (rejointoiement et injection de fissures),
- la suppression de tous les amarrages présents sur le quai afin de supprimer les efforts d'amarrage,
- la réalisation de ducs d'Albe pour l'amarrage des bateaux,
- la pose d'une échelle de crue,
- la mise en lumière paysagère des quais.



Figure 116. Sous tronçons du quai du 8 mai 1945

21.1.2.2. Description des sous-tronçons

Raccordement

La pille de l'ancien pont des lions sépare les quais de la protection amont, la maçonnerie des quais (perré et parapet) est liée au pont en revanche le remblai ne sembla pas spécifiquement renforcé sur sa partie amont, où il est à nu.

Sous-tronçon S9

La coupe-type des ouvrages sur S9 est présentée ci-après.

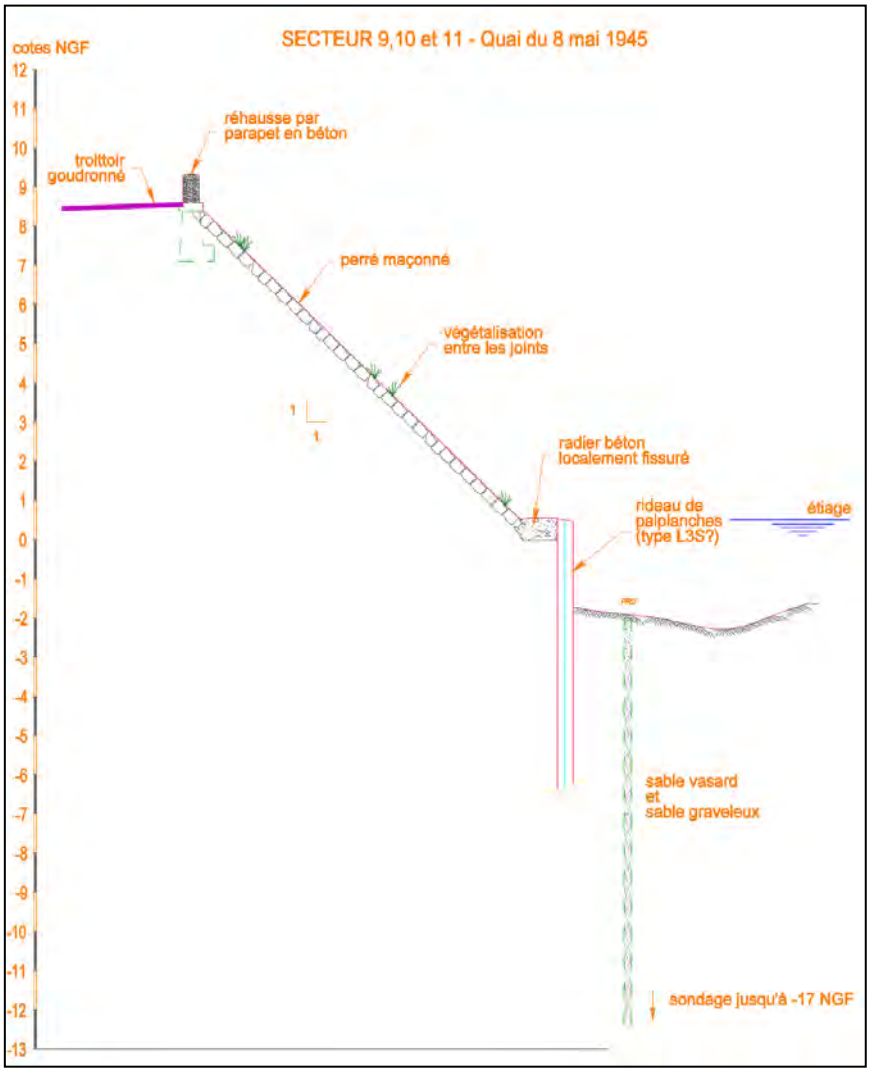


Figure 117. coupe-type S9 avant travaux de 2007 (ISL [E607])

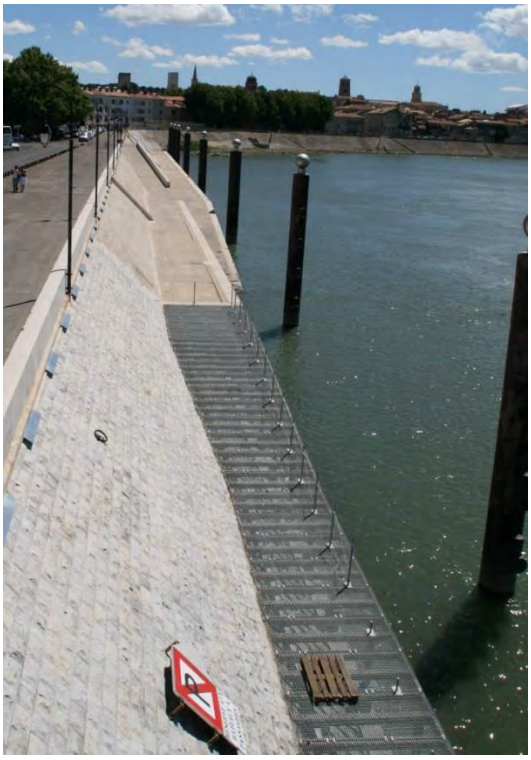


Photo 24. Vue depuis l'amont : S9 puis S10 en second plan

Le sous-tronçon S9 ne possède qu'un quai, et une passerelle métallique dans le prolongement du quai bas de S10.

Sa structure est semblable à celle de S10 en partie haute : perré béton recouvert de pierres calcaires, de fruit 1/1, avec en pied un rideau de palplanches L2S de 10 m

En complément de quelques sondages géotechniques réalisés dans l'ouvrage et d'une inspection subaquatique, les photographies de la construction sont les seuls éléments disponibles pour apprécier sa constitution. De ce fait, elle demeure mal connue.

Il est important de noter que le terre-plein du quai est situé à 9.60 NGF soit au-dessus du niveau atteint par la crue exceptionnelle. **A ce titre, une rupture en crue conduisant à une entrée d'eau n'est pas envisageable pour ce quai.**

Sous-tronçon S10

La coupe-type des ouvrages sur S10 est présentée ci-après.

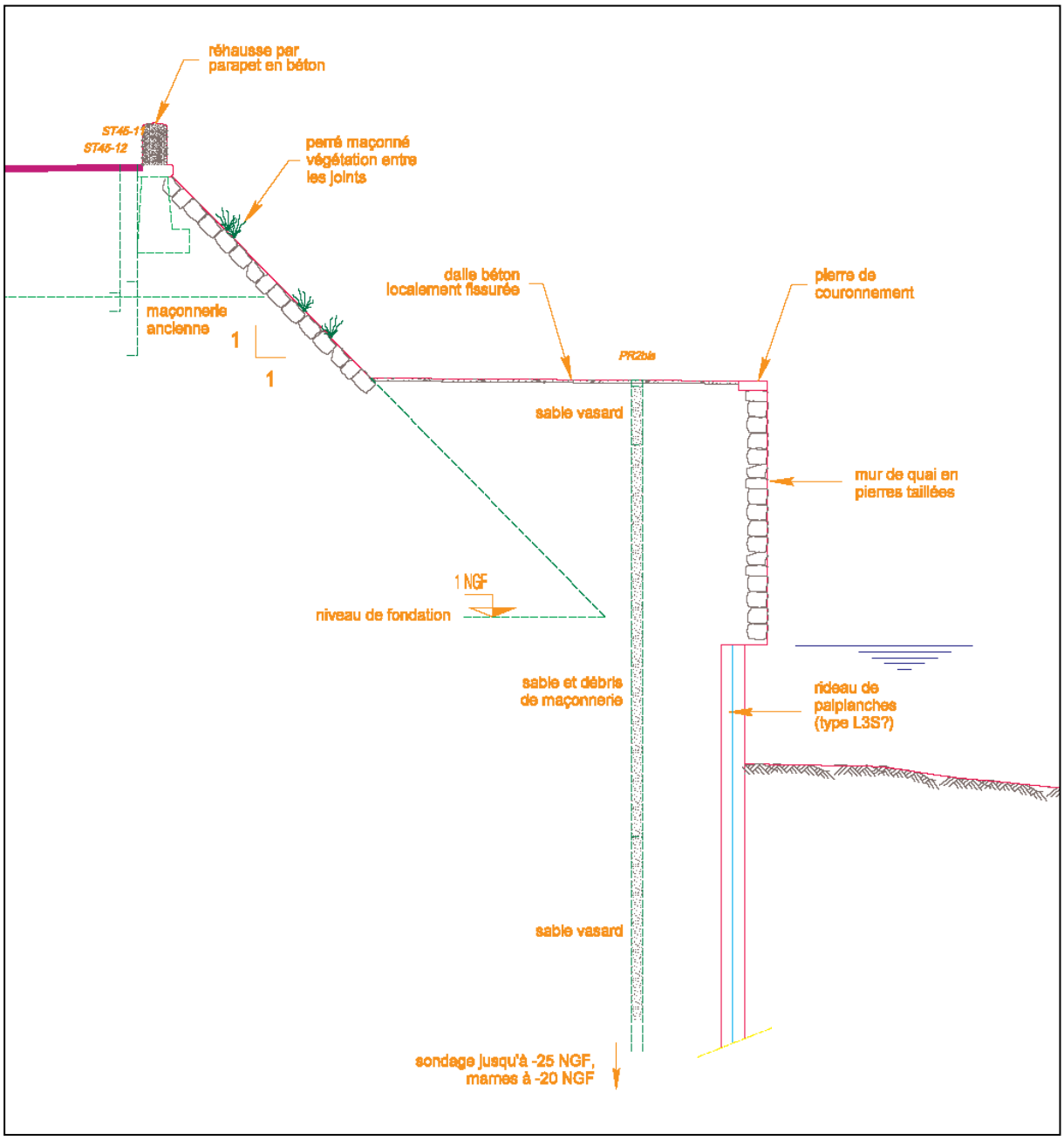


Figure 118. coupe-type S10, avant travaux de 2007 (ISL [E607])

Le sous-tronçon S10 est constitué d'un quai haut et d'un quai bas.

Le quai haut est protégé par un parapet ; le parement est un perré béton maçonné de pente 1/1, qui a été restauré lors des travaux de 2007. Une dalle béton, également restaurée lors des travaux, forme le quai bas. La protection de ce dernier est faite par le mur de quai béton, recouvert de pierres taillées. A sa base se trouve un rideau de palplanches L2S de 10 m et des pieux de 20 m inclinés à 45° tous les 4 m (information des plans de marché de 1975).



Photo 25. Vue depuis l'aval : S10 et S9



Photo 26. S10



Photo 27. Partie centrale de S10

21.1.2.3. Accessibilité

Les hauts et bas de quai sont carrossables (sauf quai bas de S9). Le haut de quai est un trottoir longeant le chemin des ségonnaux et l'accès au quai bas se fait par la rampe située en milieu de quai.

21.1.2.4. Ouvrages englobés

Aucun ouvrage traversant n'est recensé dans ce secteur.
4 ouvertures non batardables dans le parapet sont recensées. Il s'agit d'ouvertures aménagées dans le parapet pour accéder au quai et sont donc également les franchissements piétons et, pour S10-B2, une zone de franchissement pour les véhicules autorisés . Elles sont situées au-dessus de la cote atteinte pour la crue exceptionnelle, comme l'ensemble du terre-plein.

Tableau 119. Points Bas, Section Quai du 8 mai 1945

Nom	Information	PR	Largeur
S10-B1	non batardable Cote 8,58	281,84	1,00
S10-B2	non batardable Cote 8,54	281,89	2 x 2,70 + 1 x 1,00
S10-B3	non batardable Cote 8,75	281,95	1,04
S11-B1	non batardable Cote 8,72	281,99	1,00

NB : **pour ce sous-tronçon, la crue exceptionnelle est estimée à la cote 8,42 NGF à l'amont**.

21.1.2.5. Photographies de l'ouvrage

Les photographies suivantes illustrent la construction des quais en 1975.



Photo 28. Construction de S10



Photo 29. Construction de S9 et S10

21.1.3. Décomposition fonctionnelle

21.1.3.1. Géométrie

Tableau 120. Synthèse de géométrie, tronçon Quais d'Arles

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	9,3	7,7	8,7	0,6
Cote de pied de digue aval	m NGF	8,8	6,0	7,0	1,0
Cote à 20m du pdav	m NGF	8,8	6,1	6,9	0,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	6,4	0,5	4,6	1,8
Cote à 20m du pdam	m NGF	-2,3	-10,0	-6,4	2,9
Hauteur de digue coté aval	m	2,6	0,5	1,6	0,8
Hauteur de digue coté amont	m	8,8	1,3	4,0	2,3
Fruit aval	L/V	2,4	0,0	0,8	1,1
Fruit amont	L/V	1,0	0,0	0,5	0,5
Largeur du ségonnal	m	0	0	0	0

21.1.3.2. Données hydrauliques

Tableau 121. Données hydrauliques, tronçon Quais d'Arles

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	5,4	5,1	2,6	3,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	6,6	5,8	1,9	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	7,0	6,2	1,5	2,1	0,2	0,0	0,0	0,0	0,9
10500	7,4	6,5	1,2	1,7	0,8	0,1	0,0	0,0	0,9
11500	8,0	7,0	0,7	1,2	1,8	0,4	0,0	0,0	0,6
12500	8,3	7,2	0,5	0,9	2,2	0,5	0,0	0,0	0,5
14160	8,4	7,4	0,4	0,8	2,5	0,5	0,0	0,0	0,5

21.1.3.3. Etanchéité

L'étanchéité est assurée par le perré amont maçonné et par le rideau de palplanche en fondation.

21.1.3.4. Filtration

Il n'y a pas de système de filtration.

21.1.3.5. Drainage

Il n'y a pas de système de drainage.

21.1.3.6. Stabilité

La hauteur par rapport au terrain aval est uniquement faite par le muret et représente donc moins d'un mètre.
Le talus amont présente un fruit de 1/1.

21.1.3.7. Protection

Le talus amont est maçonné ; en crête se trouve une route avec trottoir et parapet.

21.1.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon déversant sur ce secteur.

21.1.3.9. Sécurité

La crête est parfaitement accessible et carrossable sur toute sa longueur.

21.1.3.10. Description des composants

Les paragraphes suivants ont pour objet de présenter les principaux composants figurés dans cette décomposition.

<u>Rideau de pied (S9 et S10)</u>

Le rideau de palplanches est de type L3S. La longueur des palplanches a été estimée à environ 22 m de longueur dans le cadre d'une expertise réalisée par le CETE en 2006 lors de la réalisation du débarcadère. Cette estimation est cohérente avec le contexte géotechnique, cette profondeur correspondant au toit du substratum dans ce secteur.
Sur S9, le rideau et le perré le surplombant sont liés par du béton. Il est visible en basse eau.
Sur S10, le mur de quai est bâti sur le rideau. Il a été identifié par des inspections subaquatiques réalisées dans le cadre du diagnostic des quais en 2002.
Le rideau assure la protection contre les affouillements du quai et participe à la stabilité d'ensemble de l'ouvrage.

<u>Perré maçonné (S9 et S10)</u>
Selon les photographies de la construction, le perré aurait été construit directement sur les remblais mis en œuvre lors de la création de celui-ci.
Il est constitué de maçonneries de calcaire jointoyées. D'après les photographies de la construction des quais, l'épaisseur des moellons est de l'ordre de 20 cm. Il présente un bon état général.
Il permet d'assurer l'étanchéité du remblai et le protège contre l'érosion externe.

<u>Parapet (S9 et S10)</u>

Le parapet est constitué par un muret vertical en maçonnerie positionné en tête de perré.

Le parapet a pour fonction d'assurer la protection pour les crues extrêmes. Il est discontinu au droit des accès au quai bas S10 (rampe et escaliers).



Photo 30. Parapet sur S10

Débarcadère (S9)

Le débarcadère est constitué par une plate-forme métallique en caillebotis fondée sur des micropieux. Il permet le débarquement des passagers sur le perré incliné et le cheminement jusqu'au terre-plein du quai S10.

Remblais (S9 et S10)

Le remblai a pour fonction de constituer le quai.
Les matériaux de remblai du quai sont mal connus. Les différents sondages réalisés font état d'un remblai hétérogène. La géophysique réalisée dans ce secteur lors du diagnostic initial fait état de zones potentiellement décomprimées en arrière du quai.

Mur de quai (S10)

Les photographies de la construction et les plans montrent :

- des coffrages et armatures coiffant le rideau,
- des tirants inclinés pris dans les cages d'armature.
- Le mur est en béton armé et les maçonneries sont un habillage.

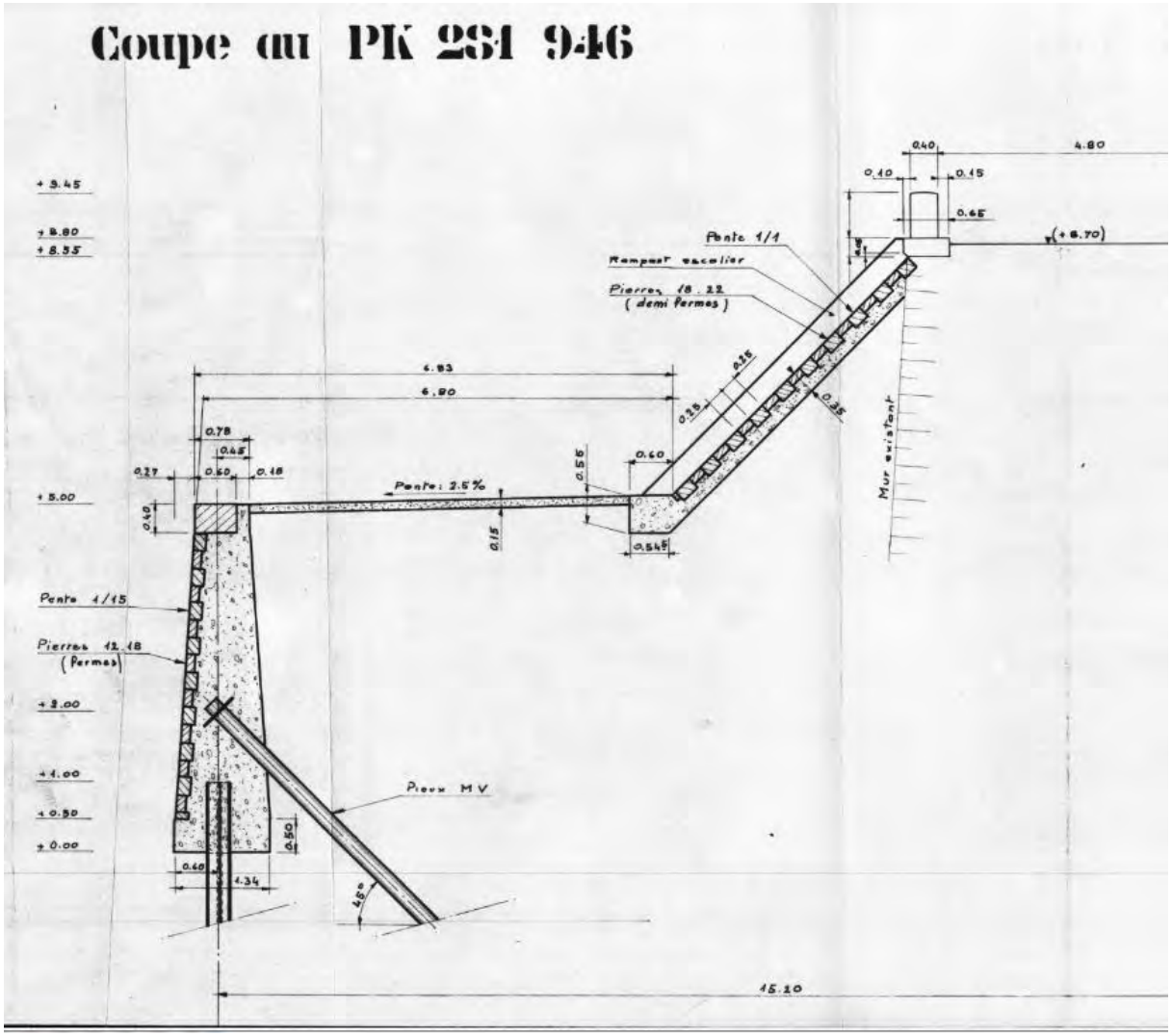


Figure 119. Coupe de S10 : plan de projet des travaux de 1975

Chemin de halage (S10)

Le chemin de halage est recouvert de dalles en béton. Les dalles sont fissurées et présentent des affleurements de plusieurs centimètres. Ces désordres semblent liés à un lessivage des matériaux du remblai des quais. Ces dalles ont pour objet de rendre la crête circulable et partiellement étanche.

Ducs d'Albe (S9 et S10)

Une série de 9 ducs d'Albe est implantée en pied de quai à environ 2 m de l'extrémité du mur de quai. 6 ont été réalisés en 2007 sous maîtrise d'ouvrage du SYMADREM afin de permettre l'accostage et l'amarrage des bateaux sans générer de contrainte sur le quai.
Ils permettent également de prévenir un éventuel échouage d'un bateau sur le quai qui pourrait se produire pour une crue exceptionnelle.

Les 6 ducs d'Albe réalisés sous maîtrise d'ouvrage du SYMADREM sont constitués de tube en acier de 1,2 m de diamètre, 23 mm d'épaisseur et 27 m de longueur. Ils ont été fichés jusqu'à une profondeur de –16,4 m NGF soit une fiche d'environ 14 m.

Les bollards, soudés sur les tubes à différents niveaux, permettent aux navires de s'amarrer y compris pour des niveaux extrêmes du Rhône.

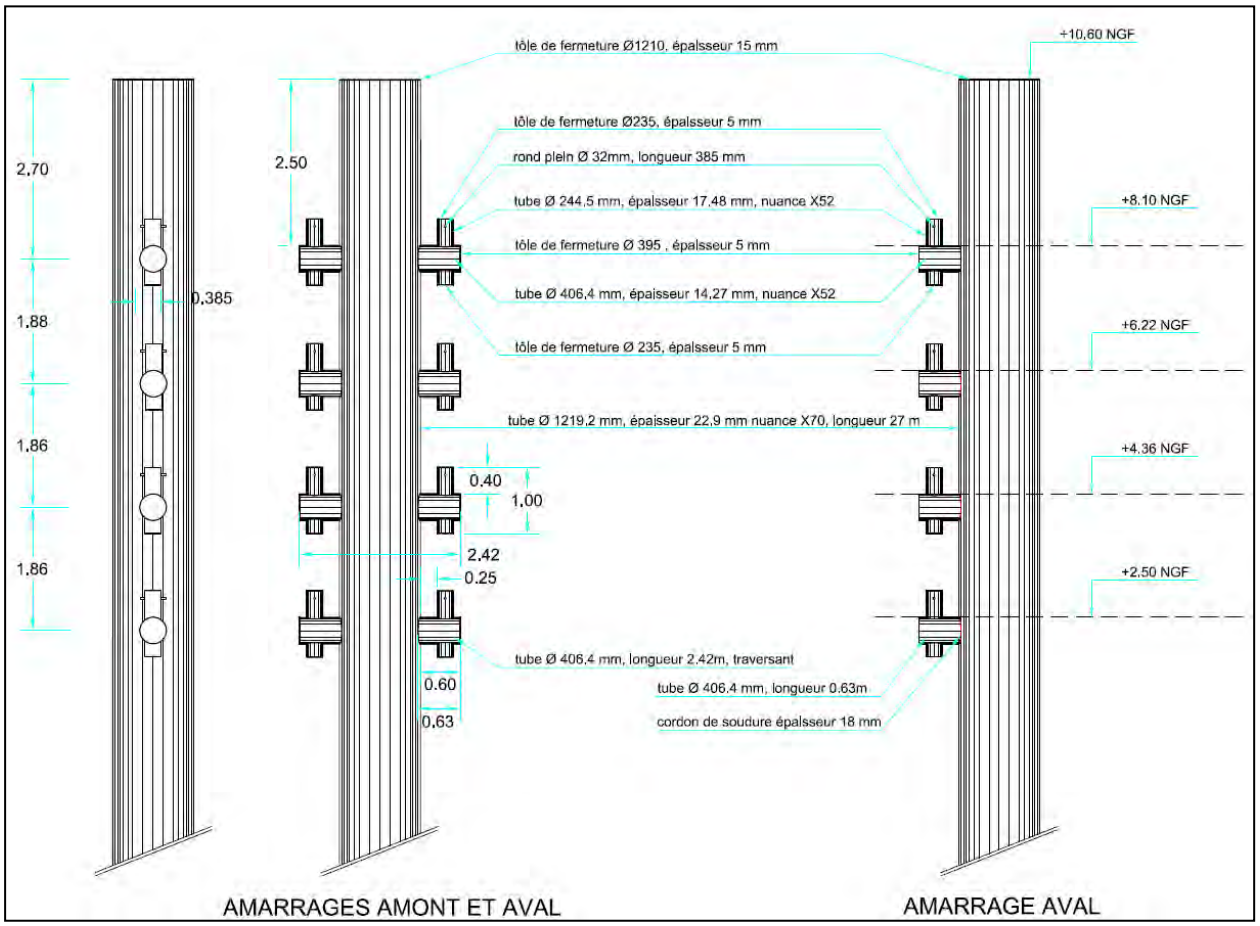


Figure 120. ducs d'Albe réalisés sous maîtrise d'ouvrage du SYMADREM

Chemin de crête (S9 et S10)

Le chemin de crête situé derrière le parapet est bétonné.

21.2. QUAIS D'ARLES : QUAI MARX DORMOY

21.2.1. Préambule

Le quai Marx Dormoy est situé en rive gauche du Grand Rhône entre les GRG 282.0 et 282.5. Dans le cadre des 5ème et 6ème tranches de travaux sur les quais d'Arles, il est prévu de conforter l'ouvrage afin d'atteindre les objectifs de protection et de sécurité recherchés, ces travaux sont en cours et devraient se terminer dans le courant de l'année 2015. La maitrise d'ouvrage est assurée par le Symadrem, avec pour maitre d'œuvre Egis Eau / ISL. Ce sont les entreprises Eiffage TP / Masoni SA/ Bauland TP /COFEX Méditerranée SAS / GTM SUD SAS / SCAIC SAS qui réalisent les travaux.

L'EDD présente les quais une fois les travaux réalisés.

21.2.2. Présentation générale

Selon la nomenclature adoptée pour les quais d'Arles depuis l'étude de Diagnostic réalisée en 2002, le quai Marx Dormoy recouvre les sous-tronçons S11 et S12.
S11 (45 ml) correspond au raccordement réalisé avec le quai du 8 mai 1945, situé en amont du quai Marx Dormoy. Il a été réalisé dans les années 60, lors que la construction du quai du 8 mai 1945. Il est caractérisé par l'exutoire d'un canal : la Roubine du Roy.
S12 (530 ml) correspond au quai dans sa configuration d'origine c'est à dire tel qu'il a été édifié durant la seconde moitié du XIXème siècle.

Par ailleurs, S12 comprend :

- 4 ouvrages traversants permettant les rejets d'eaux pluviales,
- 9 ouvertures dans le parapet (7 ouvertures non batardables et 2 ouvertures à condamner) au droit des accès à la partie basse du quai (escaliers et rampes).

L'ouvrage comprend également :

- 4 escaliers doubles permettant d'accéder au pied de l'ouvrage depuis la crête,
- une rampe (porte des Châtaignes) endommagée depuis la crue de 1994 qu'il est prévu de réparer dans le cadre de la construction du quai bas.

Sur le secteur 12, un quai bas en pied d'ouvrage a été construit pour améliorer le niveau de sûreté garanti par l'ouvrage.
Par extension, le quai bas est également réalisé sur le secteur 11 afin d'assurer la continuité de la circulation.
La limite entre le quai Marx Dormoy et le quai de la Roquette se situe au droit de la rampe d'accès des Châtaignes (escalier côté amont effondré et rampe de mise à l'eau côté aval).

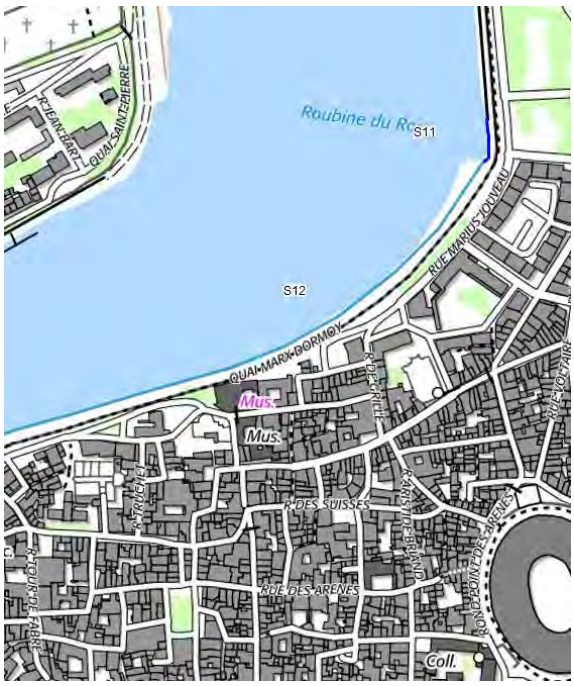


Figure 121. Sous tronçons du quai Marx Dormoy

21.2.2.1. Description des sous-tronçons

S11 : Raccordement entre le quai bas et le quai du 8 mai 1945

Eléments de structure du quai de raccordement

Le quai Marx Dormoy et le quai du 8 mai 45 ont des profils différents. Le raccordement permet de passer d'un perré incliné à 1H/1V à un quai vertical tout en prenant en compte l'exutoire de la roubine du Roy situé dans la zone de raccordement.
Les dispositions techniques proposées sont figurées sur les plans 10-206, 10-207 et 10-208 dont sont extraites les figures suivantes.

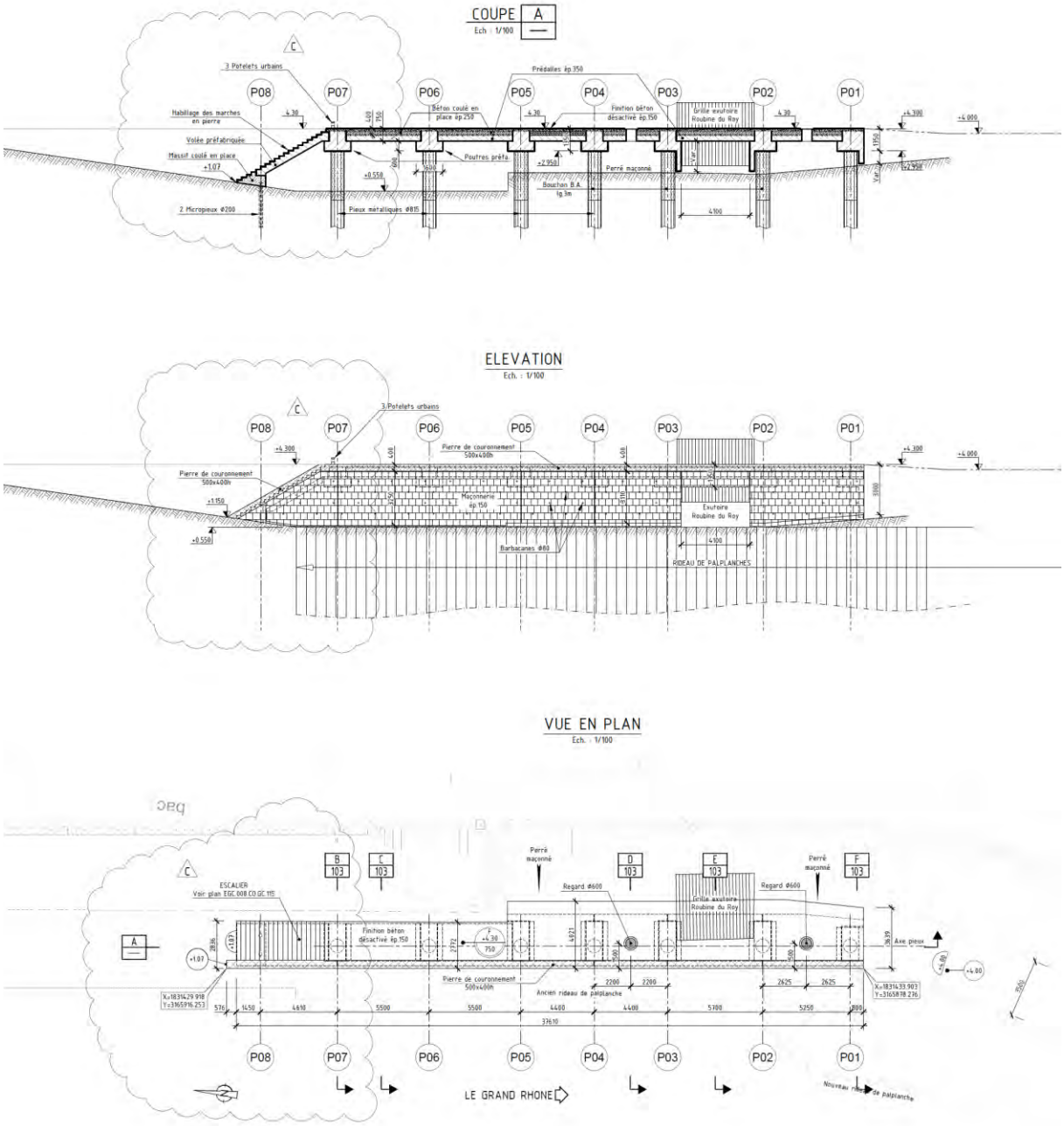


Figure 122. Raccordement avec le quai du 8 mai 1945 / vue en plan [T112]

Le profil courant du quai bas est prolongé vers l'amont quasiment jusqu'à la roubine du Roy ; ainsi le raccordement est réalisé sur une partie de quai quasiment rectiligne ce qui a permis une préfabrication importante. Le franchissement de l'exutoire de la roubine du Roy, est assuré par une passerelle de conception similaire au reste du quai. L'ensemble est fondé sur pieux afin de ne pas introduire d'interaction mécanique entre la structure de quai existante et la nouvelle structure.

Fondation du quai de raccordement

Une file unique de 7 pieux, de diamètre 815 mm a été réalisée (épaisseur 15,9 mm, nuance X52). Cette disposition permet de simplifier la structure supportant le quai et la passerelle.
Pour aller solliciter l'ancrage au substratum, il a été nécessaire mettre en œuvre des pieux de 24 m soit un ancrage à la cote -21,5 m NGF environ.
En pied d'escalier, pour des raisons constructives (forte épaisseur du radier béton de la rampe rendant les opérations de pré trou de forage complexes, risque de rencontrer des tirants) et d'exploitation (nécessité de réaliser les travaux rapidement pour limiter la gêne au débarquement de passagers), la fondation est constituée par 2 micropieux diamètre 200 mm Type II avec des tubes de diamètre 101,6 et d'épaisseur 8 mm.

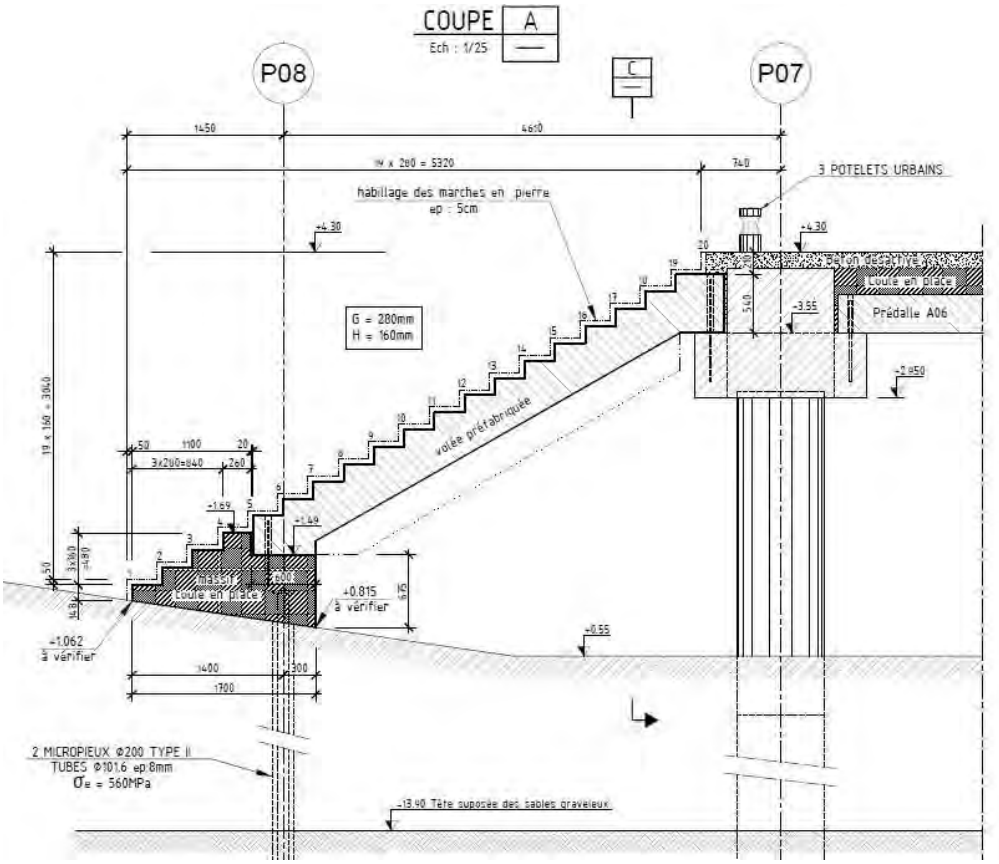


Figure 123. Raccordement Quai 8 Mai 1945 – Quai Marx Dormoy [T112]

La partie 'aérienne' des pieux est comblée avec un béton de remplissage pour limiter l'impact de la corrosion et assurer le scellement des poutres sur les tubes.
Les parois des tubes comprennent une sur épaisseur sacrificielle pour se protéger de la corrosion.
Les poutres de liaison avec les pieux ont une section en T inversé qui reçoit les éléments préfabriqués qui ont été clavés sur les poutres.

Inspection du quai de raccordement

La structure du quai peut être inspectée. 2 regards de visite associés ont été aménagés sur la plate-forme du quai afin de pouvoir accéder à la partie évidée pour les inspections de l'ouvrage. Compte tenu de l'exiguïté de la zone et de sa configuration, une telle inspection ne

peut toutefois pas être envisagée sans moyens particuliers (notamment liés aux aspects sécurité).

Habillage du quai de raccordement

Le parement vertical a été réalisé en pierre de taille avec une pierre de couronnement en tête.
Le terre-plein du quai est recouvert d'un revêtement en béton désactivé et calade similaire à celui disposé en section courante et sur les quais déjà traités.

Modification de la grille de la roubine du Roy

Au niveau de la roubine du Roy, pour la sécurité des promeneurs, une tôle perforée a été mise en œuvre en partie supérieure de la grille afin de protéger les promeneurs du risque de chutes.

Hydraulique de la roubine

Le franchissement du canal de la Roubine du Roy nécessite un aménagement particulier car le radier de cet ouvrage est situé à une cote de l'ordre de +0,5 NGF (contre + 2 NGF pour le tablier de la piste). Compte tenu de la largeur de l'exutoire (4 m), un calcul préliminaire permet d'estimer qu'il est possible découler le débit maximum susceptible de transiter dans la rigole (8 m³/s) pour un Rhône à l'étiage (entre +0,5 et +1,0 NGF) avec une cote comprise entre +1,6 et +2,1 m NGF.
Au passage de l'exutoire de la Roubine du Roy, la sous face du tablier de la piste doit donc être au moins à une cote de +2,1 NGF, condition vérifiée par les travaux réalisés puisque la base de la passerelle est à +3.70 NGF.

Travaux connexes de la roubine

Pendant les travaux du quai Marx Dormoy, l'inspection de la roubine a été réalisée pour compléter l'ETC des quais. L'inspection réalisée a mis en évidence une dégradation relativement importante des maçonneries avec notamment des fissurations périmètrales largement ouvertes. Un marché complémentaire a été passé avec une des entreprises en charge des travaux du quai Marx Dormoy afin de bénéficier des moyens en place pour réaliser une première intervention de travaux sur cet exutoire. Elle a consisté en un traitement des principales fissures (ouverture, colmatage au béton projeté et injection) et à l'épinglage de la fissure amont par des tirants réalisés au niveau du tympan amont.

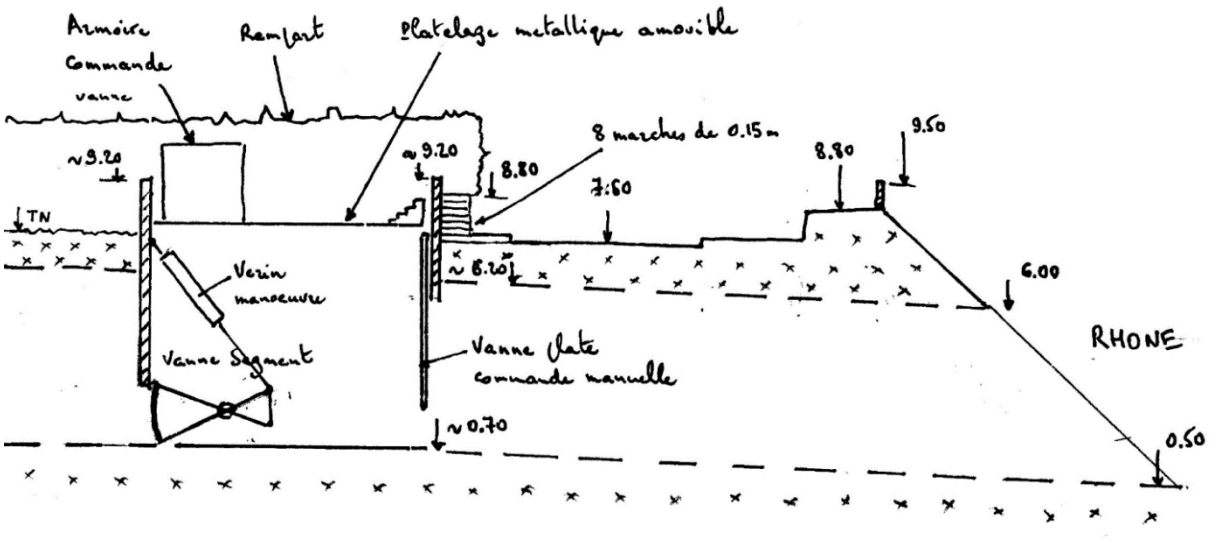


Figure 124. Schéma de principe de l'exutoire de la Roubine du Roy

Déplacement de l'échelle de crue du quai du 8 mai 1945

Une échelle de crue a été installée à l'extrémité aval du quai du 8 mai 1945.

S12 : Quai principal

Sur S12, la construction des quais a été réalisée entre 1856 et 1882 selon une configuration qui n'a pas été modifié depuis jusqu'à 2014. Les photographies suivantes présentent l'ouvrage dans sa configuration actuelle.



Photo 31. Quai Marx Dormoy après travaux





Photo 32. Passerelle au droit l'ancien pont médiéval et raccord avec le quai du 8 mai 1975

Quai bas

Le quai Marx Dormoy présente une géométrie homogène sur l'ensemble du secteur 12 (530 m). La figure suivante présente une coupe type de l'ouvrage.

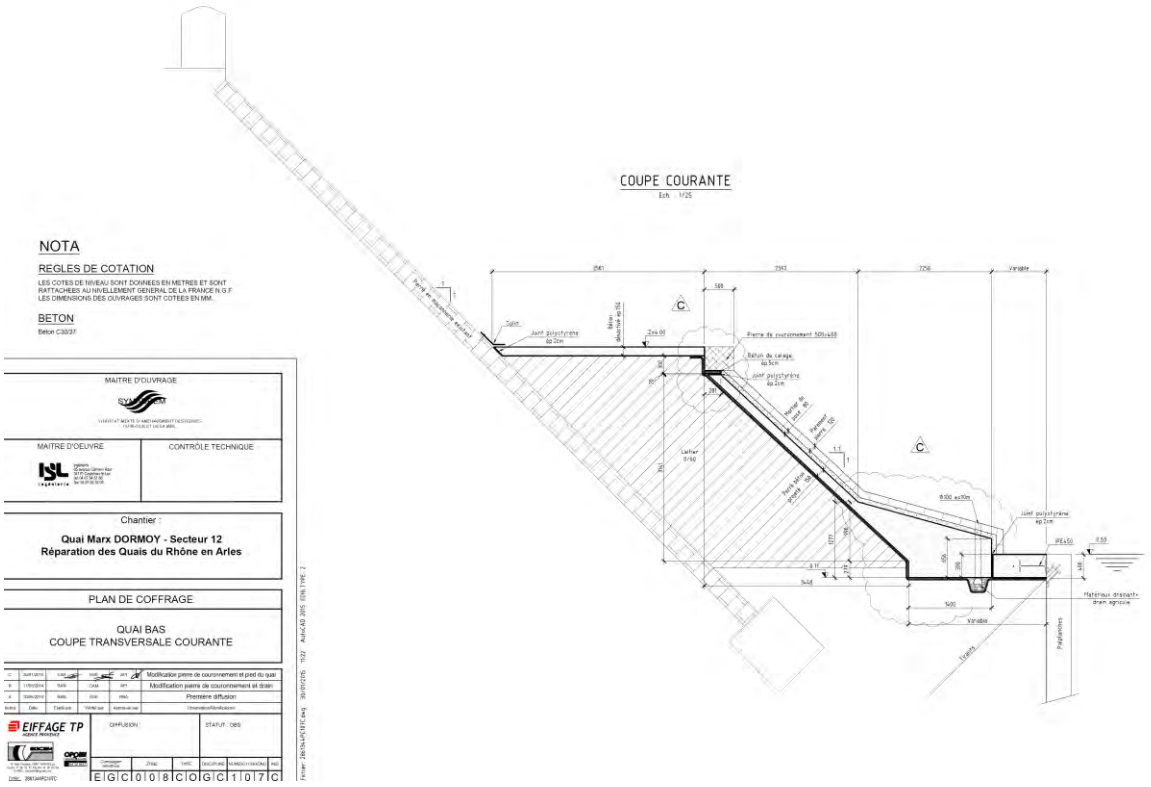


Figure 125. Coupe type Quai Marx Dormoy [T112]

Il comprend :

- Cote fleuve :
  - un perré maçonné de pente 1/1 jusqu'à la cote 4 m NGF et qui se prolonge sur toute la hauteur du quai (soit environ 8 m) fondé à une cote estimée à 1 NGF ;
  - un parapet d'environ 0,9 m de haut constitué de pierres de taille maçonnées ;
  - un quai bas constitué de :

- remblais compactés de type laitier de haut fourneau,
- perré en béton armé habillé par un placage en maçonnerie,
- massif de butée de pied en béton,
- rideau de palplanches tirantées et raidi en tête par une lierne.

- coté ville :
  - une crête revêtue de béton et calée à une cote comprise d'amont vers l'aval entre 8,8 et 8,4 NGF soit environ 1,5 m au-dessus du terrain naturel aval ; la largeur en crête est d'environ 2 m ;
  - un perré maçonné coté ville de pente variable ; un mur en pierres de taille a parfois été substitué au perré afin de constituer un soutènement total ou partiel (jusqu'à mi-hauteur) permettant la circulation automobile au pied de l'ouvrage.

La crête est revêtue de béton et le parapet est en pierres de taille. Le parapet ne présente pas de désordre.

Remblais du quai bas

Le quai bas est constitué par une recharge en matériaux disposée sur le perré et en butée sur le rideau. La pente du remblai est de 1,1H/1V. Le remblai est constitué de laitier 0/60 mm retenu pour sa faible densité et ses qualités mécaniques (fort angle de frottement et forte cohésion par prise en milieu humide).
Le quai bas comprend un perré réalisé au moyen d'un placage en pierre disposé sur un béton armé réalisé par projection de béton. Des goujons antipianotages ont été disposés au niveau des joints de constructions du perré.
La crête du quai bas est revêtue d'un béton désactivé sur une épaisseur d'environ 10 cm. Une couche de réglage de matériaux 0/7 est disposée entre les remblais de masse et le béton désactivé. Une bande de calade traditionnelle est présente entre les pierres de couronnement et le béton désactivé.

Rideau de palplanches

Pour se prémunir contre tout risque d'affouillement et participer à la stabilité globale du quai, un rideau est présent sur l'ensemble du linéaire.
Ce rideau est un rideau de palplanches d'une longueur variable entre 8 et 18 m qui est fiché, jusqu'au substratum marno-calcaire, sauf pour les profils les plus longs.
Les palplanches sont de type GU18 (nuance 390 Mpa).
Pour des raisons esthétiques, la cote d'arase des palplanches est fixée à 0,5 m NGF, soit juste sous le fil d'étiage du Rhône.
Une purge de la zone de battage a été réalisée pour limiter le risque de refus prématuré sur des blocs et enrochements isolés. Les palplanches ont été battues jusqu'à la profondeur prévue sauf au droit du musée Réattu, où un refus est survenu sur une couche de graves compactes au sein de laquelle le rideau a été ancré. A l'extrémité amont, la cote théorique de battage des profilés les plus longs a été atteinte sans atteindre systématiquement le substratum.
Le rideau long est maintenu en tête par des tirants inclinés passifs ancrés dans le substratum. Les tirants ont été forés au travers du rideau après découpe des palplanches depuis une barge. Ils sont constitués de tirants DSI DIWI Drill 51-800. L'espacement des tirants est compris entre 4,2 m (substratum profond) et 5,4 m (substratum peu profond).

Une lierne IPE 450 permet de rigidifier le rideau en tête. On notera qu'au niveau de la rampe de châtaignes, faute de place entre le rideau et le quai existant, la lierne a été remplacée par un dispositif de raideur équivalente constitué par des connecteurs soudés et une poutre en béton armée coulée sur ces connecteurs. La cote d'arase de cette poutre est située à environ 1 m NGF afin de se raccorder à la rampe de mise à l'eau.
Au niveau des tirants, les paramètres de forage ont été enregistrés et ont permis de vérifier et confirmer les longueurs d'ancrage prévues. Des essais de traction sur les tirants ont également été effectués et se sont avérés concluants.
Le dimensionnement des éléments structurels tels que les palplanches, les tirants et les liernes a été réalisé en prenant en compte un vieillissement minimum de 100 ans en terme de corrosion ainsi qu'un affouillement du fond de lit devant les palplanches de plus de 2 m.

Restauration du perré

Le perré a été restauré uniquement en partie haute avec :

- nettoyage haute pression des surfaces,
- dégarnissage des joints au burineur pneumatique sur une profondeur minimale de 5 cm,
- rejointoiement,
- minéralisation du parement.

Un complément par des injections de régénération a également été mis en œuvre.
Suite à la planche d'essai d'injection, les volumes à injecter ont paru plus importants que prévus. Une auscultation radar des perrés a donc été menée pour mieux identifier les zones et volumes à traiter. Les injections ont ensuite été menées et ont conduit à une surconsommation importante des volumes initialement prévus sans qu'un zonage particulier ne soit mis en relief.

21.2.2.2. Accessibilité

Le quai haut est étroit mais carrossable, il est accessible par une rampe place Marius Jouveau et depuis le quai haut du secteur du 8 mai 1945 ; il n'y a pas d'accès à l'extrémité Sud. Le quai bas sera carrossable et accessible par la rampe située à l'extrémité aval et par les quais bas du secteur du 8 mai 1945 une fois les travaux terminés.

21.2.2.3. Ouvrages englobés

Les implantations des points bas et des ouvrages traversants sont figurées sur le plan de localisation des ouvrages ponctuels 10-406 du PRO.

Ouvrages traversants

Quatre ouvrages traversant sont présents sur le linéaire du quai Marx Dormoy.
Ils sont constitués :

- de nouvelles vannes dans l'axe de la crête du quai,
- de regard dans le quai bas et équipés de clapets anti-retour

La restauration de l'étanchéité des galeries au travers du quai a également été entreprise.

Tableau 122. Réseaux traversants, Section quai Marx Dormoy

N°	Information	Type	Etat/travaux
QMD_01 O1	Mairie – E09 Buse Ø300 mm	Exutoire de réseau pluvial	- Remplacement de la vanne en crête de quai, - Réfection de l'ovoïde (béton projeté), - Prolongement de l'exutoire à travers le futur quai bas, - Réalisation d'un regard dans le futur quai bas, - Mise en œuvre d'un clapet anti-retour, - Dépose de la vanne martelière et de la cheminé d'équilibre en pied de quai côté rue.
QMD_02 O2	Mairie – E08 Buse Ø110 mm	Exutoire de réseau pluvial	
QMD_03 O3	Mairie – E07 Buse Ø300 mm	Exutoire de réseau pluvial	
QMD_04 O4	Buse Ø300 mm	Non défini (réseau condamné)	- Remblaiement de l'ouvrage - Condamnation de l'ouvrage et réfection du perré au-dessus du futur quai bas, - Dépose de la canalisation vétuste en pied de quai

Points bas (ouvertures dans le parapet)

Toutes les ouvertures sont situées au-dessus de la cote atteinte pour la crue exceptionnelle et ne sont donc pas batardées. Pour rappel, la cote atteinte en crue exceptionnelle dans la traversée d'Arles au niveau de ces ouvrages est comprise entre 8,52 m NGF (amont) et 7,91 NGF (aval). Deux ouvertures (ne figurant pas dans le tableau) ont été condamnés pour redonner une continuité au parapet.
Tous ces points bas permettent d'accéder en pied de quai et aux exutoires des ouvrages hydrauliques via des escaliers.

Tableau 123. Points Bas, Section Marx Dormoy

Nom	*Information*	*PR*	*Largeur*
S12-B1	Non batardable Cote 8,82	282,04	1,53
S12-B2	Non batardable Cote 8,83	282,09	4,40
S12-B3	Non batardable Cote 8,79	282,14	4,40
S12-B4	Non batardable Cote 8,74	282,20	1,60
S12-B5	Non batardable Cote 8,67	282,26	4,00
S12-B6	Non batardable Cote 8,53	282,32	2,70
S12-B7	Non batardable Cote 8,53	282,34	2X1,0 + 2,90

Concernant les points bas condamnés, leurs niveaux ne nécessitaient pas la mise en place de batardeaux, cependant leur fermeture, dans le cadre des travaux des ouvrages traversants OH01 et OH02 a permis la mise en place des dispositifs de vannage intégrés dans la maçonnerie du parapet.

21.2.3. Décomposition fonctionnelle

21.2.3.1. Géométrie

Tableau 124. Rappel synthèse de géométrie, tronçon Quais d'Arles

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	9,3	7,7	8,7	0,6
Cote de pied de digue aval	m NGF	8,8	6,0	7,0	1,0
Cote à 20m du pdav	m NGF	8,8	6,1	6,9	0,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	6,4	0,5	4,6	1,8
Cote à 20m du pdam	m NGF	-2,3	-10,0	-6,4	2,9
Hauteur de digue coté aval	m	2,6	0,5	1,6	0,8
Hauteur de digue coté amont	m	8,8	1,3	4,0	2,3
Fruit aval	L/V	2,4	0,0	0,8	1,1
Fruit amont	L/V	1,0	0,0	0,5	0,5
Largeur du ségonnal	m	0	0	0	0

21.2.3.2. Données hydrauliques

Tableau 125. Rappel données hydrauliques, tronçon Quais d'Arles

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	5,4	5,1	2,6	3,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	6,6	5,8	1,9	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	7,0	6,2	1,5	2,1	0,2	0,0	0,0	0,0	0,9
10500	7,4	6,5	1,2	1,7	0,8	0,1	0,0	0,0	0,9
11500	8,0	7,0	0,7	1,2	1,8	0,4	0,0	0,0	0,6
12500	8,3	7,2	0,5	0,9	2,2	0,5	0,0	0,0	0,5
14160	8,4	7,4	0,4	0,8	2,5	0,5	0,0	0,0	0,5

21.2.3.3. Etanchéité

L'étanchéité est assurée par le perré amont maçonné et par le rideau de palplanche en fondation. Le remblai compacté est également favorable à l'étanchéité.
Au niveau de la roubine du Roy, ce sont les vannes (et les murs béton latéraux) qui assurent cette fonction.

21.2.3.4. Filtration

Il n'y a pas de système de filtre.

21.2.3.5. Drainage

Il n'y a pas de drainage.

21.2.3.6. Stabilité

La hauteur par rapport au terrain aval est uniquement faite par le muret à l'amont puis augmente rapidement pour faire entre 2 et 3 mètres en moyenne ; avec un talus aval qui a un fruit de 1/1.
Le talus amont présente un fruit de 1/1. Le rideau de palplanches et le quai bas contribuent à la stabilité du quai

21.2.3.7. Protection

Le talus amont est maçonné, tout comme le talus aval ; en crête se trouve un trottoir et un parapet.

21.2.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon déversant sur ce secteur. La structure maçonnée du quai lui permet de supporter néanmoins de légères surverses.

21.2.3.9. Sécurité

En crête se trouve un cheminement piéton d'environ 2m de large; le pied aval est en grande partie carrossable (tout le linéaire excepté 100m entre la place André Suares et le parking grand prieuré).

21.3. QUAIS D'ARLES : QUAI DE LA ROQUETTE

21.3.1. Préambule

Le quai de la Roquette est situé entre les GRG 282.6 et 283.1. Il a fait l'objet de plusieurs campagnes de travaux de confortement sous la maîtrise d'ouvrage du SYMADREM entre 2002 et 2010. La dernière campagne étant celle de 2009 sous maitrise d'œuvre ISL et réalisée par Eiffage/ Masoni / Bauland / Cofex.

Le SYMADREM ne prévoit pas de nouvelle intervention sur cet ouvrage dont l'état actuel permet d'assurer les objectifs de protection et de sécurité recherchés.

21.3.2. Présentation générale de l'ouvrage

21.3.2.1. Description et sectorisation

Le quai de la Roquette a été édifié dans la seconde moitié du XIX^{ème} siècle. Sa structure d'origine comprend :

- un mur de quai maçonné inférieur,
- un terre-plein de 5 m à 10 m,
- un mur de quai maçonné supérieur (qui constitue un parapet d'environ 0,9 m de hauteur),
- une crête (bétonnée ou gravillonnée selon les sous-tronçons)
- un mur maçonné avec un parement en pierre de taille coté ville
- Le mur inférieur est un mur poids. Sa géométrie a pu être appréhendée dans le cadre des investigations menées sur le quai depuis 2002 comprenant notamment :
- des inspections par barque à l'étiage ou par plongeur,
- des reconnaissances géotechniques avec forage du mur,
- des observations recueillies lors des travaux de reconstruction du mur effondré.

La base du mur est à une cote de 1,3 m NGF qui correspondait à la cote d'étiage lors de la construction des quais.
Le mur est fondé sur des pieux bois d'environ 0,3 m de diamètre dont les fiches sont inconnues et probablement variables. Les observations réalisées avant mise en place des palplanches conduisent à estimer leur densité de l'ordre de 2 pieux par ml de quai.
Les pieux ont ensuite été coiffés par un radier de galets et graves probablement liés à la chaux d'environ 0,8 m d'épaisseur. Les vestiges du coffrage du massif (pieux et planches) étaient encore visibles avant la réalisation des rideaux. Le mur de quai a été édifié sur ce massif.
Au-delà de cette structure d'origine commune, la constitution du quai de la Roquette varie aujourd'hui selon les sous-tronçons du fait des travaux de confortement réalisé depuis les années 80.

Selon la nomenclature adoptée depuis l'étude de diagnostic des quais d'Arles réalisée en 2002, le quai de la Roquette recouvre les sous-tronçons S13, S14 et S15 :

- S13 (230 ml) correspond à la partie amont du quai (au niveau du pont de Trinquetaille),
- S14 (230 ml) correspond à la partie médiane du quai (ancien quai effondré),
- S15 (195 ml) à la partie aval jusqu'au musoir de l'ancienne écluse d'Arles.

Le quai de la Roquette a fait l'objet de confortement sous maîtrise d'ouvrage du SYMADREM en 2003 (confortement d'urgence S13 et S15) et en 2009.
Outre les travaux de confortement, tous les dispositifs d'amarrage (bollards et anneaux) ont été supprimés afin de se prémunir contre les efforts d'amarrage excessifs.
Aucun désordre n'est apparu depuis la réalisation des travaux achevés en 2009. L'ouvrage est en bon état.

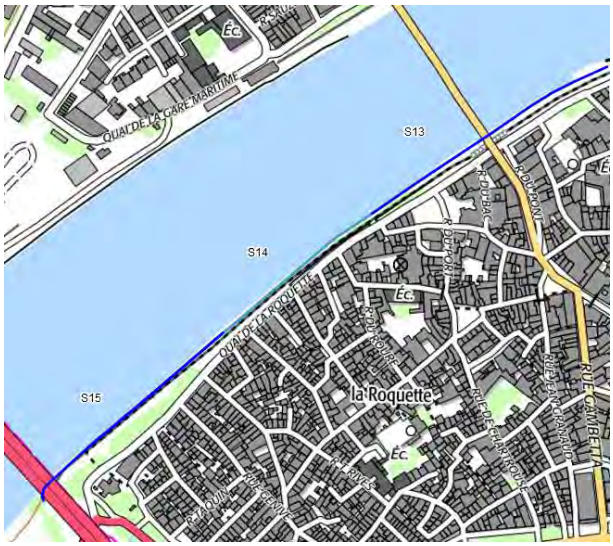


Figure 126. Sous tronçons du quai de la Roquette

21.3.2.2. Description des sous-tronçons

Raccordement

Les quais de la Roquette et Marx Dormoy se raccordent au niveau de la rampe des Châtaignes qui s'est écroulé lors des crues de 2003. Cette dernière a été réparée lors des travaux des quais Marx Dormoy. Les quais bas sont continus entre les quais et la jonction entre les quais hauts est faite par le batardeau R1. Hydrauliquement il y a continuité.

Travaux réalisés sur le quai de la Roquette

Lors des travaux de confortement d'urgence, les opérations suivantes ont été réalisées :

- comblement des sous-cavages sous les quais au béton projeté,
- vibrofonçage d'un rideau de palplanches en pied de quai,
- bétonnage de l'espace situé devant le rideau.

Les travaux réalisés en 2009 visaient principalement à reconstruire le quai effondré sur S14 mais les travaux suivants ont également été réalisés sur l'ensemble des quais (S13, S14 et S15) :

- restauration des maçonneries sur l'ensemble du linéaire du quai (rejointoiement et injection des fissures),
- traitement de tous les ouvrages traversants et des batardeaux (modernisation ou condamnation),
- réparation du quai dans le secteur du musoir (extrémité aval du quai),
- couverture du terre-plein par une dalle en béton désactivé.

L'analyse a conduit à considérer 4 sections-type.

- sur S14 où le mur de quai a été reconstruit en 2009 sur une partie du linéaire,
- sur S13 et S15 correspondant à la section courante du quai,
- au droit du musoir, à l'extrémité de S15 qui a fait l'objet de travaux de restauration particulier (micropieux et reconstruction de l'extrémité aval en 2009).

Les paragraphes suivants ont pour objet de présenter les composants figurés dans cette décomposition.

Sous-tronçon S13

La coupe-type du quai sur S13 est présentée sur la figure suivante.

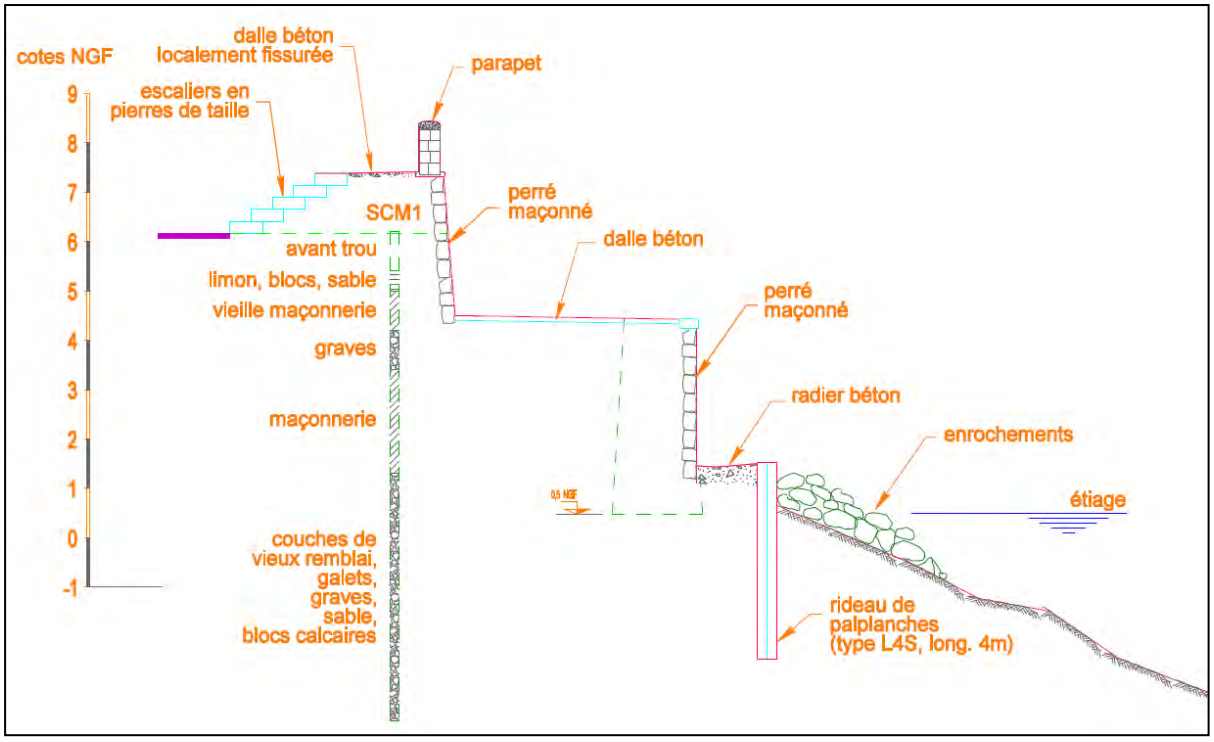


Figure 127. Coupe-type sur S13 (ISL [E602])

Par rapport à la configuration d'origine, les modifications apportées ont été :

- la réalisation d'un rideau court de palplanches dans les années 1980 (type L4S de 4 m de longueur) avec une butée de pied en enrochements,
- les travaux réalisés entre 2009 et 2010 avec :

- la modernisation des batardeaux et ouvrages traversants,
- la restauration des maçonneries (quai haut et quai bas),
- la couverture du terre-plein par une dalle en béton désactivé en remplacement des calades.

On rappelle que ces derniers travaux ont concerné l'intégralité du quai de la Roquette (S13, S14 et S15)



Photo 33. Quai bas de la Roquette vers l'amont



Photo 34. Quai de la Roquette vue du pont de Trinquetaille vers l'aval

Sous-tronçon S14

Ce sous-tronçon présente la particularité d'avoir fait l'objet de deux interventions spécifiques :

- une dans les années 80 visant à mettre le quai en sécurité ;
- la seconde en 2009 visant à reconstruire le quai bas effondré sur 96 m.

Dans les années 80, un rideau tiranté a été battu sur le terre-plein en retrait du mur de quai sur environ 80 ml (cf. figure suivante).

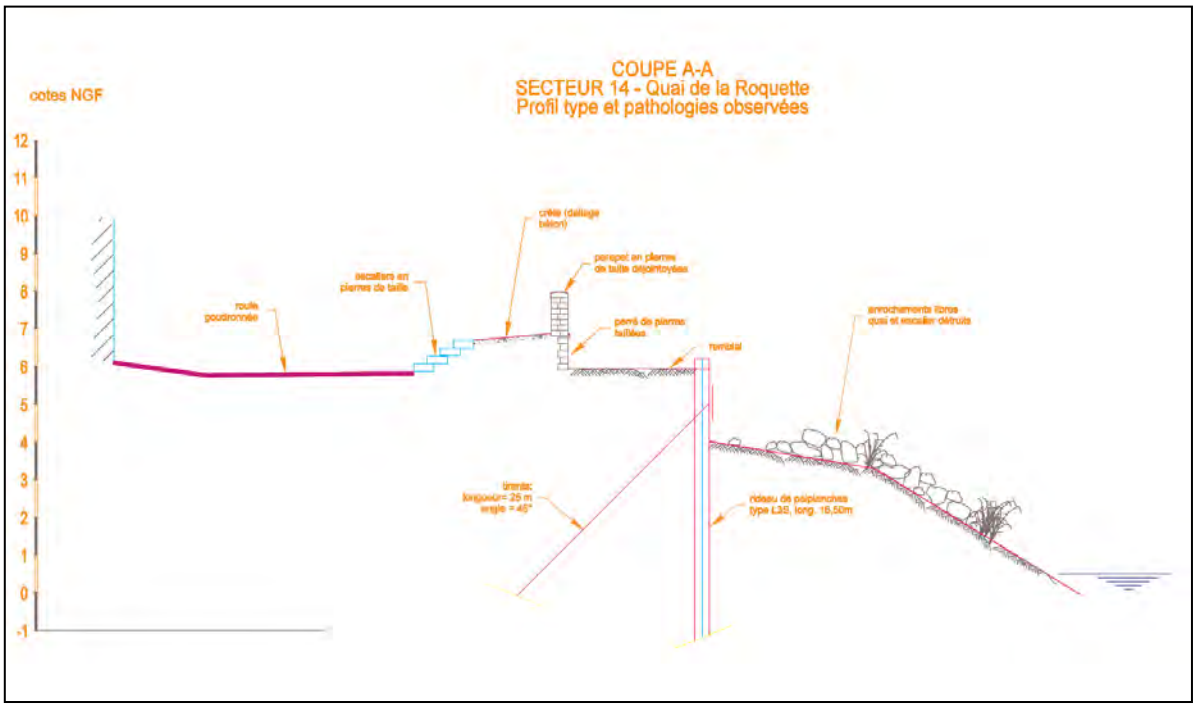


Figure 128. coupe du mur effondré (ISL [E602])

Ce rideau avait été réalisé pour faire face aux sous-cavages importants qui avaient conduit au début de basculement du quai inférieur. Les palplanches sont tenues en tête au moyen de 40 tirants d'environ 25 m (inclinaison de 45°) scellés au substratum sur au moins 5 m. Les efforts des tirants sont répartis au moyen d'une lierne.

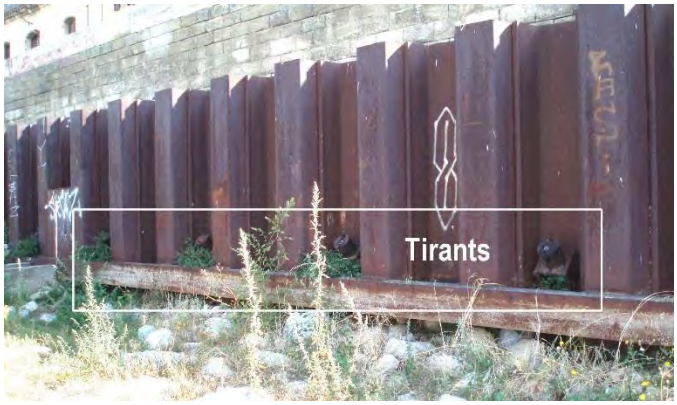


Photo 35. Lierne et tirants sur le rideau de palplanches

Les palplanches utilisées sont des palplanches de type L3S en acier de nuance E360 de 13 à 15 m de longueur. L'arase supérieur des palplanches est à une cote de 5,9 m NGF. Elles sont ancrées dans un horizon dur générant un refus de battage entre –8 m NGF et –10,5 m NGF.

Les tirants précontraints sont ancrés de 7 m dans les calcaires de fondation. La précontrainte exercée par les tirants est de l'ordre de 80 T. Ces tirants sont constitués par des torons en acier tressé (type S/12 9TOR) d'une section globale de 837 mm². La nuance d'acier utilisée pour ces ancrages n'a pas été retrouvée dans le dossier de récolement mais certaines annotations

sur les documents de chantier laissent penser qu'une nuance d'acier au moins égale à 1300 MPa a été utilisée.

Selon les archives disponibles, le mur de quai avait alors été volontairement démoli en le faisant basculer vers le Rhône afin d'éviter une rupture inopinée.
Dans le cadre des travaux de confortement réalisés en 2009 sur le quai de la Roquette, le mur de quai a été reconstruit en s'appuyant sur le rideau tiranté en place suivant le schéma de principe présenté sur la figure suivante.

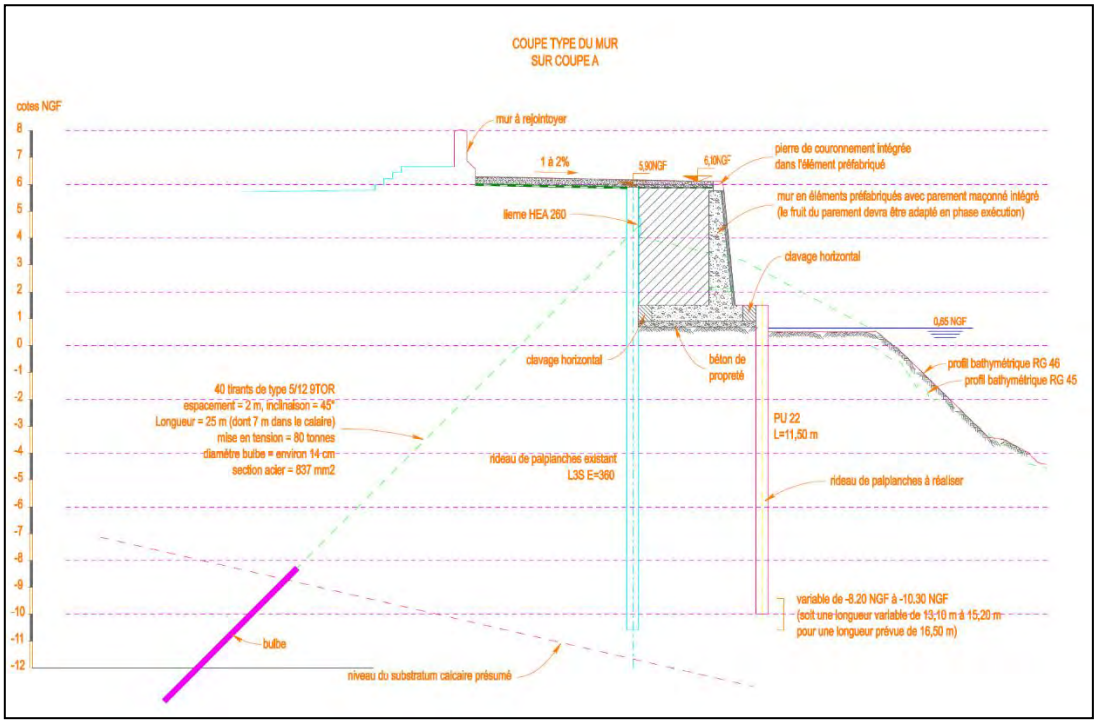


Figure 129. schéma de principe de la reconstruction du mur effondré (ISL [E602])

Le rideau tiranté déjà mis en œuvre a été prolongé d'environ 13,5 m vers l'aval au moyen de palplanches de type AU14. La longueur de ces palplanches est de 7,5 m. Elles ont été fichées jusqu'à une cote de l'ordre de –4,5 m NGF et n'ont pas été recépées.

Un second rideau (palplanches PU22+1) a été battu dans l'alignement des rideaux mis en œuvre en amont et en aval de ce secteur en 2003. La cote d'arase des palplanches est d'environ 1,5 m NGF. Le rideau est fiché jusqu'à une cote comprise en –8,5 et –10,0 m NGF soit des palplanches de 10,0 à 11,5 m.

Le nouveau rideau réalisé en pied a permis de faire la connexion entre les rideaux situés en amont et en aval du secteur concerné.

Un mur de quai autostable en béton armé, habillé de maçonnerie, a ensuite été édifié.

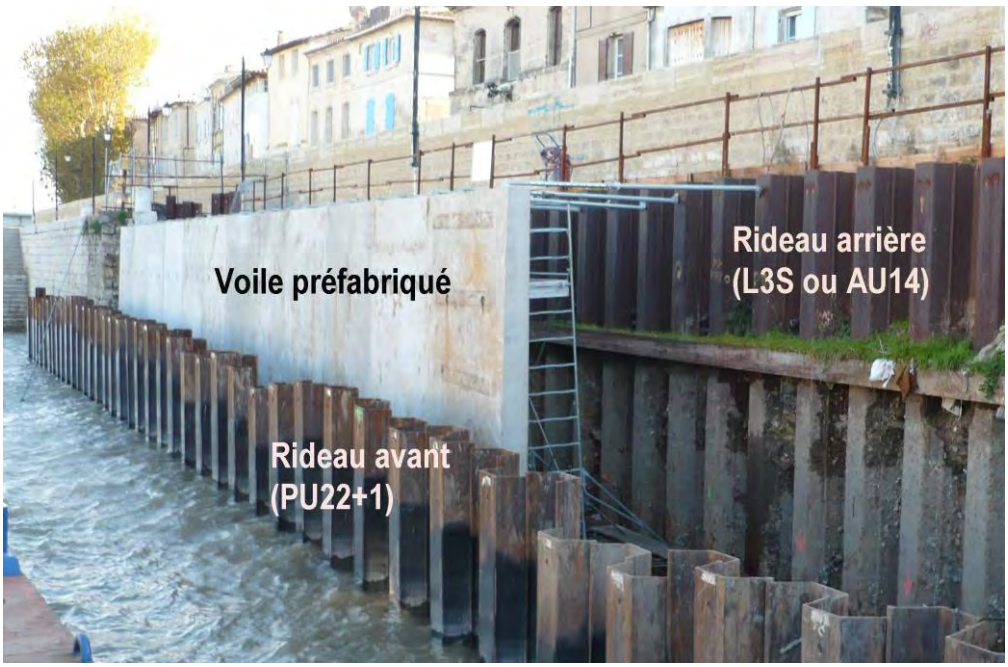


Photo 36. Reconstruction du quai (rideau avant, rideau arrière et voile BA)

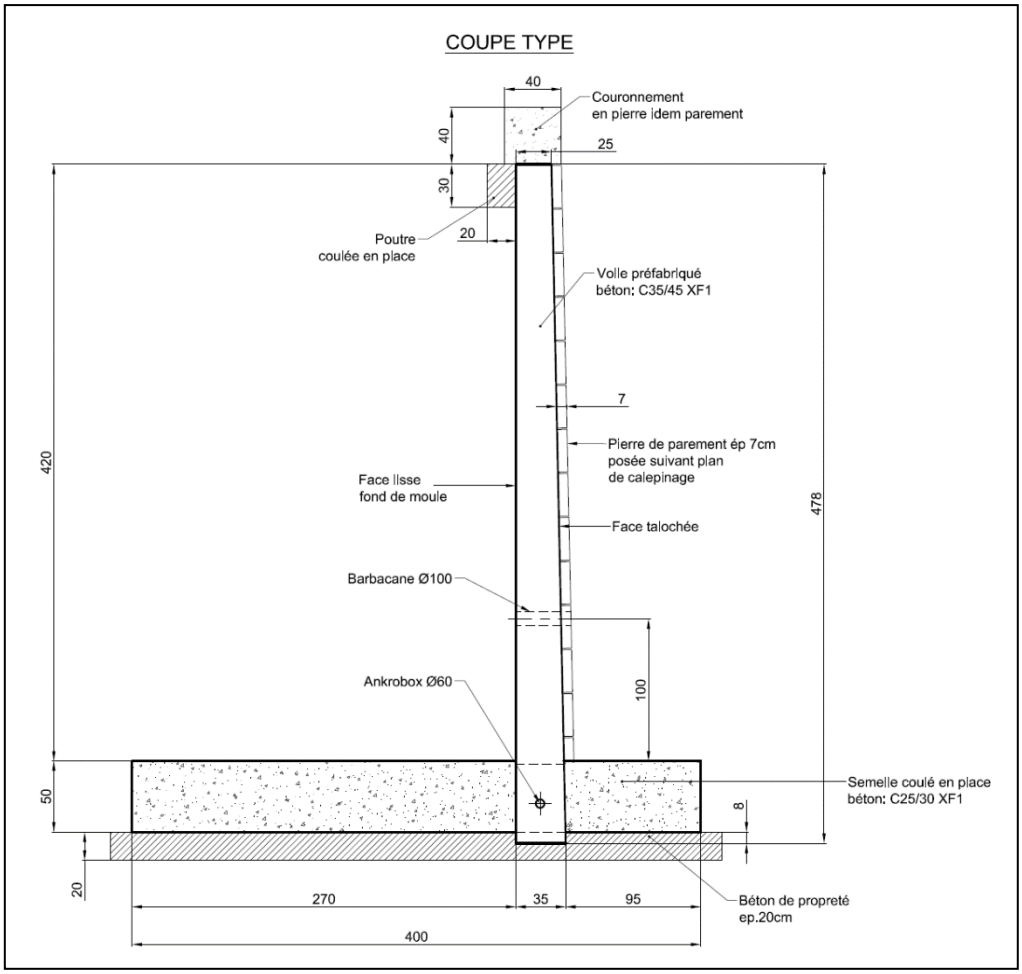


Figure 130. plan de détail du mur reconstruit (semelle clavée aux deux rideaux) (ISL [E602])

La semelle en béton armé a été coulée en place. Elle est liée aux rideaux arrière (L3S et AU14) et avant (PU22+1) par des barres artéon prise dans son ferraillage et vissées dans des manchons soudés sur les palplanches. Les deux rideaux sont ainsi connectés.

Le voile a été préfabriqué en usine. Des barbacanes traversent le voile. Un géotextile de filtration est fixé à l'interface entre le voile et le remblai. Des bandes d'étanchéité ont été disposées coté remblai entre les éléments. Une poutre de couronnement continue a été réalisée en tête du voile pour lier tous les éléments et les rigidifier en tête. Cette poutre est connectée au voile via des aciers en attente mis en place en usine et dépliés lors de la réalisation de la poutre.

Le terre-plein a ensuite été aménagé en remblayant l'arrière du voile au moyen de laitier compacté au rouleau. Ce matériau est réputé pour être drainant et faire prise en présence d'eau à moyen terme.

Le terre-plein a été couvert par une dalle en béton désactivé en surface.

Au droit du raccordement entre le nouveau mur et le mur existant, la partie supérieure du mur existant a été reconstruite sur une hauteur d'environ 1,7 m et sur un linéaire d'environ 7 m. Les coupes-type sont présentées sur les figures suivantes. La reconstruction a été réalisée au moyen d'un mur autostable en béton armé coiffé par une pierre de couronnement. La semelle du mur est ancrée dans les maçonneries de la partie inférieure du mur de quai.

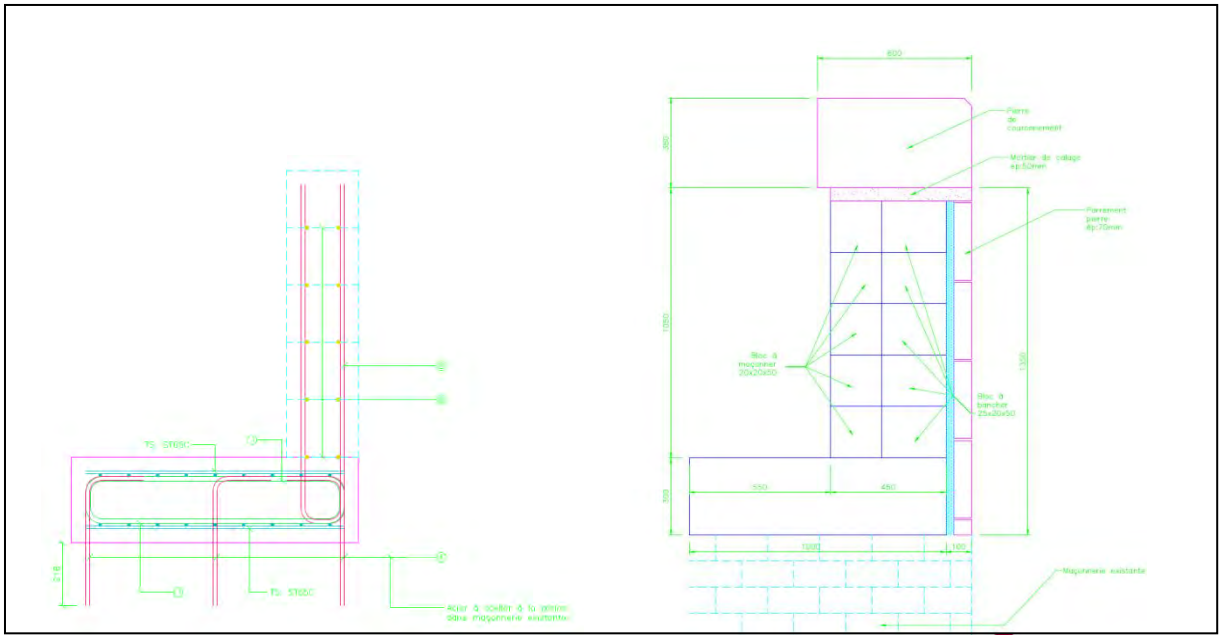


Figure 131. plans de ferraillage (ISL [E602])

Conclusion :

La structure est complexe mais une rupture brutale du quai, sans désordre avant-coureur, n'est pas envisageable même en cas de rupture d'un tirant. Par ailleurs, dans la nouvelle

configuration (après les travaux de 2009), les tirants du rideau arrière (réalisés dans les années 80) participent peu à la stabilité.



Photo 37. Quai bas de la Roquette vers l'aval



Photo 38. Quai de la Roquette vue du pont de Trinquetaille vers l'aval



Photo 39. Secteur 14 en reconstruction, vue d'ensemble

Section courante de S15 et extrémité de S14

Ces sous-tronçons diffèrent de S13 par les caractéristiques du rideau de pied qui a été réalisé plus récemment, dans le cadre des travaux d'urgence de 2003 avec :

S14 :

- sur environ 16 ml, un rideau parafouille en palplanches (type PU25 longueur 5,75 m) raccordé au rideau existant (LIIIS de 4 m de longueur) avec un entablement en béton armé sur un lit de graviers drainant ;
- sur environ 150 ml, un rideau de confortement en palplanches (type PU25 longueur 11,5 m) jusqu'en amont de la zone effondrée avec un entablement en béton armé sur un lit de graviers drainant ;

S15

- sur environ 10 ml, un confortement du pied en enrochements libres permettant d'assurer la protection de la zone de transition située entre la zone effondré et le rideau réalisé en aval ;
- sur environ 80 ml, un rideau de confortement en palplanches (type PU25 longueur 11,5 m) avec un entablement en béton armé sur un lit de graviers drainants (sauf sur le tiers amont qui a été intégralement bétonné) ;
- sur 57 ml, un rideau parafouille en palplanches (type PU25 ou LIIIS longueur 5,75 m) raccordé au rideau existant avec un entablement en béton sur un lit de tout-venant principalement composé de blocs récupérés au pied du quai ; le béton est non-armé mais des connecteurs crossés ont été soudés sur le rideau ;
- sur 11 ml, un rideau parafouille en palplanches de réemploi (type LIIIS longueur 8,0 m) sous l'exutoire du canal de Craponne ; l'entablement est en béton sur un lit de tout-venant principalement composé de blocs récupérés au pied du quai ; le béton est non-armé mais des connecteurs crossés ont été soudés sur le rideau ;
- sous le pont de la RN113, un cordon en enrochements libres avec percolation de béton au pied du mur.

Le caractère d'urgence des travaux a été justifié par le sous-cavage et les indices de mouvement affectant le mur de quai comme illustré par les photographies.

En préalable au battage des rideaux, les sous-cavages ont été colmatés au moyen de béton projeté.

Le remplissage entre le quai et le rideau a dans un premier temps été réalisé au moyen de matériaux drainant (gravier de carrière de quelques mm) puis la partie supérieure a été armée puis bétonnée sur une épaisseur d'au moins 0,8 m.

La poutre en béton couronnant le rideau est liée au béton projeté par des ancrages disposés en attente dans le béton projeté et des connecteurs soudés sur les palplanches.

Des barbacanes traversent verticalement cette poutre afin de permettre si nécessaire le drainage des fondations du mur. Chaque barbacane intègre une chaussette de géotextile remplie de matériaux drainants.

<u>Secteur du musoir</u>

Le secteur du musoir est situé sous le pont de la RN113. Il représente un linéaire d'environ 30 m de quai avec une forme arrondi. Il constituait autrefois le bajoyer de l'écluse d'Arles dont le débouché au Rhône a été déplacé vers l'aval lors de la construction du pont de la RN113.
Les travaux ont sans doute contribué à la dégradation avancée dans laquelle se trouvait le quai avant que le SYMADREM n'engage des travaux de confortement.

Le confortement du musoir a été réalisé en deux temps. Dans le cadre des travaux d'urgence réalisés en 2003 avec :

- un colmatage au béton projeté des sous-cavages,
- la réalisation d'une butée de pied en enrochements devant le quai.

- La butée a été réalisée en ménageant un espace vide entre le pied du quai et la partie supérieure de la butée. Cet espace a ensuite été bétonné, les blocs de la butée ayant servi de coffrage. Ce bétonnage a permis un remplissage complémentaire des sous-cavages.

Ces travaux ont permis d'assurer la continuité de la protection de pied du quai de la Roquette. Dans le cadre des travaux réalisés en 2009 avec :

- dix micropieux traversant, sur toute sa hauteur, le mur de quai inférieur et répartis sur deux files : une file verticale et une file inclinée de 15° vers la ville,
- la reconstruction du mur à l'extrémité aval sur les 3 mètres supérieurs avec l'édification d'une partie en retour vers le quai (cf. Figure 132),
- la restauration des maçonneries (avec en particulier le colmatage et l'injection de fissures particulièrement importantes),
- une protection en enrochements libres de l'extrémité aval du quai, à la transition entre le quai et le remblai de l'IRPA.

Les micropieux ont un diamètre de 150 mm et sont armés de tube DN89,5 de 9,5 mm d'épaisseur. L'espacement moyen est de 1,5 m entre un micropieu vertical et un micropieu incliné. Les micropieux sont dimensionnés de manière à reprendre sur ce sous-tronçon le poids du quai. La file inclinée permet en outre de reprendre une charge verticale vers le Rhône.

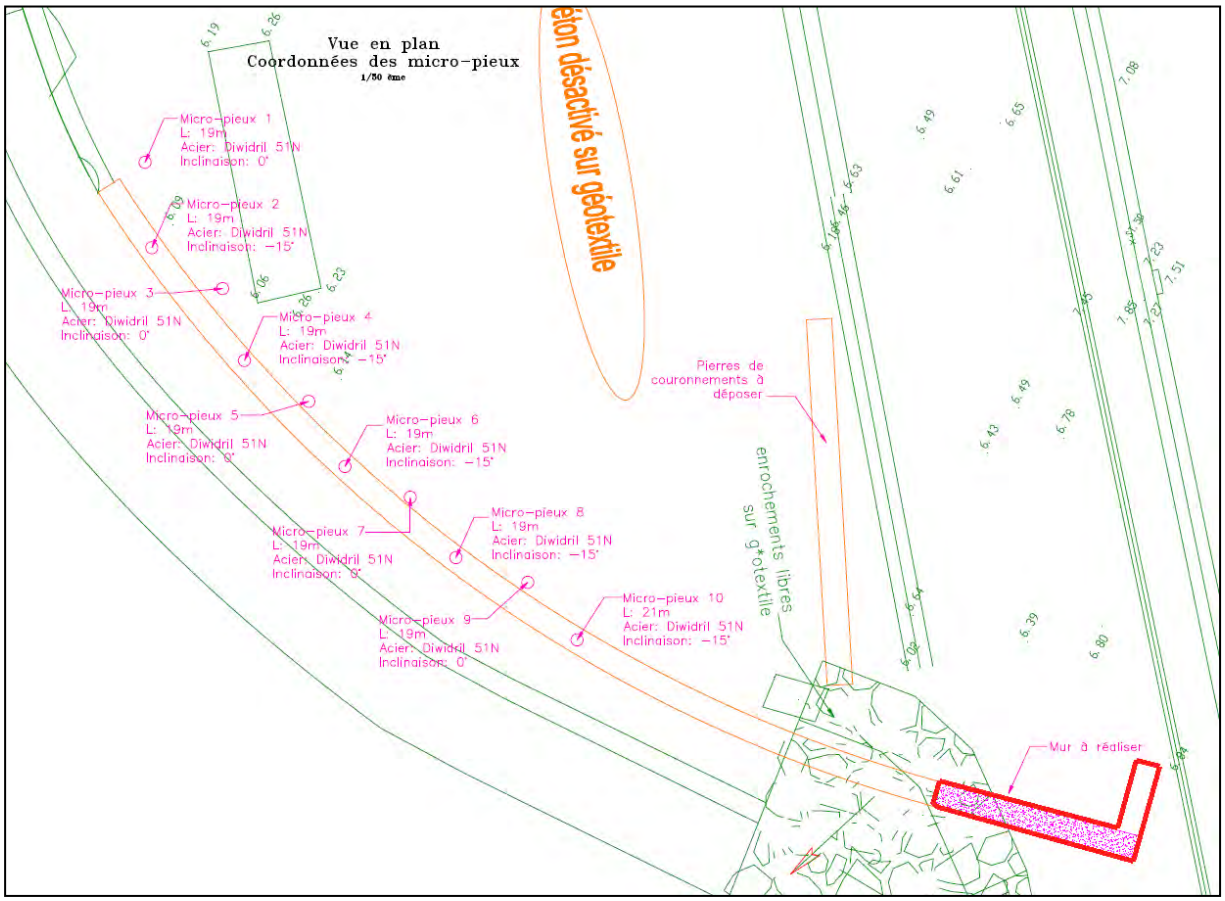


Figure 132. implantation des micropieux et du mur reconstruit (ISL [E602])

La reconstruction a été réalisée au moyen d'un mur autostable en béton armé de 3 m de hauteur comprenant une semelle de 2,2 m de largeur.

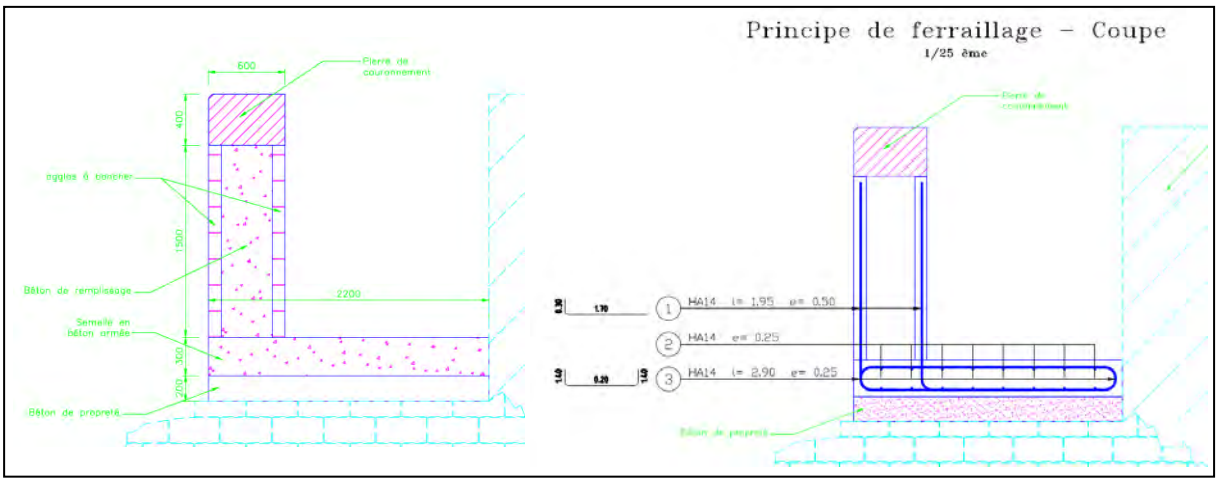


Figure 133. plans de coffrage et ferraillage du musoir

Le linéaire reconstruit est d'environ 4 m le long du Rhône mais comprend également un retour de 2 m vers le terre-plein.

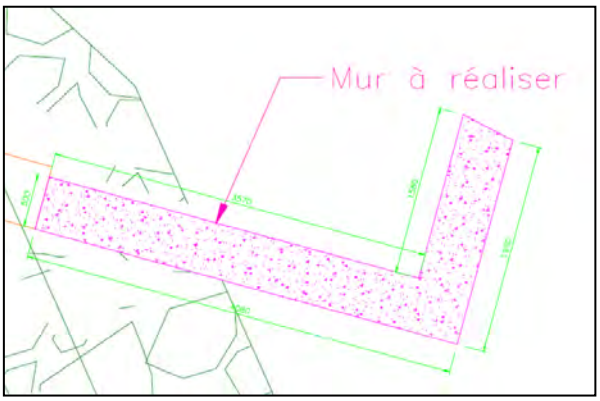


Figure 134. implantation de la partie reconstruite

Mur de quai supérieur

Le mur de quai appelle une description particulière car il assure la protection contre les inondations. Les maçonneries du parement coté fleuve ont intégralement été restaurées lors des travaux réalisés en 2009 (rejointoiement, colmatage et injection des fissures).

Sa structure est mal connue par comparaison à celle du mur inférieur qui a fait l'objet de nombreuses investigations dans le cadre des travaux de confortement.

Deux coupes-type sont présentées ci-dessous correspondant, pour le quai de la Roquette, aux secteurs où la crête du parapet est la plus haute par rapport au terrain naturel aval.

La coupe-type 1 a été retrouvé dans un document d'archive. Elle correspond aux secteurs où le quai supérieur est le moins haut. L'ouvrage y apparaît constitué d'un unique massif en maçonnerie fondé sur un radier. Le parapet est posé sur la crête.

La coupe-type 2 est déduite de la topographie complétée par un sondage. Elle correspond aux secteurs où le quai supérieur est le plus haut. Le mur de quai est probablement un mur poids similaire au quai inférieur avec une fondation sur des graves. Il assure le soutènement de remblai disposé coté terre (limons, blocs, sable).

La cote de la base du mur est incertaine et deux hypothèses peuvent être déduites du forage présenté sur la coupe-type 2. L'hypothèse conduisant à la plus grande profondeur est cohérente avec une configuration antérieure à la seconde moitié du XIXème siècle qu'il a été possible d'identifier sur d'autres quais (quai du 8 mai 1945 avant 1960, mur pris dans le quai supérieur sur S4 et S5).

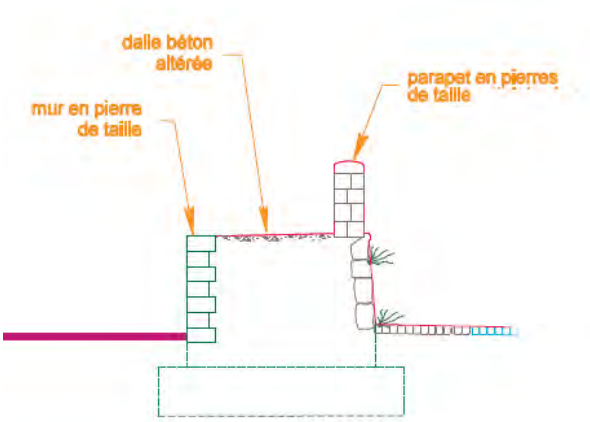


Figure 135. Coupe-type 1 (ISL [E602])

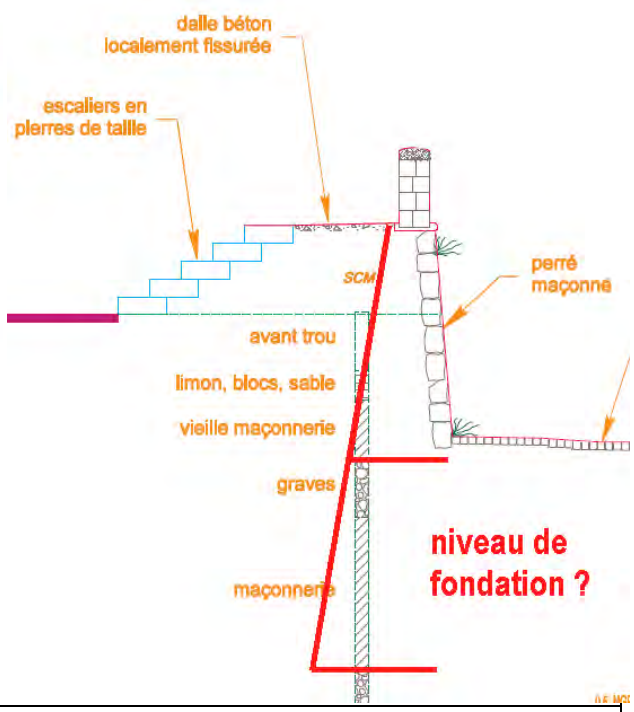


Figure 136. Coupe-type 2 (ISL [E602])

Dans tous les cas, en dehors du parapet dont la stabilité a fait l'objet d'une analyse particulière, la structure le supportant est massive et peut supporter sans instabilité les crues du Rhône.

Parapet

Le parapet est généralement constitué de mur en pierre de taille mais présente des reprises en béton.

Dans le cadre des travaux réalisés en 2009, le parapet a été rehaussé dans la partie aval du quai sur un linéaire d'environ 80 m (aval de S15). L'objectif était de caler le couronnement du

parapet à la cote atteinte pour Q1000+0,5 m (7,80 m NGF sur ce sous-tronçon). La rehausse a été variable avec une valeur maximale de 0,4 m sous le pont de la RN113.

Le rehausse a été réalisée de la manière suivante :

- dépose de la pierre de couronnement du parapet,
- réalisation d'une poutre de rehausse en béton armé de hauteur variable ancrée dans la partie inférieure du parapet,
- pose et scellement de la pierre de couronnement,
- habillage au mortier ton pierre de la poutre en béton.



Photo 40. Rehausse parapet du S15

21.3.2.3. Ouvrages traversants du quai de la Roquette

L'ensemble des points bas sont batardables, ils sont donc associés aux batardeaux présentés plus bas.
Le tableau suivant présente les ouvrages traversants présents sur le quai ainsi que les travaux réalisés sur chacun d'entre eux.

Tableau 126. Réseaux traversants, Section quai de la Roquette

N°	Information	Type	PM	Etat
ROQ_01 OH5	Mairie E6 Ovoïde 1,9 x 1,06 m	Exutoire de réseau pluvial	S13	Conforté en 2009 (rejointoiement + nouvelle vanne)
ROQ_02 OH6	Voûte 1,58 x 1 m	Ouvrage abandonné	S13	Vannage provisoire posé en 2009 en attente de condamnation
ROQ_03 OH 7	Mairie E5 Ovoïde 1,6 x 1 m	Exutoire de réseau pluvial	S13	Conforté en 2009 (rejointoiement + nouvelle vanne)
ROQ_04 OH 8	Mairie E4 Ovoïde 1,8 x 1 m	Exutoire de réseau pluvial	S13	Conforté en 2009 (rejointoiement + nouvelle vanne)

ROQ_05 OH 9	Mairie E3 Cadre 0,3x0,38 m	Exutoire de réseau pluvial	S14	Conforté en 2009 (Prolongement de l'ouvrage et pose d'une vanne murale et d'un clapet anti-retour)
ROQ_06 OH 10	Voûte 1,8x1 m	Condamné	S15	Injecté et rejointoyé en 2009
ROQ_07 OH 11	SEA Voûte 1,55x1 m	By-pass de poste de refoulement des eaux usées	S15	Conforté en 2009 (Rejointoiement des maçonneries)
ROQ_08 OH 12	Mairie E2 Voûte	Exutoire du canal de Craponne et de réseau pluvial	S15	Conforté en 2009 (Rejointoiement des maçonneries dans la traversée du quai)

En 2009, les OH 5 et 7 à 9 ont été repris. Outre le renforcement du regard existant et le remplacement de la vanne murale, un clapet anti-retour a été mis en œuvre dans le prolongement de la conduite existante de 300 mm.

Pour ces ouvrages, une engravure de 1,4 m de largeur, 2,0 m de hauteur et 0,2 m de profondeur a été réalisée dans les maçonneries des ovoïdes pour mettre en place une vanne rectangulaire et son bâti en béton armé. La vanne est manœuvrée par un cric débouchant dans une cheminé situé immédiatement derrière le parapet.

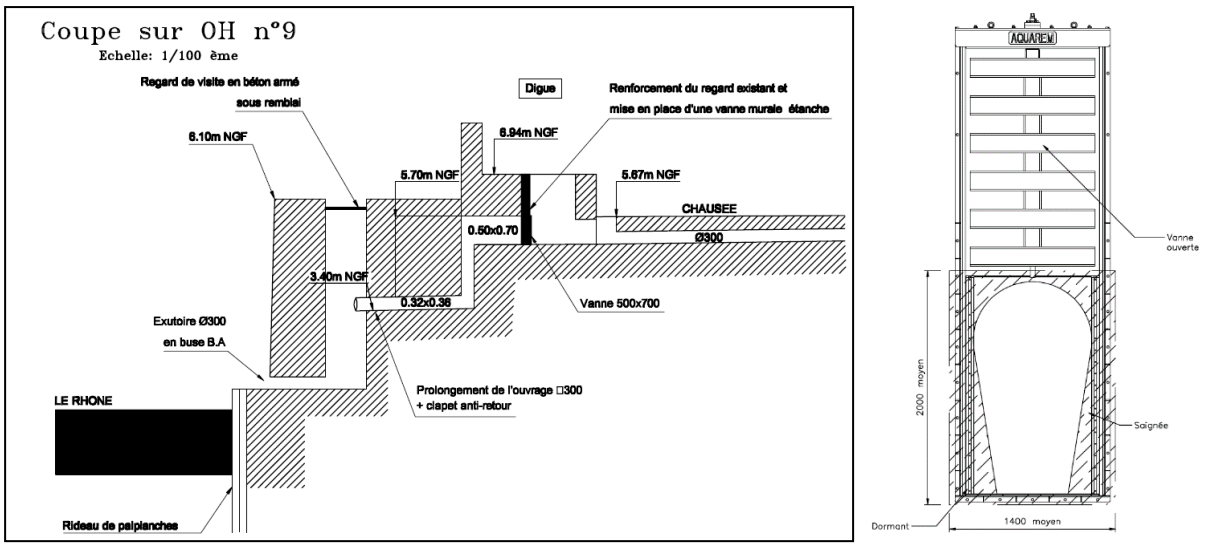


Figure 137. Schéma de principe OH repris (OH9 au droit du mur reconstruit)

L'OH6 doit prochainement être condamné après modification du réseau d'eaux usées. Dans l'attente de cette modification, il a été condamné par une vanne bloquée en position fermée.
Cette vanne est traversée par un clapet anti-retour de petit diamètre qui permet l'évacuation des eaux susceptibles de s'accumuler coté ville.

21.3.2.4. Batardeaux du quai de la Roquette

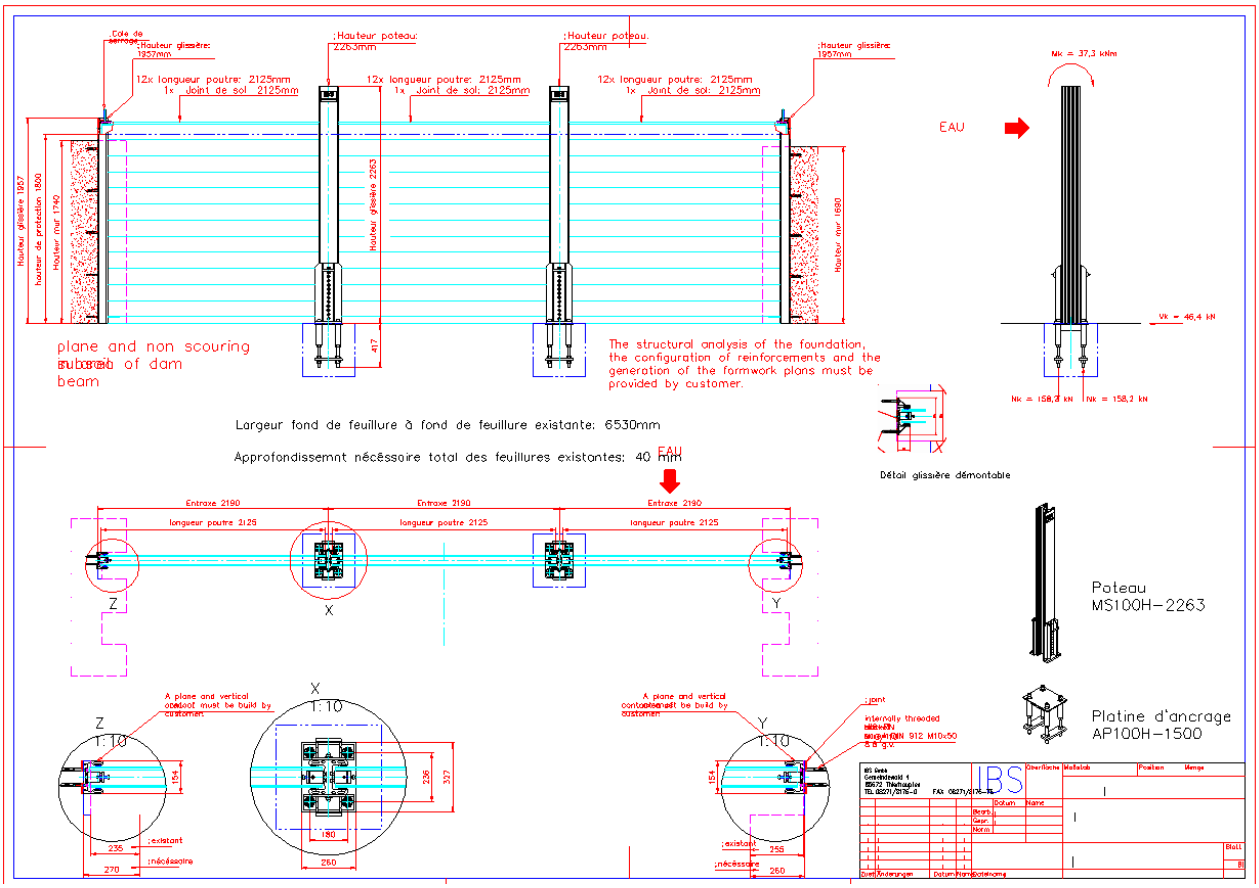
Dix passes batardables permettent d'accéder au terre-plein du quai au travers du quai haut. Elles ont toutes été intégralement reprises lors des travaux de confortement du quai entre 2009 et 2010.
La reprise a consisté à :

- sécuriser le bâti reprenant les efforts lors de la fermeture des batardeaux (radier en béton armé et culée en maçonnerie),
- remplacer les madriers en bois par des éléments en aluminium (poteaux et poutrelles) afin de les rendre manu portables.

La largeur des batardeaux les plus grands a été standardisée (éléments de poutrelles de 2,125 m pour les batardeaux d'environ 6,5 m d'ouverture utile référencés 13.1, 13.4, 13.5, 14.1, 14.2, 15.2) et trois ouvrages singuliers de petite dimension demeurent (largeur des poutrelles de 1,561, 1,429 et 2,135 m sans poteau intermédiaire référencés respectivement 13.3, 13.2 et 15.1). Les hauteurs des batardeaux sont comprises entre 1,1 et 2,8 m.

On notera que le batardeau 13.1, qui présente la plus grande hauteur, est équipé de jambes de force de renfort au niveau des poteaux intermédiaires.

A l'occasion des travaux, deux batardeaux jugés superflus ont été condamnés. La fermeture de ces ouvrages a été réalisée en béton armé avec ancrage dans les maçonneries.



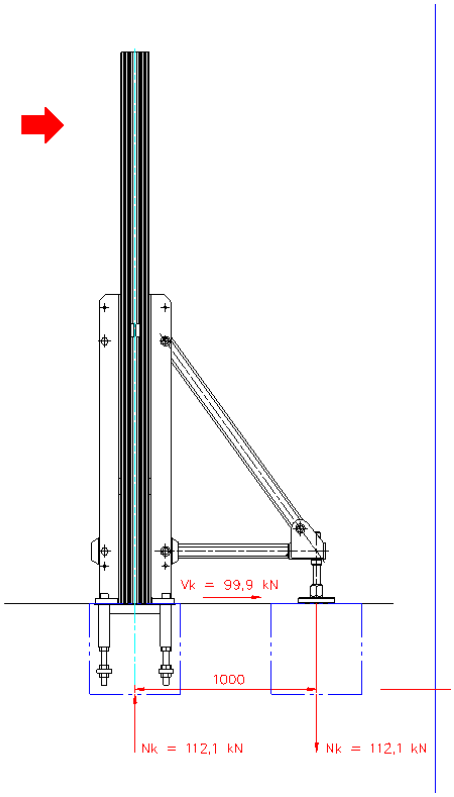


Figure 138. Plans des batardeaux

Tableau 127. Points Bas, Section Montagnette

Nom	*Information*	*PR*	*Largeur*
R1	Batardable Seuil 6,20 +2.55	282,37	6,00
R8	Batardable Seuil 7,36+1.05	282,46	1,50
R7	Batardable Seuil 7,48+0.90	282,49	1,50
R2	Batardable Seuil 6,40+1.95	282,61	6,00
R3	Batardable Seuil 6,26+1.80	282,71	6,00
R4	Batardable Seuil 6,07+1.80	282,80	6,00
R5	Batardable Seuil 6,18+1.78	282,85	6,00
R6	Batardable Seuil 6,57+1.17	282,98	6,00





Photo 41. montage des batardeaux



Photo 42. Glissière et poutre de seuil des batardeaux



Photo 43. Poutres supérieures des batardeaux

21.3.2.5. Photographies de l'ouvrage avant travaux



Photo 44. Quai de la Roquette avant les travaux d'urgence de 2003



Photo 45. Secteur du musoir avant les travaux d'urgence de 2003

21.3.3. Décomposition fonctionnelle

21.3.3.1. Géométrie

Tableau 128. Rappel synthèse de géométrie, tronçon Quais d'Arles

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	9,3	7,7	8,7	0,6
Cote de pied de digue aval	m NGF	8,8	6,0	7,0	1,0
Cote à 20m du pdav	m NGF	8,8	6,1	6,9	0,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	6,4	0,5	4,6	1,8
Cote à 20m du pdam	m NGF	-2,3	-10,0	-6,4	2,9
Hauteur de digue coté aval	m	2,6	0,5	1,6	0,8
Hauteur de digue coté amont	m	8,8	1,3	4,0	2,3
Fruit aval	L/V	2,4	0,0	0,8	1,1
Fruit amont	L/V	1,0	0,0	0,5	0,5
Largeur du ségonnal	m	0	0	0	0

21.3.3.2. Données hydrauliques

Tableau 129. Rappel données hydrauliques, tronçon Quais d'Arles

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	5,4	5,1	2,6	3,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	6,6	5,8	1,9	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	7,0	6,2	1,5	2,1	0,2	0,0	0,0	0,0	0,9
10500	7,4	6,5	1,2	1,7	0,8	0,1	0,0	0,0	0,9
11500	8,0	7,0	0,7	1,2	1,8	0,4	0,0	0,0	0,6
12500	8,3	7,2	0,5	0,9	2,2	0,5	0,0	0,0	0,5
14160	8,4	7,4	0,4	0,8	2,5	0,5	0,0	0,0	0,5

21.3.3.3. Etanchéité

L'étanchéité est assurée par les perrés maçonnés des quais haut et bas ainsi que par la dalle béton formant le quai bas.
En fondation c'est le rideau de palplanche qui tient ce rôle.

21.3.3.4. Filtration

Il n'y a pas de filtre.

21.3.3.5. Drainage

Il n'y a pas de drain.

21.3.3.6. Stabilité

Le sommet du parapet est environ 2.5m plus haut que le terrain aval à la jonction avec le quai Marx Dormoy et diminue jusqu'à seulement 50cm (muret) vers le pont de la RN113.
Les escaliers situés sur le talus aval ont un fruit de 1.1/1 environ, les perrés amont sont verticaux.

21.3.3.7. Protection

Les perrés sont maçonnés et le quai bas constitué de dalles béton. En crête se trouve un trottoir et un parapet.

21.3.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon déversant sur ce secteur. La structure maçonnée du quai lui permet néanmoins de supporter de légères surverses.

21.3.3.9. Sécurité

La crête, large d'environ 3m est accessible uniquement aux piétons.
En pied aval, une route longe les quais et les accès (au quai bas) sont carrossables.

22.REMBLAI DE L'IRPA

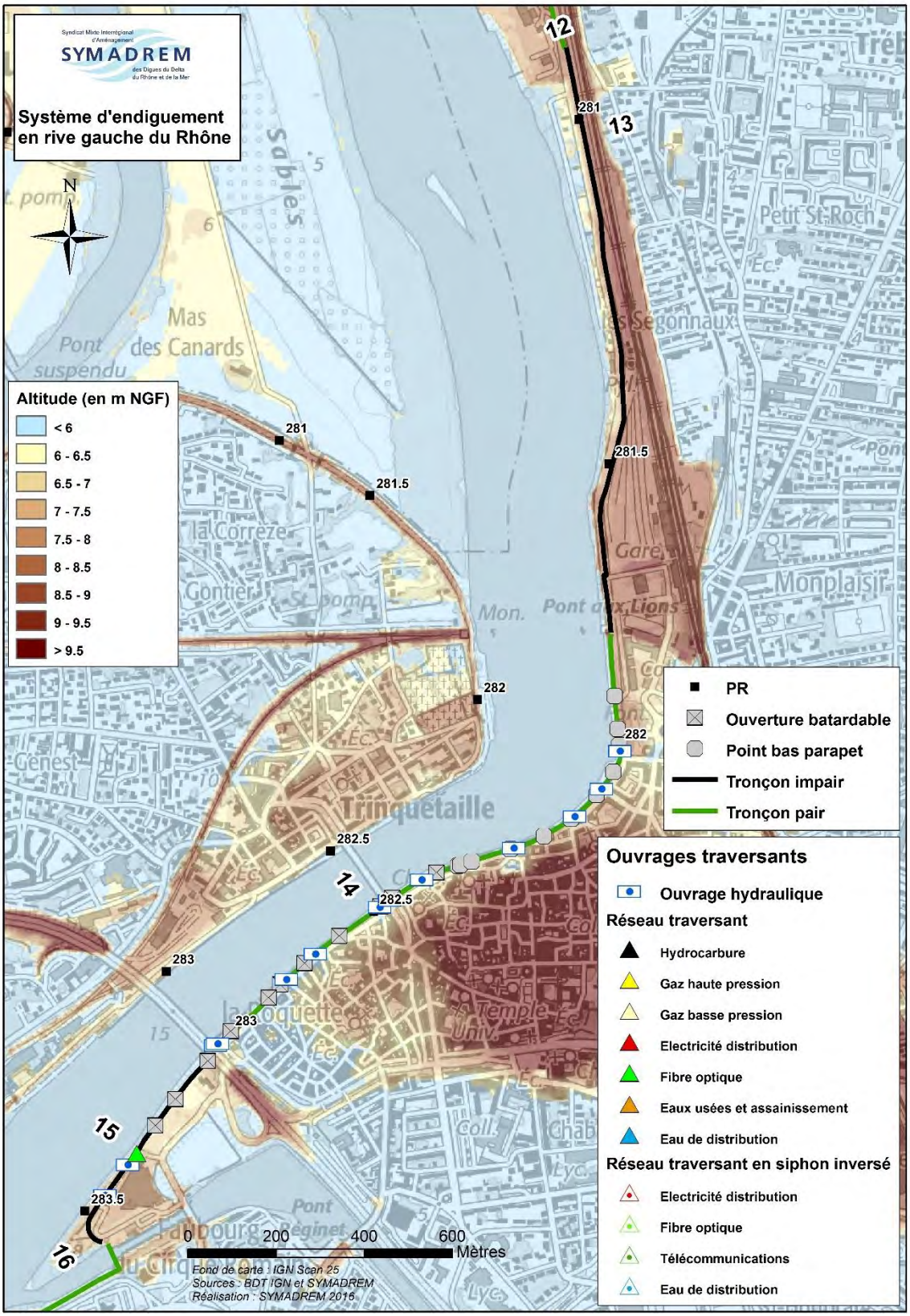


Figure 139. Plan de situation du remblai de l'IRPA (T15)

22.1. PREAMBULE

Le secteur de l'IRPA est situé en rive gauche du Grand Rhône, dans la traversée d'Arles. Il comprend l'espace situé entre l'aval du quai de la Roquette et l'écluse d'Arles, entre les GRG 283.1 et 283.5.
Dans le cadre des 5ème et 6ème tranches de travaux sur les quais d'Arles, le remblai de l'IRPA a été rehaussé et les deux rejets d'eaux pluviales ont été sécurisés afin d'atteindre les objectifs de protection et de sécurité recherchés. Le maitre d'œuvre de ce rehaussement est Egis Eau / ISL et les travaux ont été réalisés par l'entreprise Buesa. La présente EDD porte sur l'état post travaux.

22.2. PRESENTATION GENERALE

22.2.1. Description

La presqu'île de l'IRPA (Institut de Recherches sur la Provence Antique) a été créée dans les années 1960, suite au détournement du canal d'Arles à Bouc, au remplacement de l'écluse de la Roquette par la nouvelle écluse de Barriol et à la construction du pont de la RN113.
La construction du musée de l'IRPA a été réalisée entre 1988 et 1995.
Depuis 1960, la berge de ce secteur n'a subi qu'un léger confortement avec un matelas de gabion mis en place à l'amont en 2004 suite à un affaissement lors de la crue de 2003. Ces gabions, placés sur une pente à 1H/1V ont depuis glissés par endroits.

Les travaux de 2016 consistaient à rehausser le remblai de l'IRPA afin d'atteindre l'objectif de sécurité recherché. Les solutions de rehausse retenues sont spécifiques à chaque sous-tronçon et sont adaptées à l'emprise disponible. L'altitude du remblai était proche de la cote de protection recherchée, ce qui a induit une faible rehausse de protection, variant entre 40 et 100 cm.

22.2.2. Sectorisation

Ce tronçon peut être divisé en trois sous-tronçons, en fonction des solutions utilisées pour effectuer la rehausse :

Tableau 130. Sectorisation, tronçon remblai de l'IRPA

Sous- tronçons	Situation	Longueur (m)	PR amont	PR aval
1	Muret de protection	230	283.07	283.3
2	Musée	180	283.3	283.45
3	Remblai paysager	110	283.45	283.55



Figure 140. Protection du remblai de l'IRPA

22.2.3. Description des sous-tronçons

Raccordement

La transition entre l'ancien musoir de l'écluse et la plateforme de l'IRPA est assurée par une zone de remblai protégée par des enrochements, réalisés lors des travaux du quai de la Roquette en 2009. Le muret béton du musoir est séparé de celui de l'IRPA par un batardeau.



Photo 46. Raccordement Musoir/IRPA

Sous-tronçon 1

La hauteur de la rehausse réalisée est comprise entre 0.55 et 0.95 m.
Un muret a été créé, il prolonge d'abord celui du secteur du musoir, laissant une piste cyclable coté terre. Puis au niveau du jardin de l'Hortus la piste s'arrête et le muret se retrouve contre le jardin.

La solution retenue est une rehausse à l'aide d'un mur autostable en béton armé. L'arase supérieure de ce mur est calée à la cote Q1000 + 0,5 m. La base de la semelle est située environ 0,7 m sous le terrain naturel. Au droit du jardin de l'Hortus, le mur est légèrement plus grand et la semelle comprend une bèche pour palier au risque d'érosion interne. Au droit du grillage du jardin de l'Hortus le mur est décalé de 20 cm vers le fleuve et des gabions en treillis soudés sont placés côté jardin.

Dans la continuité des ouvrages anciens en traversée d'Arles, ce voile en béton est habillé de pierres de parement et de pierres de couronnement en calcaire tendre type pierre de Fontvieille.

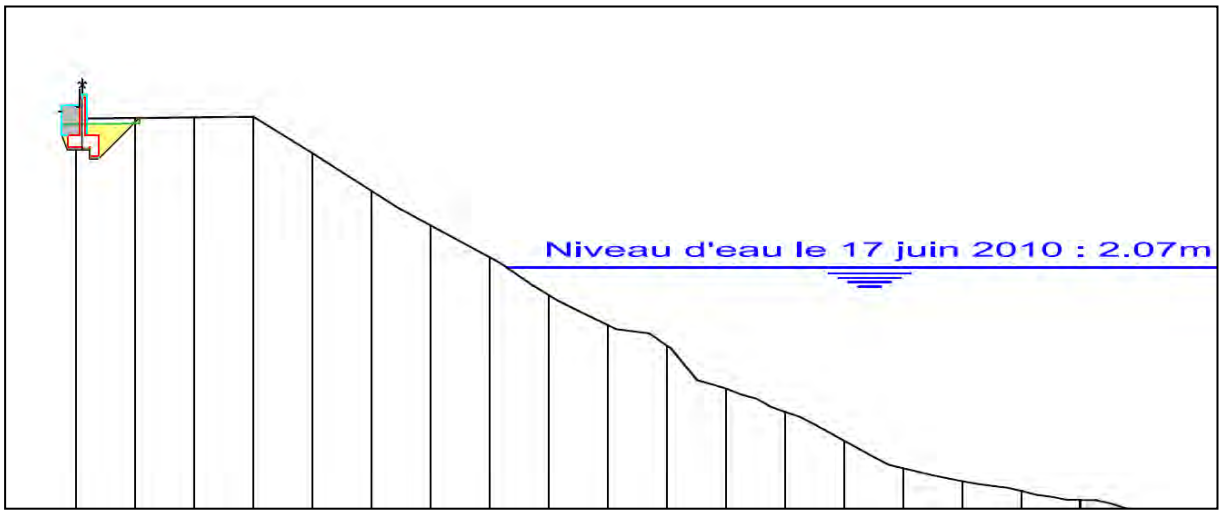


Figure 141. position de la rehausse du remblai de l'IRPA par rapport à la berge du Rhône

La coupe-type est présentée ci-après :

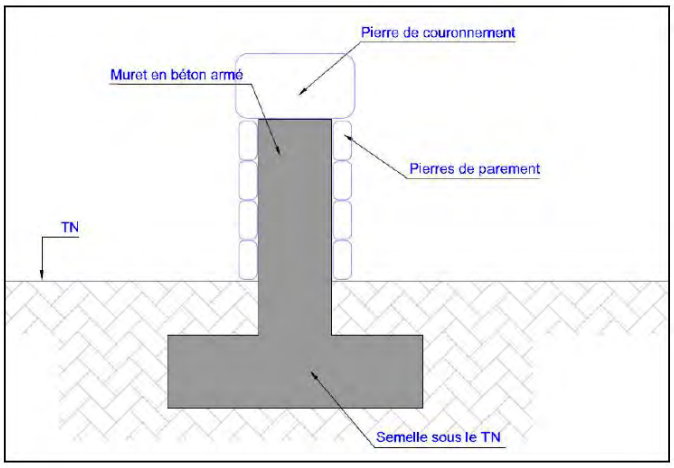


Figure 142. Coupe type (EGISeau [D410])



Photo 47. Travaux : Pose des pierres de calade



Photo 48. Jonction avec le musoir



Photo 49. Vue du muret vers l'amont



Photo 50. Vue du muret vers l'aval depuis le musoir



Photo 51. Semelle de fondation



Photo 52. Réalisation du muret : ferraillage (centre), coffrage (1er plan) et terminé (arrière-plan)



Photo 53. Muret et piste le long du jardin de l'Hortus

Sous-tronçon 2

Sur le sous-tronçon 2, il n'a pas été nécessaire de mettre en place une rehausse, la piste piétonne est situé au-dessus de la revanche de 50 cm. Cette dernière a tout de même été reprise.

Par mesure de sécurité, les ouvertures (bouches d'aérations) dans le mur du musée situées sous le niveau de protection ont été protégées par un muret de 15 cm.

La mise en sécurité des 2 ouvrages traversants qui acheminent les eaux pluviales de la plate-forme du musée dans le Rhône a été réalisée avec :

- le remplacement des vannes vétustes situées dans les regards existants,
- la pose de clapets anti-retour à l'emplacement des exutoires sur la berge du Rhône,
- le réaménagement des descentes d'eau.

En parallèle de ces travaux le musée a créé une extension du mur jusqu'au jardin de l'Hortus, ce qui permet de fermer la protection ; à la jonction est faite sans scellement des armatures afin d'éviter des fissures liées au tassement différentiels des 2 ouvrages, en revanche un joint a été mis en place pour assurer la continuité de la protection hydraulique.



Photo 54. Protection effectuée par le mur du musée.

Sous-tronçon3

La solution réalisée est une rehausse constituée d'un remblai paysager. La coupe-type est présentée sur la figure suivante.

La hauteur de la rehausse est comprise entre 0,2 et 0,4 m. Elle a donc pour but de constituer la revanche par rapport à la crue exceptionnelle. Elle comprend un merlon végétalisé avec une longrine axiale dont l'arase supérieure est calée à Q1000 + 0,5 m.

Au droit du musée, le mur est continué sans fondation mais est scellé aux dalles en pied de bâti. Ce scellement chimique est agrémenté d'un joint d'étanchéité en mastic hydrofuge. Il y a ainsi continuité de la protection hydraulique avec le musée.

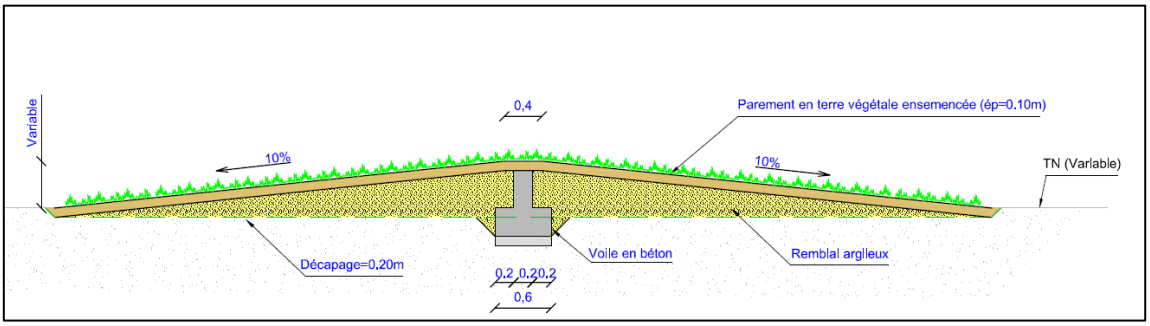


Figure 143. coupe-type retenue sur le sous-tronçon 3 (EGISeau [D410])



Photo 55. ferraillage



Photo 56. coffrage



Photo 57. Longrine centrale

Photo 58. Etat final avec la terre végétalisée

22.2.4. Accessibilité

Le remblai est carrossable au droit du jardin de l'Hortus et du musée de l'IRPA, accessible depuis les parkings du musée et du jardin. Le remblai contournant le parking du musée est accessible par ce dernier. Un accès piéton est également possible par la rampe située à la jonction musée/jardin.

22.2.5. Ouvrages englobés

Tableau 131. Points Bas, Section IRPA

Nom	***Information***	***PK***	***Cote de pied***	***Hauteur***	***Largeur***
R9-Aval RN113	Batardable	283.07	7.20	60 cm	6m
R10-Entrée Hortus	Batardable	283.15	7.20	60cm	6m
R11-Hortus	Batardable	283.25	7.20	60 cm	2m



Photo 59. Ouvertures batardables le long du muret

Il existe des ouvrages et réseaux traversants, ils sont répertoriés dans les tableaux suivants :

Tableau 132. Réseaux traversants, Section IRPA

N°	***Information***	***Type***	***localisation***	***Etat***
IRP_01	D400 traversant à 0.8 m	Fibre Optique (SFR)	Jonction muret/IRPA	Eventuelle modification de la semelle pour ne pas impacter le réseau
IRP_02	exutoire traversant D600	Exutoire eau pluviale (mairie)	Sous-tronçon 1	Vanne remplacée et clapet anti-retour
IRP_03	OH 29 : exutoire traversant D600	Exutoire eau pluviale (mairie)	Sous-tronçon 2	Vanne remplacée et clapet anti-retour
IRP_04	OH 30 : exutoire traversant D600	Exutoire eau pluviale (mairie)	Sous-tronçon 2	Vanne remplacée et clapet anti-retour

Un ouvrage hydraulique traversant, exutoire des eaux pluviales, est créé à l'endroit le plus bas du TN (à 230 m de l'amont, PR 283.3 env.)

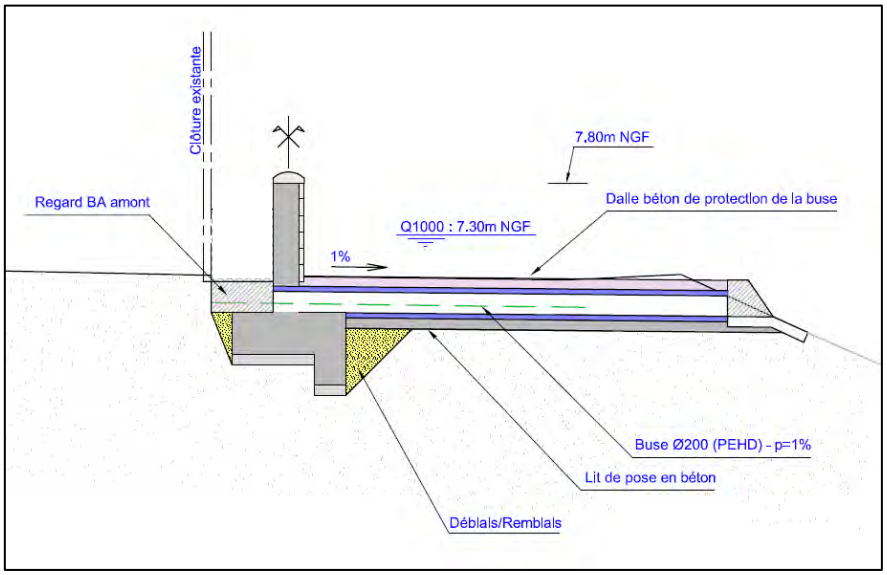


Figure 144. Coupe au niveau de l'ouvrage hydraulique créé (aval du sous-tronçon 1) (EGISeau [D410]

Réseaux longitudinaux, Section IRPA

Information	Type	PK	Etat
D400	Fibre Optique (SFR)	Fait le tour de la presqu'ile	
	Eclairage	RN113 -> Hortus	

22.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

Le sol de fondation est un limon brun-noir ayant les caractéristiques suivantes ;

Tableau 133. Sol de fondation remblai IRPA

Ple (MPa)	Kp	q'u	φ' (degrés)	C' (kPa)
0.43	0.87	0.3741	25	0

22.3.1. Géométrie

Tableau 134. Synthèse de géométrie, tronçon remblai de l'IRPA

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	7,8	7,8	7,8	0,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	7,5	6,9	7,2	0,3
Cote à 20m du pdav	m NGF	7,5	6,9	7,2	0,3
Cote de pied de digue amont	m NGF	7,4	6,9	7,2	0,2
Cote à 20m du pdam	m NGF	-4,0	-10,0	-6,3	2,6
Hauteur de digue coté aval	m	0,9	0,3	0,6	0,3
Hauteur de digue coté amont	m	0,9	0,4	0,6	0,2
Fruit aval	L/V	20,0	0,0	7,5	9,6
Fruit amont	L/V	20,0	0,0	7,5	9,6
Largeur du ségonnal	m	20	10	13	5

22.3.2. Données hydrauliques

Tableau 135. Données hydrauliques, tronçon remblai de l'IRPA

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	5,1	5,1	2,7	2,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	5,8	5,7	2,0	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	6,2	6,1	1,6	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
10500	6,5	6,4	1,3	1,3	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
11500	7,0	6,9	0,8	0,8	0,3	0,1	0,0	0,0	1,0
12500	7,2	7,1	0,6	0,6	1,2	0,4	0,0	0,0	0,9
14160	7,3	7,2	0,5	0,5	1,6	0,6	0,0	0,0	0,8

22.3.3. Etanchéité

A l'amont le muret en béton armé permet l'étanchéité en crête et en fondation sur un peu plus de 50cm.

Le mur du musée puis la longrine remplissent la même fonction sur les autres sous-tronçons.

Les ouvrages englobés sont équipés d'écran anti-renard.

22.3.4. Filtration

Pas de système de filtration.

22.3.5. Drainage

Pas de système de drainage.

22.3.6. Stabilité

Le muret fais moins d'un mètre de haut.
Le talus de la berge, situé à environ 5-10m du muret, a un fruit de 1/1 environ.

Le remblai paysager à une pente très faible de 1/10.

22.3.7. Protection

Le talus et la partie à l'amont est enherbé ; l'aval est soit enherbé soit construit (musée et parking).
En crête, la piste est carrossable.

22.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon résistant à la surverse sur ce secteur. La structure en remblai de ce tronçon ne permet pas d'envisager de brèche par surverse en cas de débordement.

22.3.9. Sécurité

La piste de crête est carrossable, à l'aval du muret avant le jardin puis à l'amont seulement au niveau du jardin et du musée. Sur le dernier sous-tronçon, le parking à l'aval permet un accès.

23. ECLUSE D'ARLES

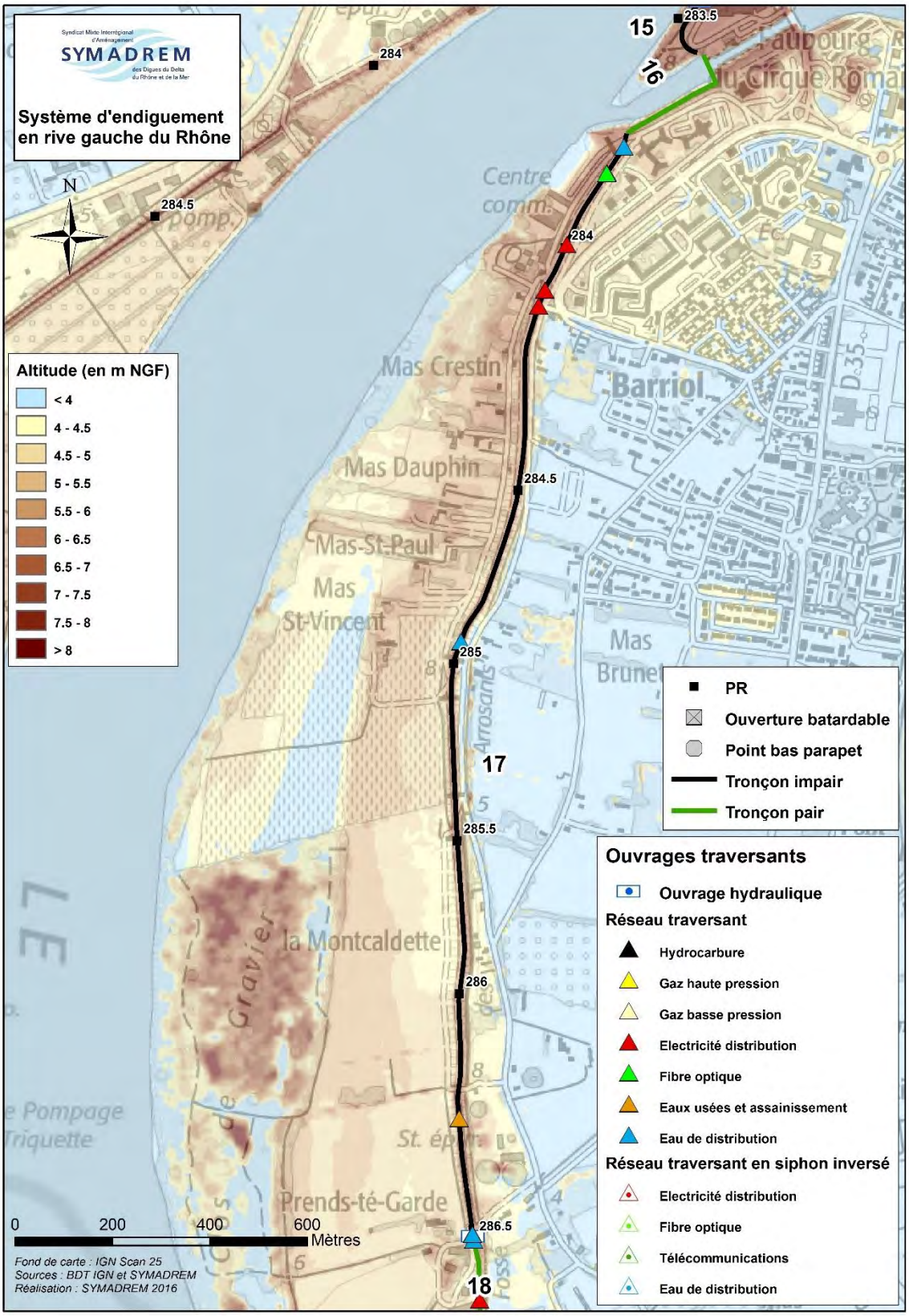


Figure 145. Plan de situation de l'écluse d'Arles (T16)

23.1. PREAMBULE

L'écluse d'Arles est propriété de VNF (Voies Navigables de France), qui en est également le gestionnaire. Le sas en maçonnerie a été construit entre 1908 et 1913, les équipements hydromécaniques en 1972.

Une convention pour le renforcement et le rehaussement de l'écluse et de la digue d'embouquement rive droite et rive gauche a été signée entre VNF et le SYMADREM le 15 février 2012. Dans ce cadre, VNF assure la maîtrise d'ouvrage et le financement des études et travaux relatifs à l'écluse.

23.2. PRESENTATION GENERALE

L'écluse d'Arles se situe à la jonction du Rhône (PK 283,5 en rive gauche du Rhône) avec le canal d'Arles à Bouc (PK 0,35 à 0,50). Cette écluse est en service et dessert le port de plaisance d'Arles.

L'écluse est fermée en temps normal ; elle est ouverte en moyenne 1 à 2 fois par mois. Le risque de non fermeture des portes est négligeable car l'écluse n'est plus en fonctionnement à partir des Plus Hautes Eaux Navigables, et est donc fermée. Ce niveau est fixé pour un débit de
4100 m^3/s, soit le niveau de Pré-alerte vis-à-vis des crues.
Lors des fortes crues, les surverses en amont d'Arles dans les différents canaux créent une élévation du niveau à l'aval de l'écluse via le siphon de la Montcalde. Ceci permet de diminuer le différentiel de pression sur les portes.

23.2.1. Description

C'est une écluse en maçonnerie de 196,00 m de longueur, de 16,00 m de largeur de passage et dont les bajoyers ont une hauteur de 11,50 m. Elle est équipée de deux portes busquées.
Actuellement, l'écluse assure trois fonctions :

- Elle est utilisée pour la navigation et dessert le port de plaisance d'Arles ;
- Elle permet d'assurer la régulation du canal ;
- Elle joue également un rôle dans la protection contre les crues du Rhône.

La tête amont de l'écluse est établie à la cote +7,67 m NGF.

Le génie civil de l'écluse date du début du 20ème siècle. La partie électromécanique de l'écluse a été construit entre 1971 et 1974 par un groupement constitué notamment des entreprises Joseph Paris SA et Etablissements Schmid-Morin et Cie.

L'alimentation et la vidange du sas se font grâce à deux aqueducs latéraux communiquant avec le sas par des larrons et obturés par des vannes levantes mues par des treuils à câble actionnés par vérin hydraulique. L'écluse est en service.

L'écluse d'Arles se situe à la jonction du Rhône (PK 283,5 en rive gauche du Rhône) avec le canal d'Arles à Bouc (PK 0,035 à 0,050). Cette écluse est en service et dessert le port de plaisance d'Arles.

23.2.2. Travaux prévus

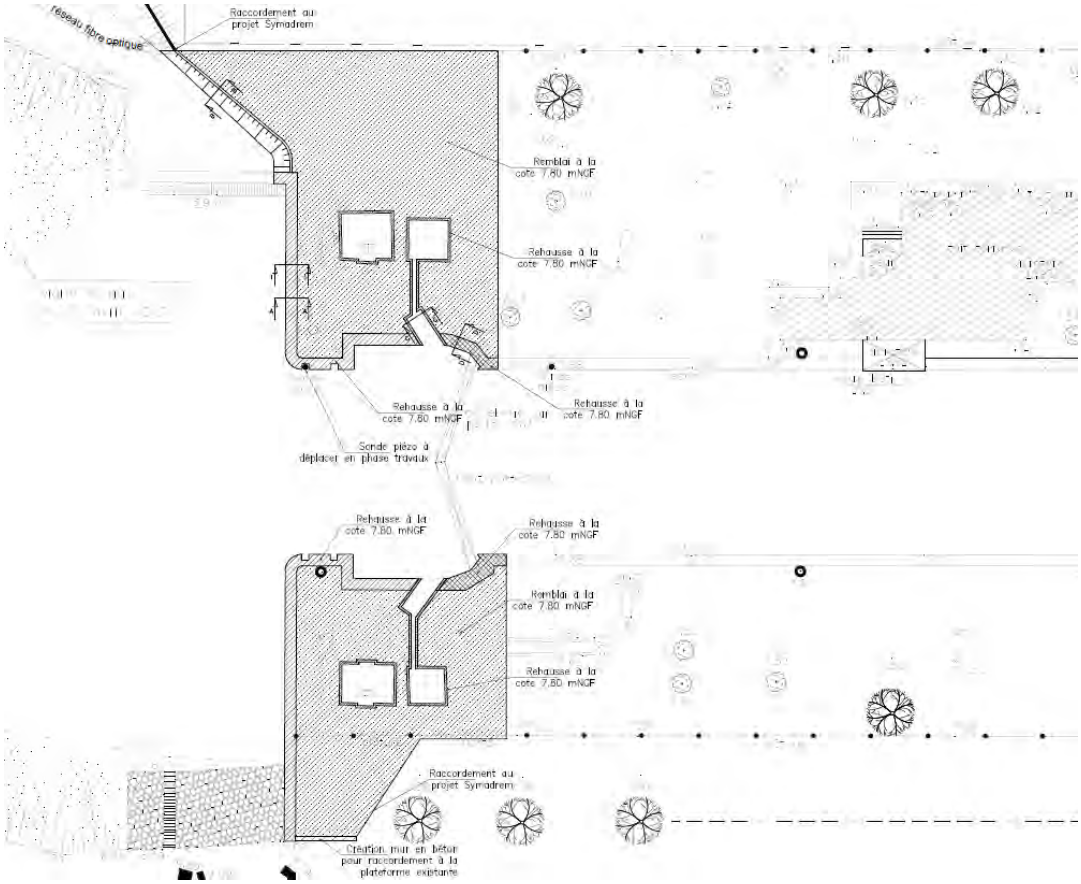


Figure 146. Plan projet des travaux de sécurisation de l'écluse d'Arles (BRLi [D502])

Actuellement en travaux, la rehausse et le renforcement de l'écluse d'Arles prévoit la construction d'un muret sur les bajoyers de l'écluse.
Raccordement : dans la continuité du remblai paysager, le remblai avec un voile béton sera prolongé jusqu'à la maçonnerie de l'écluse.

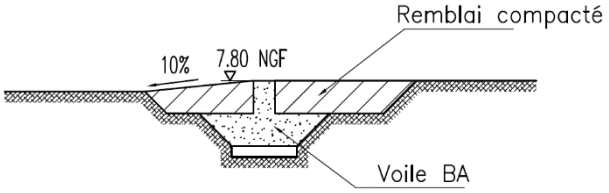


Figure 147. Coupe du remblai prolongé (BRLi [D502])

Le parapet sera calé à +7.80 m NGF.
Les travaux consistent en une rehausse des maçonneries constitutives des murs de tête (dépose des pierres de couronnement puis réalisation d'une semelle en béton armé d'une épaisseur de 20 cm avant la remise en place des pierres de couronnement).

Les faces visibles de la semelle en béton armé seront recouvertes de pierre de parement afin de conserver un aspect homogène des murs de tête et bajoyers.

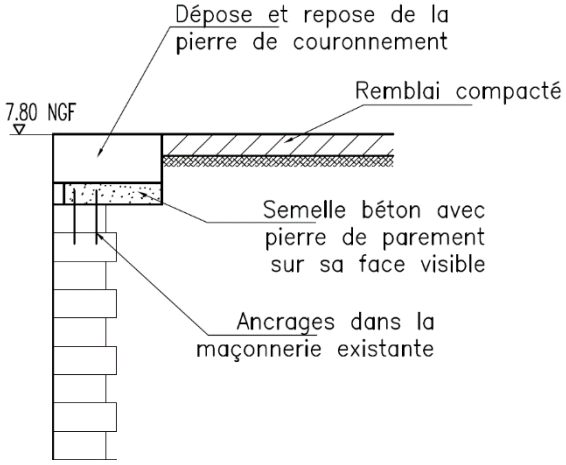


Figure 148. Coupe de la rehausse des maçonneries (BRLi [D502])

Afin d'éviter tout contournement hydraulique de la rehausse ainsi créée, seront rehaussés en rive droite et en rive gauche (une rehausse en béton sur une hauteur de 15 cm) :

- la chambre de vannage amont ;
- la chambre contenant la centrale hydraulique amont ;
- le caniveau de jonction entre la centrale hydraulique et le vérin de manœuvre de la porte ;
- la réservation dans le bajoyer contenant le vérin de manœuvre de la porte.

Les rehausses des chambres intègrent des feuillures métalliques de 5cm x 5cm pour remise en place des plaques de recouvrement actuelles.
Cette rehausse permettra de contenir la couche de remblai de 15cm à 20cm d'épaisseur à mettre en œuvre.

Afin d'éviter toute instabilité au niveau des ancrages des portes busquées, le bajoyer sera rehaussé à proximité de celles-ci par création d'une rehausse du couronnement de 20cm de béton scellé par scellement chimique dans les pierres supérieures. Les pierres de couronnement ne seront ainsi pas déposées. Un habillage en pierres maçonnées sera réalisé côté sas de l'écluse. La finition supérieure de ce linéaire sera de type brossée pour créer une adhérence en surface du béton.

Un remblaiement du terre-plein de l'écluse est prévu jusqu'à la cote d'arase des murs ainsi créés avec :

- La mise en place d'une couche de remblai argileux (type A1/A2) au droit du parapet de sorte à éviter les érosions internes (conception similaire aux travaux de rehausse des digues adjacentes);
- La mise en place d'une couche en terre végétale d'épaisseur 10 cm ensemencée sur nappe coco.

Une barrière imperméable (produits de calfeutrement) est prévue dans les caniveaux reliant:

- la centrale hydraulique et la chambre contenant le vérin de manœuvre de la porte ;
- la centrale hydraulique et la chambre de vannage.

Il est également prévu de calfeutrer l'alimentation électrique des feux de signalisations situés en rive gauche en fonction de leur mode de réalisation.

De plus la porte amont sera rehaussée.

Par vantail, une tôle d'épaisseur 15 (en rouge) et de hauteur 780 mm, sera soudée sur la semelle de la poutre supérieure à l'amont et prolongera le bordé existant (épaisseur 14).

Celle-ci prendra appui sur des consoles (bleues), de forme triangulaire et d'épaisseur 12, soudées sur l'âme de la poutre supérieure du vantail au droit des voiles verticaux des vantaux. Ces consoles comporteront des platines de fixation pour les passerelles.

Enfin des appuis intermédiaires (vert) seront nécessaires pour soutenir la tôle (rouge) de la rehausse. Ceux-ci ne peuvent être positionnés à mi-distance du fait des anneaux de levage (conservés). Des créneaux sont prévus pour préserver l'accès aux anneaux.

Aux extrémités, des tôles (jaunes) terminent la rehausse et ferment l'étanchéité ; au centre en épousant le nouveau bois d'étanchéité, côté bajoyer en rejoignant le joint de chardonnet, situé à l'aval.

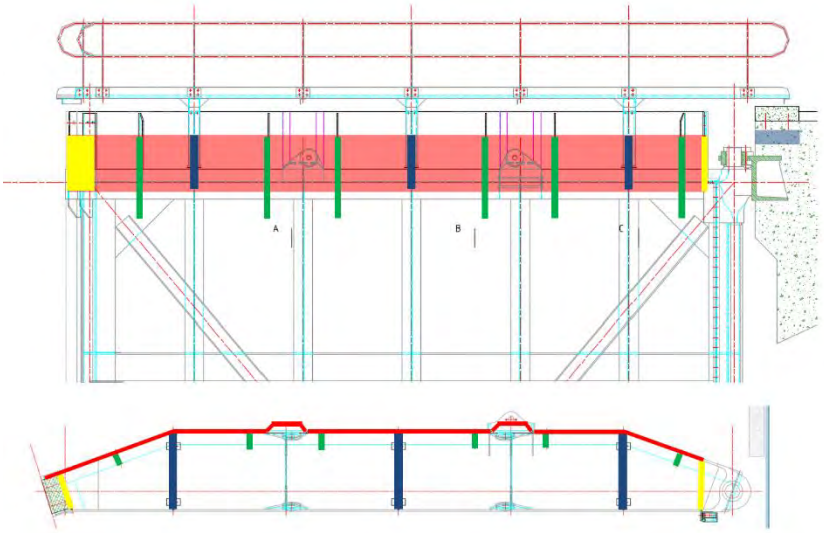


Figure 149. Projet de rehausse porte amont de l'écluse d'Arles (BRLi [D502])

La structure des vantaux devra être renforcée pour supporter la surcharge hydraulique permise par la rehausse. Les renforts à mettre en place par soudage sur la structure mise à nue sont décrits dans les plans de projet et ont été justifiés par le calcul. Le renforcement concerne les heurtoirs de busage centraux et les raidisseurs horizontaux.

23.2.3. Accessibilité

Le poste de commande de l'écluse et la rive gauche, sont accessibles par le parking du musée d'Arles Antique ; la rive droite est accessible par l'allée de la nouvelle écluse.

23.2.4. Ouvrages englobés

Deux caniveaux traversent la protection : entre la centrale hydraulique et la chambre contenant le vérin de manœuvre de la porte et entre la centrale hydraulique et la chambre de vannage.
De même deux réseaux sec, un en amont et un en aval, traversent la protection.

23.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

Le système de protection écluse comprend les composants suivants : Maçonneries, portes (amont et aval) et vannes de sassement (amont et aval).
Le risque principal en crue est la rupture des portes amont, sa probabilité est néanmoins faible, avant les travaux de rehausse elle était de 10^{-5} pour la crue centennale et 10^{-2} pour la crue exceptionnelle. Pour une probabilité annuelle globale de l'ordre de $10^{-4} - 10^{-5}$.

Raccordement selon PRO IRPA :

A l'aval, le projet prévoit un arrêt en limite d'emprise VNF, avec visibilité du mur témoin. Le raccordement avec le bajoyer de l'écluse devra être réalisé selon le souhait du gestionnaire (muret, poursuite du remblai…) dans le cadre du rehaussement des bajoyers.



Photo 60. Murs amont, photo Région PACA Inventaire général

24.DIGUE DE L'EMBOUQUEMENT EST DE L'ECLUSE D'ARLES

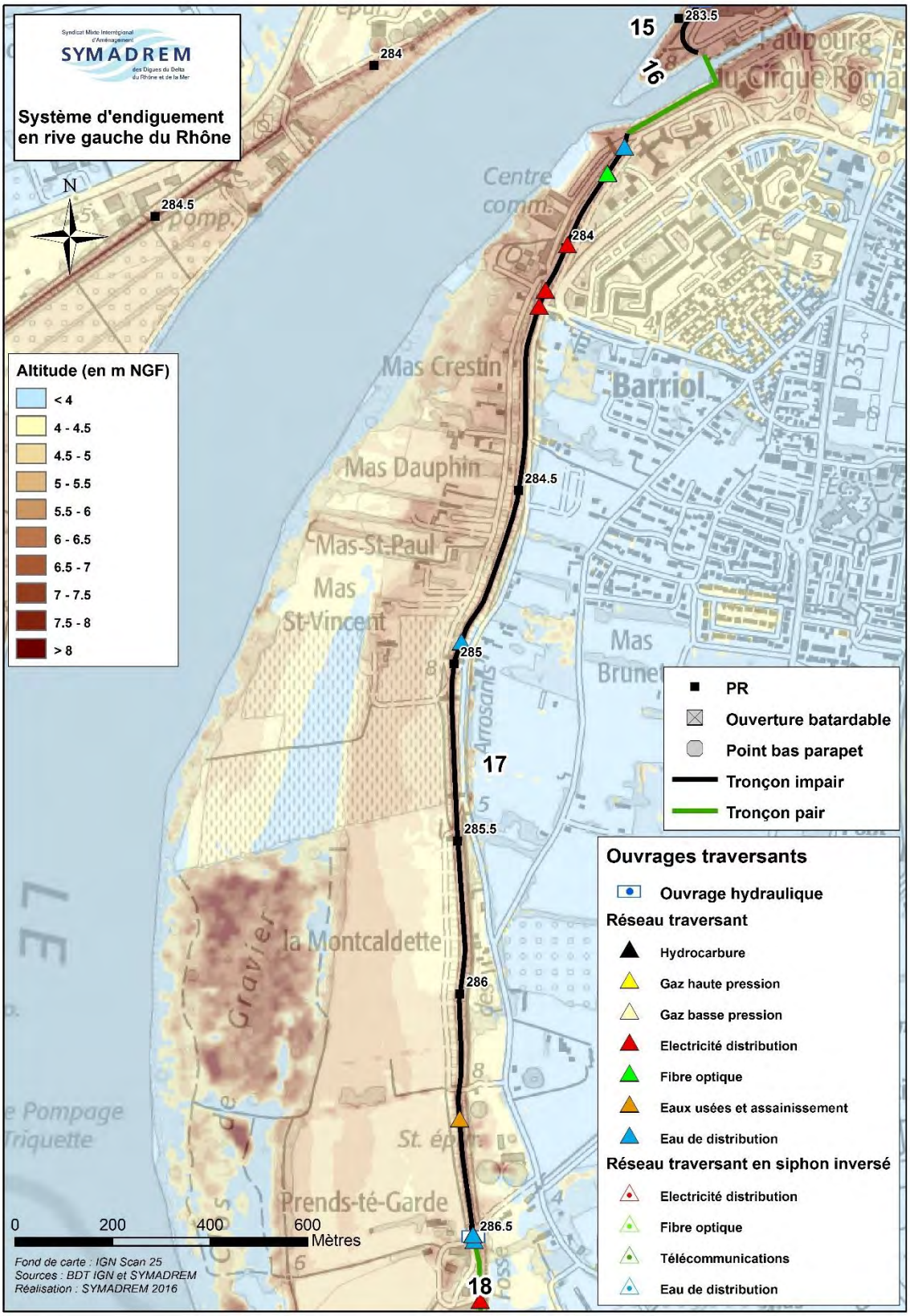


Figure 150. Plan de situation de la digue d'embouquement de l'écluse (T16)

24.1. PREAMBULE

La digue de l'embouquement est une digue en remblai d'environ 250 ml située en aval de l'écluse d'Arles en rive gauche du Grand Rhône, du GRG 283.5 à 283.7.

Une convention pour le renforcement et le rehaussement de l'écluse et de la digue d'embouquement rive droite et rive gauche a été signée entre VNF et le SYMADREM le 15 février 2012. Dans ce cadre, le SYMADREM assure la maîtrise d'ouvrage et le financement des études et travaux relatifs au renforcement et rehaussement de l'embouquement.

Dans le cadre des 5ème et 6ème tranches de travaux sur les quais d'Arles, la rehausse et la modification de l'ouvrage a été réalisée afin d'atteindre les objectifs de protection et de sécurité recherchés. Ces travaux ont été effectués en 2015 et cette EDD présente la digue après travaux.

24.2. PRESENTATION GENERALE

Cette digue a été créée dans les années 1960, avec le détournement du canal d'Arles à Bouc.

Le secteur de l'embouquement a subi plusieurs travaux. En 2002 et 2003 des travaux d'urgence ont consisté à mettre en place des big-bags afin de stopper les glissements, elle a également fait l'objet d'un confortement sans modification de la cote en 2006 sous maîtrise d'œuvre SAFEGE. Les arbres implantés sur le talus coté fleuve ont été supprimé et le talus a été excavé afin de réaliser un masque en remblai étanche.

Selon le DCE, ce masque est constitué de matériaux de type A1/A2 mis en œuvre par couche de 30 cm et compactés au rouleau pied-moutons.

La phase exécution relative à ces travaux est peu documentée. En particulier, les profils d'exécution et les contrôles réalisés en phase chantier ne sont pas disponibles.

Dans le cadre des 5ième et 6ième tranches de travaux des quais d'Arles les travaux visent à rehausser l'ouvrage jusqu'à la cote atteinte pour la crue exceptionnelle majorée de 0,5 m sur tout le linéaire y compris au niveau du raccordement avec l'écluse.

24.2.1. Présentation de l'ouvrage avant travaux

La largeur du ségonnal de l'ouvrage est comprise entre quelques mètres en amont et une quinzaine de mètres en aval.

Les caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

Géométrie :

- hauteur de l'ordre de 5 m par rapport au TN coté fleuve,
- hauteur de l'ordre de 2 m par rapport au TN coté terre,
- largeur en crête comprise entre 6 et 9 m,

- pente du talus coté fleuve de l'ordre de 2H/1V avec un raidissement à 1,5H/1V en amont,
- pente du talus coté terre de l'ordre de 1.8H/1V.

Dispositions constructives :

- selon la coupe-type du DCE des travaux de 2005, digue en limons avec un masque amont en matériau A1/A2 de 3,5 m de largeur,
- protection des talus par un grillage anti-fouisseurs recouvert de terre végétale ensemencée,
- piste en crête en limons,
- voirie communale coté terre (chemin de Barriol),
- perré maçonné sur les 15 m amont jusqu'à environ 1 m sous la crête.

Le perré permet le raccordement à l'écluse. Il est fondé à une cote de -3,2 m NGF selon les plans d'archives de l'Ecluse d'Arles. Sa pente est voisine de 1H/1V.

Dans le cadre de l'élaboration de l'AVP de la rehausse de l'Embouquement VNF et de la digue de Barriol, une inspection de l'ouvrage a été réalisée. Le secteur de l'embouquement VNF présentait les dégradations suivantes :

- perré dégradé par la prise de la végétation ;
- fissuration longitudinale en crête sur environ 25 m à environ 2 m du talus coté fleuve probablement au droit du raccordement entre l'ancien remblai et le masque réalisé en 2010 ;
- alignement de 18 grands platanes sur l'arrête supérieur du talus coté terre (4 sont colonisés par du lierre).

24.2.2. Présentation de l'ouvrage dans l'état aménagé

Raccordement à l'écluse

Le raccord est assuré par création d'un parapet d'étanchéité dans le prolongement du parapet créé au niveau de la tête amont de l'écluse dont l'arase supérieure est à la cote +7,80 m NGF. Le parapet de prolongement sera liaisonné au parapet de la tête amont. Ce muret sera fondé sur une semelle filante en béton armé.

Sur le même principe qu'en rive gauche, le remblai à mettre en place sur le bajoyer viendra se raccorder au remblai du Symadrem dans le talus de l'embouquement au niveau de l'aire de retournement.

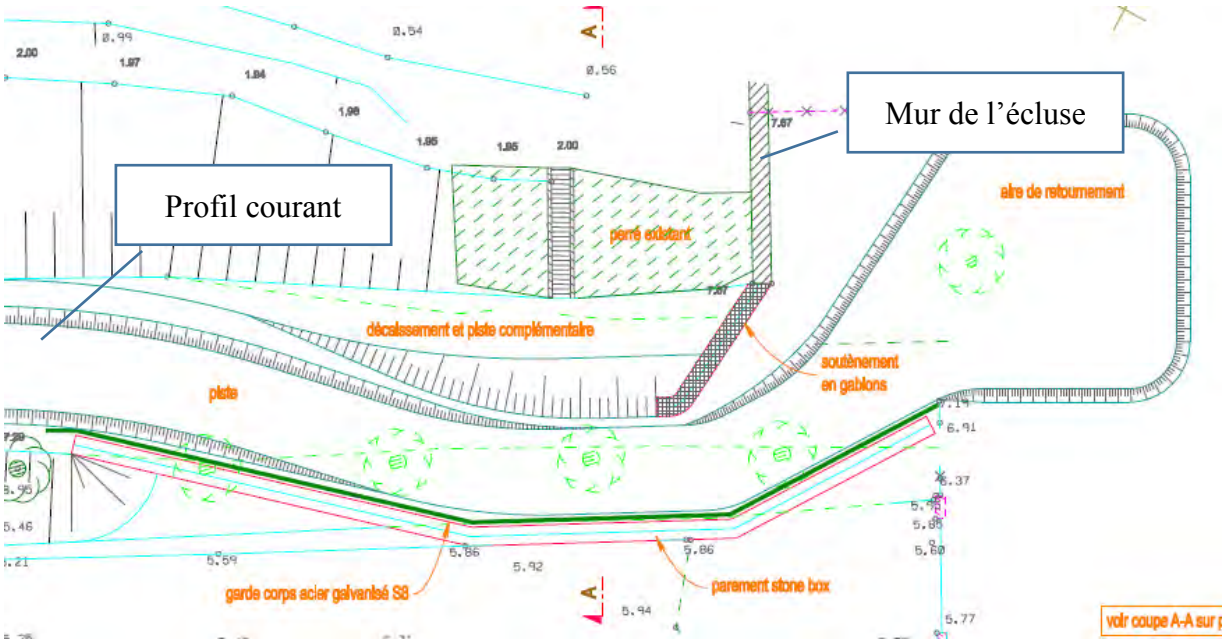


Figure 151. Vue en plan du raccordement (ISL [D413])

A la jonction, le mur de l'écluse est prolongé par un mur en gabions qui s'intègre dans la digue rehaussée.

Les travaux ont permis de positionner cette rehausse en retrait afin de ne pas surcharger le talus dans la partie où il est le plus raide. Pour cela, le pied coté fleuve de la rehausse est implanté en retrait sur l'ancien talus.

Le remblai amont est constitué de matériaux de type A1/A2 afin d'assurer l'étanchéité de l'ouvrage. La hauteur du remblai est de 1,60 m par rapport au TN côté fleuve en haut du perré existant. Afin de limiter l'empiètement sur la voirie en pied aval, le remblai est renforcé par un massif de soutènement drainant en gabions.

Une piste en 0/31,5 est réalisée en crête de digue.

Le talus côté fleuve est protégé par une natte coco sur une terre végétale enherbée et un grillage anti-fouisseurs.

La coupe-type suivante détaille les travaux effectués sur le raccordement à l'écluse.

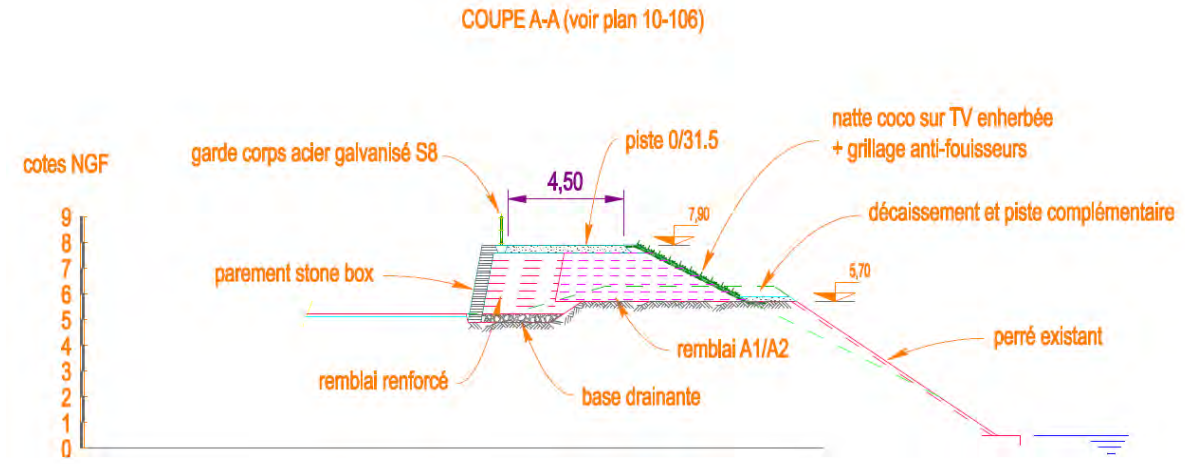


Figure 152. coupe-type du raccordement à l'écluse (ISL [D413])



Photo 61. Réalisation du parement Stonebox

Section courante

La coupe-type suivante détaille les travaux réalisés.

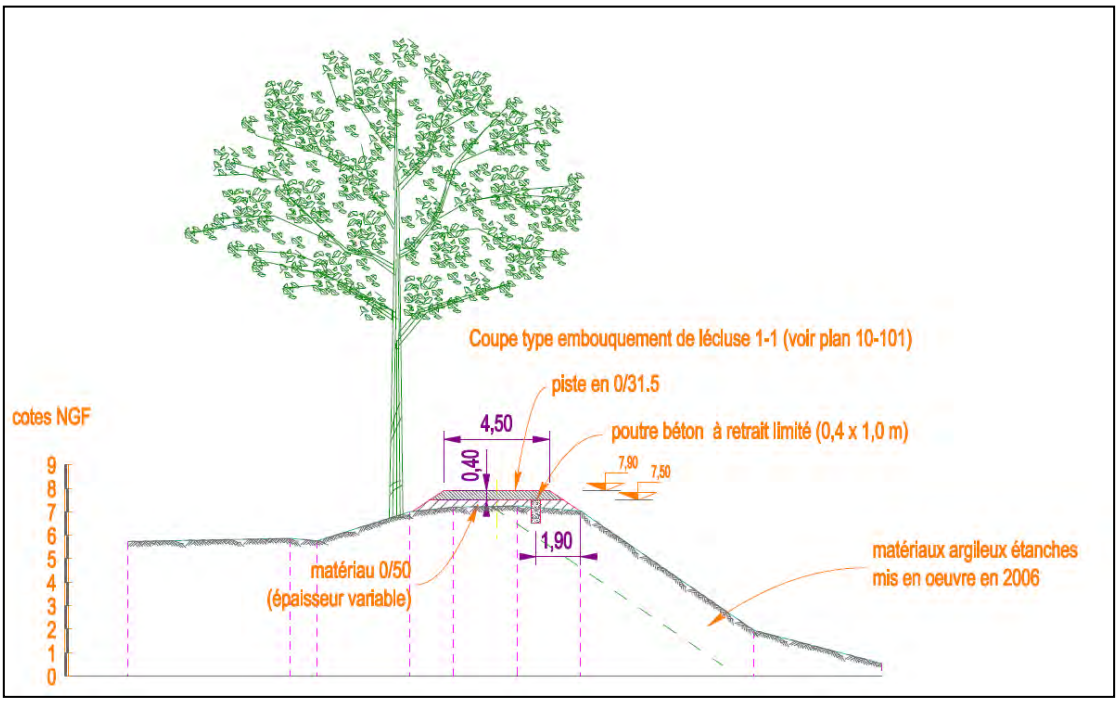


Figure 153. coupe-type de la section courante de l'Embouquement (ISL [D413])

La rehausse est constitué d'une piste en crête (0/31,5 mm de carrière) de 40 cm d'épaisseur et de 4,5 m de large, assise sur une couche de tout-venant (0/50) compacté d'épaisseur variable. Le tout-venant utilisé en assise de la piste contient plus de 10% de fines afin d'assurer la stabilité de la fouille. La largeur retenue permet d'assurer des pentes de rehausse plus douce que 2H/1V.

Une tranchée en béton au retrait limité de 0,4 m d'épaisseur et 1 m de profondeur est réalisée en crête une fois le tout-venant compacté jusqu'à la cote de 7,5 m NGF. La poutre permet d'assurer l'étanchéité de l'ouvrage en crête et de protéger l'ouvrage contre les trous de fouisseurs. Elle est ancrée de 0,5 m dans le masque amont étanche réalisé en 2006.

Les talus de la rehausse ont été nappés de terre végétale ensemencée en fin de travaux.



Photo 62. Réalisation de la rehausse, vue vers l'aval



Photo 63. Réalisation de la rehausse, vue vers l'amont

24.2.3. Accessibilité

La digue est carrossable en crête, accessible aux deux extrémités par la Rue Victorin Mourgues, qui est en pied aval (donc carrossable).

24.2.4. Ouvrages englobés

Il n'y a pas d'ouvrage englobé autre que les platanes, aujourd'hui en bonne santé ils sont une source de danger potentiel et doivent être diagnostiqués régulièrement.
Dans le cadre de l'opération, ils ont fait l'objet d'un diagnostic qui a conclu en leur maintien (ONF [E211]).

24.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

24.3.1. Géométrie

Tableau 136. Synthèse de géométrie, tronçon Embouquement de l'écluse

Données		Moy
Cote de crête	m NGF	7,8
Cote de pied de digue aval	m NGF	5,5
Cote à 20m du pdav	m NGF	5,5
Cote de pied de digue amont	m NGF	2,0
Cote à 20m du pdam	m NGF	-1,0
Hauteur de digue coté aval	m	2,3
Hauteur de digue coté amont	m	5,8
Fruit aval	L/V	2,1
Fruit amont	L/V	1,7
Largeur du ségonnal	m	3

Il n'y a qu'un PR0.125 sur ce tronçon.

24.3.2. Données hydrauliques

Tableau 137. Données hydrauliques, tronçon Embouquement de l'écluse

Débit m^3/s	Cote ligne d'eau	Revanche	Gradient digue	Gradient fondation	Revanche /Haval
	m NGF	m			
7200	5,0	2,8	0,0	0,0	1,0
8500	5,7	2,1	0,0	0,0	0,9
9500	6,1	1,7	0,0	0,0	0,7
10500	6,4	1,4	0,0	0,0	0,6
11500	6,9	0,9	0,1	0,0	0,4
12500	7,1	0,7	0,1	0,0	0,3
14160	7,3	0,5	0,1	0,0	0,2

24.3.3. Etanchéité

Le remblai amont est étanche et au sommet de ce dernier c'est une poutre béton qui permet d'assurer l'étanchéité jusqu'à la piste.

24.3.4. Filtration

Un filtre est présent à l'amont des gabions et autour du drain.

24.3.5. Drainage

Le drainage est permis, à l'extrémité amont, par les gabions ainsi que la base drainante.

24.3.6. Stabilité

Au raccordement la digue est de 2 m environ ; le parement aval est vertical mais soutenu par un mur de gabions et il y a un tapis horizontal avec un filtre. Le talus amont est de 2/1. La solution technique retenue au niveau du raccordement a été justifiée par des calculs de stabilité.
La hauteur de la digue est limitée, de l'ordre du mètre, avec des talus qui ont des fruits de 2/1.

24.3.7. Protection

Les talus sont enherbés et protégés par des grillages anti-fouisseurs.

24.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon résistant à la surverse sur ce secteur. La hauteur de digues, vu de l'aval est relativement modeste.

24.3.9. Sécurité

La crête présente une piste carrossable de 4.5 m de large. En pied aval se trouve la rue Victorin Mourgues qui est donc carrossable, comme l'accès (à l'extrémité aval) qui se fait depuis cette rue.

25.DIGUE DE BARRIOL

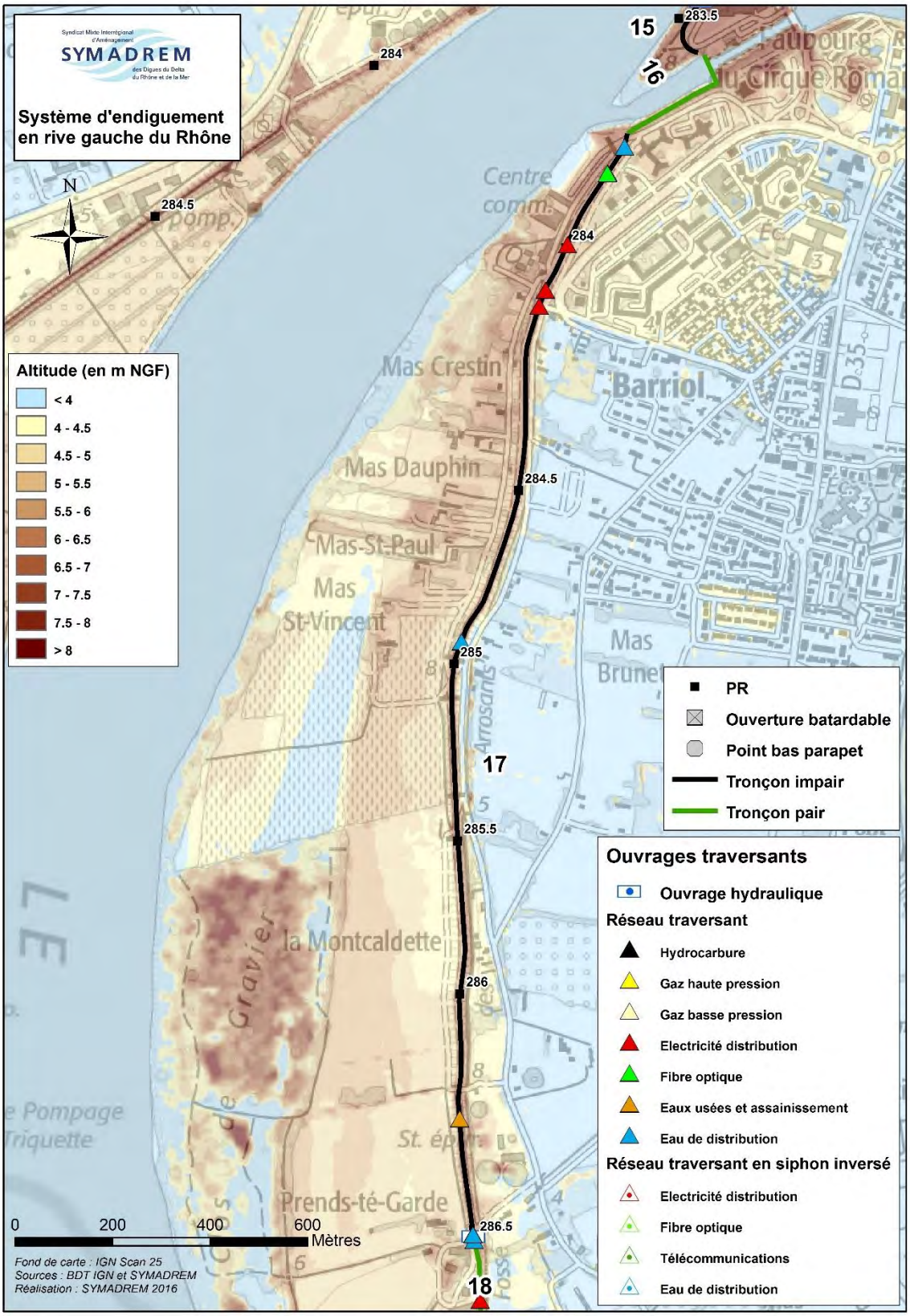


Figure 154. Plan de situation de Barriol à Prend té gardes (T17)

25.1. PREAMBULE

L'arrêté préfectoral 2002-31/37-1999-EA du 12 avril 2002 a autorisé les travaux réalisés en 2006.

La digue de Barriol est une digue en remblai située dans le prolongement aval de l'embouquement de l'écluse d'Arles en rive gauche du Grand Rhône, entre les GRG 283.7 et 286.5. L'ouvrage a été intégralement repris en 2006 en anticipant, dans la conception, une future rehausse.

Dans le cadre des 5ème et 6ème tranches de travaux sur les quais d'Arles, le remblai a été rehaussé afin d'atteindre les objectifs de protection et de sécurité recherchés. Ces travaux, autorisés par arrêté préfectoral des Bouches-du-Rhône n°136-2011 DIG/EA du 18 juin 2013 se sont déroulés dans l'année 2015 et cette EDD présente la digue dans son état actuel après travaux.

25.2. PRESENTATION GENERALE

La largeur du ségonnal de la digue de Barriol est très variable : comprise entre une quinzaine de mètres en amont et environ 600 m en aval.

La digue de Barriol n'a pas connue de brèche mais en 2002 il y a eu un glissement de talus côté fleuve au PR 284, qui a été conforté par des sacs de sable. En 2003, les sacs ont commencé à partir et il y a eu une surverse ; la digue a néanmoins tenue.

Le confortement de la digue de Barriol a été réalisé en 2006 par l'Entreprise Masoni, sous maîtrise d'œuvre ISL. Il a été réalisé sans modification de la cote de crête (à l'exception d'un lissage) en prévoyant cependant une sur-largeur en crête permettant une rehausse ultérieure.

Dans le cadre des 5ième et 6ième tranches de travaux sur les quais d'Arles, la digue a été rehaussée au niveau de la crue exceptionnelle assorti d'une revanche de 50 cm.

25.2.1. Sectorisation

Sur le plan géométrique, 3 sous-tronçons homogènes peuvent être distingués (cf. plan ci-dessous):

- sous-tronçon amont : 360 m le long des chantiers navals (Pk 283.73 à 284.07),
- sous-tronçon intermédiaire : 830 m (Pk 284.07 à 285.03),
- sous-tronçon aval : 1160 m (Pk 285.03 à 286.49).

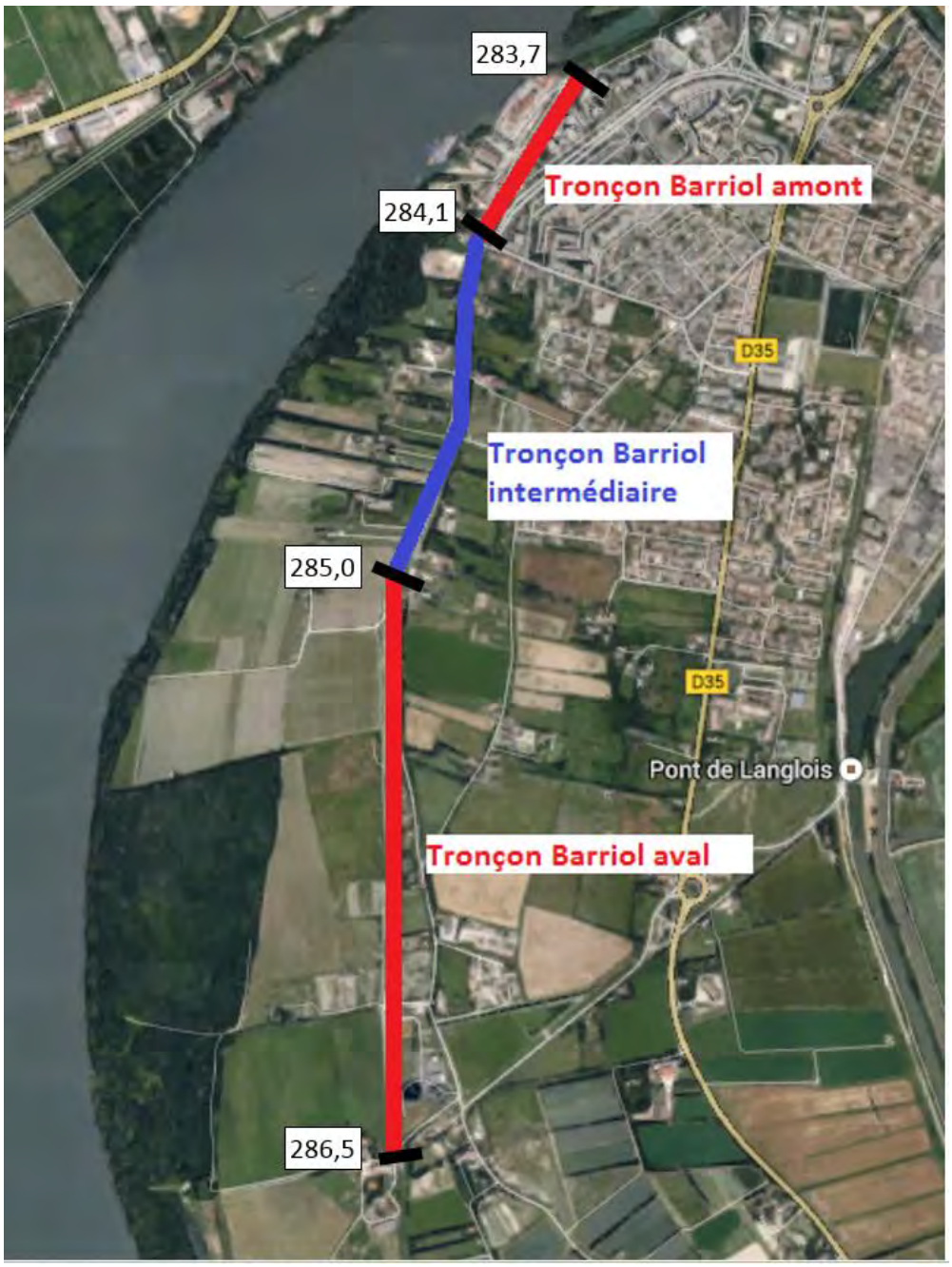


Figure 155. Sectorisation Barriol

25.2.2. Description des sous-tronçons

Raccordement à la digue de l'embouquement Est de l'écluse d'Arles

La séparation est faite par la rue Victorin Mourgues ; celle-ci est surélevée jusqu'au niveau des deux digues et permet donc le raccordement des deux secteurs sans discontinuité.



Photo 64. Raccordement à l'embouquement de l'écluse d'Arles

Sous-tronçon amont

La figure suivante présente la coupe-type des travaux réalisés sur le sous-tronçon amont en 2006.

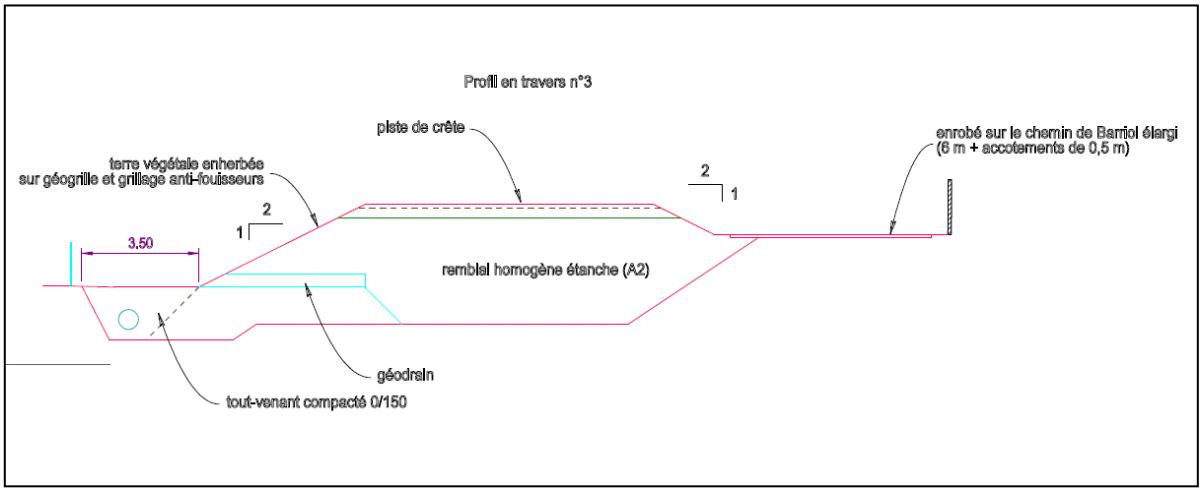


Figure 156. coupe-type sous-tronçon amont (ISL [E602])

Les caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

Géométrie :

- hauteur de l'ordre de 0,5 à 1,0 m par rapport au TN coté fleuve,
- hauteur comprise entre 2,0 à 2,5 m par rapport au TN coté terre,
- largeur en crête d'environ 8,5 m,
- pente des talus de 2H/1V ;

Dispositions constructives :

- digue en remblai étanche (matériau A2),
- massif en tout-venant en pied coté terre (GNT 0/150),
- géodrain Teradrain D400 T4 de Teragéos en pied coté terre entre le remblai étanche et le tout-venant,
- protection des talus par une géo-grille (terram de la société Trinter) et un grillage anti-fouisseur recouvert de terre végétale ensemencée,
- piste aménagée coté terre (30 cm de 0/150),

- piste en crête (30 cm de 0/150 recouvert de 10 cm de 0/31,5 de fermeture),
- voirie communale coté fleuve (chemin de Barriol).

Sous-tronçon intermédiaire

Les caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

Géométrie :

- hauteur comprise entre 1,4 m et 2,8 m par rapport au TN coté fleuve,
- hauteur de 2,8 m par rapport au TN coté terre,
- largeur en crête d'environ 8,5 m,
- pente du talus coté fleuve généralement de l'ordre de 1,7H/1V et ponctuellement de 1,5H/1V,
- pente du talus coté terre généralement comprise entre 1,6H/1V et 1,9H/1V et ponctuellement de 1,4H/1V,
- soutènement coté terre de 1,0 à 1,5 m de hauteur ;

Dispositions constructives :

- digue zonée en remblai avec masque amont étanche (matériau A2) et remblai de réemploi (limon A1) côté terre,
- massif en tout-venant en pied coté terre (GNT 0/150),
- géodrain Teradrain D400 T4 de Teragéos en pied coté terre entre le remblai étanche et le tout-venant,
- soutènement en alvéoles de géotextile (système M3S de Sol solution) avec un remplissage en roulé alluvionnaire pour le rang inférieur d'alvéoles isolé du remblai supérieur par un géotextile de filtration (0,25 m de hauteur) et en limons argileux (récupération de matériaux en place) pour les rangs supérieurs,
- protection des talus par une géogrille (terram de la société Trinter) et un grillage anti-fouisseur recouvert de terre végétale ensemencée,
- piste en crête (30 cm de 0/150 recouvert de 10 cm de 0/31,5 de fermeture),
- voirie communale coté fleuve et coté terre.

Soutènement alvéolaire sur base drainante

Le soutènement alvéolaire a permis de limiter l'emprise nécessaire pour la digue. Il s'agit du procédé M3S : le soutènement est constitué d'alvéoles d'environ 0,3 m de hauteur (type nid d'abeille) en géotextile remplis de matériaux compactés.

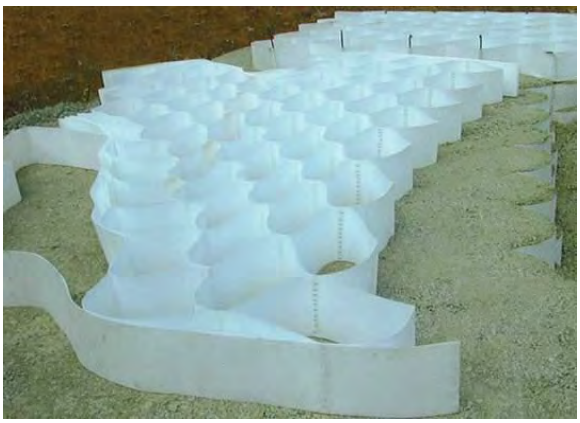


Photo 65. Soutènement alvéolaire

A la base du soutènement, le rang inférieur d'alvéoles a été rempli par un matériau drainant type roulé alluvionnaire. Il assure le drainage du pied de digue et de la fondation superficielle.
Les alvéoles supérieures ont été remplies de limons.
Le soutènement a été végétalisé pour protéger les alvéoles en géotextile des UV.

La figure suivante présente la coupe-type des travaux réalisés sur le sous-tronçon intermédiaire en 2006.

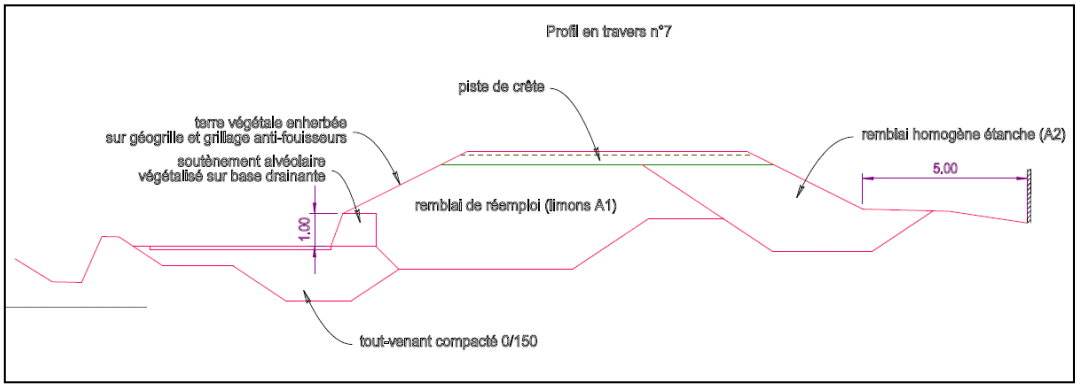


Figure 157. coupe-type sous-tronçon intermédiaire (ISL [E602])

Sous-tronçon aval

La figure suivante détaille la coupe-type du sous-tronçon aval.

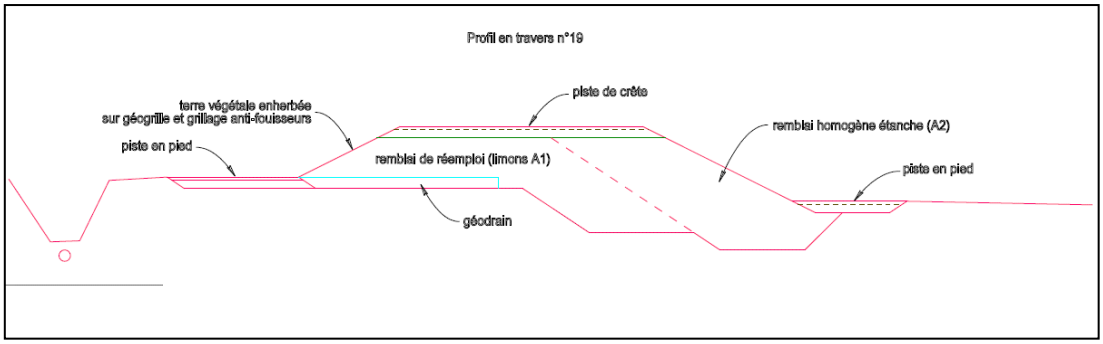


Figure 158. coupe-type sous-tronçon aval (ISL [E602])

Les caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

Géométrie :

- hauteur comprise entre 2 et 3 m par rapport au TN coté fleuve et coté terre,
- largeur en crête d'environ 8,5 m,
- pente du talus coté fleuve et coté terre de l'ordre de 2H/1V ;

Dispositions constructives :

- Digue zonée avec masque étanche en matériau A2 d'apport de 4 m de largeur et remblai compacté issu des déblais limoneux de l'ancienne digue (A1 et A2) côté terre,
- massif en tout-venant en pied coté terre (GNT 0/150),
- géodrain Teradrain D400 T4 de Teragéos en pied coté terre,
- protection des talus par une géogrille (terram de la société Trinter) et un grillage anti-fouisseurs recouvert de terre végétale ensemencée,
- piste en crête (30 cm de 0/150 recouvert de 10 cm de 0/31,5 de fermeture),
- voirie communale sur environ 400 m coté terre puis piste enherbée sur environ 900 ml,
- voirie communale sur environ 200 m puis piste coté fleuve (30 cm de 0/150).

25.2.3. Présentation de l'ouvrage dans l'état final

Les travaux de 2006 avaient anticipé les travaux de rehausse avec une crête large, prête à accueillir le surplus de matériaux nécessaires à la rehausse.
Les travaux réalisés lors des tranches 5 et 6 de réparation des quais d'Arles ont permis d'atteindre la cote de danger visé dans le programme de sécurisation. Ils ont consisté à recharger la crête avec un matériau 0/31.5 sur une largeur de 4.5 m minimum et sur 30 cm de hauteur au maximum (Q_{1000}+50 cm). La coupe-type est détaillée sur la figure suivante.

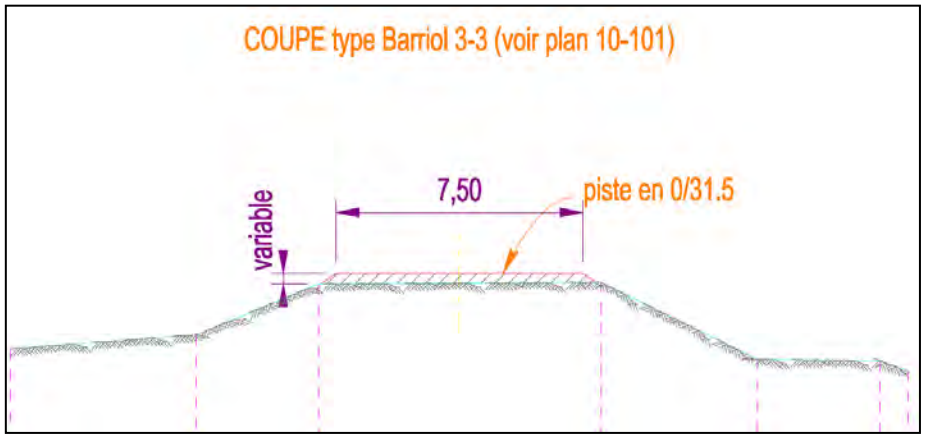


Figure 159. coupe-type du rehaussement de la digue de Barriol (ISL [E602])

25.2.4. Accessibilité

La digue est carrossable en crête et en pied amont et aval.

Tableau 138. Franchissements, Section Barriol

Nom	***PR***
Rue Victor Mourgues	283.7
Chemin du Carnage	284.1
Chemin de Barriol	285
Fossé des Arrosants	285.3
Station épuration	286.1
Prends-té-Garde	286.5

Tous les franchissements se font au niveau de la crête de digue, ils ne constituent donc pas des points bas.

25.2.5. Ouvrages englobés

Le tronçon comprend quelques ouvrages traversants qui sont répertoriés si dessous :

Tableau 139. Réseaux traversants, Section Barriol

N°	**Information**	**Type**	**PR**	**Etat**
	SEA PEHD 63	Eau potable	283.76	
	Orange 3 d45	Fibre Optique	283.83	
	GRDF d70	Gaz	284.09	
	ERDF Q90P70	Electricité	284.09	
	GRDF d70	Gaz	284.12	
	SEA PEHD 63	Eau potable	284.12	
	ERDF P110	Electricité	284.12	
	SEA PEHD 63	Eau potable	285	
	SEA B1000	Assainissement	286.2	

Concernant la station d'épuration (PR 286.2), l'étanchéité du rejet actuel entre le premier regard d'accès situé dans le ségonnal et la tour de rejet située coté ville, a été vérifiée et

reprise dans le cadre du confortement de la digue de Barriol. La modification réalisée permet de s'assurer qu'aucune mise en charge du remblai n'est possible par l'ouvrage.

Tableau 140. Réseaux longitudinaux, Section Barriol

Information	Type	PR	Etat
Orange 3 d45	Fibre Optique	283.83->284.96	
GRDF d70	Gaz	284.04->284.33	

25.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

25.3.1. Géométrie

Tableau 141. Synthèse de géométrie, tronçon Barriol

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	7,9	7,7	7,8	0,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	6,2	4,2	5,2	0,6
Cote à 20m du pdav	m NGF	5,8	3,7	4,5	0,5
Cote de pied de digue amont	m NGF	7,4	4,7	5,6	0,9
Cote à 20m du pdam	m NGF	7,5	4,5	5,3	0,8
Hauteur de digue coté aval	m	3,7	1,6	2,6	0,7
Hauteur de digue coté amont	m	3,2	0,5	2,3	0,9
Fruit aval	L/V	3,4	1,2	2,1	0,6
Fruit amont	L/V	3,7	0,9	2,2	0,7
Largeur du ségonnal	m	631	50	425	191

25.3.2. Données hydrauliques

Tableau 142. Données hydrauliques, tronçon Barriol

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	5,0	4,8	2,8	2,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9
8500	5,7	5,5	2,1	2,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
9500	6,1	5,9	1,7	1,8	0,1	0,0	0,0	0,0	0,5
10500	6,4	6,2	1,4	1,5	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
11500	6,9	6,8	0,9	0,9	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
12500	7,2	7,0	0,7	0,7	0,2	0,1	0,0	0,0	0,2
14160	7,3	7,1	0,6	0,6	0,2	0,1	0,0	0,0	0,2

25.3.3. Etanchéité

La digue est en remblai A2 compacté, à minima sur le talus amont, ce qui assure son étanchéité.

25.3.4. Filtration

Un filtre entoure le drain horizontal. Il permet la filtration à l'interface digue/fondation. La filtration du talus aval n'est pas assurée.

25.3.5. Drainage

Il y a un géodrain horizontal sur la partie aval du talus : Teradrain D400 T4

25.3.6. Stabilité

La digue est comprise entre 2 et 2.5 m au-dessus du terrain aval ; les deux talus ont des fruits de 2/1. Le tapis drainant est également positif en termes de stabilité.

25.3.7. Protection

Les talus sont enherbés, protégés par une géogrille et un grillage anti-fouisseurs recouvert de terre végétale.

25.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon résistant à la surverse sur ce secteur.

25.3.9. Sécurité

La crête mesure 4.5m de large au minimum, 7.5 m en général, et est carrossable. Lorsqu'il n'y a pas de route en pied aval il y a une piste carrossable ; comme c'est le cas pour les accès.

25.3.10. Caractéristiques des matériaux employés

Les paragraphes suivants ont pour objet de présenter les composants figurés dans cette décomposition. La fonction des composants est la même sur les trois sous-tronçons. C'est pourquoi une analyse unique est détaillée par composant.

Tout venant compacté 0/100

Ce matériau a été utilisé en pied de digue côté terre sur les sous-tronçons amont et intermédiaire. Ses principales caractéristiques étaient les suivantes :

- Dmax : 100 mm

- % d'éléments < 80 µm : 7 %
- VBS : 0.25 g/10 g

Le tout venant a été mis en œuvre par couche de 30 cm et compacté au rouleau pied-mouton. 6 passes ont été nécessaires pour compacter le remblai.
Des essais de contrôle à la plaque de type LCPC ont été réalisés pour vérifier la qualité du compactage.

Remblai étanche d'apport A2

Ce remblai a été utilisé pour réaliser le masque amont sur l'ensemble du linéaire. Il assure l'étanchéité de l'ouvrage en crue. Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- Dmax : 1 mm,
- % d'éléments < 80 µm: 97 %.

Des contrôles de compactage au pénétromètre et de densification au gammadensimètre ont été réalisés pour vérifier la qualité du compactage.
Le remblai a été mis en œuvre par couche de 30 cm et compacté au rouleau pied-mouton. 10 passes ont été nécessaires pour atteindre les objectifs fixés par le cahier des charges.

Géodrain Teradrain D400-T4

Le géodrain assure le drainage du pied de digue coté terre et de la fondation sur les sous-tronçons amont et aval. Il comprend une âme drainante prise entre deux géotextiles.
Le Teradrain D400 T4 permet de drainer un débit de 1.6 L/s/ml sous une charge de 100kPA, pour une largeur de drainage de 4 m et un gradient hydraulique de 1.35 m.
La piste en crête projetée permet d'atteindre la cote projetée dans le programme de sécurisation. Elle permet également la circulation de véhicules d'entretien et d'intervention y compris en période pluvieuse.

Limons de réemploi A1

Le limon de réemploi A1 constitue le corps de digue sur le sous-tronçon intermédiaire. Il est issu du remblai de la digue d'origine arasée lors des travaux.
Les limons argileux présentaient les caractéristiques suivantes :

- 2 mm < Dmax < 10 mm
- % d'éléments < 80 µm ~ 90 %
- 1,9 < VBS < 2,1

Des contrôles de compactage au pénétromètre et de densification au gammadensimètre ont été réalisés pour vérifier la qualité du compactage.

Le remblai a été mis en œuvre par couche de 30 cm et compacté au rouleau pied-mouton. 10 passes ont été nécessaires pour atteindre les objectifs fixés par le cahier des charges.

Soutènement alvéolaire sur base drainante

Le soutènement alvéolaire a été utilisé coté terre sur le sous-tronçon intermédiaire. Il a permis de limiter l'emprise nécessaire pour la digue. Il s'agit du procédé M3S : le soutènement est constitué d'alvéoles d'environ 0,3 m de hauteur (type nid d'abeille) en géotextile remplis de matériaux compactés.



Photo 66. Soutènement alvéolaire

A la base du soutènement, le rang inférieur d'alvéoles a été rempli par un matériau drainant type roulé alluvionnaire. Il assure le drainage du pied de digue et de la fondation superficielle. Les alvéoles supérieures ont été remplies de limons.

Le soutènement a été végétalisé pour protéger les alvéoles en géotextile des UV.

26.DIGUE DE PRENDS-TE-GARDE A GRAND MOLLEGES

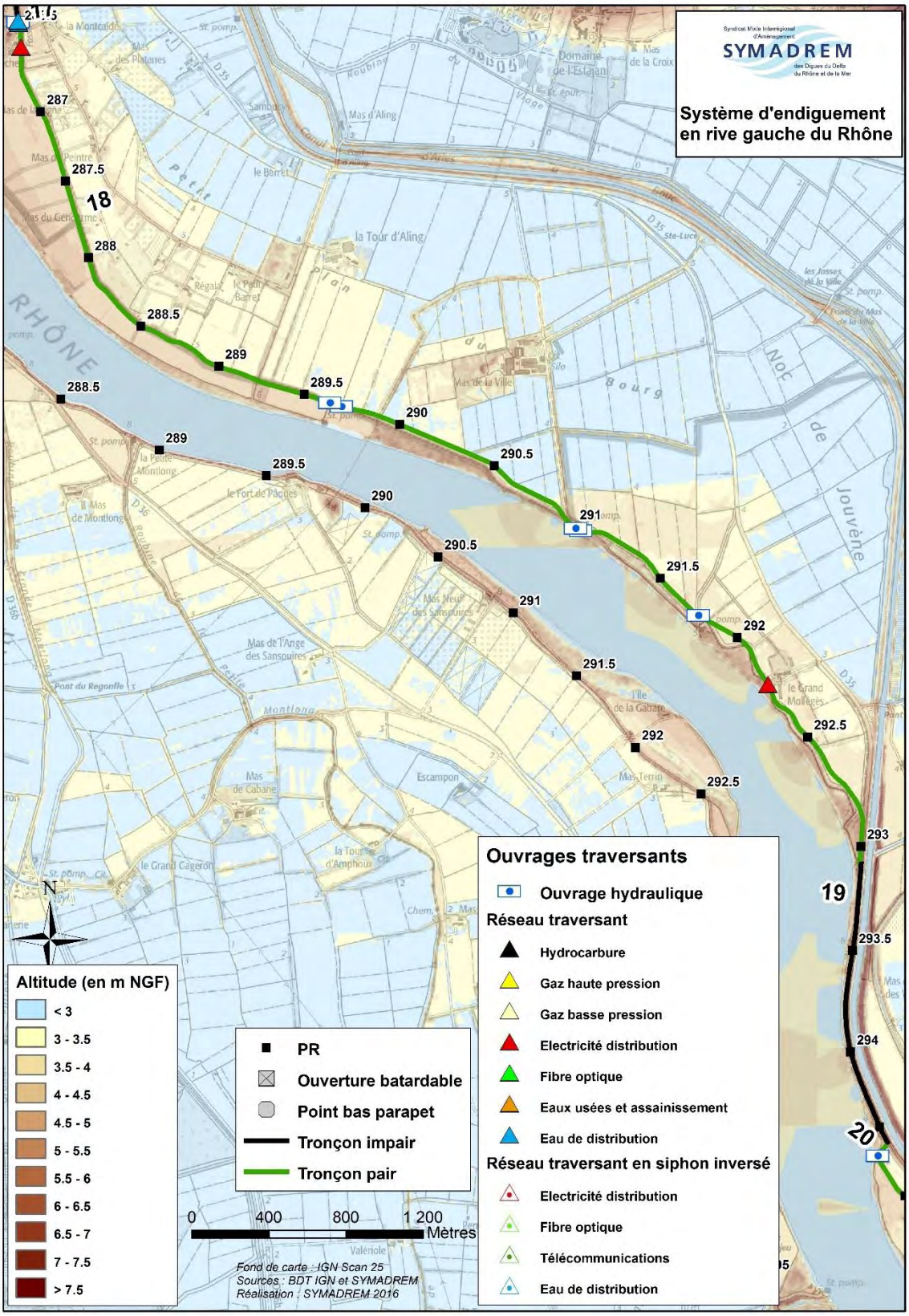


Figure 160. Plan de situation de la Digue Sud (T18)

26.1. PREAMBULE

La digue au Sud d'Arles s'étend sur 6.5 km, entre le Mas de Prends-té-Garde (PR 286.5) et le Mas du Grand Mollégès (PR 293.1). Elle a été construite vers la moitié du XIX^{ème} siècle, sur le tracé des levées réalisées par les différents agriculteurs de la région parfois depuis le Moyen Age.

Des travaux de démontage de ces digues et de reconstruction en lieu et place ou en recul du fleuve ont été réalisés dans le cadre de l'opération GR2.2-digue Sud Arles du plan Rhône. Ils ont été achevés en 2016. L'EDD traite des digues post travaux.

Les travaux ont été autorisés par les arrêtés préfectoraux des Bouches-du-Rhône respectivement de 2002 [R802] et de 2003 [R804] dans le cadre du programme des invariants. La poursuite des travaux au sud de Prend-té-Garde a été momentanément suspendue, le temps d'étudier l'opportunité d'une digue de 2ème au sud d'Arles.

Un porté à connaissance a été adressé fin 2013 au guichet unique de l'eau pour porter à connaissance du préfet, les adaptations mises en œuvre par rapport au projet initial dans le cadre du Plan Rhône. Deux arrêtés de prescriptions complémentaires [R812] et [R813] ont autorisé la réalisation des travaux qui se sont déroulés en 2015 et 2016.

26.2. PRESENTATION GENERALE

26.2.1. Description

Cette section a connu différentes brèches, d'abord sur les levées qui ont servi de base aux digues (notamment en novembre 1840), puis sur la digue. Au total, ce secteur a subi 7 brèches lors des crues de 1840, 1841 et 1856. En décembre 2003 de nombreux signes avant-coureurs ont été repérés lors de la surveillance en crue et des actions ont été menées pour éviter la brèche.
On citera notamment un glissement du talus aval au droit du Mas des Gendarmes et une érosion de conduit au droit du Mas de Grand Mollégès. Ces deux désordres n'ont pas engendré de brèches.

La digue a été construite dans les années 1860-1880 par exhaussement progressif. La géométrie minimum de 1.5 m de largeur en crête avec des fruits de talus de 3H/2V est fixée et le calage a été fait à la cote Q1856 + 1.80 m (avec une revanche diminuant progressivement jusqu'à 0.9 m à l'aval). Aucune intervention connue n'a été faite jusqu'aux travaux de 1993.

Les travaux ont été lancés sous maîtrise d'œuvre Egis Eau et réalisés par le groupement Guintoli / TP Spada / Crozel / Masoni / SLTP / DFC Battage. Les travaux ont consisté en un démontage et une reconstruction des digues avec une légère rehausse de 20-30 cm (afin de garantir une revanche de 50 cm par rapport à la crue exceptionnelle) ainsi qu'un décorsetage limité sur la moitié aval.
La reconstruction complète de la digue a été réalisée avec un remblai étanche côté fleuve et un une recharge en tout-venant côté terre (provenant d'apports extérieurs) ; les deux structures sont séparées par un dispositif de filtration et de drainage, permettant d'augmenter de façon importante la sécurité de l'ouvrage.

Le masque étanche est constitué de matériaux de la digue avant travaux qui sont homogènes avec une perméabilité très faible (10^{-6} à 10^{-8}).

Sur la partie amont (jusqu'au PK 290) la digue a été reconstruite au même endroit, en revanche le tracé de la partie aval est modifié : les digues sont déplacées dans les terres afin de limiter le risque d'érosion externe, des zones humides sont ainsi créées dans le ségonnal.

26.2.2. Sectorisation

6 sous-tronçons ont été définis en phase projet par EGISeau [D603]. Ils sont représentés sur le plan ci-dessous et développés dans les paragraphes ci-après.



Figure 161. Plan de situation, section Prends-té-Garde / Grand Mollégès

Les PM sont calculés à partir de du Mas de Prends-té-Garde, ils correspondent aux distances calculées avec le tracé après travaux (différence maximale de 120 m avec les PM avant travaux).

Tableau 143. Sectorisation, secteur Prend-té-Garde / Grand Mollégès

Sous-tronçon	***Profil***	***PR début (Symadrem)***	***PR fin (Symadrem)***	***PM début***	***PM fin***
1	Mas PtG	286,5	286.7	0	200
2	SC 1	286,7	289.85	200	3075
3	SC 2	289,85	290.95	3075	4250
4	Mas ville	290,95	291.1	4250	4400
5	SC 2	291,1	292.9	4400	6500

26.2.3. Description des sous-tronçons

Raccordement à la digue de Barriol

Les deux digues étant récentes, les travaux de raccordement ne comprennent que la couche superficielle. Un lit de GNT est mis en place entre la barrière à l'amont et le chemin privé reliant le chemin du carnage au Mas à l'aval.

Général

La crête de digue est calée à la cote de la crue exceptionnelle assortie d'une revanche de 50 cm. Compte tenu de la déclivité du lit du Rhône le long du linéaire, la crête de la digue est comprise entre 7.70 NGF et 6.80 NGF.

Profil Section Courante :

Le profil type de la digue est présenté sur la figure ci-dessus. Il s'agit d'une digue zonée comprenant un masque amont étanche en matériaux argileux, un géocomposite drain-filtre, une recharge aval en tout venant, des pistes de circulation et d'entretien en crête et pieds de talus. Une clé d'étanchéité est située dans l'axe de la digue.

Une fois l'ancienne digue arasée sur une portion, la nouvelle a été réalisée comme suit :

- La partie amont de la digue est construite à partir des matériaux de remblais issus des déblais de la digue existante, des zones d'emprunt locales et de matériaux A1/A2 étanches provenant de carrières. Le remblai étanche est réalisé par la méthode dite excédentaire, la frange de matériaux insuffisamment compactés est retaillée après compactage.
- La partie aval (talus et base) est équipée d'un géocomposite drain-filtre. Il est disposé au contact direct des matériaux fins du corps de digue et du sol support. Le complément de talus aval est constitué de matériaux tout-venant compactés.
- Les talus sont ensuite protégés par un grillage anti-fouisseurs, avec ancrages horizontaux permettant d'éviter les tranchées dans les matériaux étanches préalablement compactés, puis par une couverture en terre végétale ensemencée.
- Trois pistes d'exploitation sont réalisées, en crête de digue et en pieds d'ouvrages de part et d'autre.

Le profil est identique dans les zones de recul.

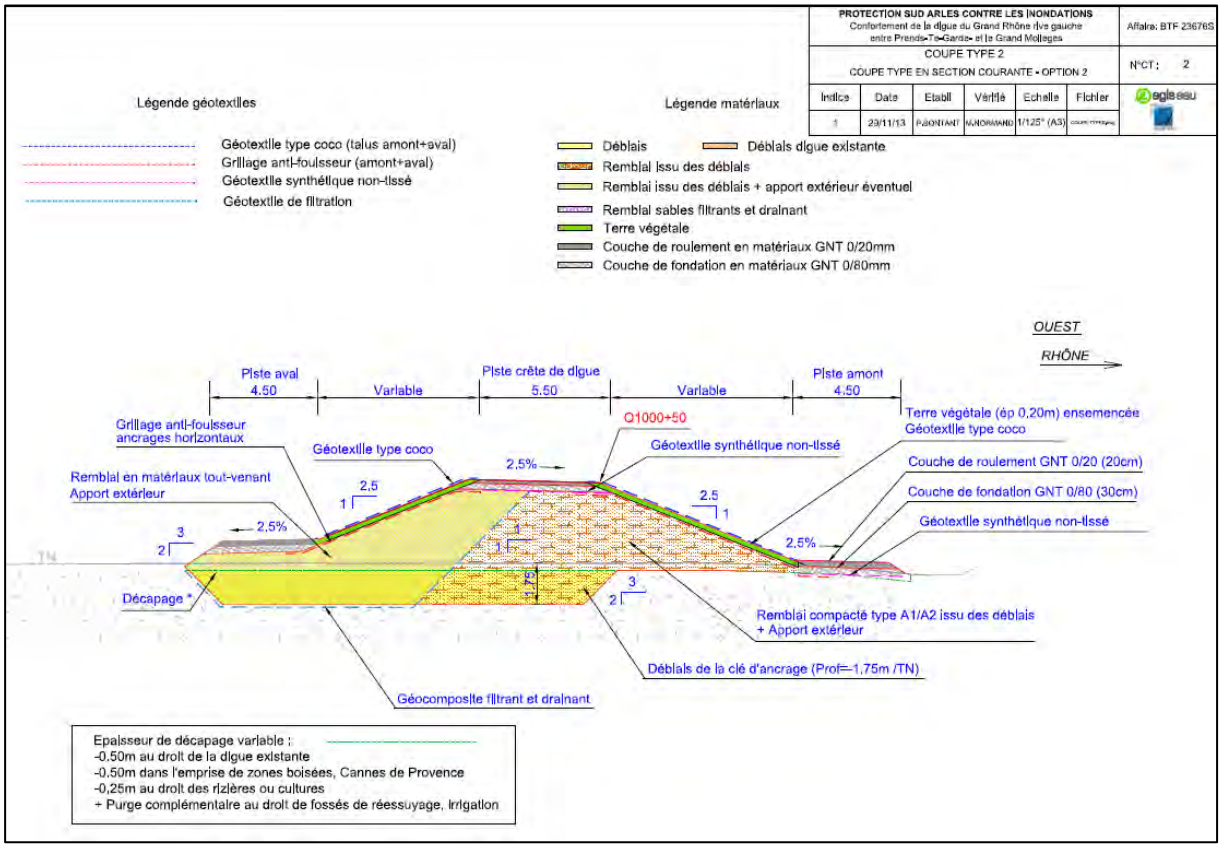


Figure 162. Profil type de la section courante en place ou déplacée (EGISeau [D603])

<u>Profil section soutenue au droit du mas de prends-té-garde : Mas PtG (sous-tronçon 1)</u>

Au droit du Mas de Prends-té-Garde l'emprise est réduite, il a été choisi de mettre en œuvre un soutènement de pleine hauteur en palplanches côté amont permettant d'assurer l'étanchéité de l'ouvrage et de sa fondation par ailleurs très sableuse. Il y a également un soutènement de mi-hauteur en mur de gabion côté aval, afin de respecter les contraintes foncières pour la création d'une piste de circulation. Un filtre géotextile est placé à l'interface gabions/limon.

Dans ce secteur des horizons sableux sont proches de la surface et une ancienne brèche (nov. 1840) se trouve non loin, d'où le choix du rideau de palplanches.

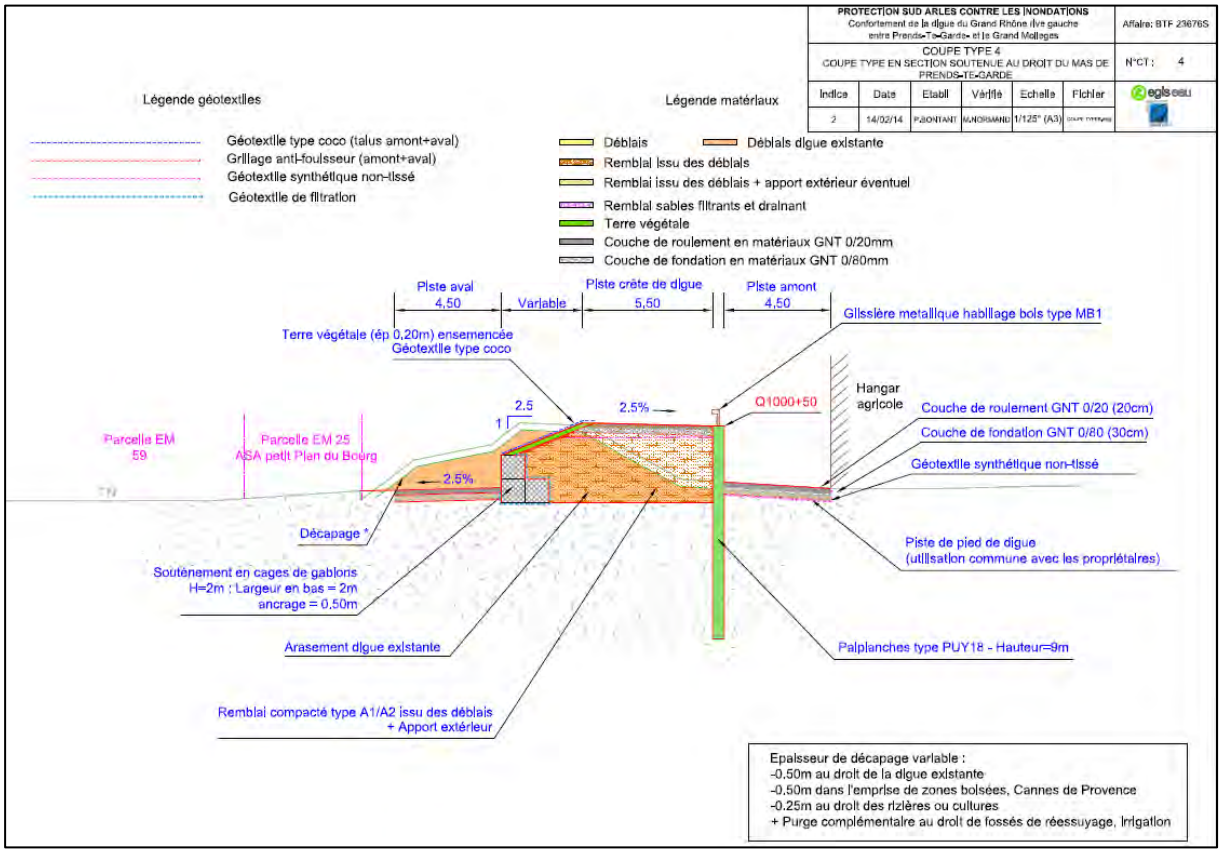


Figure 163. Profil au droit du Mas de Prends té Garde (EGISeau [D603])

Profil section soutenue au droit de la station de pompage du mas de la ville : Mas ville

Au droit de la station de pompage du Mas de la ville, un soutènement en palplanches a été réalisé coté terre, permettant à la fois le gain d'emprise nécessaire mais également de limiter les risques de tassement sur les bâtis situés à proximité et les risques de fuites liés à d'éventuels tassements différentiels.

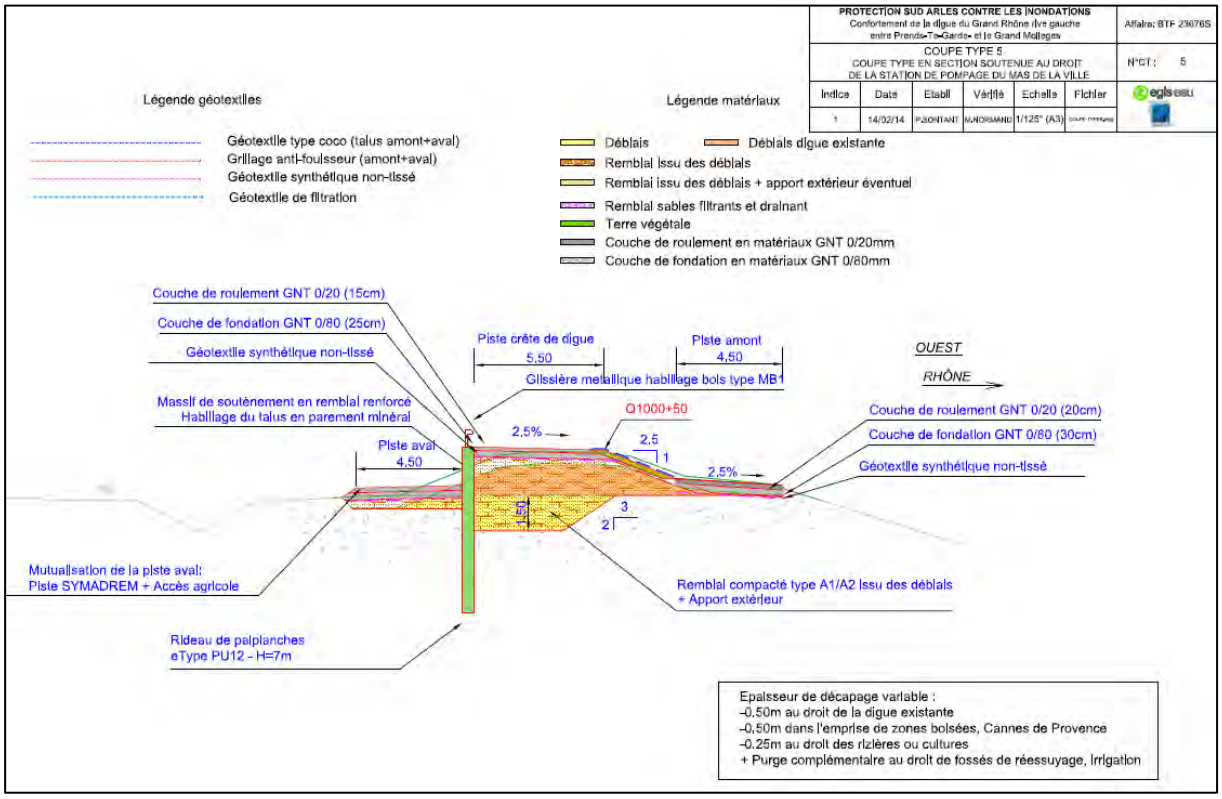


Figure 164. Profil au droit du Mas de la Ville (EGISeau [D603])

26.2.4. Accessibilité

Il existe 8 accès à la digue dont la crête comme les pieds amont et aval sont carrossables :

Tableau 144. Franchissements, Section Prends-té-Garde / Grand Mollégès

Nom	***PM***
Mas de Prends-té-Garde	286.5
Mas de la tour d'Aling	289.5
Station Tour d'Aling	289.7
Mas de la ville	290.4
Station Mas de la Ville	290.9
Station de Grand Mollégès	291.8
Mas de Grand Mollégès	292.1
RD35	293.1

26.2.5. Ouvrages englobés

Il n'y a pas de points bas et les ouvrages traversants et longitudinaux répartis sur ce linéaire sont répertoriés dans les tableaux suivants :

Tableau 145. Réseaux traversants, Section Prends-té-Garde / Grand Mollégès

N°	*Information*	*Type*	*PM*	*Etat*
PTG_01	ASA plan du bourg DN200	Irrigation	286.5	Repris ; Ancien ouvrage, démonté
PTG_02	SEA 2*DN63	AEP	286.5	Repris
PTG_03	Tour d'Aling PEHD annelé/béton D 800	Irrigation	289.64	Repris, 2 étapes
PTG_04	Tour d'Aling D140	Irrigation	289.69	Repris, 2 étapes
PTG_05	Mas de la Ville 2 conduites + 3réseaux secs (2 télécom, 1 électrique)	Irrigation	291.01	Repris
PTG_06	Mas de la ville 1 conduite	Irrigation	291.02	Nouveau
PTG_07	Station de Gd Mollégès Cadre béton 1.5*1	Irrigation	291.8	Nouveau créé en retrait

Tableau 146. Réseaux longitudinaux, Section Prends-té-Garde / Grand Mollégès

Information	*Type*	*PM*	*Etat*
GFA des terres d'Aling portaux d'irrigation	Canal pied amont		Translaté
GFA des terres d'Aling portaux d'irrigation	Canal pied aval		Translaté et remplacé par buse 800
SCI DENZEL fossé	Fossé de ressuyage		Translaté
	Fossé de ressuyage aval	289.8->290.3	Ancien amont qui passe à l'aval
	Fossé de ressuyage amont	289.8->290.3	Créé
Portaux	Canal pied aval	290.3-> mas de la ville	Translaté
	Fossé de ressuyage	290.3-> mas de la ville	Translaté
portaux	Canal pied aval	Mas de la ville-> Gd Mollégès	Translaté
	Fossé de ressuyage aval	Mas de la ville-> Gd Mollégès	Translaté
	Fossé de ressuyage aval	Grand Mollégès-> RD35	Translaté

Il existe également une ligne aérienne très haute tension, au Sud-Est du mas de la tour d'Aling, et plusieurs lignes hautes, moyennes et basses tensions aériennes. Des lignes téléphoniques aériennes sont également présentes au droit de la section étudiée.

Les ouvrages suivants ont été supprimés lors des travaux de carrossabilité et de suppression des ouvrages de 2012 :

- ouvrage du mas des bécasses,
- rejet Chapelette,
- gros ouvrage dans virage,
- ouvrage du mas de la ville,
- ouvrage de la tour d'Aling,
- ouvrage du mas de prends-té-garde

26.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

26.3.1. Géométrie

Tableau 147. Synthèse de géométrie, tronçon Digue Sud

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	7,7	6,8	7,2	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	5,8	4,5	4,6	0,2
Cote à 20m du pdav	m NGF	5,0	0,4	3,7	0,6
Cote de pied de digue amont	m NGF	6,0	3,4	4,4	0,6
Cote à 20m du pdam	m NGF	5,5	0,6	4,0	1,5
Hauteur de digue coté aval	m	3,2	1,4	2,7	0,3
Hauteur de digue coté amont	m	3,7	1,2	2,9	0,5
Fruit aval	L/V	4,0	0,0	2,5	0,4
Fruit amont	L/V	2,5	0,0	2,3	0,5
Largeur du ségonnal	m	590	18	172	157

26.3.2. Données hydrauliques

Tableau 148. Données hydrauliques, tronçon Digue Sud

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	4,7	4,1	2,7	2,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8
8500	5,5	4,8	2,0	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6
9500	5,9	5,1	1,7	1,7	0,1	0,0	0,0	0,0	0,5
10500	6,2	5,5	1,4	1,4	0,1	0,1	0,1	0,0	0,4
11500	6,7	5,9	0,9	0,9	0,1	0,1	0,1	0,0	0,3
12500	7,0	6,1	0,7	0,7	0,2	0,1	0,1	0,0	0,2
14160	7,1	6,2	0,6	0,6	0,2	0,1	0,1	0,0	0,2

26.3.3. Etanchéité

Sur la majeure partie du linéaire c'est le remblai amont en matériaux A1 qui assure la fonction étanchéité mais sur les sous-tronçons, où l'emprise est réduite, l'étanchéité est assurée par des palplanches comme au mas de Prends-té-garde ou au mas de la ville.

26.3.4. Filtration

Un géocomposite filtrant et drainant est situé à l'amont du remblai aval dans le corps de la digue et sous ce dernier en fondation.

26.3.5. Drainage

Le géocomposite assure à la fois la filtration et le drainage.

26.3.6. Stabilité

La hauteur de la digue coté aval est de 3 m en moyenne.
Tous les talus ont un fruit identique qui est de 2.5/1.

26.3.7. Protection

Les talus sont enherbés et protégés par un grillage anti-fouisseurs.

26.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon déversant sur ce secteur.

26.3.9. Sécurité

La crête est totalement carrossable et mesure 5.5 m de large.
Une piste de pied aval est présente sur tout le linéaire et les différents accès sont carrossables : route ou piste GNT.

27.ROUTE DEPARTEMENTALE 35

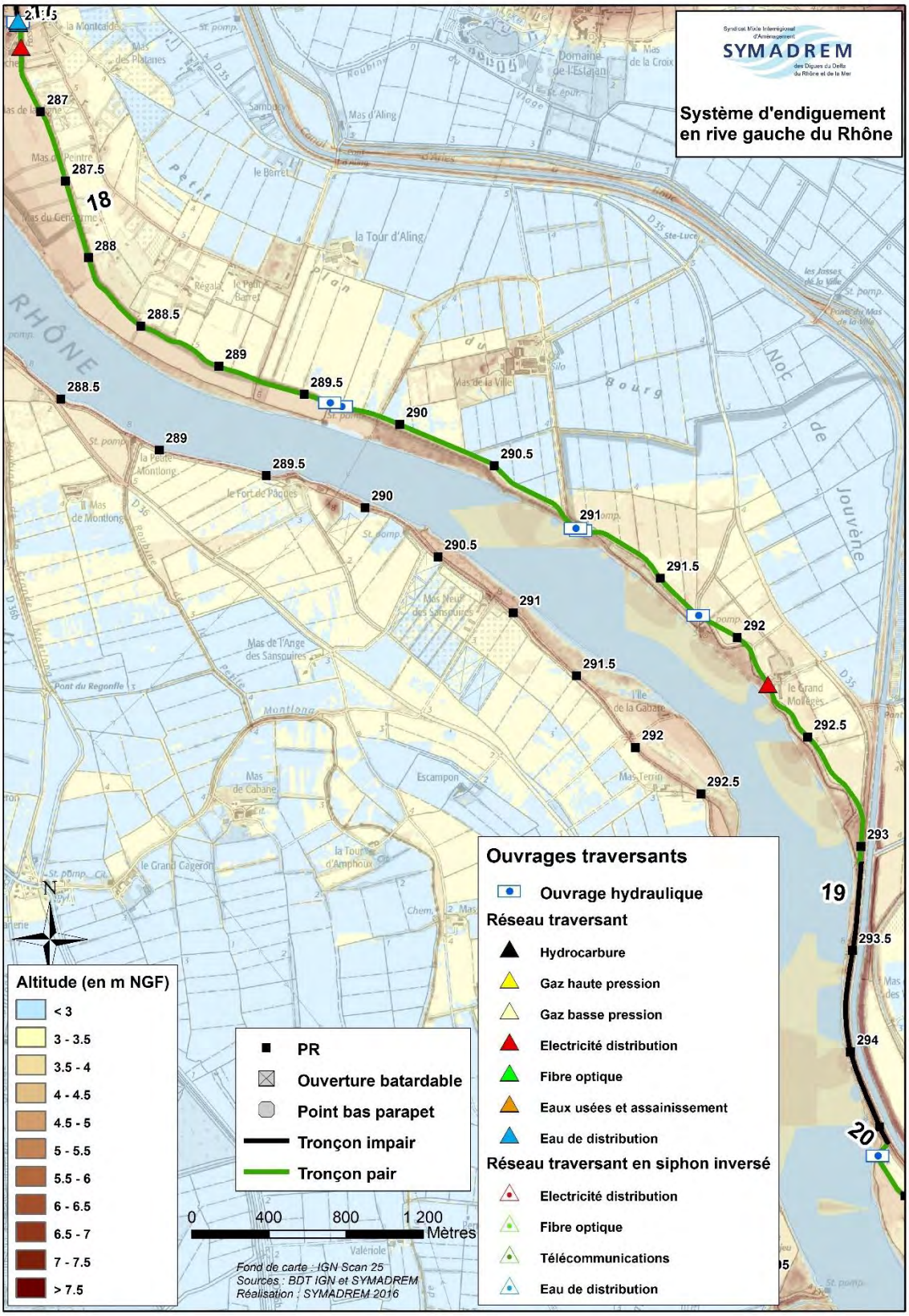


Figure 165. Plan de situation de la RD 35 (T19)

27.1. PREAMBULE

La route départementale à un rôle de protection sur 1.72 km, entre les PK 292.9 et 294.6.

27.2. PRESENTATION GENERALE

27.2.1. Description

Il n'y a pas de brèches ou de ruptures connues sur ce secteur. La route impose une largeur en crête importante, d'environ 8 m.

27.2.2. Sectorisation

Le secteur peut être découpé en deux sous-tronçons :

- à l'amont où, avant les travaux de Prends-té-Garde / Grand Mollégès, la digue servait de protection
- à l'aval où le remblai routier est la protection historique

27.2.3. Description des sous-tronçons

Raccordement à la digue de Prends-té-Garde / Grand Mollégès

Le parement aval se confond peu à peu avec la RD35, jusqu'à ce que la crête soit en contact avec la départementale.

Le profil en long de la digue effectue un léger exhaussement sur sa partie terminale qui permet de rattraper la cote de la RD35 légèrement plus haute. Une plateforme en remblais assure la transition entre la digue et l'accotement de la RD35.

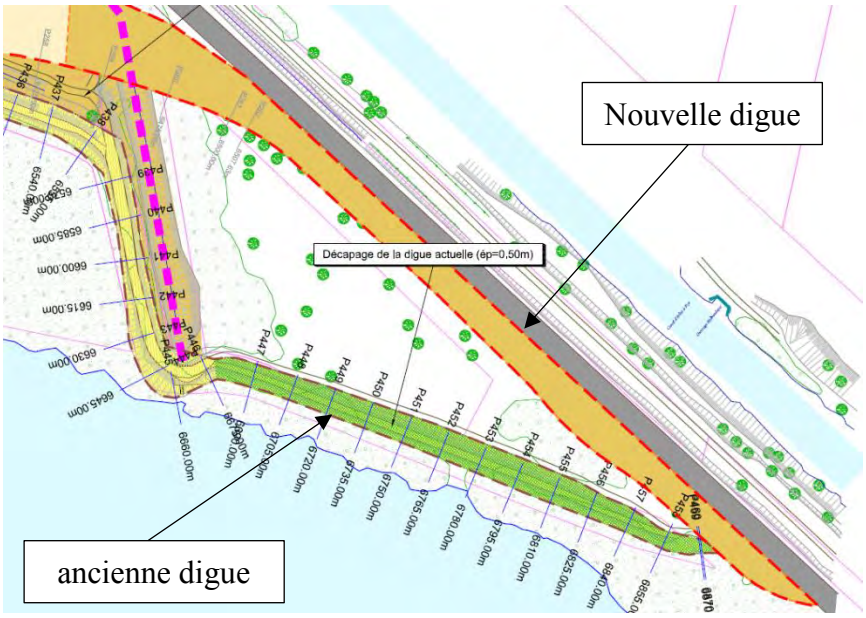


Figure 166. Plan : raccordement et sous-tronçon amont (EGISeau [D603])

Secteur amont (entre le nouveau et l'ancien raccordement)

La chaussée située entre les points de raccordement actuel et futur a fait l'objet d'un aménagement spécifique visant à sécuriser le remblai pour éviter les infiltrations et l'érosion interne (réalisation d'un masque étanche et d'un filtre). Ce sous-tronçon représente 225 m, compris entre les PK 292.9 et 293.1.

Ce sous-tronçon dispose désormais d'un ségonnal.

Lors de travaux de Prends-té-Gardes/Grand Mollégès la partie amont a été reprise. Le talus a été élargi de 4 m en crête, il présente un fruit amont de 2.5H/1V et une piste de 4.5 m a été créée en pied.

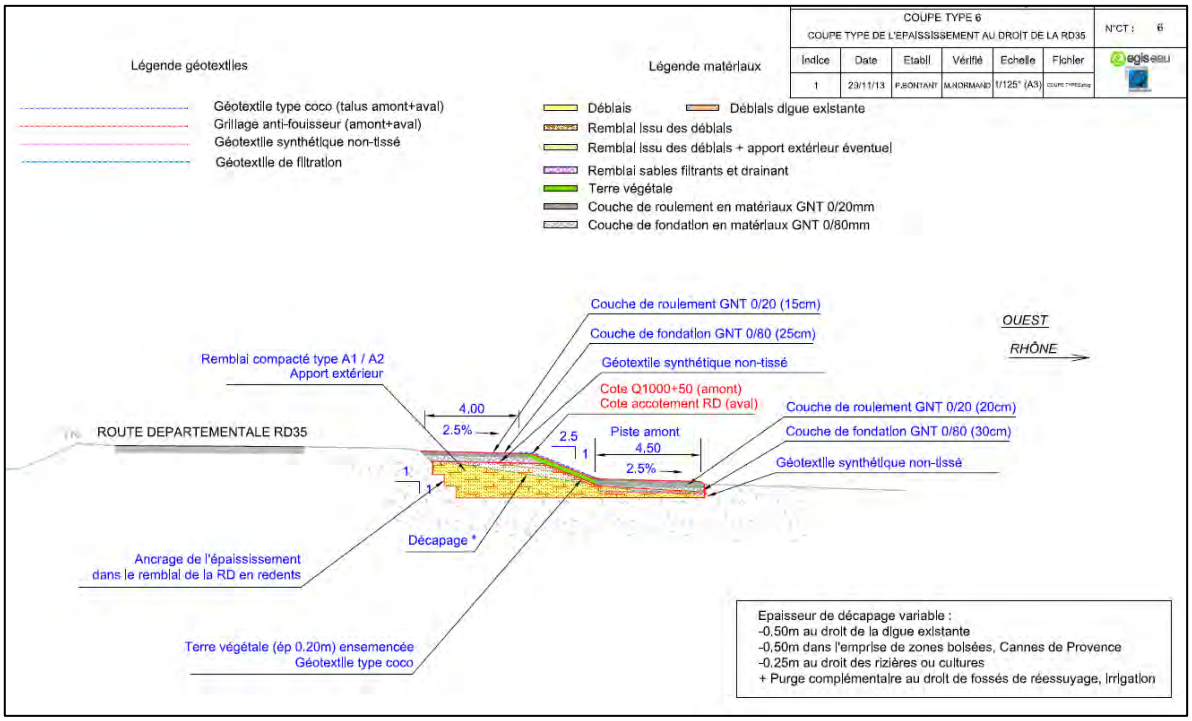


Figure 167. Coupe type du sous-tronçon amont (EGISeau [D603])

Secteur aval

C'est le sous-tronçon principal, s'étendant sur 1.5km, du PK 293.1 au PK 294.6, il a ce rôle de protection contre les crues depuis sa création.

Ce sous-tronçon est encadré par le Rhône à l'Ouest et le canal d'Arles à Bouc à l'Est. Il présente tout de même une double piste en pied coté terre. Le fleuve est distant d'une dizaine de mètres et le canal d'environ 20 m.

La crête est située entre 7.40 et 7.60 NGF, ce qui est supérieur au niveau de la crue exceptionnelle avec revanche qui se trouve entre 6.30 et 6.80 NGF sur ce secteur.

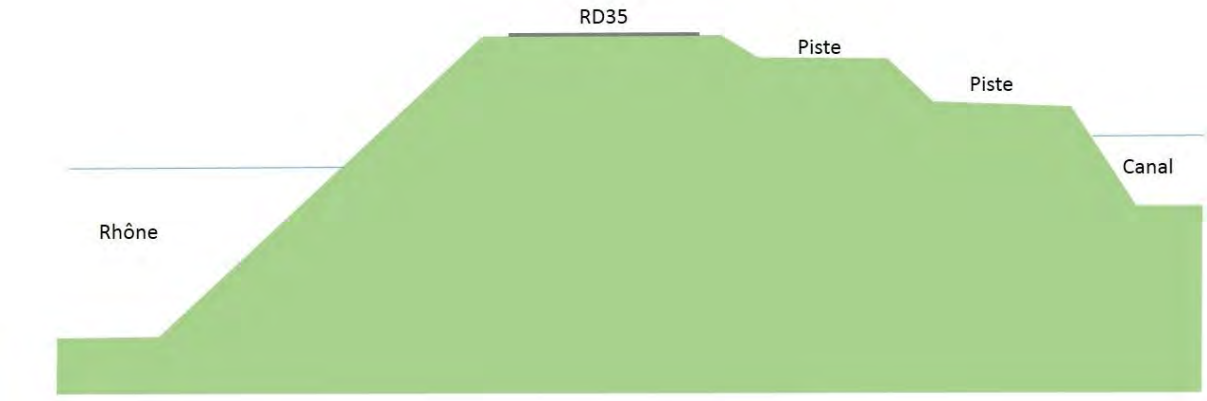


Figure 168. Coupe de principe de la section

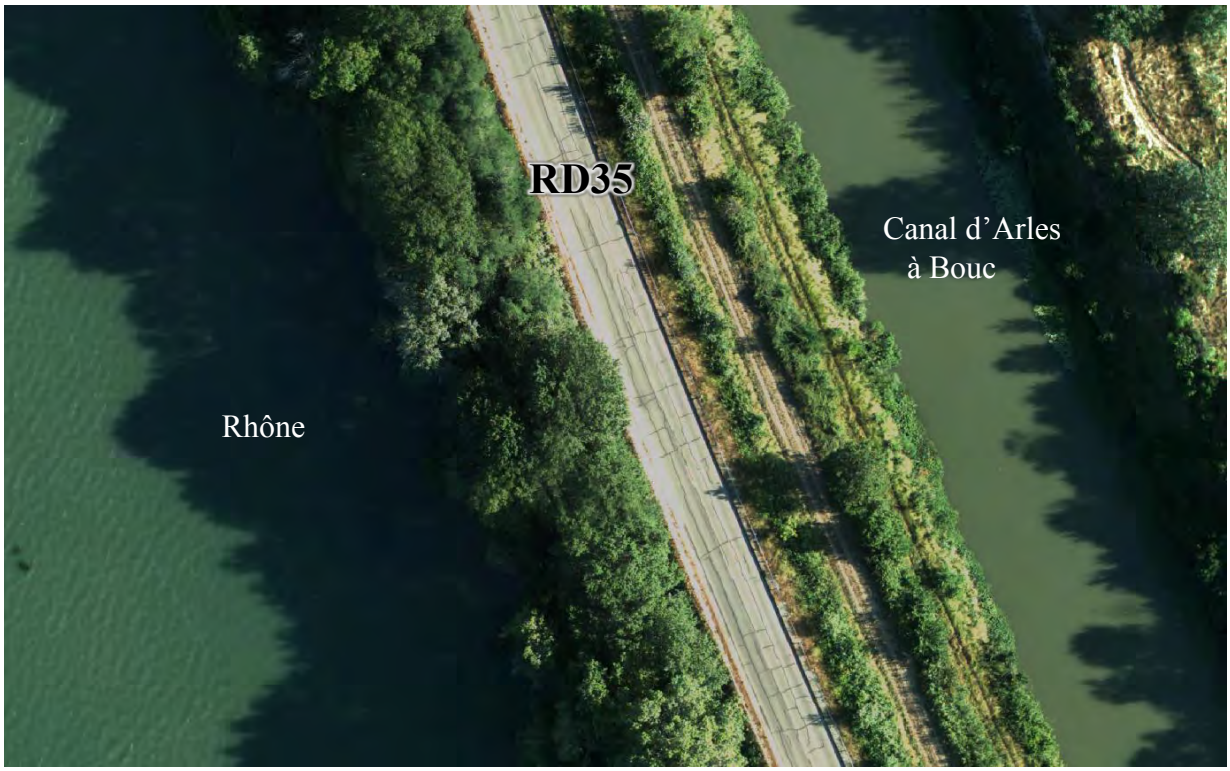


Photo 67. Vue aérienne de la RD35

27.2.4. Accessibilité

Il n'y a pas d'accès autres que la route en elle-même aux extrémités amont et aval du secteur.

27.2.5. Ouvrages englobés

Il n'y a pas d'ouvrages englobés sur ce secteur, excepté des habitations au PK 293.55 qui sont dans le talus amont.
Il n'y a pas de point bas inférieur au c.

27.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

27.3.1. Géométrie

Tableau 149. Synthèse de géométrie, tronçon RD35

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	7,4	7,3	7,4	0,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	6,3	5,8	6,0	0,2
Cote à 20m du pdav	m NGF	1,0	0,4	0,5	0,2
Cote de pied de digue amont	m NGF	5,1	1,0	3,6	1,3
Cote à 20m du pdam	m NGF	4,2	0,5	2,5	1,6
Hauteur de digue coté aval	m	1,6	1,1	1,4	0,2
Hauteur de digue coté amont	m	6,4	2,2	3,8	1,3
Fruit aval	L/V	5,2	2,6	3,6	0,8
Fruit amont	L/V	3,8	1,6	2,1	0,7
Largeur du ségonnal	m	55	13	28	11

27.3.2. Données hydrauliques

Tableau 150. Données hydrauliques, tronçon RD35

Débit	**Cote ligne d'eau m NGF**		**Revanche m**		**Gradient digue**		**Gradient fondation**		**Revanche /Haval**
m^3/s	**Amont**	**Aval**	**Min**	**Moy**	**Max**	**Moy**	**Max**	**Moy**	**Moy**
7200	4,1	3,9	3,3	3,4	0,0	0,0	0,1	0,0	0,5
8500	4,8	4,4	2,6	2,8	0,0	0,0	0,1	0,0	0,4
9500	5,1	4,7	2,3	2,5	0,0	0,0	0,1	0,1	0,4
10500	5,4	5,0	1,9	2,2	0,0	0,0	0,1	0,1	0,3
11500	5,9	5,5	1,5	1,7	0,0	0,0	0,1	0,1	0,2
12500	6,1	5,7	1,2	1,5	0,0	0,0	0,1	0,1	0,2
14160	6,2	5,8	1,1	1,4	0,0	0,0	0,1	0,1	0,2

27.3.3. Etanchéité

Le tronçon amont possède un masque amont étanche

27.3.4. Filtration

Il n'y a pas de système de filtration connu.

27.3.5. Drainage

Il n'y a pas de système de drainage connu.

27.3.6. Stabilité

La crête de digue est environ 10 m au-dessus du fond du canal, situé entre -2 et -3 m NGF ; comme l'est le Rhône en pied amont.
Pour les calculs de stabilité, il a été choisi de considérer le pied aval au niveau du canal ; en effet en prenant la piste comme pied aval, il n'y a quasiment jamais d'eau à considérer et l'analyse n'a pas d'intérêt.
Les fruits sont importants à l'aval, supérieurs à 2.5 ; le sous tronçon amont possède un talus coté fleuve avec un fruit de 2.5/1, le fruit amont est très variable sur le reste du tronçon : entre 1.4 et 3.8.

27.3.7. Protection

L'ensemble des talus est enherbé, le talus amont du secteur amont est en plus pourvu d'un grillage anti-fouisseurs et d'un géotextile coco.

27.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon résistant à la surverse sur ce secteur.

27.3.9. Sécurité

La crête est principalement constituée de la route, elle est donc large et carrossable.
Il y a une piste aval sur le parement coté terre également carrossable sur le linéaire considéré.
Il n'y a pas d'accès autres que l'amont et l'aval.

28.DIGUE DE MAS THIBERT AMONT

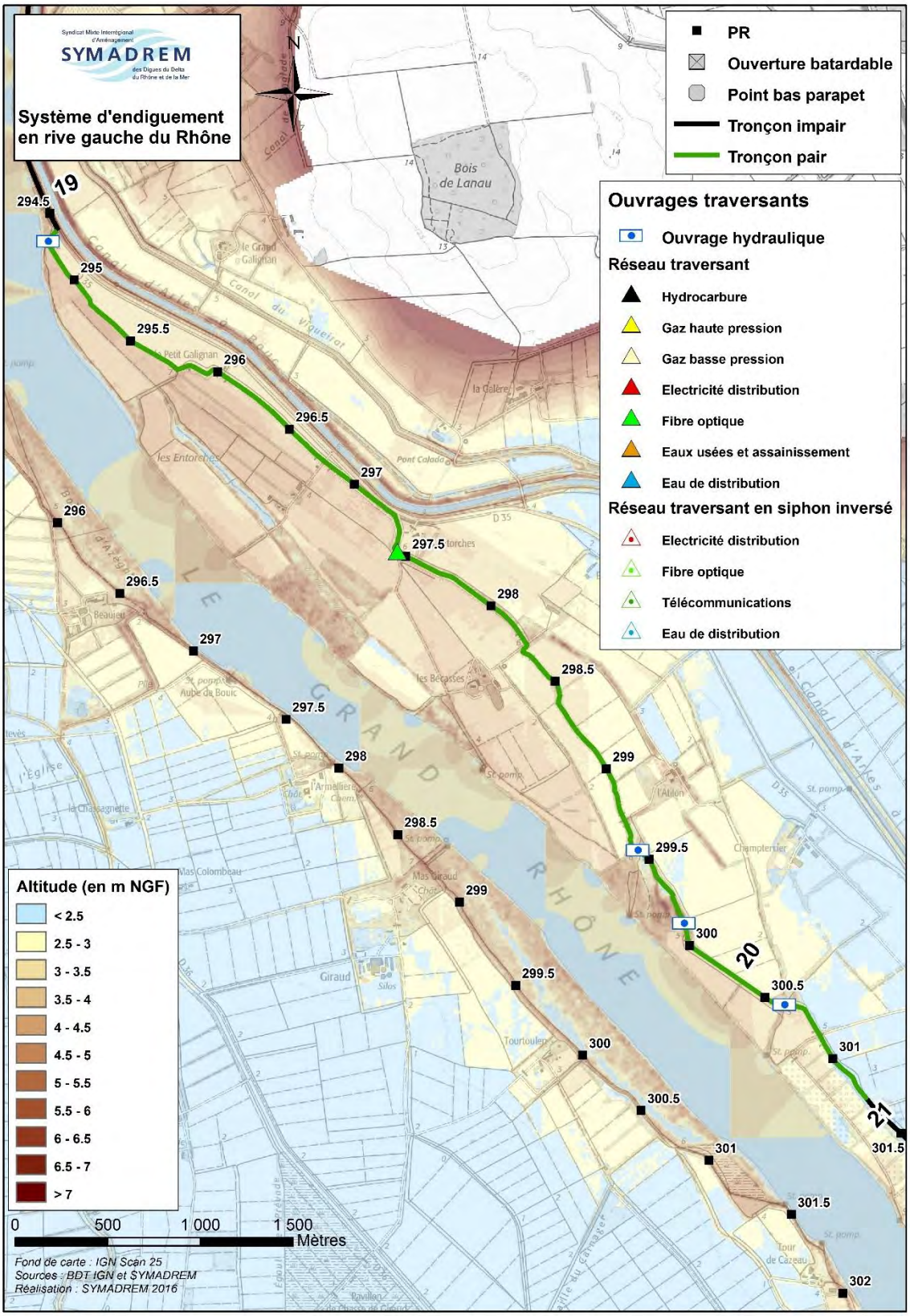


Figure 169. Plan de situation de la digue de mas Thibert amont (T20)

28.1. PREAMBULE

Sur cette section la digue s'étend sur 22.4 km, entre les PK 294.6 (aval de la RD35) et 316 (canal du Rhône à Fos). Cette digue de classe B date de la moitié du XIX^{ème} siècle et n'a pas fait l'objet de travaux de confortement depuis. Des travaux de carrossabilité et de suppression d'ouvrages traversants hors service ont été réalisés en 2010.

Des travaux, inclus dans le programme de sécurisation, opération GR2.3 Digues du Grand Rhône et du Petit Rhône 2ème priorité, devront intégrés dans un prochain CPIER Plan Rhône après 2020. Ces travaux devront permettre un calage à la cote exceptionnelle assortie d'une revanche de 50 cm l'ensemble de la section. Lorsque la largeur du ségonnal est trop faible, la digue sera légèrement déplacée vers l'aval. L'EDD traite de l'état actuel de la digue.

28.2. PRESENTATION GENERALE

28.2.1. Description

La digue a subi quelques travaux d'urgence suites à différentes brèches comme au Mas de Parade en 1856 et à l'Atilon où deux brèches se sont déclarées en 1993. Autrement elle n'a pas fait l'objet de travaux autres que sa création progressive par rehaussement au cours des années.
La composition du corps de digue est donc hétérogène et peu connu. Des investigations géotechniques sont en cours. Si la digue est semblable à celle de la rive droite, qui a été réalisée de la même façon, le corps de digue doit être vraisemblablement constitué d'un matériau sableux-limoneux à sableux, la fondation est composée d'un matériau limoneux-argileux puis d'un sable à sable-limoneux. Ce profil est cohérent avec celui du secteur Prends-té-garde / Grand Mollégès situé en amont.

Le risque de brèche en cas de crue est non négligeable et en attendant des travaux de plus grande ampleur, des travaux de carrossabilité ont été réalisés en 2010 afin de permettre une intervention rapide si une brèche ou des signes avant-coureurs se déclaraient.

Les travaux de carrossabilité réalisés en 2010

La mise en carrossabilité des digues consiste à remplacer les premiers décimètres de la crête de digue par un matériau approprié qui sera assimilé à une couche de forme. Sur la base des études géotechniques réalisées (essais en laboratoire et in situ), et des guides techniques spécifiques (GTR 2000), il a été retenu une solution de base en GNT sur le principe des coupes présentées ci-dessous.
Les travaux ont consistés à réaliser une couche de forme avec la structure suivante (cf. Figure 170) :

- Décapage sur une épaisseur de 10 cm,
- Déblais sur une épaisseur de 15 cm maxi avec une pente de 1.5 %,
- Pose d'un géotextile anti-contaminant et renforcé (le géotextile Bidim Rock PEC 35 a été utilisé),
- Couche de 25 cm d'épaisseur en GNT 0/40.

Le profil en long actuel de la crête de digue n'a pas été modifié mis à part dans les zones de points bas (effondrements, orniérages dus à des passages de véhicules…).

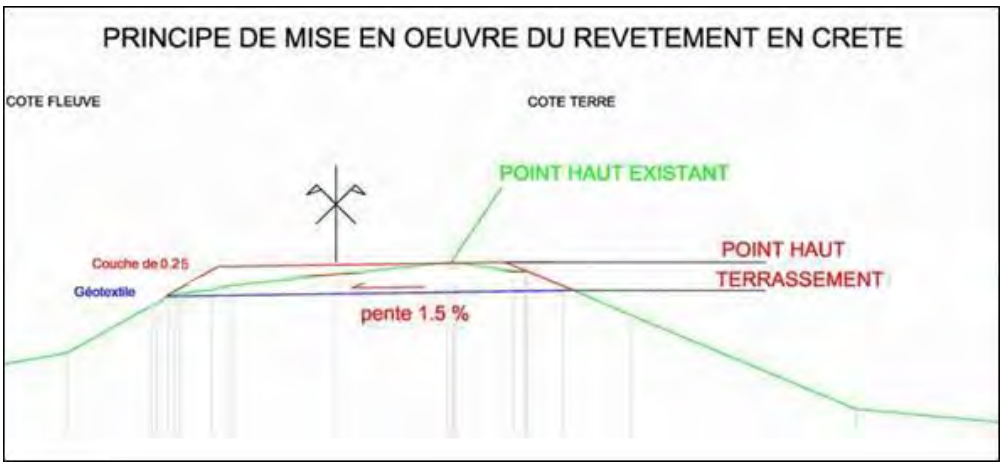


Figure 170. Coupe de principe de revêtement de la crête de digue [T601]



Photo 68. Travaux de carrossabilité et de suppression des ouvrages, au droit du Mas des becasses.





Photo 69. Digue actuelle, PK 295 **Photo 70.** Digue actuelle, PK 300

28.2.2. Sectorisation

Suite au calcul de risque de brèche mené lors de la réalisation de cette EDD, qui prend en compte principalement la géométrie des ouvrages et les retours d'expérience vis-à-vis des désordres observés, ce long linéaire du grand Rhône entre la RD35 et le canal du Rhône à Fos a été découpé en 4 tronçons sur lesquels le comportement de la digue est globalement constant. Ils sont répartis comme tel :

Tableau 151. Tronçons du Grand Rhône rive gauche

Tronçon	***Nom***	***PR début***	***PR fin***	***Linéaire***
GRG 1	Mas Thibert amont	294.6	301.25	6.7 km
GRG 2	Mas Thibert - Boisviel	301.25	306.25	5.4 km
GRG 3	Boisviel - Parade	306.25	309	2.8 km
GRG 4	Parade - Barcarin	309	316	7.5 km

28.2.3. Description du tronçon

Raccordement à la D35

Au PR 294,6, la digue part perpendiculairement au remblai de la RD35, en direction du Rhône. La crête de digue se trouve environ 1 mètre plus bas que celle du remblai routier.

GRG 1

Ce sous tronçon mesure 6,7 km de long.
Excepté une rehausse très locale au niveau de la forêt de l'Atilon, la cote de crête diminue progressivement de 6,5 à 5,5 m NGF.
Le fruit du parement coté terre est principalement compris entre 1,5 et 2 avec des valeurs un peu plus importante entre les PR 298 et 300.
Le fruit du parement coté fleuve est du même ordre avec des valeurs oscillant autour de 2, entre 1,5 et 2,5.
La hauteur de la digue par rapport à l'amont reste inférieure à 4 m, avec des valeurs autour de 3 m et descendant localement à 1 m. Par rapport à l'aval, la hauteur est comprise entre 1 et 3 m.
Il n'y a pas de désordres relevés sur ce secteur, en revanche il y a eu une brèche en 1856 (PR 296 – Petit Galignan) et une en 1993 (PR299) ; une brèche est également supposée au PR 298.5.

28.2.4. Accessibilité

Il existe de nombreux accès à la digue.

Tableau 152. Accès, Section GRG1

N°	*Information*	*PR*
1	Route RD35	294.6
2	Petit galignan	295.75
3	Les entorches	296.75
4	Les entorches	297.4
5	L'atilon	299.25
6	Champtercier	300.6
7	Mas Thibert	300.9

28.2.5. Ouvrages englobés

Il n'y a pas de point bas : la crête de digue est toujours supérieure à la crue exceptionnelle.
4 Ouvrages Hydrauliques Traversants ont été recensés sur le linéaire. Ils sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau 153. Réseaux traversants, Section GRG1

N°	*Information*	*Type*	*PR*	*Etat*
GRG_01 1132 : Le Petit Galignan	Station de pompage Gravitaire / Enterré	Irrigation	294,77	Martelière (plaque) côté rivière Haut / crête = 2 m Système d'obturation étanche : Oui Station de pompage côté rivière Cheminée côté rivière Ouvrage en béton
GRG_02 1135 : L'Atilon	Gravitaire / Enterré	Irrigation	299,43	Etat: Moyen Martelière côté rivière Haut / crête =2 m Système d'obturation étanche : Oui Ouvrage en pierre Portaux en béton
GRG_03 1136 : L'Atilon	Gravitaire / Enterré	Irrigation	299,89	Martelière côté rivière en mauvais état Haut / crête = 3 m Système d'obturation étanche : Indéfini Ouvrage en pierre de 1908

GRG_04 1131 : Champtercier	Gravitaire / Enterré	Irrigation	300,62	Etat: Mauvais Martelière côté rivière et une côté terre Haut / crête =5 m Système d'obturation étanche : Indéfini Martelière côté terre ne fonctionne pas Martelière côté rivière à vérifier Ouvrage en pierre Station de pompage en berge

Il n'y a pas de réseaux longitudinaux

28.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

28.3.1. Géométrie

Tableau 154. Synthèse géométrique, tronçon Mas Thibert Amont

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	7,4	5,4	6,1	0,4
Cote de pied de digue aval	m NGF	5,1	2,8	3,8	0,5
Cote à 20m du pdav	m NGF	4,0	1,9	3,0	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	5,2	2,5	3,7	0,8
Cote à 20m du pdam	m NGF	4,2	2,1	3,5	0,5
Hauteur de digue coté aval	m	3,8	0,7	2,2	0,6
Hauteur de digue coté amont	m	3,7	1,0	2,3	0,7
Fruit aval	L/V	7,0	1,5	2,2	1,0
Fruit amont	L/V	4,7	1,3	2,3	0,7
Largeur du ségonnal	m	749	45	430	229

28.3.2. Données hydrauliques

Tableau 155. Données hydrauliques, tronçon Mas Thibert Amont

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,9	3,4	1,9	2,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8
8500	4,4	3,7	1,7	2,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
9500	4,7	3,9	1,4	1,8	0,1	0,0	0,0	0,0	0,6
10500	5,0	4,2	1,1	1,5	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
11500	5,5	4,6	0,7	1,1	0,2	0,1	0,1	0,0	0,3
12500	5,7	4,8	0,5	0,9	0,2	0,1	0,1	0,0	0,3
14160	5,8	4,9	0,4	0,8	0,2	0,1	0,1	0,0	0,2

28.3.3. Etanchéité

Le corps de digue est un vraisemblablement en matériaux limon-sableux avec des couches potentiellement perméables au droit des rehausses successives.

28.3.4. Filtration

Il n'existe pas de système de filtration.

28.3.5. Drainage

Il n'existe pas de système de drainage.

28.3.6. Stabilité

La digue mesure environ 3 m de haut. Les fruits sont variables, ils sont compris entre 1.3 et 2.5 à l'aval et entre 1.5 et 3 à l'amont.

28.3.7. Protection

Les talus sont tous enherbés. Ils ne sont pas équipés de protections anti-fouisseurs.

28.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon résistant à la surverse sur ce secteur.

28.3.9. Sécurité

La crête est carrossable sur tout le linéaire, avec une largeur minimale de 4 m.
La majeur partie du linéaire possède une piste en pied aval ; comme les pistes, les accès à la digue sont à minima en GNT.

29.DIGUE DE MAS THIBERT A BOISVIEL

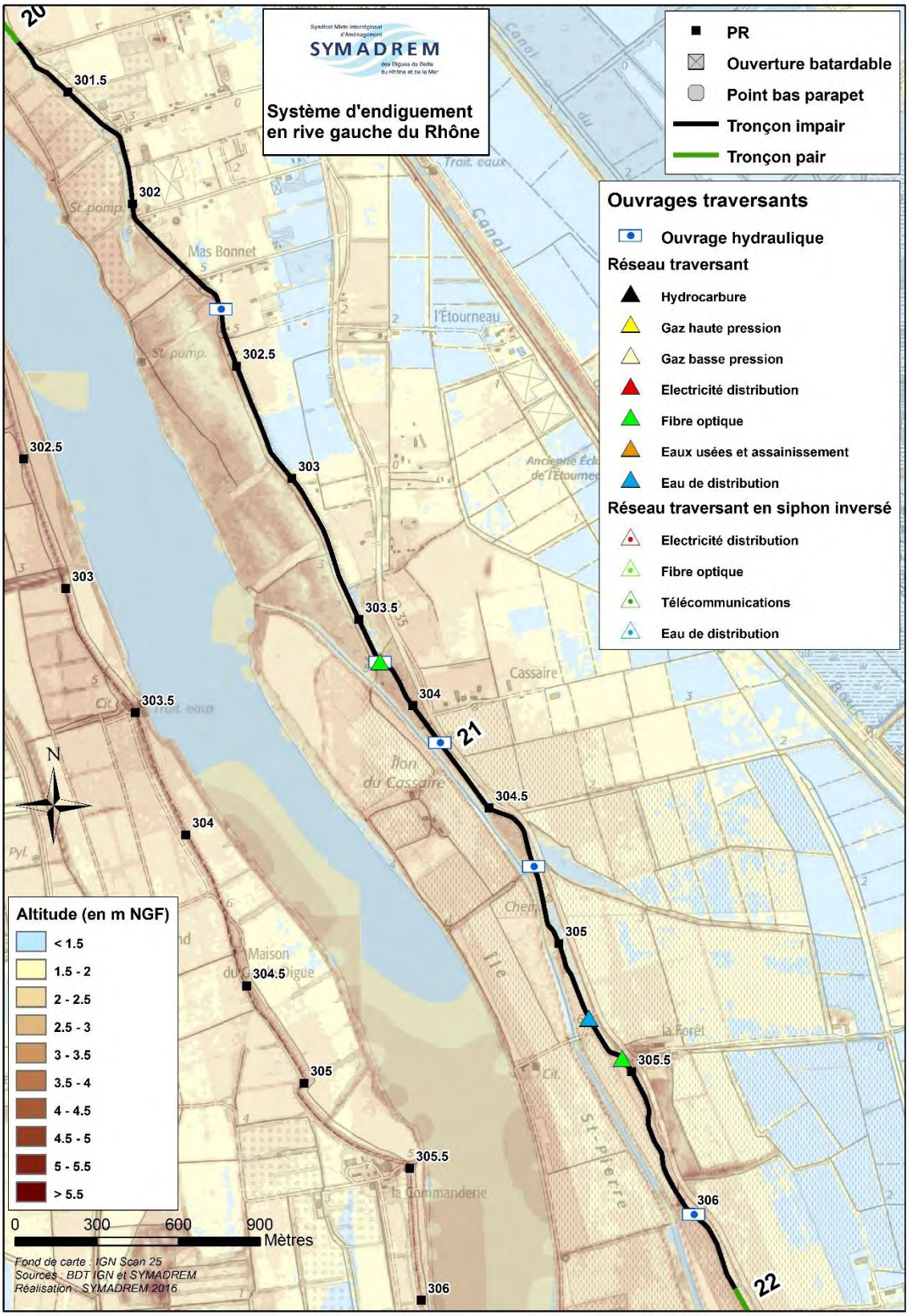


Figure 171. Plan de situation de la digue de mas Thibert à Boisviel (T21)

29.1. PREAMBULE

Sur cette section la digue s'étend sur 22.4 km, entre les PK 294.6 (aval de la RD35) et 316 (canal du Rhône à Fos). Cette digue de classe B date de la moitié du XIX^{ème} siècle et n'a pas fait l'objet de travaux de confortement depuis. Des travaux de carrossabilité et de suppression d'ouvrages traversants hors service ont été réalisés en 2010.

Des travaux, inclus dans le programme de sécurisation, opération GR2.3 Digues du Grand Rhône et du Petit Rhône 2ème priorité, devront intégrés dans un prochain CPIER Plan Rhône après 2020. Ces travaux devront permettre un calage à la cote exceptionnelle assortie d'une revanche de 50 cm l'ensemble de la section. Lorsque la largeur du ségonnal est trop faible, la digue sera légèrement déplacée vers l'aval. L'EDD traite de l'état actuel de la digue.

29.2. PRESENTATION GENERALE

29.2.1. Description

La description historique et des travaux de carrossabilité est la même que pour le tronçon GRG1.



Photo 71. Digue actuelle, PK 305

29.2.2. Sectorisation

Le tronçon n'est pas redécoupé en sous-tronçon.

29.2.3. Description du tronçon

Raccordement à GRG1

Il n'y a pas de rupture géométrique ou de composition.

GRG 2

Ce sous tronçon mesure 5,4 km de long.
La cote de crête diminue progressivement de 5,5 à 5 m NGF.

Le fruit du parement coté terre est principalement comprit entre 1,3 et 2.

Le fruit du parement coté fleuve est du même ordre avec des valeurs oscillant autour de 2, entre 1,5 et 2,75.

La hauteur de la digue par rapport à l'amont est autour de 2 m avec des valeurs comprises entre 1.5 m et 3.5 m. Par rapport à l'aval la hauteur est plus variable : entre 0.7 et 3.8 m avec une valeur moyenne à 2.5 m.

Le secteur comporte de nombreuses zones qui ont été perreyées au XIX^{ème} siècle (1.8 km au total) et des infiltrations d'eau parfois limoneuse ont été observées.

29.2.4. Accessibilité

Il existe de nombreux accès à la digue.

Tableau 156. Accès -Section GRG2

N°	***Information***	***PR***
1	Mas Thibert	301.75
2	Mas Thibert	302
3	Mas Bonnet	302.25
4	Mas Bonnet	302.4
5	Ilon du cassaire	302.7
6	Cassaire	304.1
7	La foret	305.3
8	La foret	305.9

29.2.5. Ouvrages englobés

Il n'y a pas de point bas : la crête de digue est toujours supérieure à la crue exceptionnelle.

6 Ouvrages Hydrauliques Traversants ont été recensés sur le linéaire. Ils sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau 157. Réseaux traversants, Section GRG1

N°	*Information*	*Type*	*PR*	*Etat*
GRG_05 1129 : Mas Thibert	Gravitaire / Enterré	Irrigation	302,36	Etat: Moyen 1 Martelière côté rivière et deux côté terre Les 2 martelières côté terre ne semblent pas fonctionner Haut / crête =5 m Système d'obturation étanche : Oui Dalle en béton en crête et sur talus Dalle fissurée et déjointoyée
GRG_06 1141 : Réseau eau potable	Sous pression / Enterré	Eaux de distribution	303,72	Canalisation eau potable
GRG_07 1127 : Mas de la Forêt	Sous pression / Enterré	Irrigation	304,75	Martelière côté terre et côté rivière Haut / crête = 1.5 m Système d'obturation étanche : Oui ouvrage en béton Dalle béton en crête
GRG_10 1123 : Boisviel St Pierre	Gravitaire / Enterré	Irrigation	306,02	Martelière côté rivière qui ne fonctionne pas Haut / crête = 5 m Système d'obturation étanche : Non Ouvrage en béton Deux cheminées Dalle en béton en crête

Il existait des ouvrages hydrauliques traversants supplémentaires qui ont été supprimés dans le cadre des travaux de carrossabilité/suppression des ouvrages hydrauliques traversants :

- 267-la forêt (305.88).

29.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

29.3.1. Géométrie

Tableau 158. Synthèse géométrique, tronçon Mas Thibert - Boisviel

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	5,6	5,0	5,3	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	4,7	1,4	2,8	0,8
Cote à 20m du pdav	m NGF	3,5	0,7	2,3	0,6
Cote de pied de digue amont	m NGF	3,9	1,7	3,0	0,6
Cote à 20m du pdam	m NGF	4,0	1,0	2,6	0,7
Hauteur de digue coté aval	m	3,9	0,7	2,6	0,8
Hauteur de digue coté amont	m	3,7	1,5	2,3	0,6
Fruit aval	L/V	11,1	1,1	2,1	1,8
Fruit amont	L/V	9,4	1,5	2,4	1,2
Largeur du ségonnal	m	351	14	165	119

29.3.2. Données hydrauliques

Tableau 159. Données hydrauliques, tronçon Mas Thibert - Boisviel

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,4	3,0	1,6	2,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	3,7	3,3	1,3	1,9	0,2	0,1	0,0	0,0	0,6
9500	3,9	3,4	1,1	1,7	0,2	0,1	0,0	0,0	0,6
10500	4,2	3,8	0,8	1,3	0,2	0,1	0,1	0,0	0,4
11500	4,6	4,1	0,4	1,0	0,2	0,1	0,1	0,0	0,3
12500	4,8	4,3	0,2	0,8	0,2	0,1	0,1	0,0	0,3
14160	4,9	4,4	0,1	0,7	0,2	0,2	0,1	0,0	0,2

29.3.3. Etanchéité

Le corps de digue est un vraisemblablement en matériaux limon-sableux avec des couches potentiellement perméables au droit des rehausses successives.

29.3.4. Filtration

Il n'existe pas de système de filtration.

29.3.5. Drainage

Il n'existe pas de système de drainage.

29.3.6. Stabilité

La digue mesure environ 3 m de haut. Les fruits sont variables, ils sont compris entre 1.3 et 2.5 à l'aval et entre 1.5 et 3 à l'amont.

29.3.7. Protection

Les talus sont tous enherbés. Ils ne sont pas équipés de protections anti-fouisseurs.

29.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon résistant à la surverse sur ce secteur.

29.3.9. Sécurité

La crête est carrossable sur tout le linéaire, avec une largeur minimale de 4m.

La majeur partie du linéaire possède une piste en pied aval ; comme les pistes, les accès à la digue sont à minima en GNT.

30.DIGUE DE BOISVIEL A TOUR DE PARADE

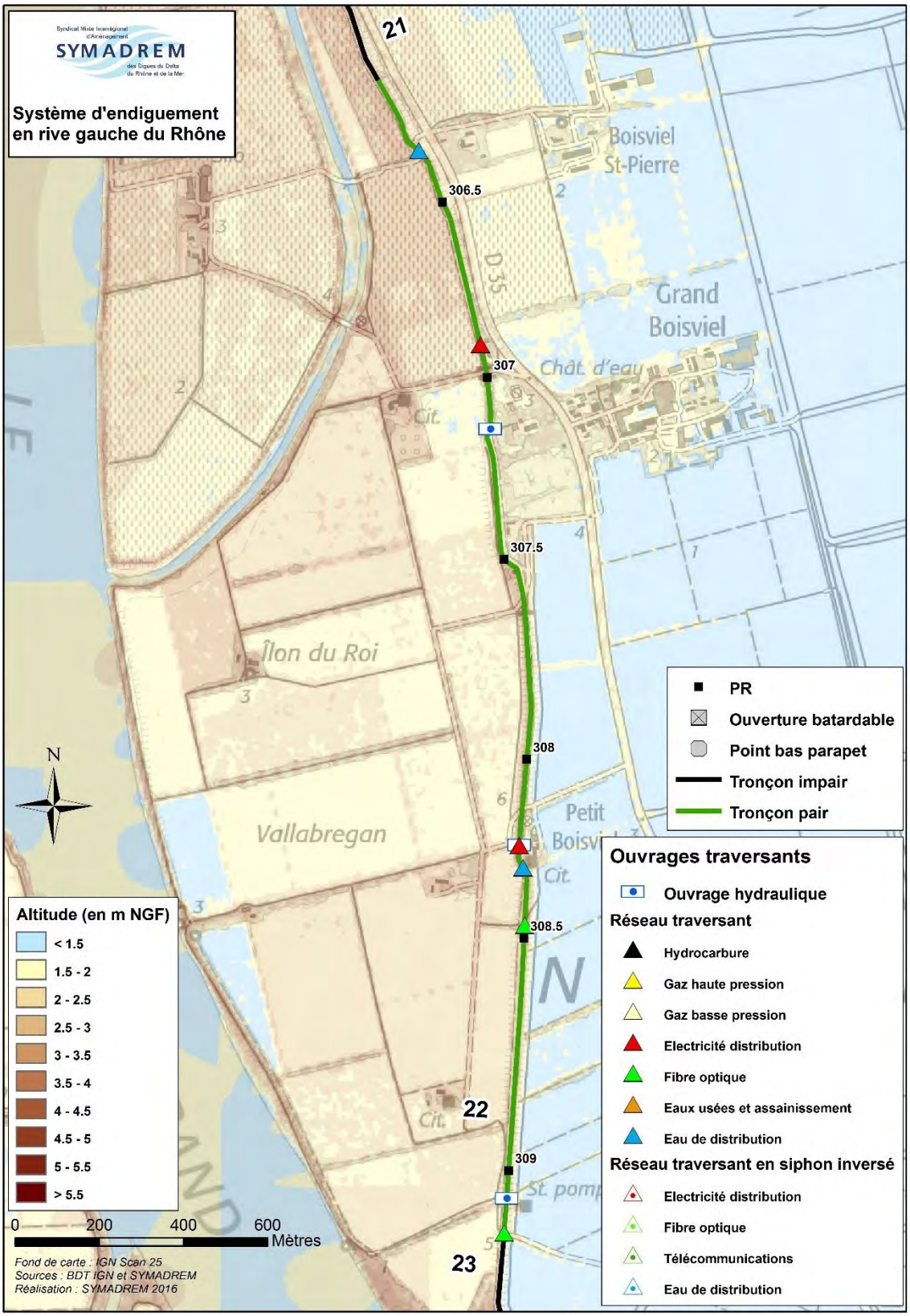


Figure 172. Plan de situation de la digue de Boisviel à Tour de Parade (T22)

30.1. PREAMBULE

Sur cette section la digue s'étend sur 22.4 km, entre les PK 294.6 (aval de la RD35) et 316 (canal du Rhône à Fos). Cette digue de classe B date de la moitié du XIXème siècle et n'a pas fait l'objet de travaux de confortement depuis. Des travaux de carrossabilité et de suppression d'ouvrages traversants hors service ont été réalisés en 2010.

Des travaux, inclus dans le programme de sécurisation, opération GR2.3 Digues du Grand Rhône et du Petit Rhône 2ème priorité, devront intégrés dans un prochain CPIER Plan Rhône après 2020. Ces travaux devront permettre un calage à la cote exceptionnelle assortie d'une revanche de 50 cm l'ensemble de la section. Lorsque la largeur du ségonnal est trop faible, la digue sera légèrement déplacée vers l'aval. L'EDD traite de l'état actuel de la digue.

30.2. PRESENTATION GENERALE

30.2.1. Description

La description historique et des travaux de carrossabilité est la même que pour le tronçon GRG1.

30.2.2. Sectorisation

Le tronçon n'est pas redécoupé en sous-tronçon.

30.2.3. Description du tronçon

Raccordement à GRG2

Il n'y a pas de rupture géométrique ou de composition.

GRG 3

Ce sous tronçon mesure 2,8 km de long.
La cote de crête diminue progressivement de 5 à 4,5 m NGF.

Le fruit du parement coté terre est compris entre 1,5 et 2,2 et le fruit du parement coté fleuve compris entre 2 et 3.

La hauteur de la digue par rapport à l'amont est reste inférieure à 2.3 m, avec des valeurs autour de 2 m et descendant localement à 1.3 m. Par rapport à l'aval la hauteur est comprise entre 1 et 4 m.
Aucun désordre n'a été relevé sur ce secteur.

30.2.4. Accessibilité

Il existe de nombreux accès à la digue.

Tableau 160. Accès - Section GRG3

N°	***Information***	***PR***
1	Boisviel St Pierre	306.4
2	Grand Boisviel	307
3	Ilon du roi	307.6
4	Petit Boisviel	308.2

30.2.5. Ouvrages englobés

4 Ouvrages Hydrauliques Traversants ont été recensés sur le linéaire. Ils sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau 161. Réseaux traversants, Section GRG1

N°	***Information***	***Type***	***PR***	***Etat***
GRG_11 1126 : Boisviel St Pierre	Sous pression / Superficiel	Eaux de distribution	306,40	Haut / crête = 1 m Système d'obturation étanche : Oui Tuyau en caoutchouc
GRG_12 1121 : Grand Boisviel	Gravitaire / Enterré	Irrigation	306,85	Vanne côté rivière Haut / crête = 3 m Système d'obturation étanche : Indéfini Conduite en fer
GRG_13 1119 : Petit Boisviel	Gravitaire / Enterré	Irrigation	308,24	3 martelières côté rivière dans cheminée Haut / crête = 3 m Système d'obturation étanche : Oui Cheminée côté terre et côté rivière
GRG_14 1118 : Petit Boisviel	Sous pression / Superficiel	Eaux de distribution	308,31	Haut / crête = 3 m Système d'obturation étanche : Oui Conduite en caoutchouc Château d'eau côté terre alimente maison dans ségonnal

Il existait des ouvrages hydrauliques traversants hors service qui ont été supprimés dans le cadre des travaux de carrossabilité/suppression des ouvrages hydrauliques traversants :

254-le bras mort ; 255-la porcelette ; 256-la porcelette ; 258-tour de parade ; 263-petit boisviel (308.14) ; 265-grand boisviel (306.6) ; 267-la forêt (305.88).

30.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

30.3.1. Géométrie

Tableau 162. Synthèse géométrique, tronçon Boisviel – Tour de Parade

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	5,1	4,6	4,8	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	3,2	2,2	2,6	0,2
Cote à 20m du pdav	m NGF	2,8	1,5	2,0	0,3
Cote de pied de digue amont	m NGF	3,6	2,6	3,1	0,3
Cote à 20m du pdam	m NGF	3,2	2,2	2,7	0,2
Hauteur de digue coté aval	m	2,7	1,7	2,2	0,3
Hauteur de digue coté amont	m	2,3	1,3	1,7	0,3
Fruit aval	L/V	2,3	1,4	1,8	0,2
Fruit amont	L/V	3,6	1,8	2,4	0,4
Largeur du ségonnal	m	893	132	574	240

30.3.2. Données hydrauliques

Tableau 163. Données hydrauliques, tronçon Boisviel – Tour de Parade

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,0	2,7	1,8	1,9	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	3,3	3,1	1,5	1,7	0,1	0,1	0,0	0,0	0,6
9500	3,4	3,2	1,4	1,5	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
10500	3,8	3,5	1,0	1,2	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
11500	4,1	3,9	0,7	0,8	0,2	0,1	0,0	0,0	0,3
12500	4,3	4,0	0,6	0,7	0,2	0,2	0,0	0,0	0,2
14160	4,4	4,1	0,5	0,6	0,2	0,2	0,0	0,0	0,2

30.3.3. Etanchéité

Le corps de digue est un vraisemblablement en matériaux limon-sableux avec des couches potentiellement perméables au droit des rehausses successives.

30.3.4. Filtration

Il n'existe pas de système de filtration.

30.3.5. Drainage

Il n'existe pas de système de drainage.

30.3.6. Stabilité

La digue mesure environ 3 m de haut. Les fruits sont variables, ils sont compris entre 1.3 et 2.5 à l'aval et entre 1.5 et 3 à l'amont.

30.3.7. Protection

Les talus sont tous enherbés. Ils ne sont pas équipés de protections anti-fouisseurs.

30.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon résistant à la surverse sur ce secteur.

30.3.9. Sécurité

La crête est carrossable sur tout le linéaire, avec une largeur minimale de 4 m.
La majeur partie du linéaire possède une piste en pied aval ; comme les pistes, les accès à la digue sont a minima en GNT.

31.DIGUE DE TOUR DE PARADE A BARCARIN

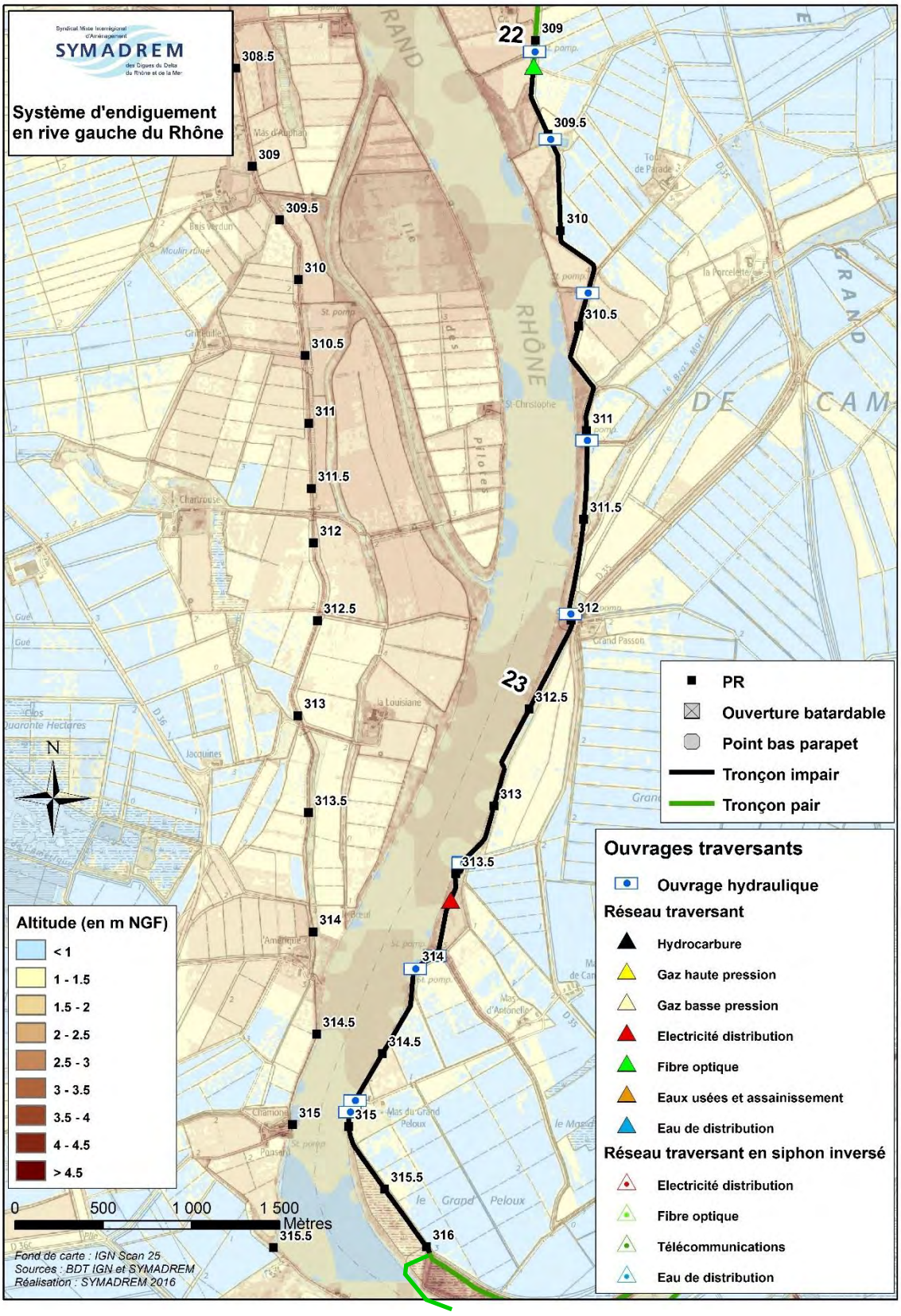


Figure 173. Plan de situation de la digue de Parade à Barcarin (T23)

31.1. PREAMBULE

Sur cette section la digue s'étend sur 22.4 km, entre les PK 294.6 (aval de la RD35) et 316 (canal du Rhône à Fos). Cette digue de classe B date de la moitié du XIXème siècle et n'a pas fait l'objet de travaux de confortement depuis. Des travaux de carrossabilité et de suppression d'ouvrages traversants hors service ont été réalisés en 2010.

Des travaux, inclus dans le programme de sécurisation, opération GR2.3 Digues du Grand Rhône et du Petit Rhône 2ème priorité, devront intégrés dans un prochain CPIER Plan Rhône après 2020. Ces travaux devront permettre un calage à la cote exceptionnelle assortie d'une revanche de 50 cm l'ensemble de la section. Lorsque la largeur du ségonnal est trop faible, la digue sera légèrement déplacée vers l'aval. L'EDD traite de l'état actuel de la digue.

31.2. PRESENTATION GENERALE

31.2.1. Description

La description historique et des travaux de carrossabilité est la même que pour le tronçon GRG1.



Photo 72. Digue actuelle, PK 310



Photo 73. Digue actuelle, PK 314

31.2.2. Sectorisation

Le tronçon n'est pas redécoupé en sous-tronçon.

31.2.3. Description du tronçon

Raccordement à la GRG3

Il n'y a pas de rupture géométrique ou de composition.

GRG 4

Ce sous tronçon mesure 7,5 km de long.
La cote de crête diminue progressivement de 4,5 à 3,5 m NGF.

Le fruit du parement coté terre est principalement compris entre 1,5 et 2,5 avec des valeurs un peu plus importantes à partir du PR 314,5.

Le fruit du parement coté fleuve est principalement compris entre 1,7 et 3 avec des valeurs un peu plus importantes à partir du PR 314.

La hauteur de la digue par rapport à l'amont est reste inférieure à 2,3 m, avec des valeurs autour de 1,5m. Par rapport à l'aval la hauteur est comprise entre 1 et 3 m.

Une brèche est apparue en 1856 (PR 311.5) et une en 1993 (PR310) ; de plus la quasi intégralité du secteur comporte des infiltrations d'eau claire et des terriers de blaireaux ont été repérés entre les PR 313 et 315. Il y a également eu de l'érosion le long d'un ouvrage traversant au PR 313.5.

31.2.4. Accessibilité

Il existe de nombreux accès à la digue.

Tableau 164. Accès - Section GRG4

N°	***Information***	***PR***
1	Petit Boisviel	309.1
2	Tour de parade	310.25
3	Bras Mort	311.1
4	Grand Passon	312
5	Mas Antonelle	313.4
6	Mas Antonelle	313.9
7	Mas du Grand Peloux	314.8
8	L'Eysselle	316

31.2.5. Ouvrages englobés

Il n'y a pas de point bas : la crête de digue est toujours supérieure à la crue exceptionnelle. Par contre la revanche n'atteint pas les 50cm.

11 Ouvrages Hydrauliques Traversants ont été recensés sur le linéaire. Ils sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau 165. Réseaux traversants, Section GRG1

N°	*Information*	*Type*	*PR*	*Etat*
GRG_15 1116 : Tour de Parade	Gravitaire / Enterré	Irrigation	309,08	Martelière côté terre et côté rivière Haut / crête = 5 m Système d'obturation étanche : Oui Ouvrage en béton et deux cheminées en pied
GRG_16 1114 : Tour de Parade	Sous pression / Enterré	Irrigation	309,59	Martelière côté rivière Haut / crête = 1.5 m Système d'obturation étanche : Oui ouvrage en béton
GRG_17 1109 : Le Bras Mort	Sous pression / Enterré	Irrigation	311,06	Etat Bon En fonctionnement Martelière côté terre et côté rivière qui ne fonctionne pas Vanne dans station de pompage Système d'obturation étanche : Oui 2 Buses en béton de 1.20 m Canal en relief en béton Dalle en béton en crête station de pompage côté rivière
GRG_18 Grand Passon	Sous pression / Enterré	Irrigation	311.99	2 conduites D1000 Etat : bon (2010) Vanne pompe amont et station aval
GRG_19 1106 : Grand Passon	Gravitaire	Irrigation	312,02	2 conduites Martelière côté terre et côté rivière Système d'obturation étanche : Oui Dalle béton en crête et escalier sur talus côté terre
GRG_20 1105 : Mas de Campane	Sous pression / Superficiel	Irrigation	313,41	Vanne côté terre en pied Haut / crête = 1 m Conduite en fer
GRG_21 1104 : Mas de Campane	Sous pression / Superficiel	Irrigation	313,41	Vanne côté terre en mauvais état Haut / crête = 10 cm Système d'obturation étanche : Indéfini Système de pompage côté rivière Conduite en béton
GRG_22 1103 : Mas Antonelle	Gravitaire / Enterré	Irrigation	313,93	2 conduites Clapet qui ferme mais pas étanche Buses en béton Station de pompage côté rivière

GRG_23 1101 : Mas Antonelle	Sous pression / Enterré		314,01	Vanne côté terre Haut / crête = 3 m Système d'obturation étanche : Oui Dalle en béton en crête et dans talus
GRG_24 1138 : Mas du Grand Peloux	Sous pression	Irrigation	314,84	Haut / crête = 1.50 m Système d'obturation étanche : Oui Tuyau utilisé pour l'irrigation du jardin Station de pompage côté terre Talus et crête en maçonnerie
GRG_25 1100 : Mas du Grand Peloux	Sous pression / Enterré	Irrigation	314,92	Haut / crête = 2 m Système d'obturation étanche : Oui Conduite en fer

Il existait des ouvrages hydrauliques traversants hors service qui ont été supprimés dans le cadre des travaux de carrossabilité/suppression des ouvrages hydrauliques traversants :

Lescot ; 251-passons (312.03) ; 254-le bras mort ; 255-la porcelette ; 256-la porcelette ; 258-tour de parade.

31.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

31.3.1. Géométrie

Tableau 166. Synthèse géométrique, tronçon Tour de Parade - Barcarin

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	4,6	3,3	3,9	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	3,4	1,2	1,9	0,4
Cote à 20m du pdav	m NGF	2,5	0,5	1,5	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	3,4	1,8	2,4	0,4
Cote à 20m du pdam	m NGF	3,1	0,3	1,6	1,0
Hauteur de digue coté aval	m	2,9	0,8	2,0	0,6
Hauteur de digue coté amont	m	2,4	0,8	1,5	0,4
Fruit aval	L/V	7,3	1,5	2,4	1,1
Fruit amont	L/V	4,6	1,6	2,6	0,8
Largeur du ségonnal	m	360	5	87	89

31.3.2. Données hydrauliques

Tableau 167. Données hydrauliques, tronçon Tour de Parade - Barcarin

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	2,7	2,0	1,3	1,6	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	3,1	2,2	0,9	1,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,5
9500	3,2	2,3	0,8	1,1	0,2	0,1	0,0	0,0	0,5
10500	3,5	2,6	0,5	0,8	0,2	0,1	0,1	0,0	0,3
11500	3,8	2,9	0,2	0,5	0,3	0,2	0,1	0,0	0,2
12500	4,0	2,9	0,1	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	0,1
14160	4,1	2,9	0,1	0,3	0,3	0,2	0,1	0,0	0,1

31.3.3. Etanchéité

Le corps de digue est un vraisemblablement en matériaux limon-sableux avec des couches potentiellement perméables au droit des rehausses successives.

31.3.4. Filtration

Il n'existe pas de système de filtration connu.

31.3.5. Drainage

Il n'existe pas de système de drainage connu.

31.3.6. Stabilité

La digue mesure environ 3m de haut. Les fruits sont variables, ils sont compris entre 1.3 et 2.5 à l'aval et entre 1.5 et 3 à l'amont.

31.3.7. Protection

Les talus sont tous enherbés. Ils ne sont pas équipés de protections anti-fouisseurs.

31.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon résistant à la surverse sur ce secteur.

31.3.9. Sécurité

La crête est carrossable sur tout le linéaire, avec une largeur minimale de 4 m.
La majeur partie du linéaire possède une piste en pied aval ; comme les pistes, les accès à la digue sont à minima en GNT.

32.ECLUSE DE BARCARIN ET DIGUES DE FERMETURE

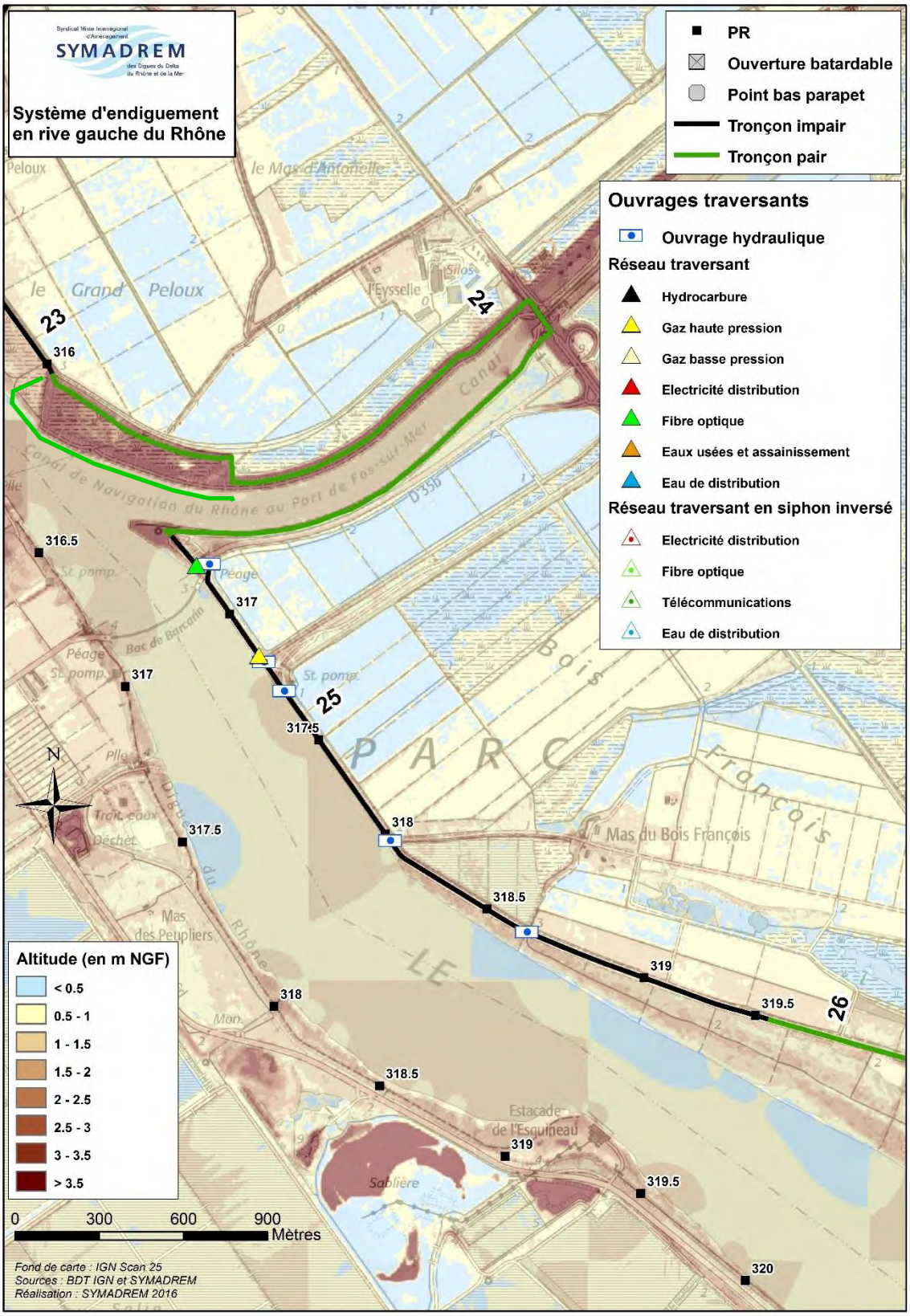


Figure 174. Plan de situation de l'écluse de Barcarin (T24)

32.1. PREAMBULE

L'écluse et les digues de l'embouquement du canal de Barcarin sont gérées par la CNR sur l'ensemble du tracé : 3 870 m entre les PK 316.04 et 316.72.
C'est une digue de classe B sur laquelle il n'est pas prévu de travaux. Ce tronçon a fait l'objet d'une étude de dangers par la CNR [E305].

32.2. PRESENTATION GENERALE

32.2.1. Description

L'écluse de Barcarin, sur le canal du Rhône à Fos, fait partie du grand programme d'aménagement du palier d'Arles mis en place par la Compagnie Nationale du Rhône. Dernière écluse construite sur le Rhône à ce jour, elle a été mise en service en 1983 pour permettre d'éviter la traversée du golfe de Fos-sur-Mer, via l'écluse de Port-Saint-Louis-du-Rhône. Réservée à la navigation commerciale, elle ouvre sur une gare fluviale.

Aucun incident n'a été signalé sur la digue depuis sa mise en exploitation.

32.2.2. Sectorisation

Le système de protection Ecluse de Barcarin comprend la porte amont de l'écluse de Barcarin, la digue de fermeture amont et la digue de fermeture aval. L'ensemble est un ouvrage de classe B. Il peut-être découpé en 6 sous-tronçons : 3 pour la digue rive Nord, 1 pour la porte, 1 pour les murs guides et 1 pour la digue rive Sud.



Figure 175. Sectorisation de l'embouquement du canal du Rhône à Fos (CNR [E305])

32.2.3. Description des sous-tronçons

La composition de la digue n'est jamais précisée sur les profils type mais elle est, a priori, de nature sableuse sur les 4 sous-tronçons. Les études géophysiques et géotechniques ont menées à trois profils types :

Profil type 1 (PT1)	**Profil type 2 (PT2)**	**Profil type 3 (PT3)**
Grave (couche pas toujours présente)	Grave (couche pas toujours présente)	Grave (couche pas toujours présente)
Sable	Sable	Limon
Sable +/- limoneux	Argile	Argile
Sable Fondation	Sable Fondation	Sable +/-limoneux

Raccordement à la digue à l'amont

La protection de l'embouquement du canal est directement contre le canal alors que la digue possède un ségonnal (environ 200m), c'est la digue CNR qui rentre dans les terres pour rejoindre celle du Symadrem.

Sous-tronçon N3 sur 200 m : perpendiculairement au Rhône au PK316.100.

D'après le profil type de la Figure ci-dessous, le talus amont est quasiment plat (fruit de 10/1) et il est protégé par une couche de 30 cm de galet de Crau. La crête aussi est protégée par une couche de 30 cm de galet et calée à 4 m NGF. Sa largeur reste de 6 m. Le TN en aval a une cote moyenne de 3.50 m NGF.
Par rapport au profil en travers type, la crête de digue est actuellement plutôt autour de 3.68 m NGF et le talus aval est surmonté d'un talus limoneux calé à la cote 6.03 m NGF.

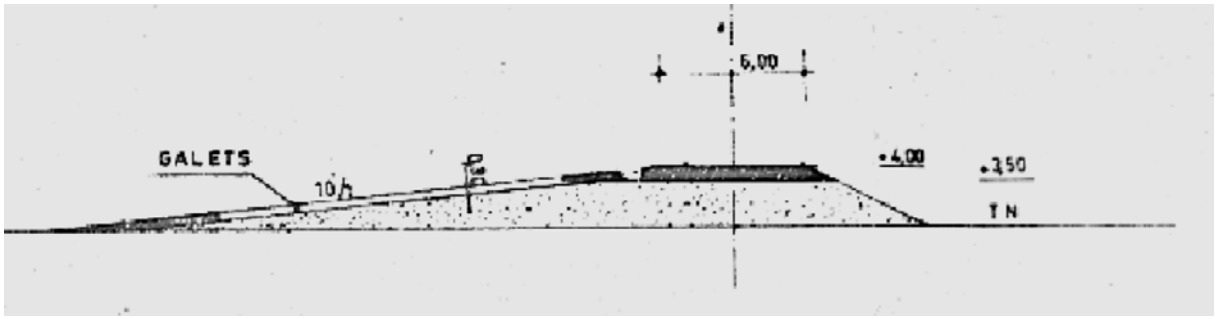


Figure 176. Profil type du sous-tronçon N3 (CNR [E305])

Sous-tronçon N2 sur 655 m : de 260 m en amont du PK 316,500 du Rhône jusqu'au PK316.100.

Sur cette portion, le talus amont, qui présente un fruit de 2H/1V, est revêtu d'enrochements 100/500 kg sur une couche de matériaux de carrière 10/100kg. Une membrane synthétique permet de faire la transition entre le sol existant et la protection du talus amont. La cote du plan d'eau est située environ 4 m en dessous du niveau de la piste. La crête de la digue, calée à environ 4.03 m NGF, est toujours constituée de galets de Crau sur 50 cm d'épaisseur et sa largeur est de 6 m. Le talus aval n'est presque pas marqué sachant que la cote du terrain naturel en aval varie entre 3 et 5 m NGF.

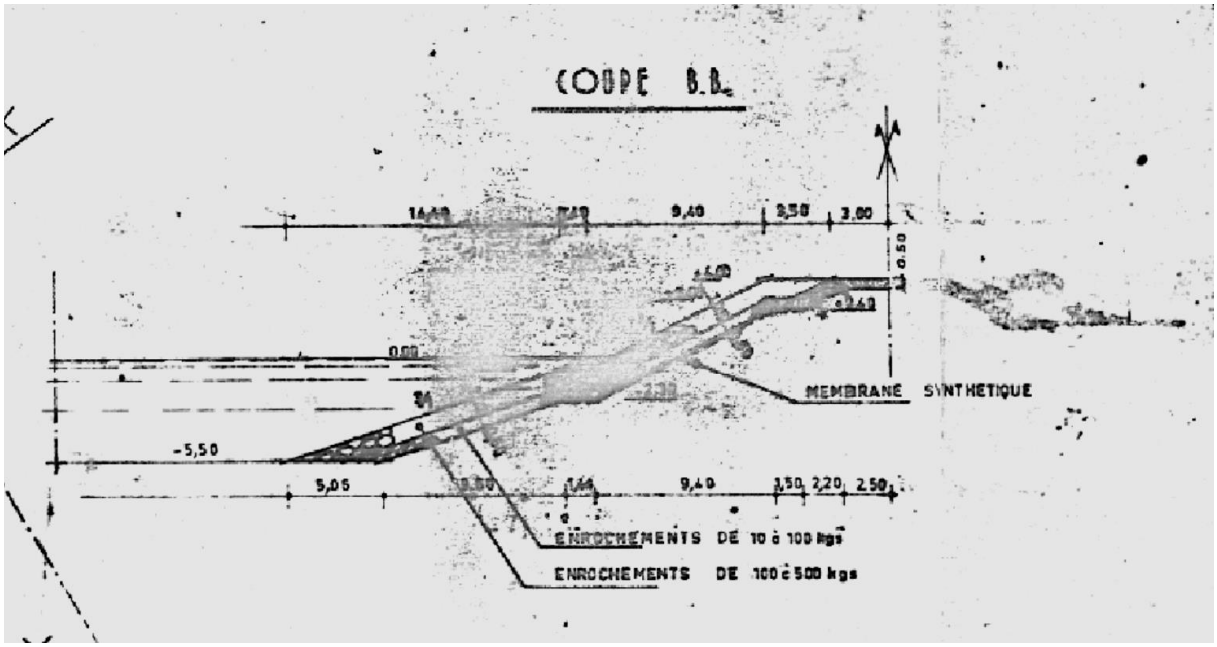


Figure 177. Profil type du sous-tronçon N2 (CNR [E305])

Sous-tronçon N1 sur 1 300 m : du mur nord guide de l'écluse jusqu'à 260 m en amont du PK 316.500 du Rhône :

Sur cette portion, le profil amont de la digue est identique au sous-tronçon N2. La cote de la piste varie entre 3.31 et 4.03 m NGF et sa largeur est de 6 m. D'après le profil type de la figure ci-après, la digue est constituée de galets de Crau sur une épaisseur de 50 cm. Les pentes du talus aval et du talus amont sont de 2/1 (H/V).
Le talus aval est surmonté d'une butte de protection au vent constituée de matériaux sableux. Cette protection est calée à 12.50 m NGF.

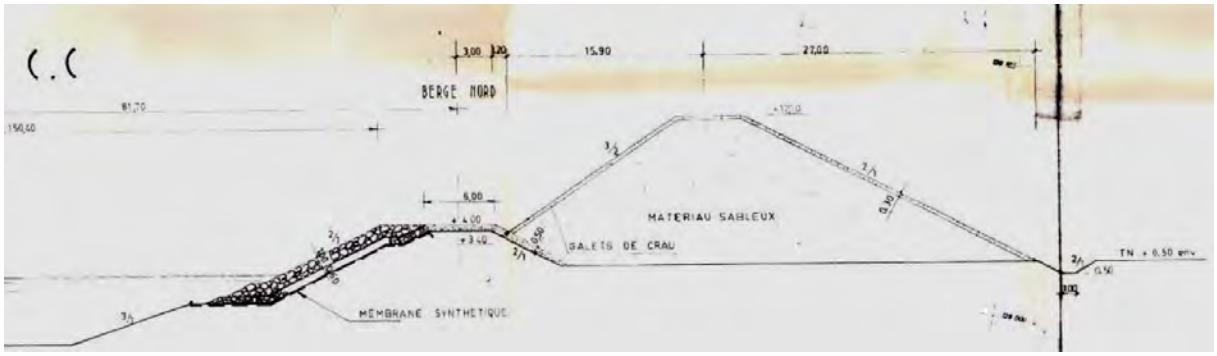


Figure 178. Profil type du sous-tronçon N1 (CNR [E305])

Sous-tronçon S1 sur 1 570 m : du mur sud guide de l'écluse jusqu'au PK 316.800 du Rhône :

Contrairement à la digue Nord qui s'apparente à une plateforme, la digue Sud possède un contre-canal avec un fossé de drainage.
Sur ce sous-tronçon, la cote de la crête varie entre 3.60 et 4.03 m NGF et sa largeur est en moyenne de 6 m. D'après le profil type de la Figure 118, cette crête est constituée de galets de

Crau sur une épaisseur de 0.5 m. Les pentes du talus aval et du talus amont sont de 2/1 (H/V). Le talus amont est revêtu d'enrochements 100/500 kg sur une couche de matériaux de carrière 10/100kg. Une membrane synthétique permet de faire la transition entre le sol existant et la protection du talus amont. Le talus aval est protégé par une couche de galet de Crau sur 50 cm. Un canal de 2 m de large en pied de digue permet de récupérer les eaux de percolation de la digue. La hauteur de cette digue est d'environ 4 m par rapport au plan d'eau, situé vers 0 m NGF.

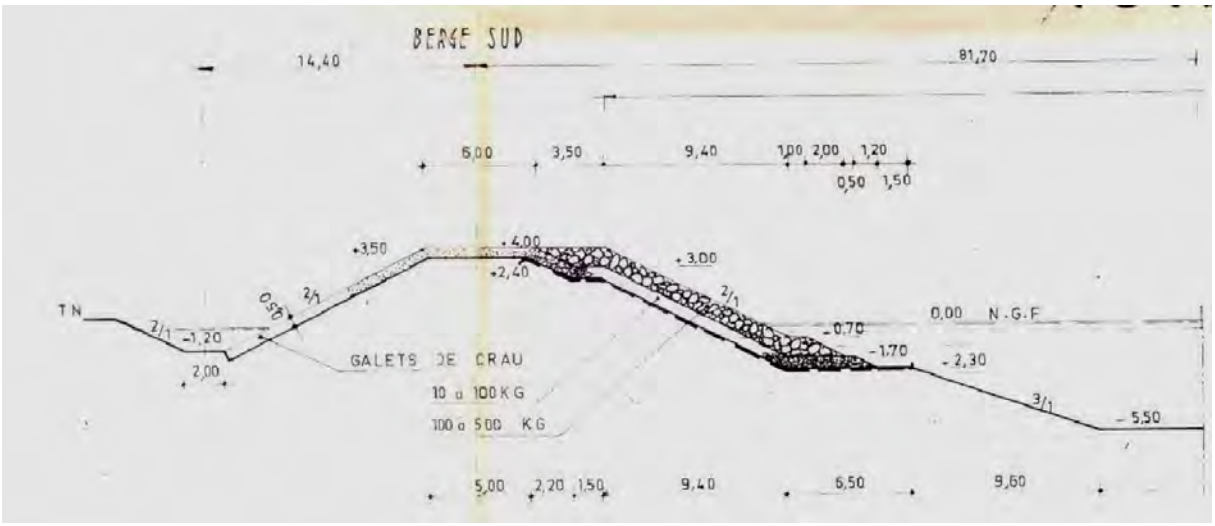


Figure 179. Profil type du sous-tronçon S1 (CNR [E305])

Murs guides de l'écluse sur 150 m

Les ouvrages de génie civil, permettant la fermeture de l'écluse, sont constitués par les ouvrages de guidage amont rives droite et gauche, en rideau de palplanches ancrées. La crête de ces protections est à la côte 4.03 m NGF.

Portes de l'écluse

La porte en amont de l'écluse de Barcarin est constituée de 2 vantaux en acier de construction E26.3 mécanosoudé, montant jusqu'à 4 m NGF. Leur structure est composée d'une tôle de bordée raidie verticalement et horizontalement par des traverses métalliques soudées. Des profilés transversaux de contreventement de type UPN ont été mis en place pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les efforts hydrostatiques induits lors du buscage des vantaux et de leur mise en pression sont repris linéairement sur toute la hauteur du poteau busqué (contact acier/acier). Des butées métalliques de rive montées au droit de chaque entretoise horizontale assurent la transmission de ces efforts au génie civil.

Des vantelles de remplissage et de vidange ont été intégrées dans la structure des portes. Elles sont de type guillotine et sont constituées d'une tôle de bordée en acier raidie. Chaque vantelle est équipée de galets roulant sur les rails montés sur les vantaux.

Les portes et les vantelles sont pilotées par des vérins hydrauliques. Une brimbale métallique assure la liaison entre le sommet de la vantelle et sont actionneur.



Photo 74. Portes de l'écluse (photo Région PACA-Inventaire général)

32.2.4. Accessibilité

Les deux digues sont carrossables en crête ; l'accès se fait au niveau de l'écluse pour les deux rives : depuis la D35B au Sud et depuis le chemin CNR partant du Mas de l'Eysselle au Nord. Le mirador, utilisé pour une conduite locale de l'écluse, se situe au Sud ; l'accès se fait par la D35B.

32.2.5. Ouvrage englobés

Dans la digue sud, à proximité de l'écluse, passe une conduite double permettant la vidange de la fosse anti-sel, c'est le seul ouvrage traversant ce secteur.

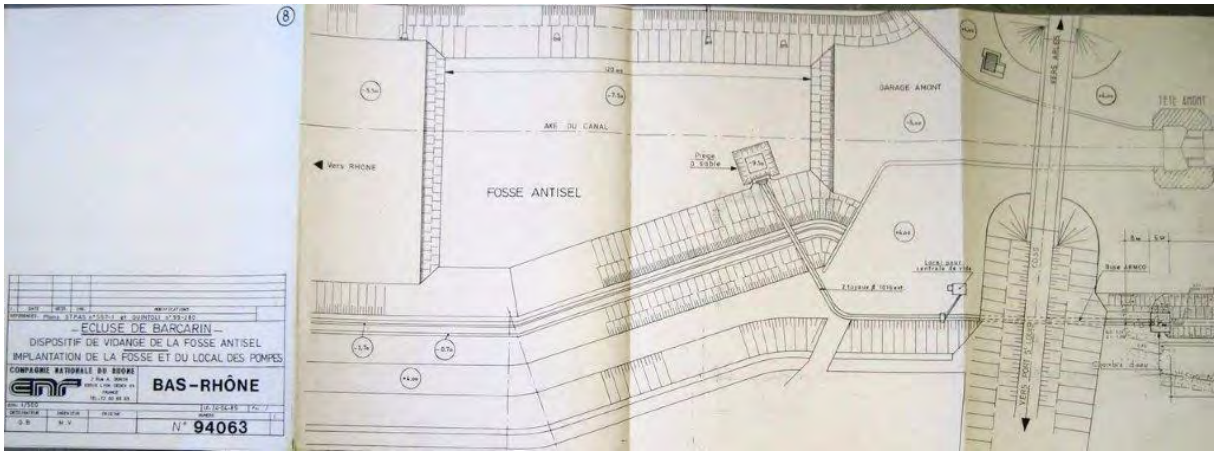


Figure 180. Plan de l'écluse avec ouvrage traversant (CNR [E305])

32.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

32.3.1. Géométrie

Tableau 168. Synthèse géométrique, tronçon Ecluse de Barcarin

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	4,0	4,0	4,0	0,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	0,5	-1,2	-0,2	0,9
Cote à 20m du pdav	m NGF	12,0	0,9	5,6	5,9
Cote de pied de digue amont	m NGF	-0,5	-0,7	-0,6	0,1
Cote à 20m du pdam	m NGF	5,2	4,3	4,8	0,4
Hauteur de digue coté aval	m	5,2	3,5	4,2	0,9
Hauteur de digue coté amont	m	4,7	4,5	4,6	0,1
Fruit aval	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Fruit amont	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	0	0	0	0

32.3.2. Données hydrauliques

Tableau 169. Données hydrauliques, tronçon Ecluse de Barcarin

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	2,0	2,0	2,0	2,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
8500	2,3	2,2	1,7	1,8	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
9500	2,4	2,3	1,6	1,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
10500	2,7	2,6	1,3	1,4	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
11500	2,9	2,8	1,1	1,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
12500	3,0	2,9	1,0	1,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
14160	3,0	3,0	1,0	1,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3

32.3.3. Etanchéité

Le corps des digues de fermeture est peu connu. Les portes et murs de retours sont étanches.

32.3.4. Filtration

Il n'existe pas de système de filtration connu.

32.3.5. Drainage

Il n'existe pas de système de drainage connu.

32.3.6. Stabilité

Des calculs de stabilité ont été menés par la CNR pour les digues et la porte ; ils sont favorables.

32.3.7. Protection

Les talus sont recouverts d'une couche de graviers de Crau.

32.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçon résistant à la surverse sur ce secteur.

32.3.9. Sécurité

La crête est carrossable sur tout le linéaire, avec une largeur moyenne 6m.

33.DIGUE DE BOIS FRANÇOIS NORD

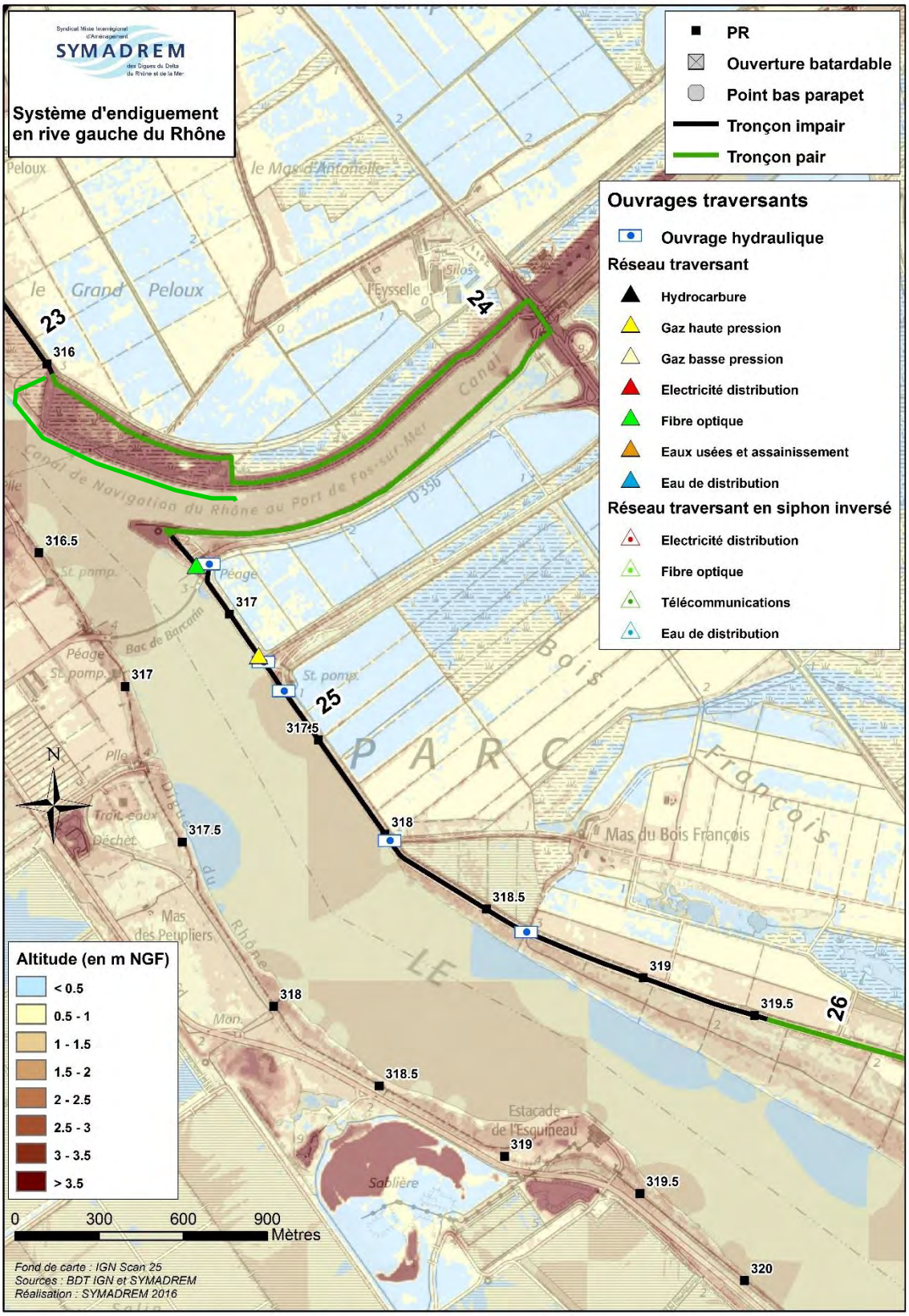


Figure 181. Plan de situation de Bois François nord (T25)

33.1. PREAMBULE

L'arrêté préfectoral 2002-31/37-1999-EA du 12 avril 2002 a autorisé les travaux réalisés en 2007 sur le secteur canal du Rhône/Bois François.

La digue allant du canal du Rhône à Fos à Bois François représente un linéaire de 2.8 km qui va du GRG 316.5 au GRG 319.5.

Dans le cadre de la tranche GR2.1-Salin de Giraud et Port Saint Louis, le secteur sera rehaussé jusqu'à la cote exceptionnelle assortie d'une revanche de 50 cm ; ces travaux sont prévus dans le cadre du CPIER Plan Rhône 2015/2020 et ne sont pas pris en compte dans la présente EDD, qui traite de l'état actuel des ouvrages.

33.2. PRESENTATION GENERALE

33.2.1. Description

L'historique des digues avant 2007 est peu connu, elles ont certainement été réalisées par des rehausses successives comme les tronçons plus en amont.

Les digues ont été confortées en 2006/2007 dans le cadre du programme des invariants. Lors de ces travaux il n'y a eu modification ni du tracé ni de la cote de crête. Des palplanches ont été implantées coté Rhône et les ouvrages traversants ont été réhabilités ou supprimés.

33.2.2. Sectorisation

Les sous-tronçons homogènes sur ce secteur sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau 170. Sectorisation, section digue du canal du Rhône à Fos à la mer

Sous-tronçon	*Nom*	*GRG début*	*GRG fin*	*linéaire*
1	embouchure	316,5	316,7	130 m
2	bac à bac	316,7	317,2	500 m
3	bac ferroviaire. / Bois François	317,2	318.1	750 m
4	Bois François	318.1	319.5	1.5 km

33.2.3. Description des sous-tronçons

Raccordement avec le canal

La digue va jusqu'au mur, situé à la pointe de l'embouquement qui fait la liaison avec la digue de l'embouquement sud de l'écluse du canal du Rhône à Fos. Ce mur a une cote supérieure à celle des deux digues..



Photo 75. Vue depuis la digue du mur de séparation et de la digue de l'embouquement de l'écluse

Embouchure

Ce sous-tronçon se situe entre l'amont et le bac routier.

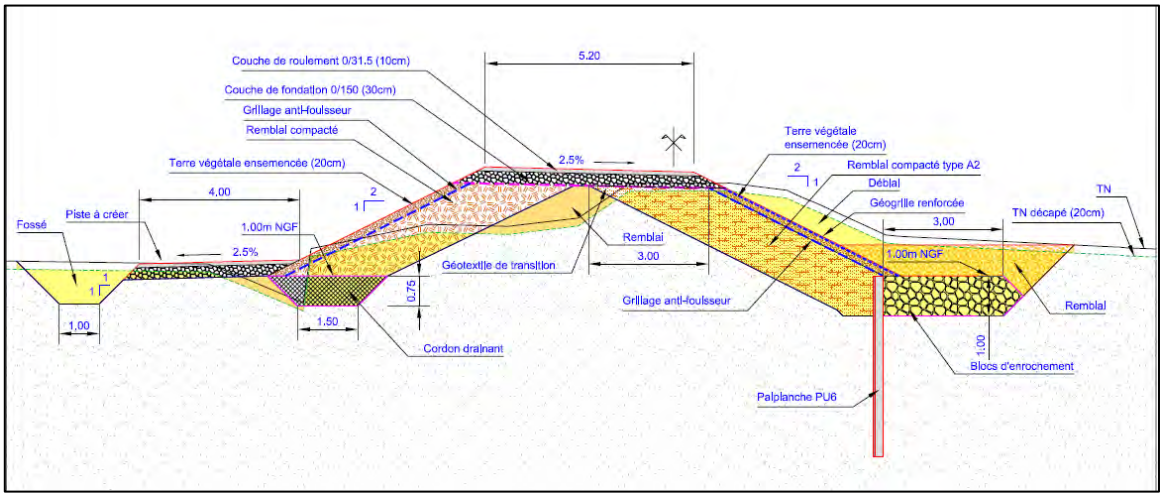


Figure 182. Profil type à l'embouchure du canal (EGISeau [T202])

Le pied amont est une banquette en enrochement surmontée de remblai. Les enrochements sont en appui sur le rideau de palplanches PU6 mis en place. Le remblai est appuyé sur la base du parement amont.

Le parement amont est conforté par une couche de matériaux compactés de type A2, protégé par un grillage anti-fouisseurs, une couche de terre végétale et une géogrille renforcée. Le remblai étanche va jusqu'à 3 m sous la crête (horizontalement), en pied il est arrêté par les palplanches.
Le corps de la digue est principalement constitué de la digue avant les travaux de 2006, qui ne sont pas bien connus ; très certainement des sables ou des sables limoneux, comme relevé à Salin de Giraud.

La crête, séparée du corps par un géotextile de transition, est une voie constituée d'une couche de fondation (0/150) et d'une couche de roulement (0/31.5). Elle mesure 5.2 m de large et possède une pente de 2.5% vers le Rhône.

Le parement aval est conforté par une couche de remblai compacté pour atteindre un fruit de 2/1 ; ce remblai est surmonté d'un grillage anti-fouisseurs et de terre végétale. A la base de ce remblai se trouve une clé d'ancrage drainante.

Le pied aval est une piste longeant la digue, elle est elle-même longée côté terre par un fossé. La piste est en GNT, avec une pente de 2.5% vers le fossé. Ce dernier est profond d'un mètre avec des pentes à 1/1.

Bac à bac

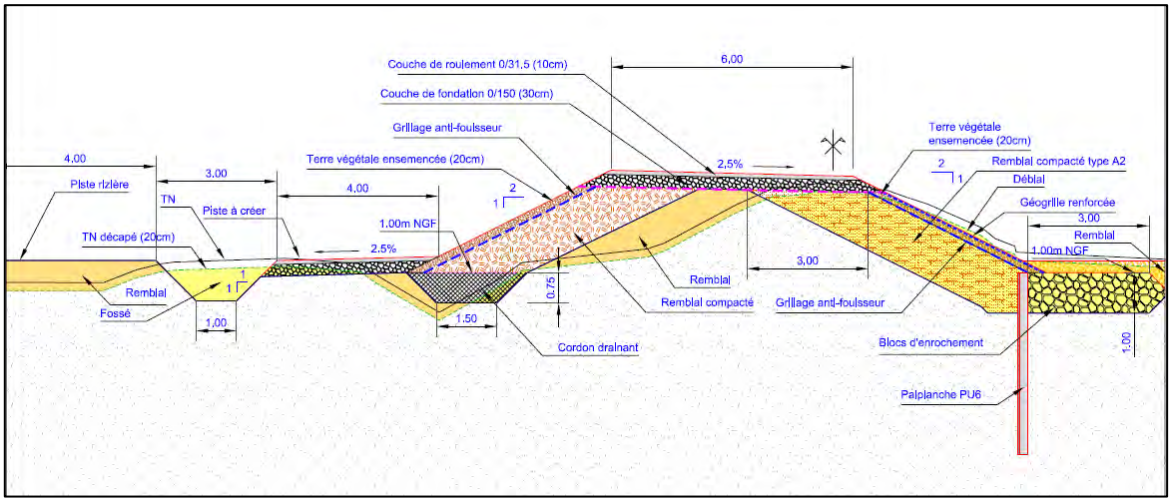


Figure 183. Profil type entre les bacs (EGISeau [T202])

Le profil est similaire au profil amont excepté le fait qu'il y a une piste supplémentaire, côté terre, pour l'exploitation. De plus la piste de crête est plus large (6 m au lieu de 5.2 m) et la couche de remblai qui recouvre les enrochements coté fleuve est plus faible.



Photo 76. Travaux de mise en place des palplanches



Photo 77. travaux terminés, début de repousse de la végétation

Bac ferroviaire. / Bois François

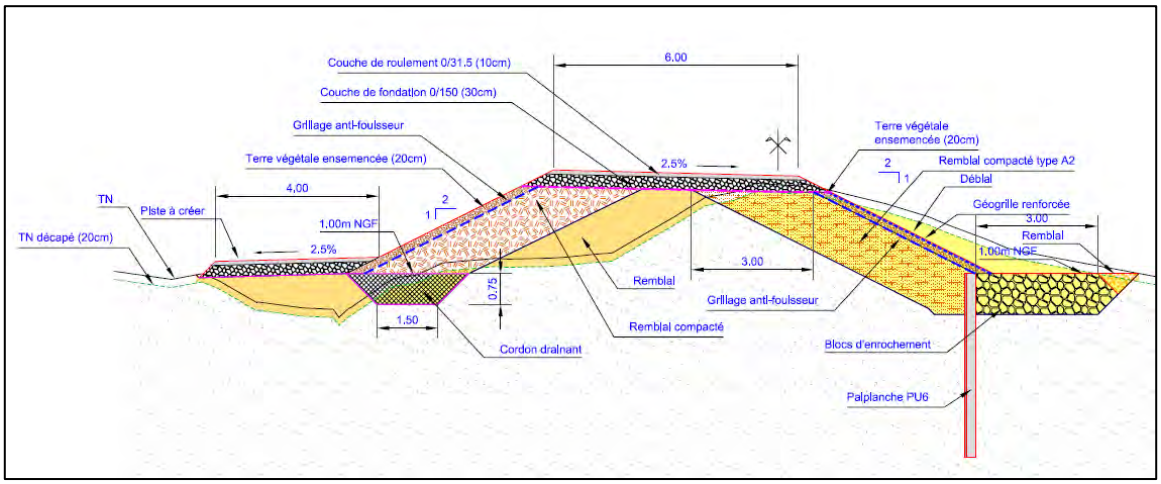


Figure 184. Profil type à l'aval du bac ferroviaire (EGISeau [T202])

Le profil type de la partie amont entre le bac ferroviaire et Bois François est identique au profil bac à bac sans le fossé et la piste d'exploitation côté terre. Ce sous-tronçon s'étend des PR 317.2 au 318.2, en excluant la singularité autour de l'Ouvrage Hydraulique 5 décrit ci-dessous.

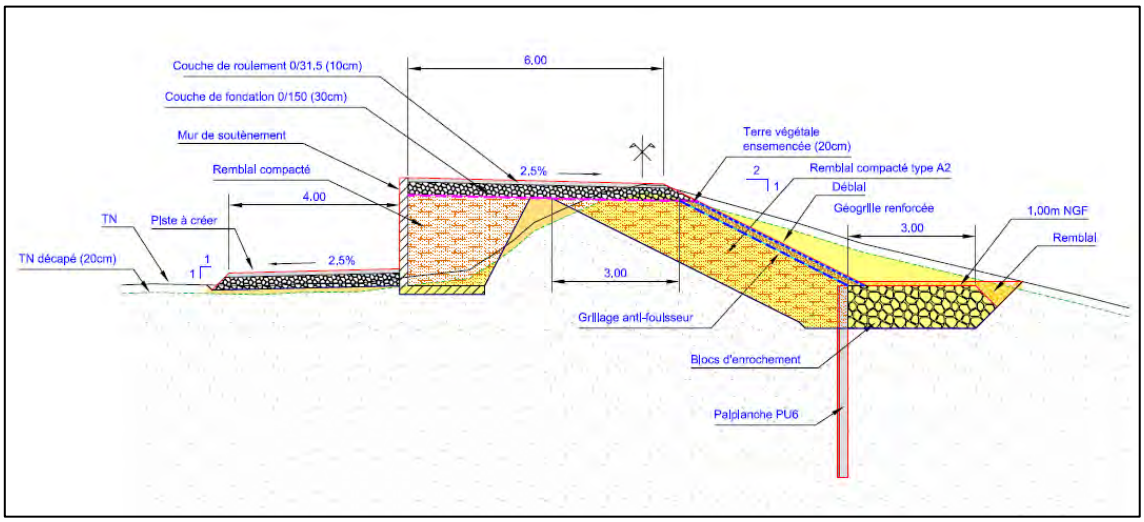


Figure 185. Profil au droit de l'ouvrage hydraulique OH 5 (EGISeau [T202])

Le profil ci-dessus se trouve autour de l'ouvrage hydraulique 5 (PR 317.3), sur environ 50 m. Sur ce secteur, un confortement est créé côté terre, c'est un mur de soutènement en L qui permet un gain en emprise : le parement aval est vertical. Afin de garantir la stabilité du mur, le remblai le soutenant a été entièrement compacté.

Bois-François

Aux alentours du PR 318 – 318.2, la digue s'éloigne du fleuve et le profil s'élargit en crête (6.2 m au lieu de 6 m), la banquette en enrochement diminue jusqu'à disparaitre et être remplacée par un remblai et le rideau de palplanches voit sa hauteur diminuer jusqu'à 3.5 m. Sur les derniers 150 m, il existe un fossé d'1 m de profondeur avec des pentes de 1H/1V à l'aval de la piste coté terre. On trouve un profil type dont le pied amont n'est plus en enrochement mais en remblai compacté A2 (dans le prolongement du parement) et les palplanches s'arrêtent à - 3 m NGF.

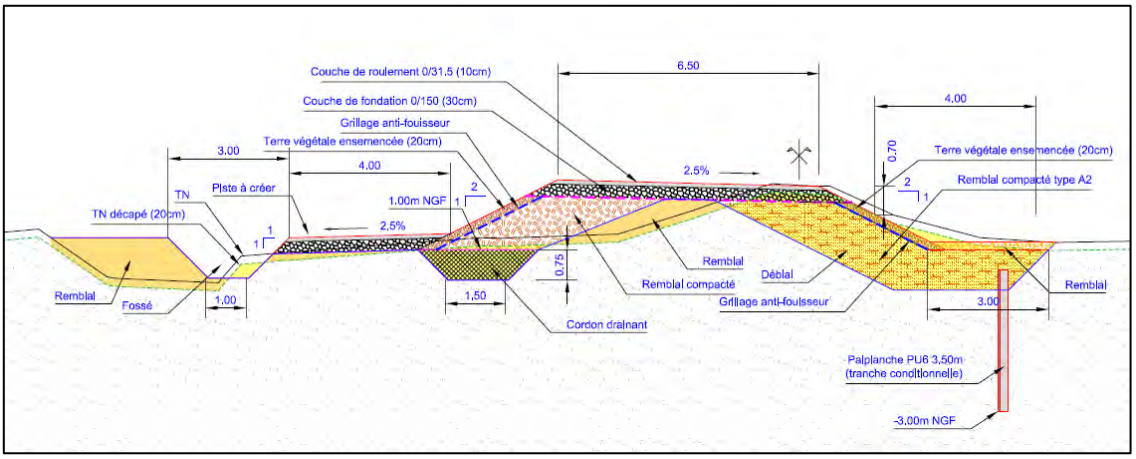


Figure 186. Profil type en amont de Bois François (EGISeau [T202])

33.2.4. Accessibilité

Il existe 12 accès carrossables à la digue, qui est carrossable en crête et en un des deux pieds, tous sont sécurisés par des barrières :

Tableau 171. Franchissements, Section canal à la mer

Nom	***PR***
D35b (Bac de Barcarin)	316.8
Bac ferroviaire	317.27
OH5	317.34
OH6	318.03
Mas de Bois François	318.6

33.2.5. Ouvrages englobés

Les 9 ouvrages traversants, répartis sur ce linéaire sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau 172. Réseaux traversants, Tronçon Bois François Nord

N°	***Information***	***Type***	***PR***	***Etat***
PSL_01 OH 2	Conduite béton d800 Gravitaire	irrigation	316.78	Protection en enrochements coté terre, 2 vannes
PSL_02 OH 4	Conduite acier d400 gravitaire et pompage		317.17	Coupe le rideau de palplanches, vanne aval
PSL_03	DN80	Gaz	317.2	
PSL_04 OH 5	3 canalisations en acier et cadre béton, d800	Station de relèvement des eaux (drainage agricole + pluies)	317.31	Ecran anti renard, 2 vannes et 1 clapet anti-retour et 1 regard par conduite
PSL_05 OH 6	2 canalisations acier d500	refoulement de station de pompage pour irrigation	318.03	Ecran anti renard, 2 vannes et 1 clapet anti-retour par conduite
PSL_06 OH 7	Conduite en béton d1000 gravitaire	écoulement vers le Rhône	318.62	Protection en enrochement coté terre, 2 vannes et 1 regard

OH 1 et OH3 (appellation des plans de projet Bois François / Vauban) ont été supprimés lors des travaux de 2007.

33.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

33.3.1. Géométrie

Tableau 173. Synthèse géométrique, tronçon Bois François Nord

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	3,6	2,5	3,1	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	3,0	1,3	1,6	0,4
Cote à 20m du pdav	m NGF	2,2	0,4	1,1	0,3
Cote de pied de digue amont	m NGF	1,9	1,2	1,5	0,2
Cote à 20m du pdam	m NGF	2,1	0,3	1,4	0,6
Hauteur de digue coté aval	m	2,2	0,5	1,6	0,4
Hauteur de digue coté amont	m	2,2	1,1	1,6	0,3
Fruit aval	L/V	9,9	1,9	2,6	1,6
Fruit amont	L/V	2,9	2,0	2,4	0,3
Largeur du ségonnal	m	212	1	63	69

33.3.2. Données hydrauliques

Tableau 174. Données hydrauliques, tronçon Bois François Nord

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	1,9	1,7	0,9	1,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	2,2	1,9	0,6	1,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,5
9500	2,3	2,1	0,4	0,9	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
10500	2,6	2,4	0,1	0,6	0,1	0,1	0,1	0,0	0,3
11500	2,8	2,6	-0,1	0,4	0,1	0,1	0,1	0,0	0,2
12500	2,9	2,7	-0,2	0,3	0,1	0,1	0,1	0,0	0,1
14160	3,0	2,7	-0,2	0,3	0,1	0,1	0,1	0,0	0,1

33.3.3. Etanchéité

Le tronçons possède des palplanches à l'amont, qui permettent au système d'étanchéité de se poursuivre en fondation. Le talus amont est en remblai compacté de type A2.

33.3.4. Filtration

La digue ne dispose pas de filtre.

33.3.5. Drainage

Un cordon drainant est présent en fondation coté terre sur le linéaire.

33.3.6. Stabilité

La hauteur est variable entre le canal du Rhône à Fos et Port Saint Louis, comprise entre 1 et 2 m.
Les talus ont une pente de 2/1 .

33.3.7. Protection

Le talus est protégé par un grillage anti-fouisseurs et recouvert de terre végétale.
Il y a de plus des enrochements et des palplanches en pied amont sur les premiers 1.5 km.

33.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçons résistants à la surverse sur ce secteur.

33.3.9. Sécurité

La largeur en crête est en moyenne de 5 m ; l'intégralité du tracé est carrossable et c'est également le cas de la piste présente en pied aval.
Les accès sont tous carrossables.

34.DIGUE DE BOIS FRANÇOIS SUD

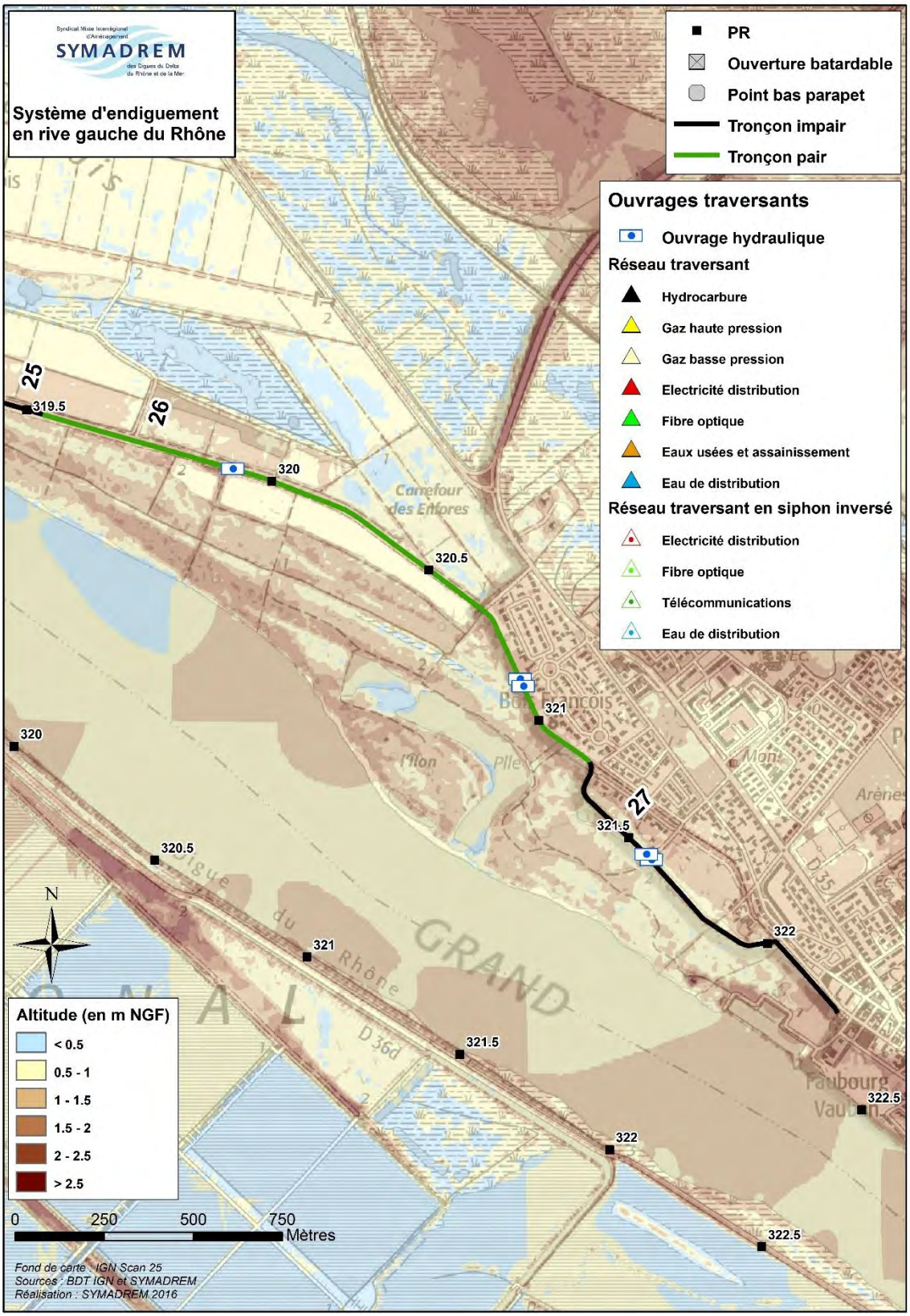


Figure 187. Plan de situation de Bois François Sud (T26)

34.1. PREAMBULE

La digue allant de Bois François à Port Saint Louis du Rhône représente un linéaire de 1.9 km qui va du GRG 319.5 au GRG 321.2.
Dans le cadre de la tranche GR2.1-Salin de Giraud et Port Saint Louis, le secteur amont (jusqu'au centre-ville) sera rehaussé jusqu'à la cote exceptionnelle assortie d'une revanche de 50 cm et un muret calé à la cote atteinte par la crue de référence sera créé en aval de la digue actuelle. Ces travaux sont prévus pour 2020 et ne sont pas pris en compte dans la présente EDD.

34.2. PRESENTATION GENERALE

34.2.1. Description

Les digues ont été confortées en 1998 dans le cadre du programme d'urgence. Lors de ces travaux il n'y a eu modification ni du tracé ni de la cote de crête.

Ces travaux, réalisés entre Bois François et le quartier Vauban, sont peu documentés. Un dossier des ouvrages exécutés [T200] a été reconstitués à partir du peu d'éléments disponibles.

34.2.2. Sectorisation

Le tronçon n'a pas été divisé en sous-tronçons.

Tableau 175. Sectorisation, section digue du canal du Rhône à Fos à la mer

Sous-tronçon	Nom	GRG début	GRG fin	linéaire
5	Bois François / Vauban	319,5	321.2	1.9 km

34.2.3. Description des sous-tronçons

Raccordement avec le canal

Etant donné les travaux réalisés sur le tronçon en amont (voir chapitre précédent), au raccordement entre les deux tronçons la largeur en crête diminue et la structure de la digue est modifiée.



Photo 78. Vue aérienne au niveau du raccordement (2007)

Bois François / Vauban

D'après les documents collectés (note technique, délibération), la digue a été confortée suivant le même principe que pour Emmaus/Passeron en rive droite amont du Grand Rhône.

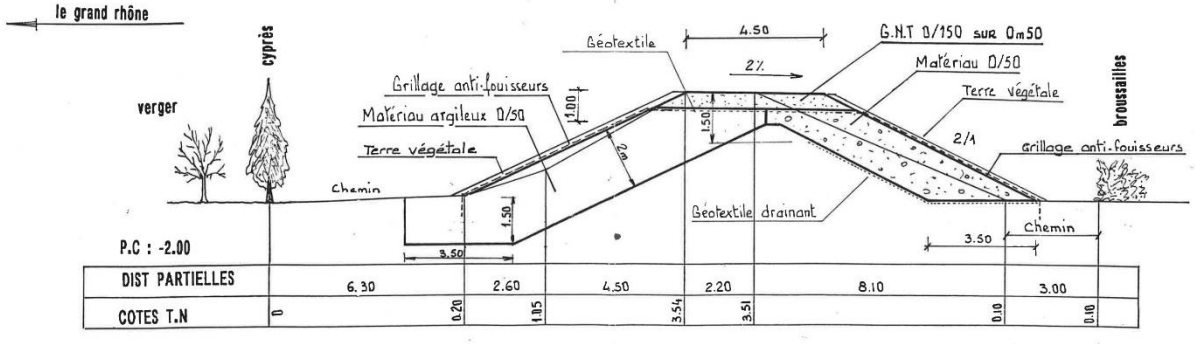


Figure 188. Coupe type très probable de la digue renforcée en 1998 [T200]

Les travaux ont consisté en :

- Le déblais dans le talus amont du corps de digue avec remblayage et compactage avec du matériaux argileux de type A2 suivant la GTR 2000
- L'épaississement du corps de digue sur le talus aval avec des matériaux d'apport ainsi qu'avec la réutilisation des déblais issus du talus amont
- La Création d'une piste de 4,50 m en crête de digue avec du matériau de type crau 0/150
- Le réglage des talus avec un fruit de 2, la pose de grillage anti-fouisseurs et l'enherbement des talus

Un géotextile drainant apparait sur les coupes types mais n'est pas évoqué dans les différents rapports ou note retrouvées. Sa présence devrait être confirmée par des investigations futures.

Ce secteur à une crête à environ 2.50 m NGF qui mesure environ 6 m de large. Le fruit amont est compris entre 2 et 3 ; le fruit aval est compris entre 1,75 et 2,75.

Il existe une piste en pied, elle est présente coté terre sur quelques mètres en aval du PR 319,5 puis passe côté fleuve jusqu'à ce que la digue entre en ville où la piste est à nouveau coté zone protégée. Dans tous les cas la piste est en GNT et mesure environ 3 m de large.

La digue est de faible hauteur, entre 1 et 1,5 m, et il y a un risque de déversement à partir de la crue cinquantennale (suivant les modélisations, en réalité c'est plutôt le niveau marin que le débit en amont du delta qui a une influence sur ce secteur).

34.2.4. Accessibilité

Il existe 3 accès carrossables à la digue, qui est carrossable en crête et en un des deux pieds, tous sont sécurisés par des barrières :

Tableau 176. Franchissements, Section canal à la mer

Nom	***PR***
	319.7
Rue de la Saladelle	320.68
Rue Victor Sardou	321.21

34.2.5. Ouvrages englobés

Il y a trois ouvrages traversants sur ce tronçon, il n'y a pas de point bas :

Tableau 177. Ouvrages traversants, Section canal à la mer

N°	***Information***	***Type***	***PR***	***Etat***
PSL_07	Enterré Haut / crête = 80 cm	irrigation	319.92	Etat: Bon Martelière cote terre Système d'obturation étanche Une cheminée de chaque cote de la crête
PSL_08	Superficiel, Haut / crête= 30 cm 4 tuyaux avec débouchés dans portaux en béton	eaux pluviales	320.88	Etat: Bon Système d'obturation étanche Dalle béton en crête Talus en béton coté terre
PSL_09	Superficiel, Haut / crête=20 cm	eaux pluviales	320.91	Etat: Bon Système d'obturation étanche Ouvrage en béton

Tableau 178. Réseaux longitudinaux, Section canal à la mer

Information	*Type*	*PK*	*Etat*
	Fibre Optique	320.7 – 321.2	

34.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

34.3.1. Géométrie

Tableau 179. Synthèse géométrique, tronçon Bois François Sud

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	2,7	2,4	2,5	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	1,7	0,9	1,2	0,3
Cote à 20m du pdav	m NGF	2,1	0,4	1,0	0,5
Cote de pied de digue amont	m NGF	1,7	1,3	1,5	0,1
Cote à 20m du pdam	m NGF	1,7	0,9	1,2	0,2
Hauteur de digue coté aval	m	1,6	0,9	1,3	0,2
Hauteur de digue coté amont	m	1,1	0,8	1,0	0,1
Fruit aval	L/V	2,7	1,8	2,1	0,3
Fruit amont	L/V	3,0	2,0	2,4	0,3
Largeur du ségonnal	m	398	98	272	97

34.3.2. Données hydrauliques

Tableau 180. Données hydrauliques, tronçon Bois François Sud

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	1,6	1,5	0,8	0,9	0,1	0,0	0,0	0,0	0,6
8500	1,9	1,8	0,5	0,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
9500	2,1	1,9	0,3	0,4	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
10500	2,4	2,2	0,0	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,1
11500	2,6	2,4	-0,2	0,0	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0
12500	2,7	2,5	-0,3	-0,1	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0
14160	2,7	2,5	-0,3	-0,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0

34.3.3. Etanchéité

L'étanchéité est assurée par des matériaux A2 suivant la GTR2000. Les investigations en cours dans le masque confirment son existence.

34.3.4. Filtration

La coupe type révèle la présence d'un géotextile filtrant drainant, dont la présence devrait être confirmée.

34.3.5. Drainage

La coupe type révèle la présence d'un géotextile filtrant drainant, dont la présence devrait être confirmée.

34.3.6. Stabilité

La hauteur est variable entre le canal du Rhône à Fos et Port Saint Louis, comprise entre 1 et 2 m.
Les talus ont un fruit d'environ 2.

34.3.7. Protection

Le talus est recouvert de terre végétale reposant sur un grillage anti-fouisseurs.

34.3.8. Evacuation

Ce tronçon n'est pas résistant à la surverse.

34.3.9. Sécurité

La largeur en crête est en moyenne de 5 m ; l'intégralité du tracé est carrossable et c'est également le cas de la piste présente en pied aval.
Les accès sont tous carrossables.

35.DIGUE DE PORT SAINT LOUIS

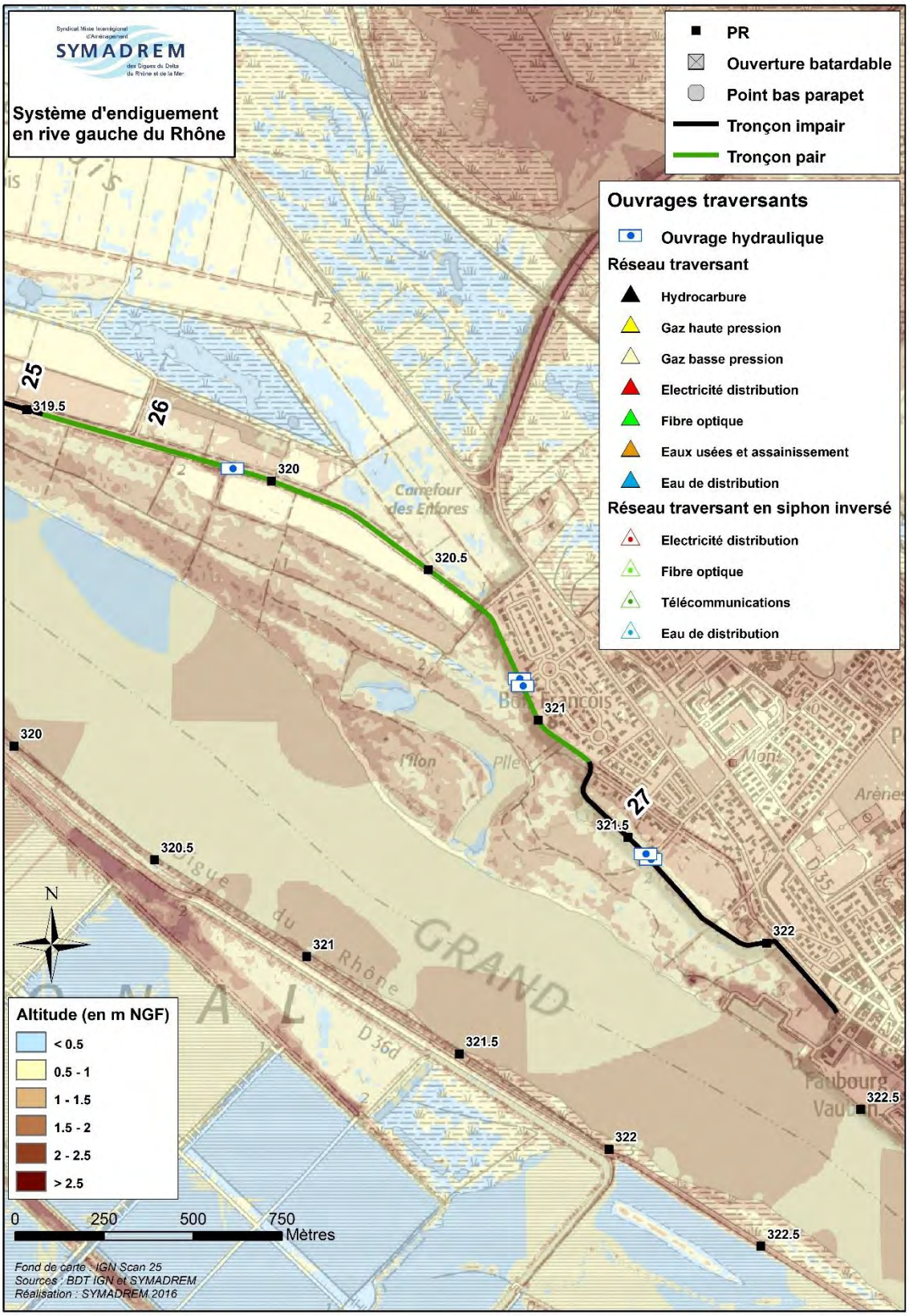


Figure 189. Plan de situation de Port Saint Louis (T27)

35.1. PREAMBULE

L'arrêté préfectoral 2002-31/37-1999-EA du 12 avril 2002 a autorisé les travaux réalisés en 2004/2005 sur le Faubourg Vauban. Ces derniers ont été réalisés par SLTP. La maîtrise d'œuvre a été assurée par ISL.

La digue de protection de Port Saint Louis représente un linéaire de 1.1 km qui va du GRG 321.2 au GRG 322.3.

Dans le cadre de la tranche GR2.1-Salin de Giraud et Port Saint Louis, le secteur amont (jusqu'au centre-ville) sera rehaussé jusqu'à la cote exceptionnelle assortie d'une revanche de 50 cm et un muret calé à la cote atteinte par la crue de référence sera créé en aval de la digue actuelle. Ces travaux sont prévus pour 2020 et ne sont pas pris en compte dans la présente EDD.

35.2. PRESENTATION GENERALE

35.2.1. Description

En 2005, des travaux de construction d'une nouvelle digue de façon à permettre la protection de quelques habitations présentes dans le ségonnal au droit de Port Saint Louis du Rhône, ont été réalisés. La partie aval de la protection, qui n'a pas été déplacée, a été confortée ; elle concerne le centre-ville de Port Saint Louis.

35.2.2. Sectorisation

Le tronçon n'est pas découpé en sous-tronçon.

35.2.3. Description des sous-tronçons

Vauban / Centre-ville

Sur ce sous-tronçon, la digue a été créée en 2005, sur 820 m, dans le ségonnal par rapport à la digue précédente afin de protéger les quelques habitations qui se trouvaient en limite de digue coté fleuve. La partie aval (280 m) a été recréée au droit de l'ancienne digue.

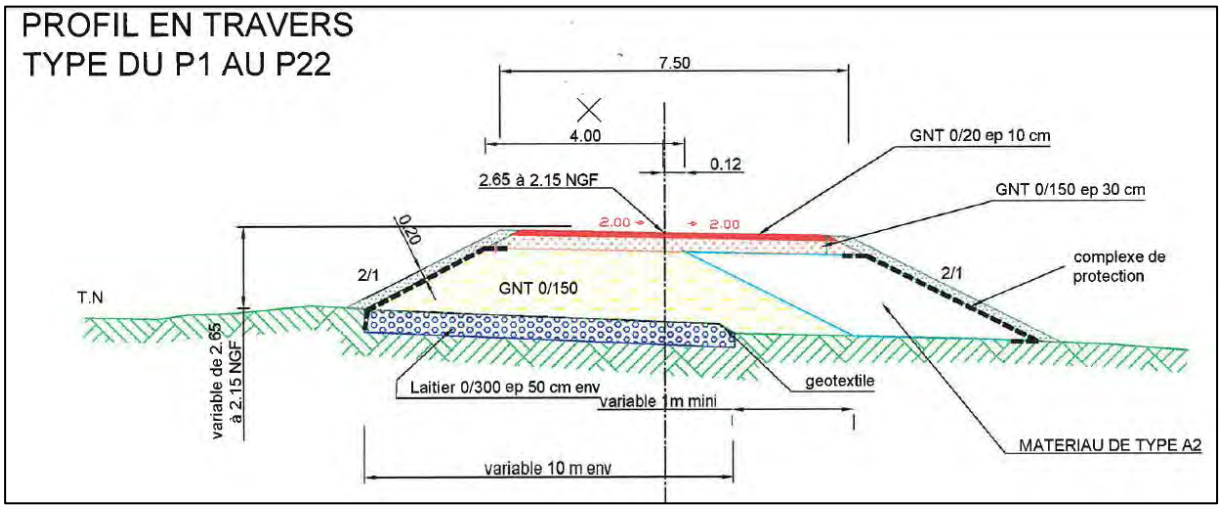


Figure 190. Profil type de la nouvelle digue de PSL (ISL [T201])

Le corps de la digue est composé de GNT 0/150 à l'aval et au cœur et de remblai compacté étanche, de classe A2, à l'amont. La grave repose sur une couche de laitier 0/300.

Les parements amont et aval comportent des fruits de 2/1. Ils sont protégés, à l'amont par un géosynthétique et un grillage anti-fouisseurs et à l'aval par un géosynthétique. Les deux parements sont recouverts de terre végétale puis engazonnés.

La crête a une largeur de 7.5 m, afin de permettre un rehaussement final à la cote exceptionnelle en conservant les mêmes fruits et une largeur en crête de 4.5 m. La piste de crête est constituée d'une épaisseur de 0,3 m de matériaux graveleux (0/150 mm). Une épaisseur de 0,1 m de matériaux de granulométrie plus fine (0/31,5 mm) est utilisée comme couche de fermeture de la piste. La pente est de 2% vers le fleuve.

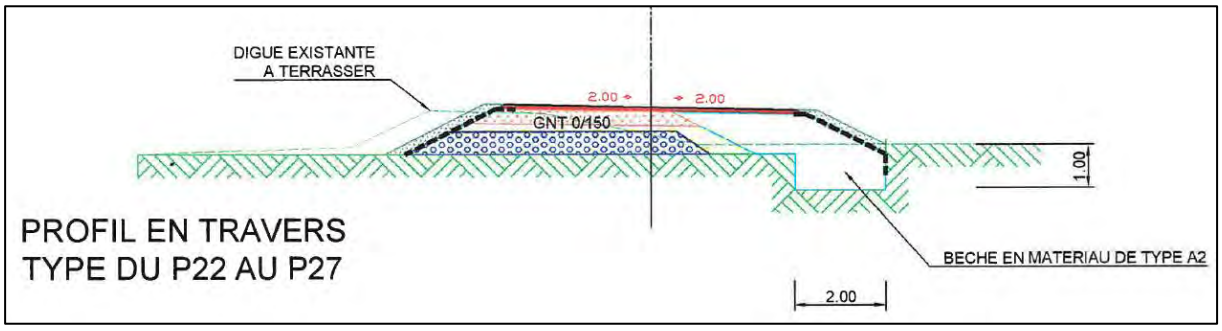


Figure 191. Profil type de la digue renforcée de PSL (ISL [T201])

Le profil aval est similaire mais il possède en plus une bèche à l'amont. Elle est en matériaux A2, dans le prolongement du parement amont. Sur les 60 mètres les plus à l'aval, le terrain côté fleuve est à la même cote que la crête de la digue, un fossé a alors été creusé à l'amont.



Photo 79. Sous-tronçon 6 en phase travaux



Photo 80. Sous-tronçon 6 en phase travaux



Photo 81. Sous-tronçon 6 post travaux



Photo 82. Sous-tronçon 6 post travaux

35.2.4. Accessibilité

Il existe 4 accès carrossables à la digue, qui est carrossable en crête et en un des deux pieds, tous sont sécurisés par des barrières :

Tableau 181. Franchissements, Section canal à la mer

Nom	***PR***
Rue Victor Sardou	321.21
Rue des Martyrs de la Résistance	321.58
Avenue Pierre Gabrielli	322.04
Rue Jules Guesde	322.27

35.2.5. Ouvrages englobés

Les ouvrages traversants et réseaux répartis sur ce linéaire sont répertoriés dans les tableaux suivants :

Tableau 182. Réseaux traversants, Tronçon Port Saint Louis

N°	***Information***	***Type***	***PR***	***Etat***
PSL_10	Pompe Chauvet : Enterré, 2 conduites en PVC 200	eaux pluviales	321.57	Etat: Bon Système d'obturation étanche Portaux en béton sous crête
PSL_11	Pompe Chauvet : Enterré, 1 conduites en PVC	eaux pluviales	321.60	Etat: Bon Système d'obturation étanche

Tableau 183. Réseaux longitudinaux, Tronçon Port Saint Louis

Information	***Type***	***PK***	***Etat***
	Fibre Optique (CNR)	322 – 322.27	

35.3. DECOMPOSITION FONCTIONNELLE

35.3.1. Géométrie

Tableau 184. Synthèse géométrique, tronçon Port Saint Louis

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	2,6	2,2	2,4	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	1,5	0,5	1,0	0,4
Cote à 20m du pdav	m NGF	1,4	0,7	1,0	0,2
Cote de pied de digue amont	m NGF	1,4	0,4	0,8	0,4
Cote à 20m du pdam	m NGF	2,0	-0,2	0,9	0,7
Hauteur de digue coté aval	m	2,1	0,8	1,4	0,4
Hauteur de digue coté amont	m	2,1	0,7	1,6	0,5
Fruit aval	L/V	3,1	1,8	2,3	0,4
Fruit amont	L/V	3,4	1,7	2,2	0,5
Largeur du ségonnal	m	243	121	175	41

35.3.2. Données hydrauliques

Tableau 185. Données hydrauliques, tronçon Port Saint Louis

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	1,5	1,4	0,8	1,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	1,8	1,6	0,5	0,7	0,1	0,0	0,0	0,0	0,5
9500	1,9	1,8	0,4	0,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
10500	2,2	2,1	0,1	0,3	0,1	0,1	0,0	0,0	0,2
11500	2,4	2,2	0,0	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,1
12500	2,5	2,3	-0,1	0,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0
14160	2,5	2,3	-0,2	0,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0

35.3.3. Etanchéité

Le quartier de Vauban est protégé par un remblai amont en matériaux A2 qui forme de plus une bêche à l'amont sur les 250 derniers mètres.

35.3.4. Filtration

Il n'y a pas de système de filtration de la digue. En revanche, un géotextile entoure le drain horizontal à l'aval de la digue.

35.3.5. Drainage

Dans le quartier de Vauban, une couche de laitier 0/300 permet un drainage en fondation.

35.3.6. Stabilité

La hauteur est variable entre le canal du Rhône à Fos et Port-Saint-Louis-du-Rhône, comprise entre 1 et 2m.
Les talus ont un fruit de 2/1.

35.3.7. Protection

Sur le secteur de Vauban et en amont de Bois François le talus est protégé par un grillage anti-fouisseurs et recouvert de terre végétale.
Il y a de plus des enrochements en pied amont sur les premiers 1.5km.

35.3.8. Evacuation

Il n'y a pas de sous-tronçons résistants à la surverse sur ce secteur.

35.3.9. Sécurité

La largeur en crête est en moyenne de 5 m ; l'intégralité du tracé est carrossable et c'est également le cas de la piste présente en pied aval.
Les accès sont tous carrossables.

Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement
SYMADREM
des Digues du Delta du Rhône et de la Mer

SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT
RIVE GAUCHE DU RHONE
ET DES TRAVAUX DE CREATION D'UNE DIGUE ENTRE TARASCON ET ARLES ET MESURES ASSOCIEES

RUBRIQUE N°3B : DESCRIPTION DE LA ZONE PROTEGEE

SOMMAIRE

1 Contours et topographie de la zone protégée 3
2 Inondations passées de la zone protégée 5
2.1 Inondations du Rhône en provenance du système d'endiguement 5
2.2 Inondations de la Durance 9
2.3 Autres inondations 9
3 Communes et EPCI de la zone protégée 10
4 Population et bâti de la zone protégee 12
5 Présentation des sous-bassins de la rive gauche 32
6 principaux canaux structurants de la zone protégée 35
7 Autres éléments structurants de la zone protégée 42

1 CONTOURS ET TOPOGRAPHIE DE LA ZONE PROTEGEE

La zone protégée par le système d'endiguement s'étend sur 319 km². Les contours de la zone protégée ont été déterminés sur la base des modélisations hydrauliques d'ondes de rupture pour la crue de référence du Rhône, indépendamment de la probabilité du scénario de brèche et sur la base des laisses de crues et enveloppes des inondations passées du Rhône.

Ces contours correspondent aux iso-lignes de niveaux, suivantes :

- 11,5 m NGF pour le centre-ville de Tarascon compris entre le système d'endiguement et le canal des alpines - branche de Tarascon ;
- 8,5 m NGF pour la plaine de Maillane / Tarascon située au nord de la RD 970 reliant Tarascon au lieu-dit « Saint Gabriel » ;
- 7,8 m NGF pour les anciens marais d'Arles et marais de la vallée des Baux situés en amont de Pont de Crau ;
- 6,5 m NGF pour le Petit Plan du Bourg et les marais de Meyranne ;
- 5,5 m NGF pour le couloir reliant les marais de Meyranne au Grand Plan du Bourg ;
- 4 m NGF pour le Grand Plan du Bourg au nord de Mas Thibert ;
- 3,5 à 3 m NGF pour le Grand Plan du Bourg au sud de Mas Thibert et Port-Saint-Louis du-Rhône

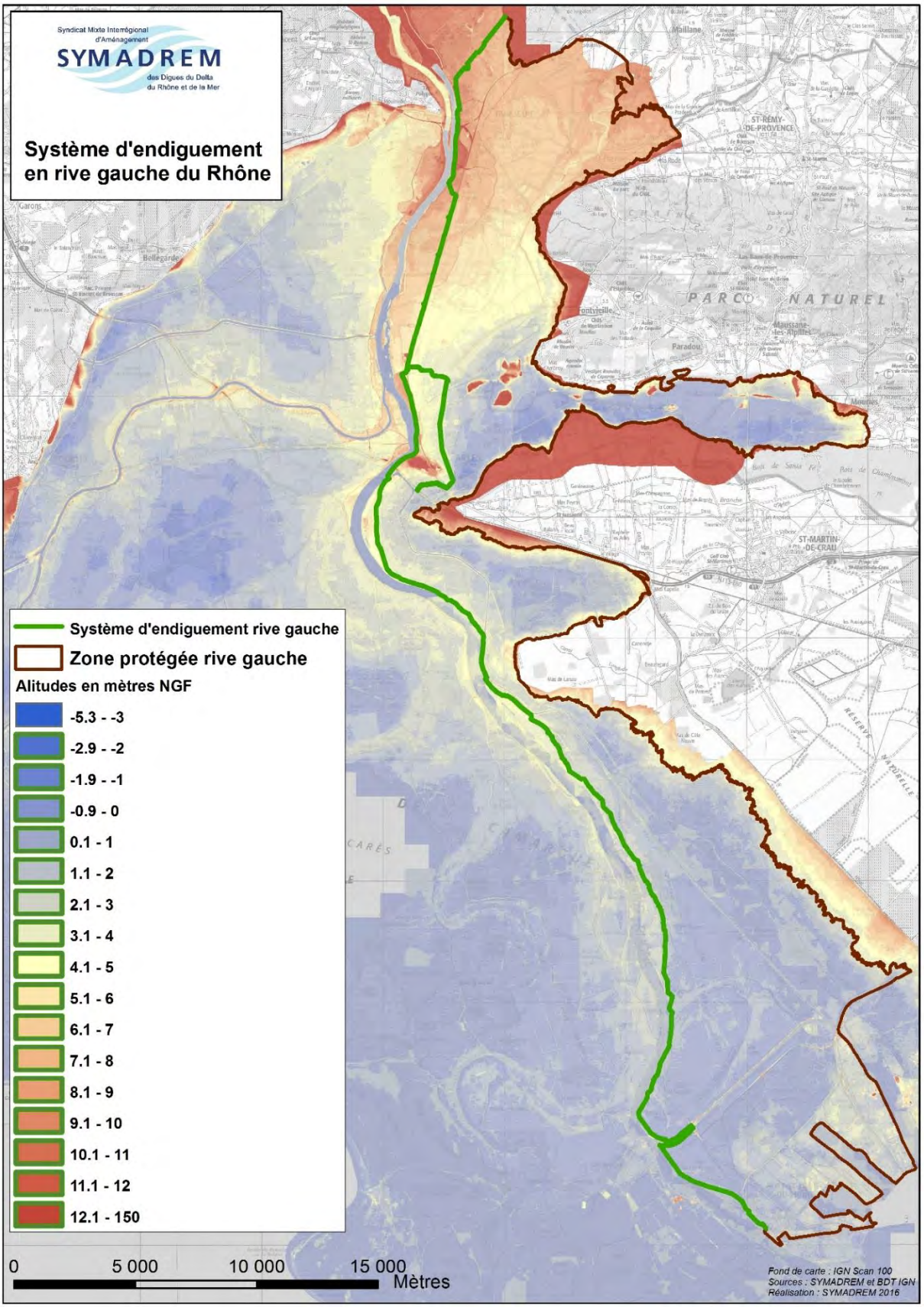


Figure 1. Zone protégée et modèle numérique de terrain

2 INONDATIONS PASSEES DE LA ZONE PROTEGEE

2.1 INONDATIONS DU RHONE EN PROVENANCE DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT

Le Grand Delta du Rhône et la zone protégée par le système d'endiguement « Rive Gauche » ont été inondés plusieurs fois. Les inondations provoquées par les crues de novembre 1840, mai 1856 et plus récemment en décembre 2003 sont les 3 événements les plus importants depuis le milieu du XIX^{ème} siècle.

La carte ci-dessous illustre les contours des inondations de 1840 et 1856 provoquées par le Rhône.

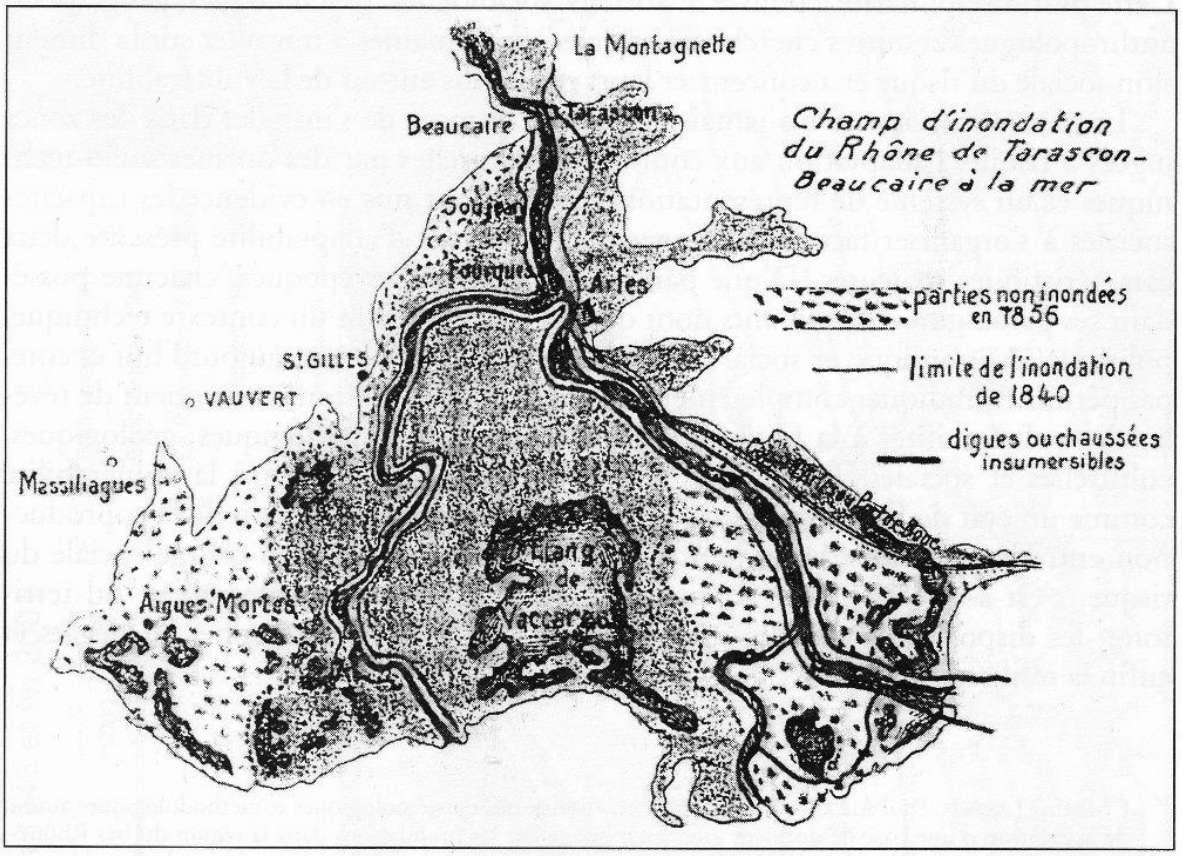


Figure 2. Inondations de 1840 et 1856 (source Pardé)

Le tableau ci-après extrait de la rubrique n°7 renseigne sur la cote de quelques laisses de crues relevées dans la zone protégée pour la crue de 1840 et celle de 1856.

Tableau 1. Laisses des crues de 1840 et 1856 en rive gauche du Rhône

Inondations du Rhône	**Lieu**	**Cote relevée (m NGF)**
Novembre 1840	*Tarascon – Centre-ville*	*9,8 (d'après écrit)*
	Mas de Grande Parade	7,92
	Château de Barbegal	7,87
	Mas de Truchet	7,68
	Mas de Truchet	7,60
	Amont de l'aqueduc de Pont de Crau	7,71
	Amont de l'aqueduc de Pont de Crau	7,83
Mai 1856	Tarascon – centre-ville – rue du château	11,44
	Tarascon –angle rue lubières et rue E. Pelletan	11,56
	Tarascon –Rue Amy, sur les contre fort de l'église	11,49
	Tarascon - angle de la rue de la révolution et de la rue du jeu de Paume	11,68
	Tarascon – rue Jean Jaurès	11,79
	Mas de Lucas	6,78

La carte ci-après illustre quant à elle l'inondation la zone protégée en décembre 2003 provoquée par le Rhône (plaine du Trébon), le Vigueirat et l'impluvium local (Ancien marais d'Arles et Marais des Baux). Elle est suivie par des extraits de la modélisation hydraulique réalisée par EGISeau dans le cadre de l'étude de ressuyage [K107].

Les cotes relevées dans la plaine du Trébon sont comprises entre 5,1 et 5,6 m NGF. Dans le casier des Alpilles, le Rhône a atteint la cote de 7,9 m NGF.

Dans les anciens marais d'Arles et les marais de la vallée des Baux, les laisses de crues relevées donnent des cotes comprises entre 2 et 2,1 m NGF

La comparaison de ces cotes permet de mesurer l'ampleur des inondations de 1840 et 1856 provoquées par la formation de brèches dans la digue de la Montagnette et celle de 2003 provoquée par des brèches dans les digues de protection des trémies du remblai ferroviaire pour la partie Trébon et par une brèche dans le Vigueirat et l'impluvium local pour la partie marais.

De plus amples informations figurent en rubrique n°7.

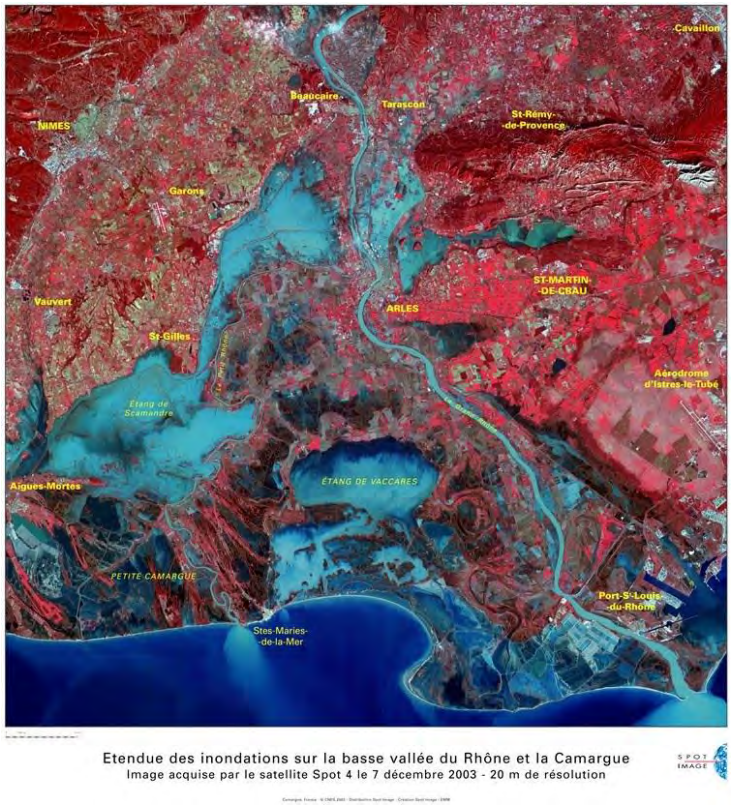


Figure 3. Inondations de 2003 (image SPOT IGN)

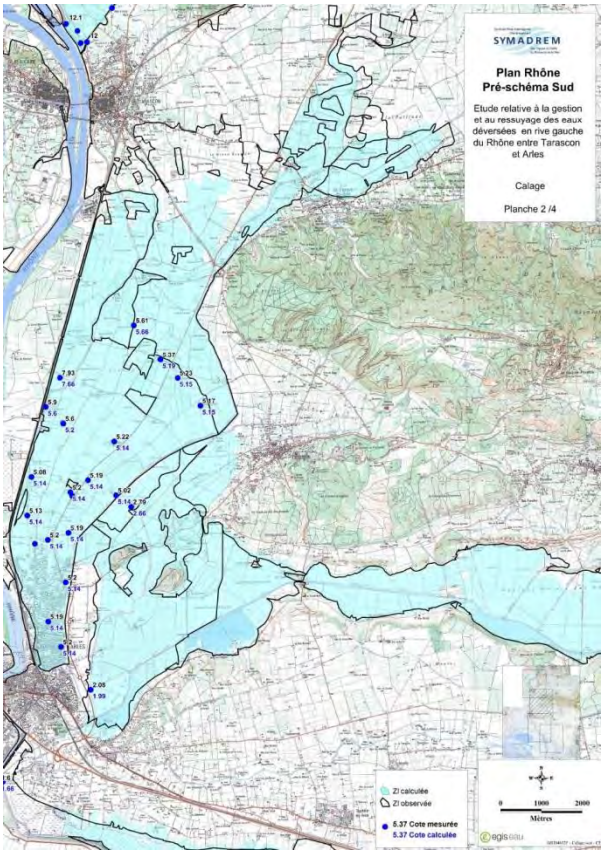


Figure 4. Inondations du Rhône, du Vigueirat et Impluvium local de 2003 cotes relevées et modélisées (EGISeau [K107])

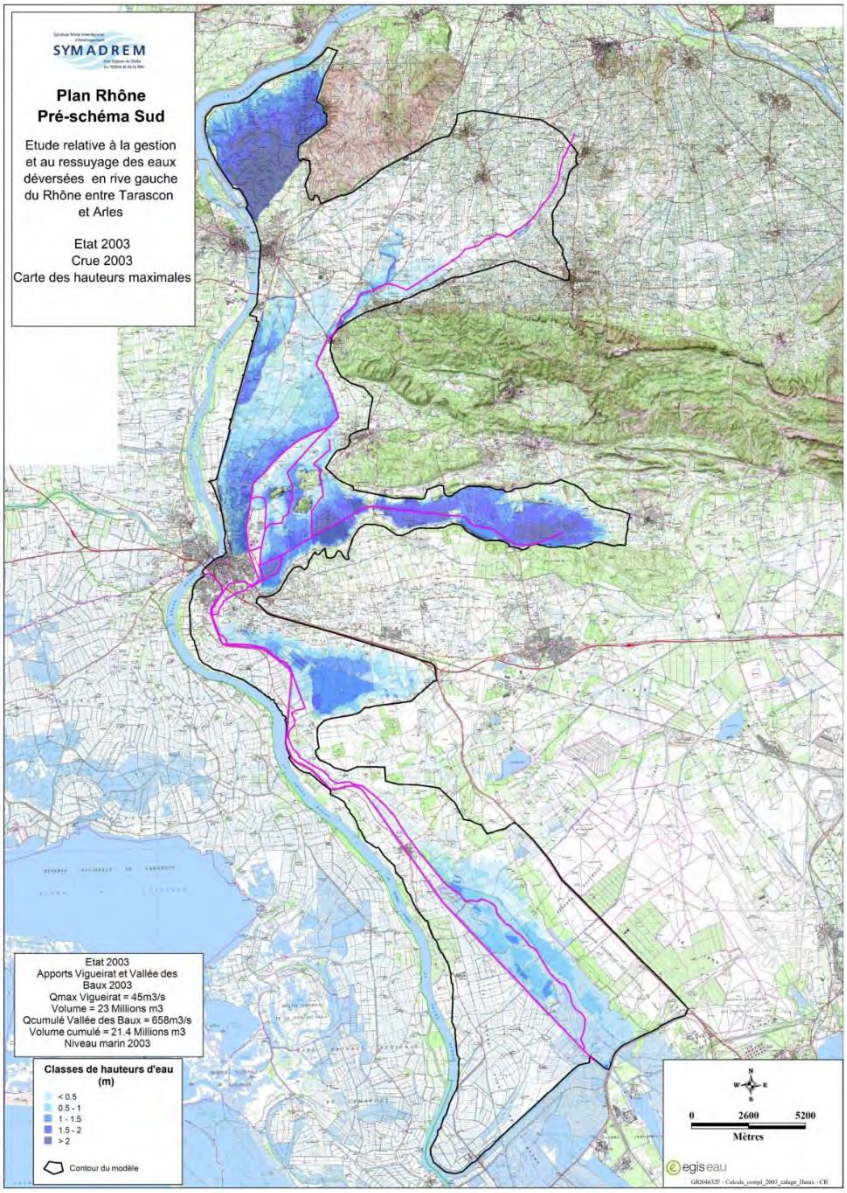


Figure 5. Inondations du Rhône, du Vigueirat et Impluvium local de 2003 hauteurs d'eau modélisées (EGISeau [K107])

Les volumes d'eau ayant déversé par les brèches dans le système sont respectivement les suivants :

Tableau 2. Volume déversé lors des crues historiques de 1840, 1856 et 2003

Zone protégée	Nov. 1840	Mai 1856	Déc. 2003
Rive Droite	1 400 millions de m^3	300 millions de m^3	210 millions de m^3
Camargue Insulaire	800 millions de m^3	1 000 millions de m^3	
Rive Gauche	> 600 millions de m^3	500 millions de m^3	17 millions de m^3
TOTAL	**2 800 millions de m^3**	**1 800 millions de m^3**	**227 millions de m^3**

2.2 INONDATIONS DE LA DURANCE

Le nord de la zone protégée (plaines de Graveson, Tarascon et du Trébon) a été inondé en novembre 1843 par des débordements en provenance de la Durance

2.3 AUTRES INONDATIONS

D'autres inondations ont été observées. Elles sont résumées dans la figure ci-dessous extraites de la SLGRI.

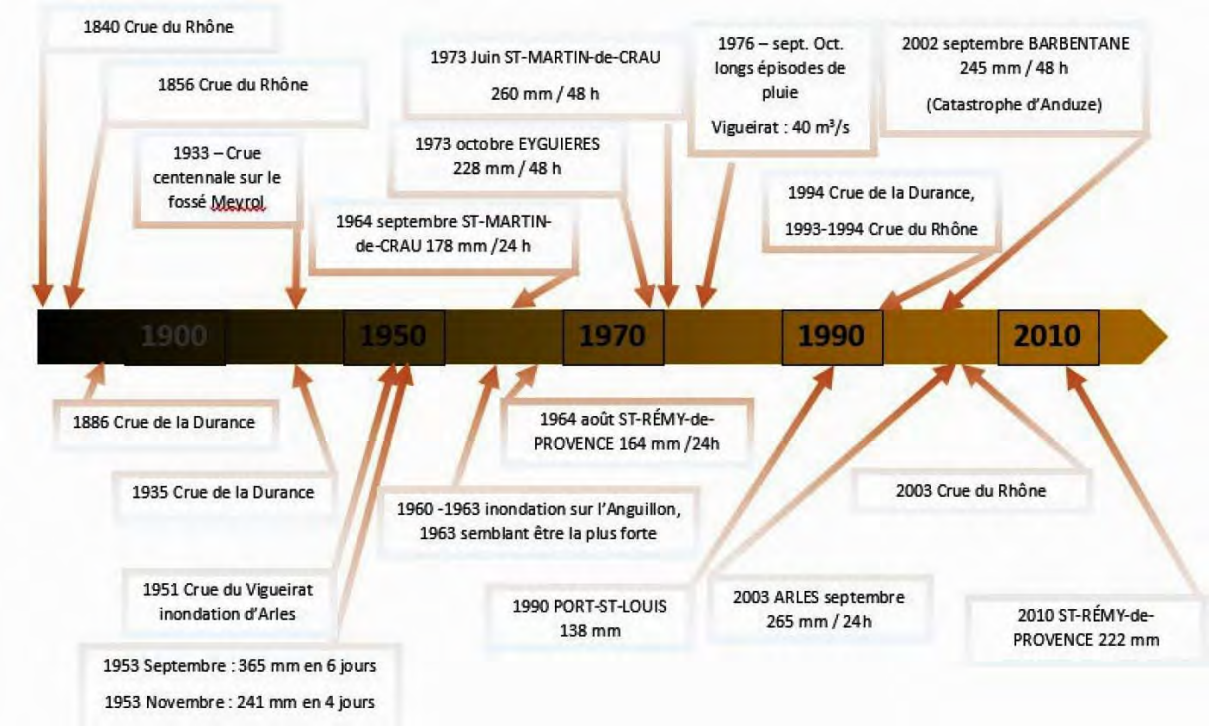


Figure 6. Principales inondations (hors 1843) observées en rive gauche du Rhône (source DREAL ARA)

3 COMMUNES ET EPCI DE LA ZONE PROTEGEE

La zone protégée est répartie sur 15 communes (5 % d'urbain et 95 % agricole). Le tableau ci-dessous donne pour chaque commune : la surface de la commune, la surface de la commune comprise dans la zone protégée, le pourcentage par commune de la surface communale comprise dans la zone protégée, le poids (en %) de chaque commune dans la zone protégée.

Tableau 3. Superficie de la zone protégée – bilan à l'échelle communale

Commune	Surface Commune (m²)	Surface communale dans la ZP (m²)	Surface communale dans la ZP (%)	Poids dans la ZP (%)
Mouriès	38 423 445	3 534 002	9%	1%
Graveson	23 486 705	623 807	3%	0%
Fos-sur-Mer	89 064 004	14 683 501	16%	5%
Tarascon	74 212 692	48 513 558	65%	15%
Beaucaire	86 367 352	18 308	0%	0%
Maussane-les-Alpilles	31 534 723	8 345 584	26%	3%
Mas-Blanc-des-Alpilles	1 591 059	85 693	5%	0%
Paradou	15 983 079	6 687 203	42%	2%
Maillane	17 357 890	77 947	0%	0%
Port-Saint-Louis-du-Rhône	82 973 154	57 560 964	69%	18%
Arles	757 541 805	151 973 486	20%	48%
Saint-Rémy-de-Provence	90 416 155	31 242	0%	0%
Fontvieille	40 357 759	13 006 104	32%	4%
Saint-Martin-de-Crau	215 435 665	581 057	0%	0%
Saint-Etienne-du-Grès	29 119 736	13 076 072	45%	4%
TOTAL		318 798 526		100 %

Sur ces 15 communes, 4 sont adhérentes au SYMADREM : Tarascon, Arles, Port-Saint-Louis-du-Rhône et Beaucaire. Elles représentent 81 % de la zone protégée.

Dans les communes non membres du SYMADREM, le poids des communes de Graveson, Maillane, Saint-Rémy-de-Provence et Saint-Martin-de-Crau dans la zone protégée est négligeable (0,4 %).
Les communes suivantes : Mouriès, Maussane-les-Alpilles, Paradou, Fontvieille et Saint-Etienne-du-Grès, non membres du SYMADREM représentent 14 % de la zone protégée.
La commune de Fos-sur-Mer, non membre du SYMADREM représente 5 % de la zone protégée.

Le système d'endiguement « Rive Gauche » est situé sur deux intercommunalités :

- La Communauté d'Agglomération Arles Crau Camargue Montagnette
- La Métropole Aix Marseille Provence

La zone protégée par ce système est, quant à elle, localisée sur ces deux intercommunalités auxquelles il faut ajouter :

- la Communauté de Communes de la Vallée des Baux et des Alpilles

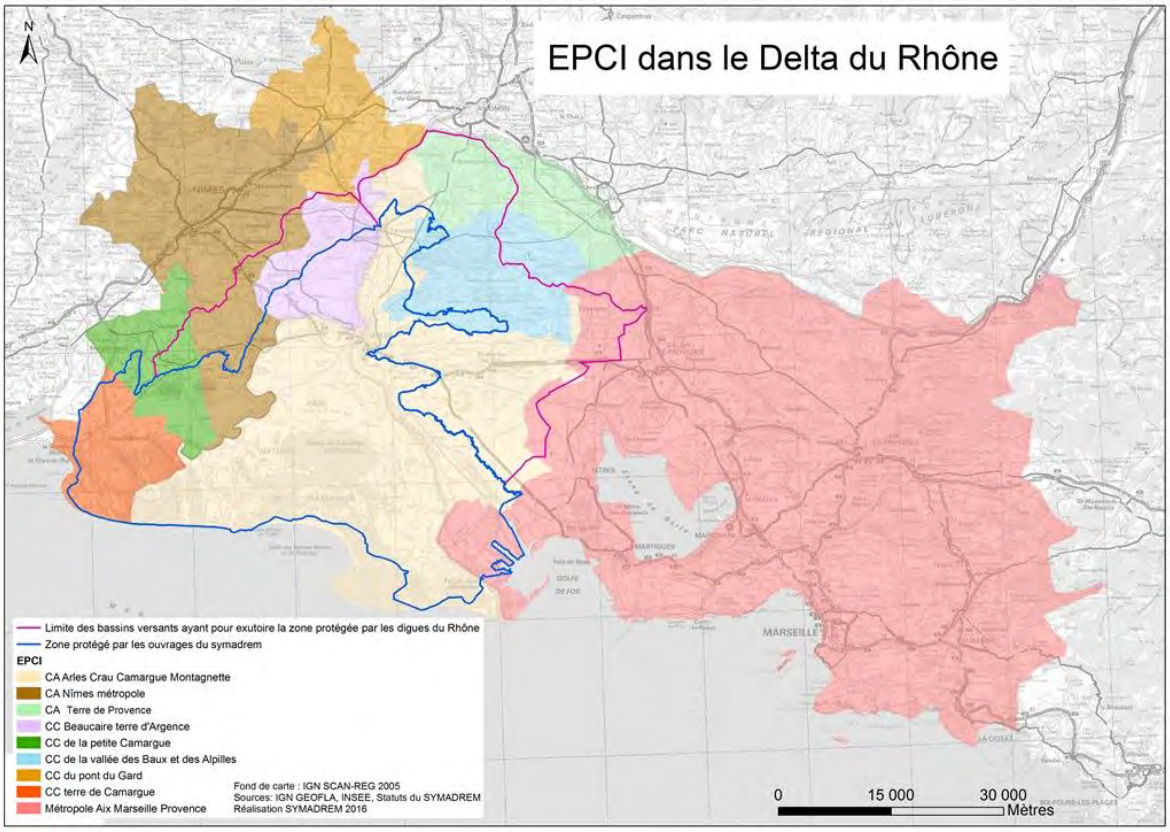


Figure 7. La zone protégée du Grand Delta du Rhône dans le contexte intercommunal

4 POPULATION ET BATI DE LA ZONE PROTEGEE

La population INSEE résidant dans la zone protégée représentent environ 55 000 personnes. La population DGF (= population INSEE + 1 habitant par résidence secondaire) représente quant à elle environ 57 000 personnes.

La carte en page suivante, superposant le bâti existant à la zone protégée, permet de voir que l'essentiel des enjeux est concentré sur Arles, Tarascon et Port-Saint-Louis-du-Rhône directement exposés aux crues du Rhône.

Les autres enjeux humains sont, soit disséminés dans la plaine, soit situés en périphérie de la zone protégée. Ce sont essentiellement les quartiers bas de Saint-Etienne-du-Grès, Fontvieille et Mouriès, localisés sur les contreforts des Alpilles.

Arles tient une position particulière car son territoire couvre environ la moitié de la surface protégée, plus de 55 % de la population située dans cette zone (env. 34 000 personnes), plus de 80 % des entreprises et 70% des ERP Sensibles ou stratégiques (Etablissement Recevant du Public). Une grande partie du centre-ville est située à plus de 8,5 m NGF soit au-dessus du niveau du Rhône en crue exceptionnelle avec une brèche dans le système ; représentant de ce fait une zone de repli facile d'accès en cas d'inondation.

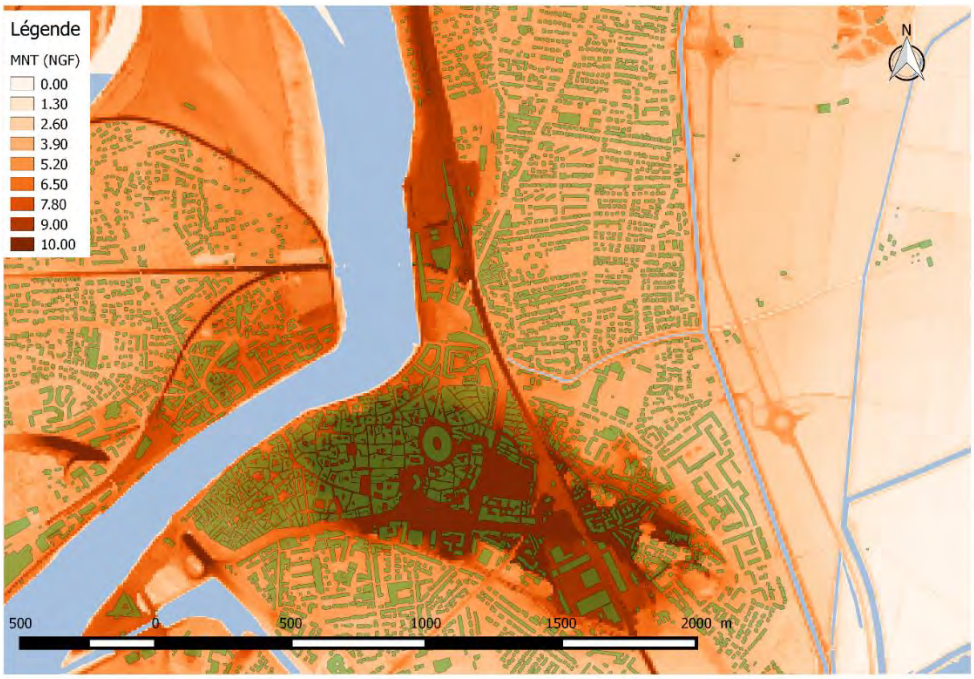


Figure 8. MNT du centre-ville d'Arles

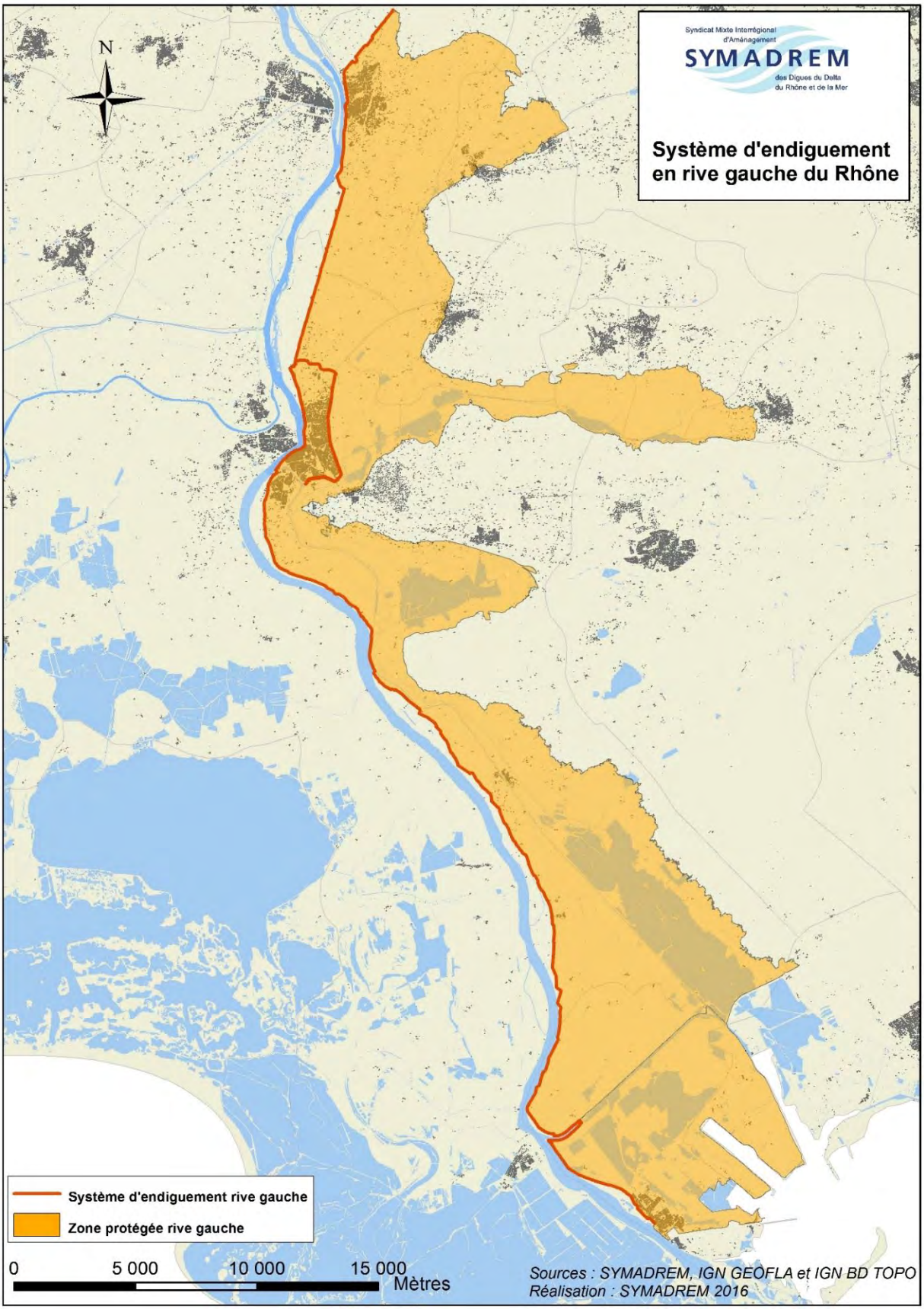


Figure 9. Système d'endiguement « Rive Gauche » - zone protégée et bâti

La zone protégée est découpée en 21 sous-zones protégées, délimitées à partir des résultats des différents scénarios d'inondation (Cf. rubrique 8c) et pouvant être considérées comme hydrauliquement cohérents. La carte ci-dessous illustre ce découpage.

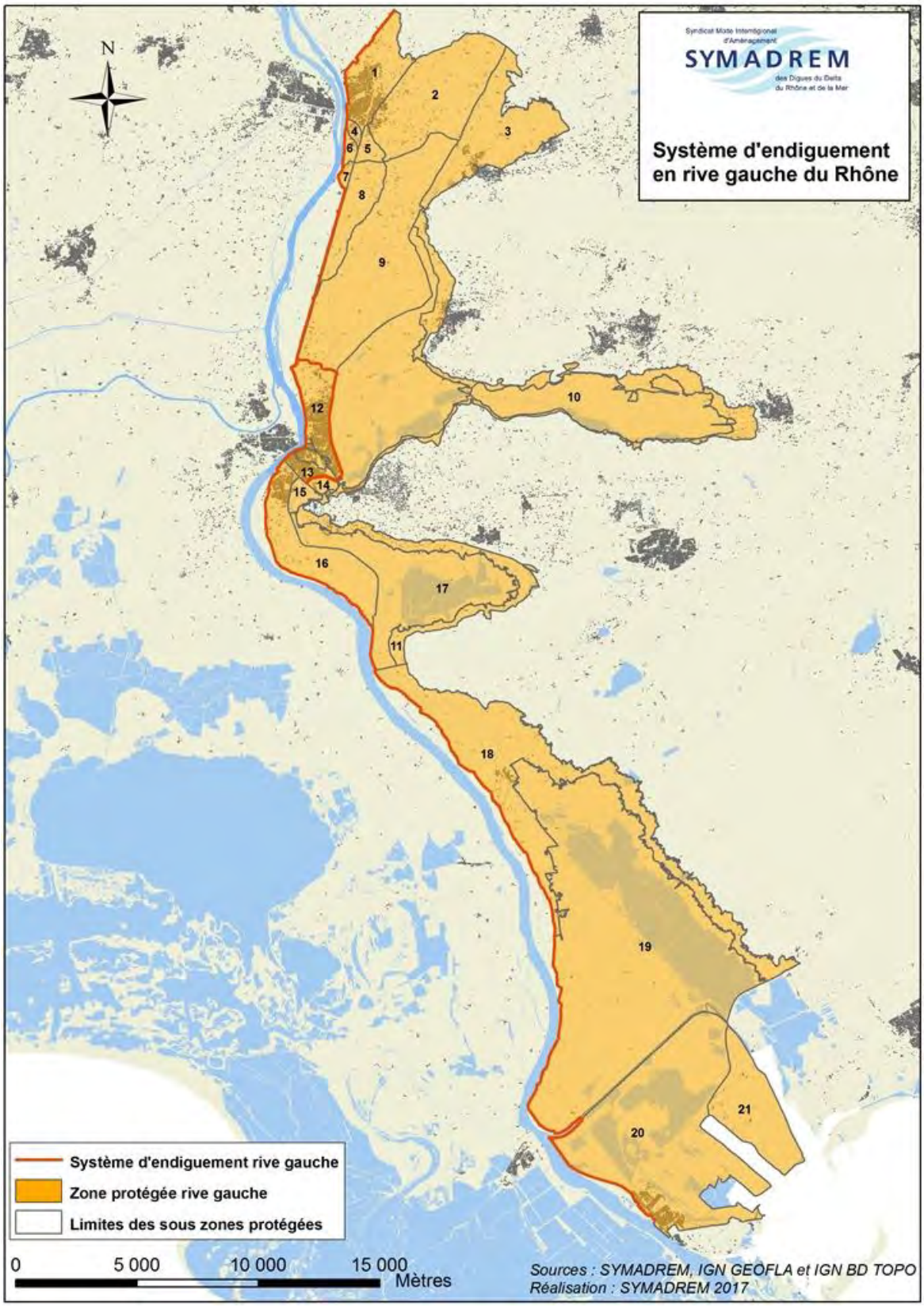


Figure 10. Découpage de la rive gauche en 21 sous-zones protégées

Le tableau ci-dessous donne par sous-zone protégée et pour le centre-ville d'Arles hors ZP :

- La surface en km²,
- le nombre de ménages (Insee)
- le nombre total d'individus et le nombre d'individus de moins de 18 ans ainsi que le nombre d'individus de plus de 65 ans (Insee),
- la densité de population (nb d'individus/km²),
- Le nombre de locaux habités (données MAJIC ministère des finances) et le pourcentage de locaux de plain-pied.

Tableau 4. Rive gauche – Principales données relatives aux enjeux

N° SZP	Surface (km²)	Nombre de ménages	Nombre d'individus			Densité population (nb/km²)	Locaux habités	
			total	0-17 ans	65 ans et +		Nombre	% plain-pied
1	6,9	4 584	11 128	2 627	1 845	1 610	6 754	29
2	15,9	473	1 270	322	161	80	828	25
3	12,7	351	926	206	133	73	10	40
4	0,4	51	131	25	22	315	72	14
5	1,1	52	149	43	8	139	65	6
6	0,6	19	53	11	8	93	17	59
7	0,4	11	30	5	3	74	9	33
8	5,1	30	84	19	20	17	53	25
9	25,9	163	437	100	81	17	270	30
10	41,2	96	230	54	28	6	41	20
11	19,0	523	1 226	249	187	64	661	16
12	4,9	6 049	14 156	3 323	2 812	2 871	8349	22
13	1,2	4 268	8 289	1 535	1 553	6 731	6105	25
14	0,7	13	32	10	6	46	155	70
15	1,1	69	176	39	32	161	149	36
16	10,0	2 727	7 221	1 972	1 073	722	3055	6
17	19,2	54	109	20	16	6	73	4
18	27,9	378	1 104	20	185	40	524	14
19	74,3	73	227	61	16	3	122	30
20	39,1	3 462	7 947	1 755	1 422	203	4758	24
21	10,4							
total	317,9	23 446	54 921	12 558	9 611	173	40%	24
Arles > 8.5 m	0,7	2 534	4 525	750	788	6 930	34%	29

La population totale d'individus est de 54 921 personnes. La population la plus vulnérable aux inondations (moins de 18 ans et plus de 65 ans) représente 40 % de la population totale

des individus. Ce ratio oscille entre 19 (Mas Thibert) et 50 % (Fourchon Pont de Crau) avec une majorité de valeurs autour de 35-45 %.

Le nombre moyen de personnes par ménages est de 2,3 avec un minimum de 1,9 (Alyscamps) et un maximum (Boisviel)

Le pourcentage de locaux d'habitation de plain-pied par rapport au nombre total de locaux d'habitation est de 24 %. Ce pourcentage oscille entre 4 et 70 %.

Les données Insee sont fournies à partir de carreaux de 200 m de côté qui sont regroupés en rectangles comptant au moins 11 ménages. Les rectangles ne correspondent donc pas exactement au découpage des sous-zones protégées. La comptabilisation des rectangles appartenant à chaque casier s'est faite selon une appréciation visuelle au regard de la répartition du bâti : lorsqu'un rectangle recoupe partiellement la surface d'un casier, si l'essentiel du bâti inclus dans le rectangle est également inclus dans le casier, le rectangle est comptabilisé comme appartenant au casier. Dans le cas contraire, il n'est pas comptabilisé.

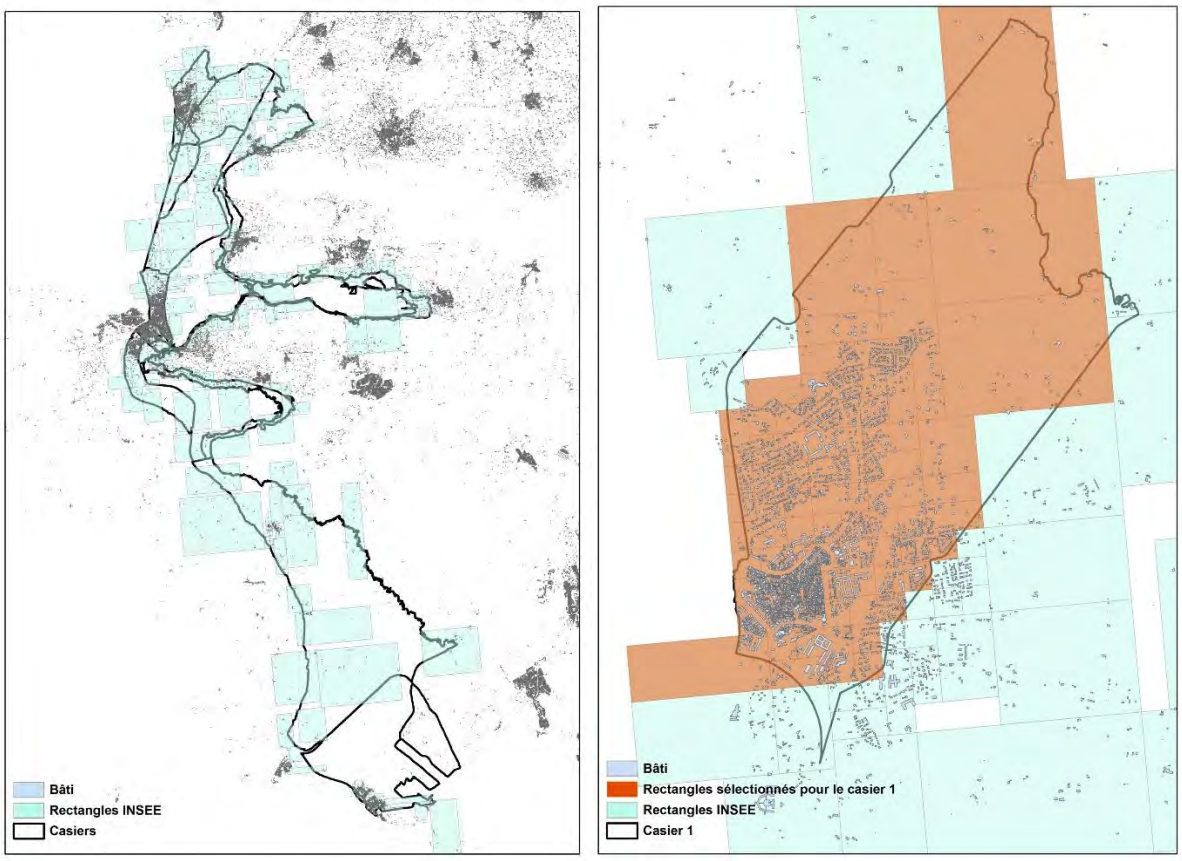
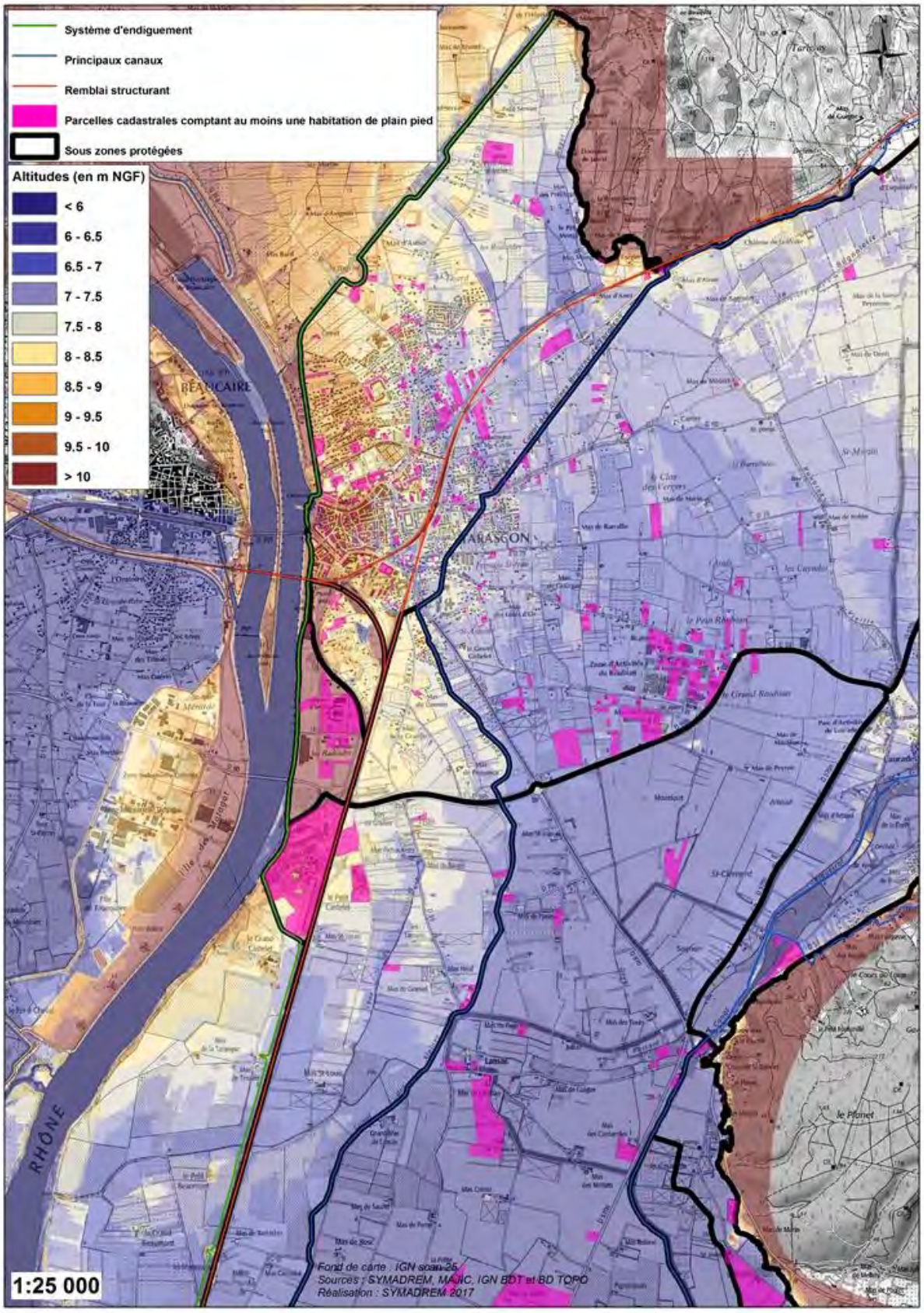
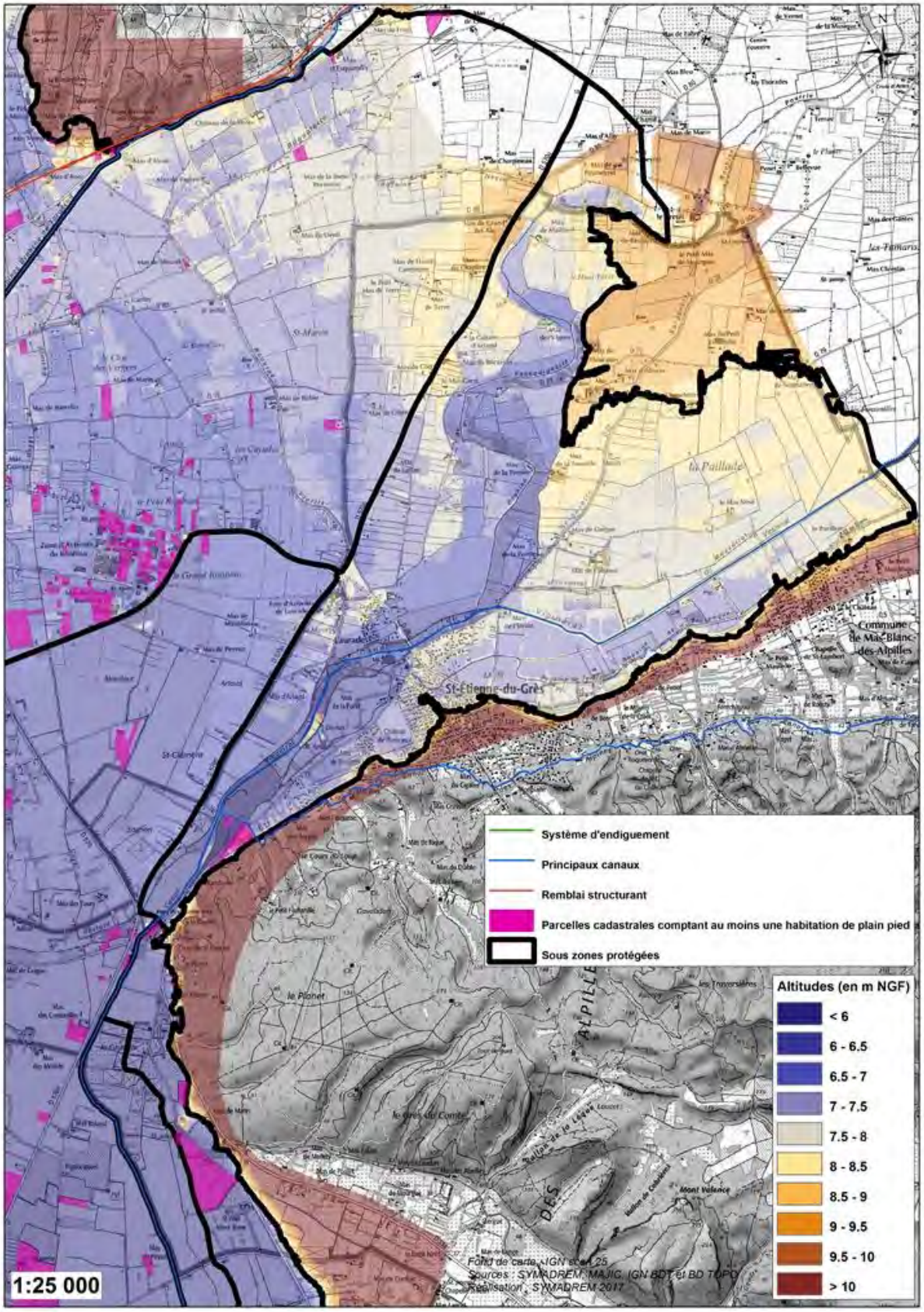


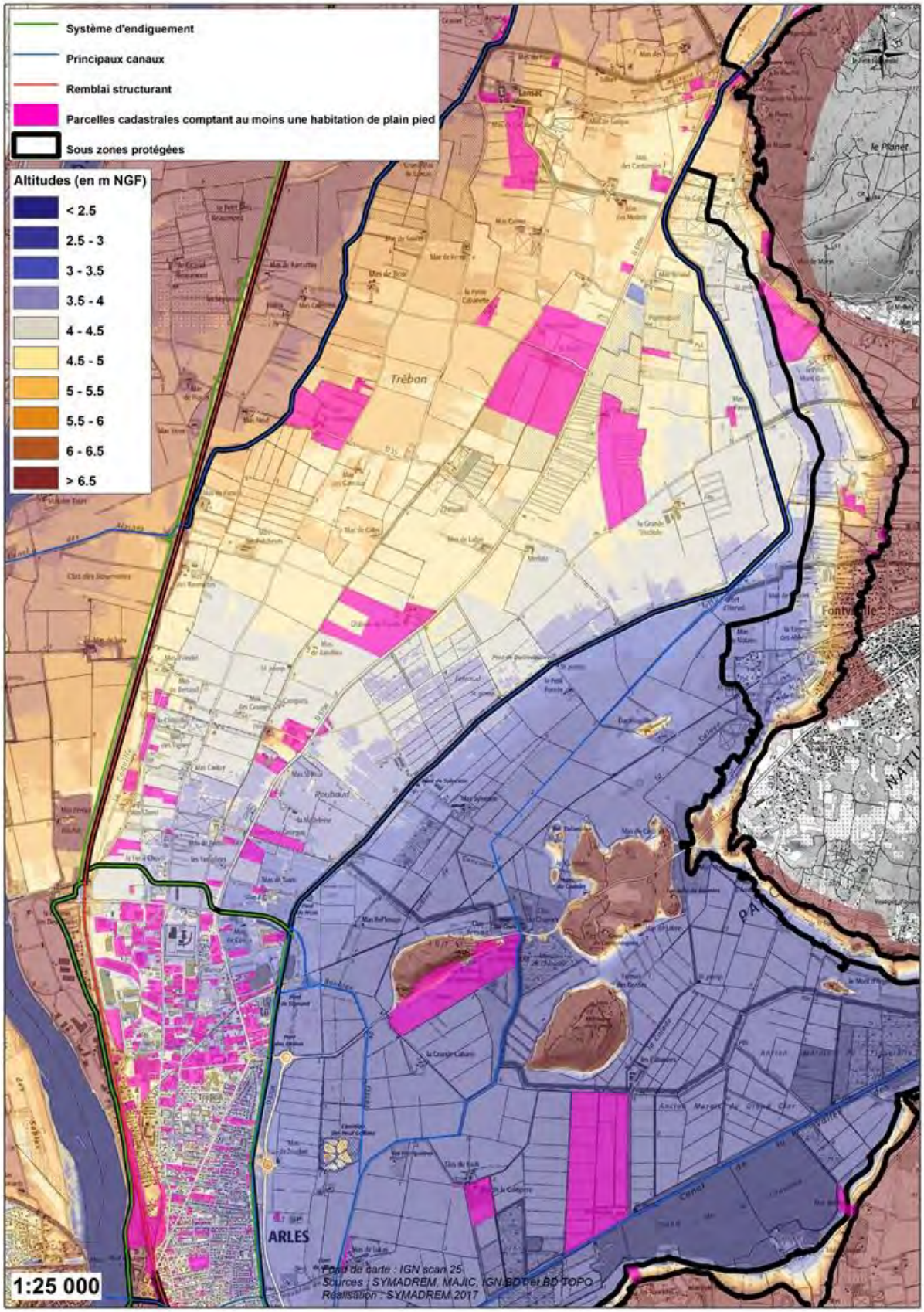
Figure 11. Principe de découpage des carroyages INSEE

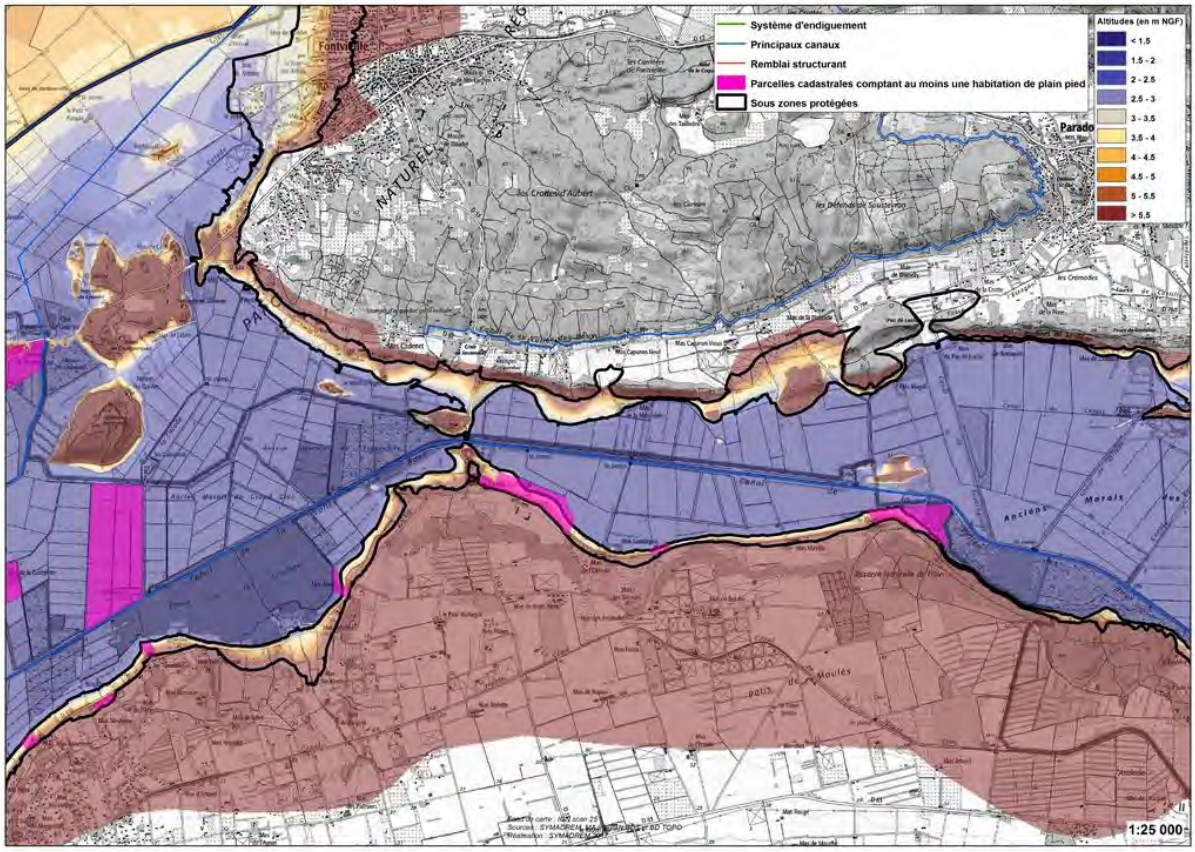
Les figures en pages suivantes cartographient la répartition des parcelles contenant au moins un local d'habitation de plain-pied. Cette représentation est parfois excessive dans les zones commerciales ou industrielles (SIF, Grand Port Maritime, Fibre Excellence), mais permet de donner une idée de la répartition de ces logements de plain-pied.

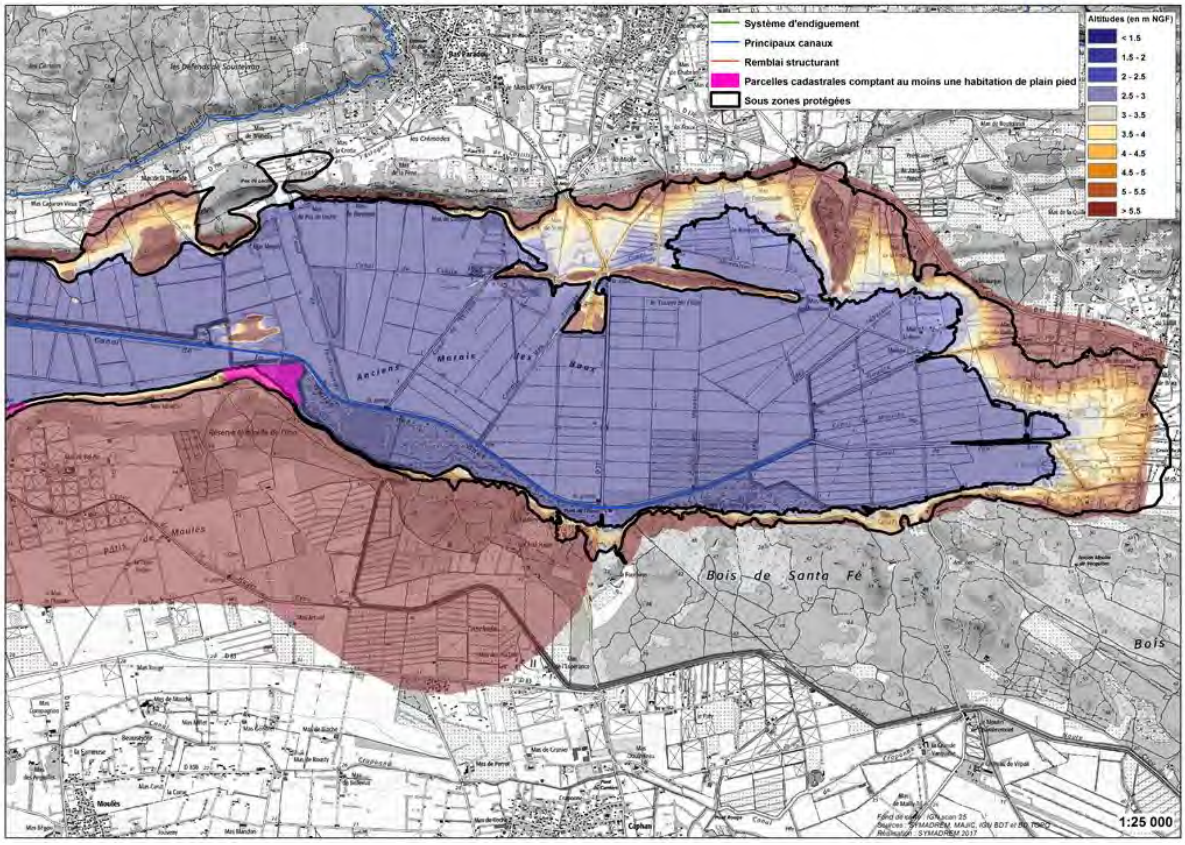
Figure également des zooms au droit des centres urbains de Tarascon, d'Arles et Port-Saint-Louis-du-Rhône.

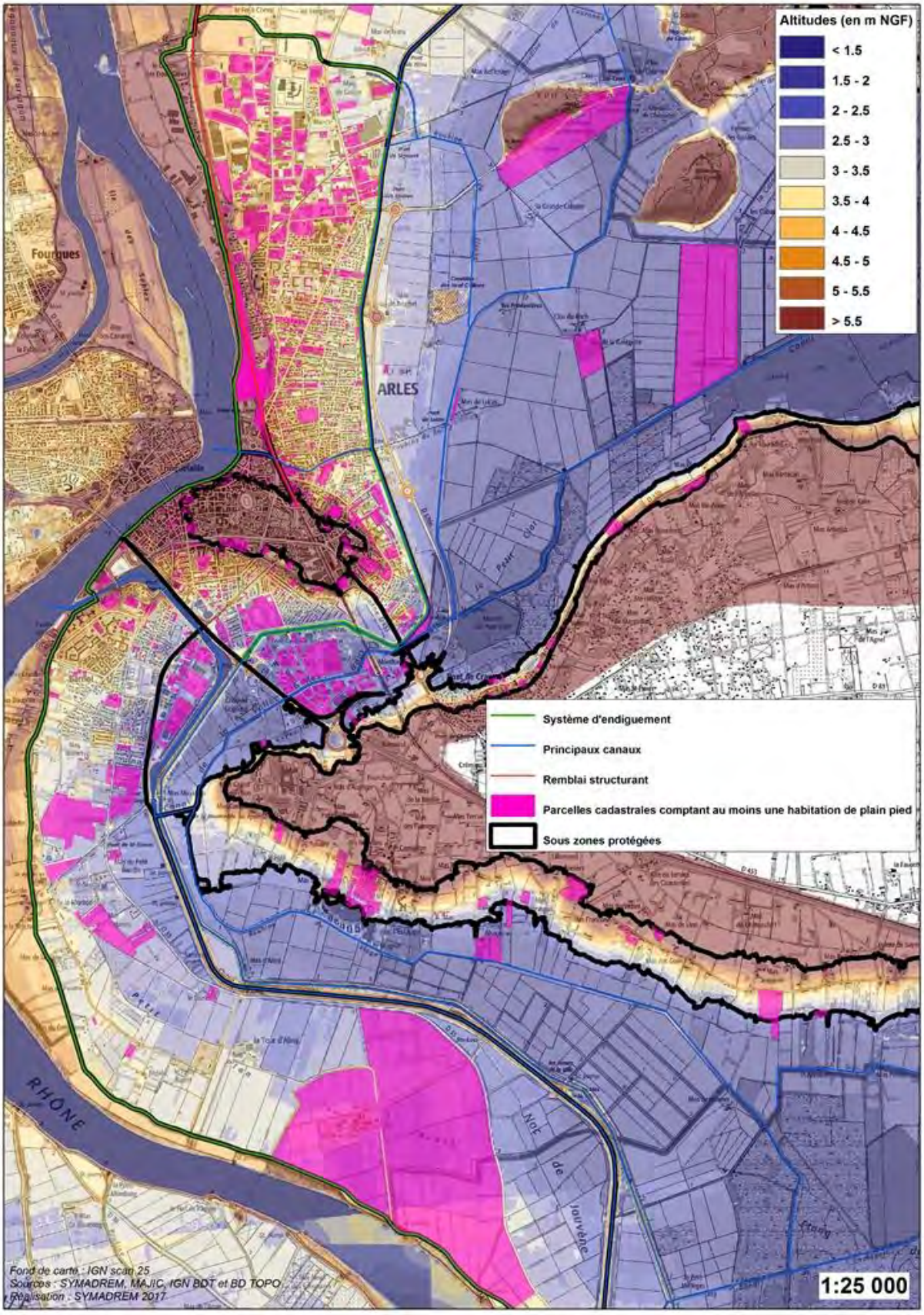


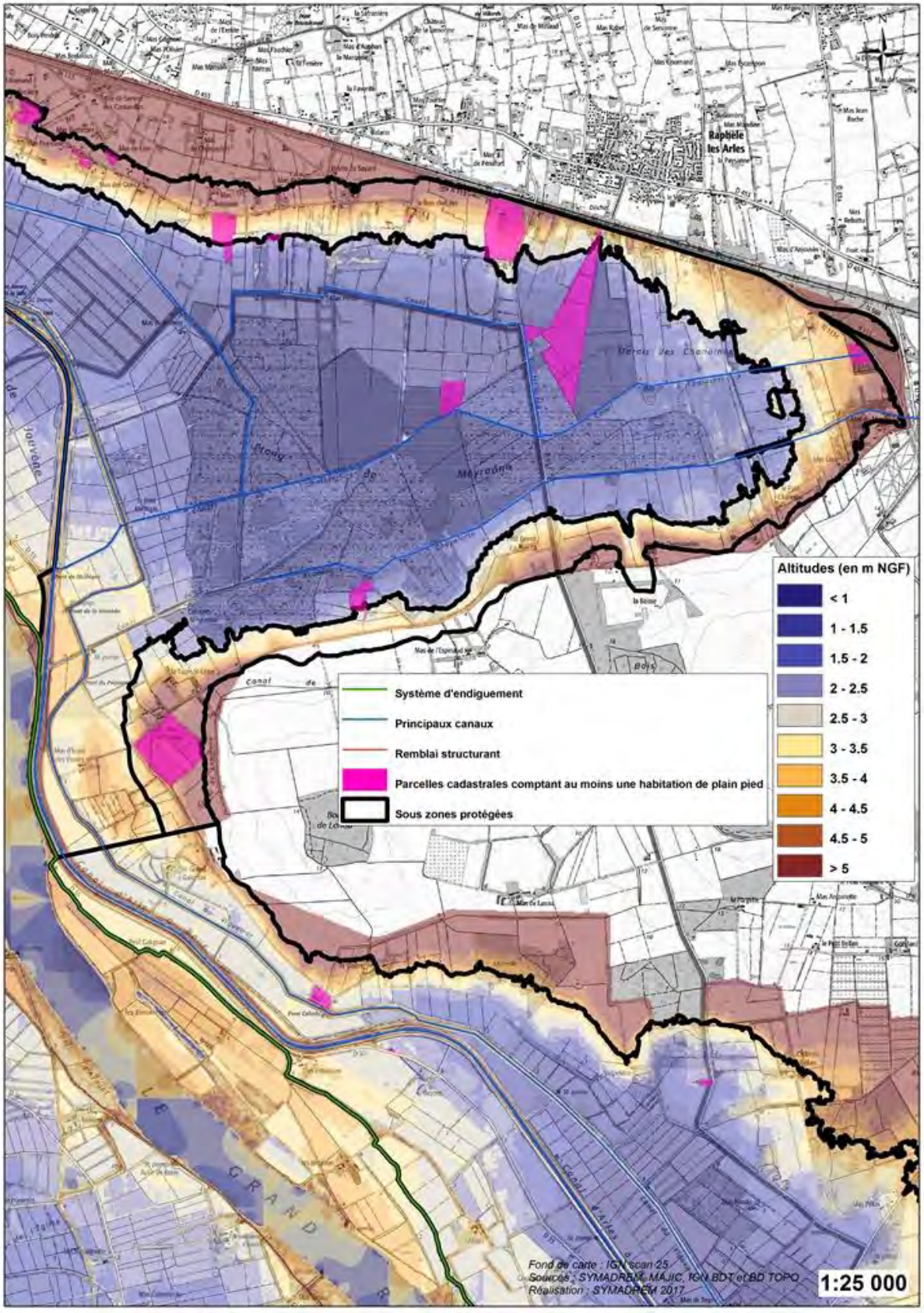

Système d'endiguement
Principaux canaux
Remblai structurant
Parcelles cadastrales comptant au moins une habitation de plain pied
Sous zones protégées
Altitudes (en m NGF)
< 6
6 - 6.5
6.5 - 7
7 - 7.5
7.5 - 8
8 - 8.5
8.5 - 9
9 - 9.5
9.5 - 10
> 10
1:25 000
Fond de carte IGN scan 25
Sources : SYMADREM, MAJIC, IGN BDT et BD TOPO
Réalisation : SYMADREM 2017
St-Etienne-du-Grès
Commune de Mas-Blanc-des-Alpilles
la Paillade
le Planet
Mont Velleron

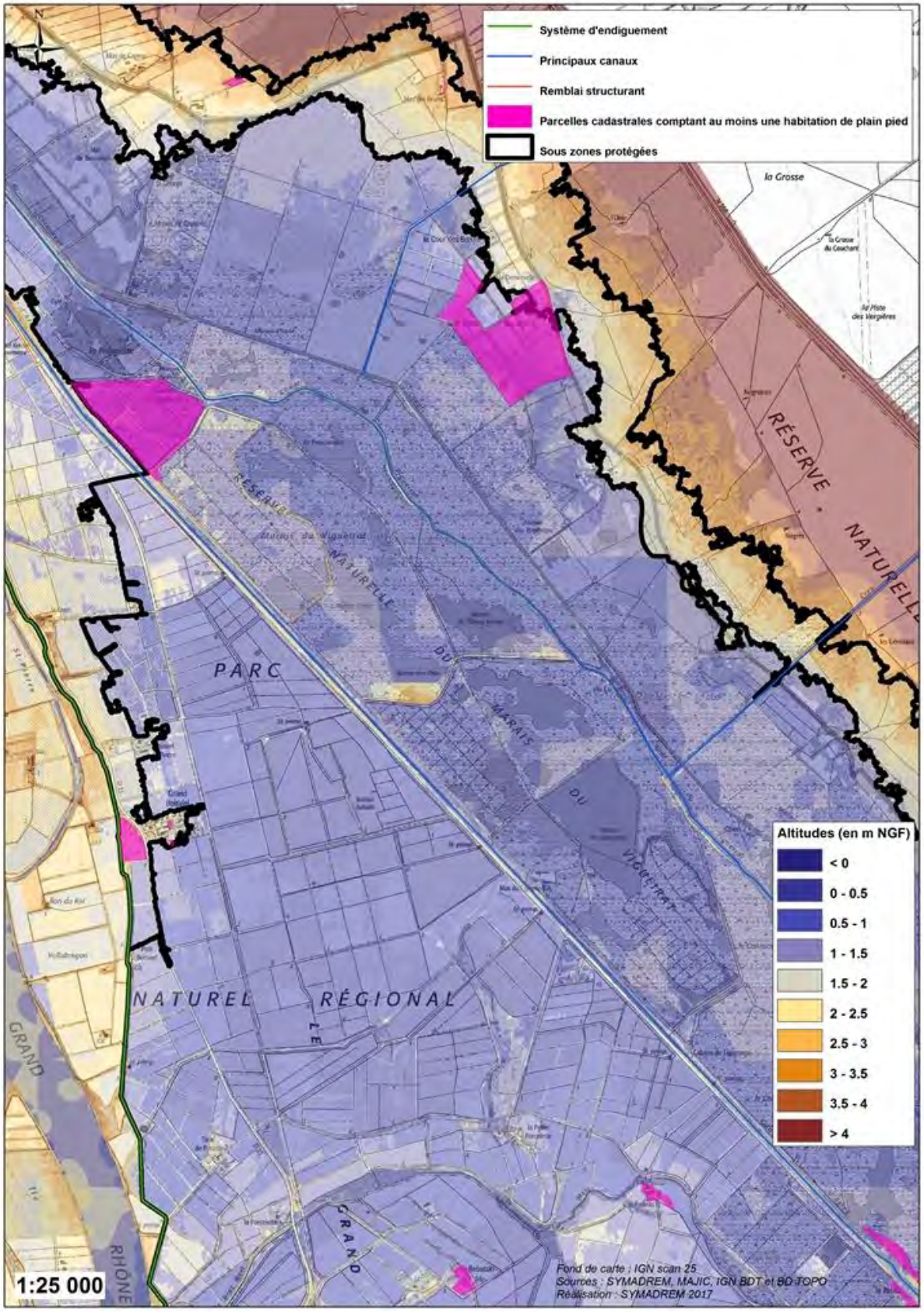

Système d'endiguement
Principaux canaux
Remblai structurant
Parcelles cadastrales comptant au moins une habitation de plain pied
Sous zones protégées
Altitudes (en m NGF)
< 2.5
2.5 - 3
3 - 3.5
3.5 - 4
4 - 4.5
4.5 - 5
5 - 5.5
5.5 - 6
6 - 6.5
> 6.5
Trébon
Roubaud
ARLES
1:25 000
Fond de carte : IGN scan 25
Sources : SYMADREM, MAJIC, IGN BD et BD TOPO
Réalisation : SYMADREM 2017

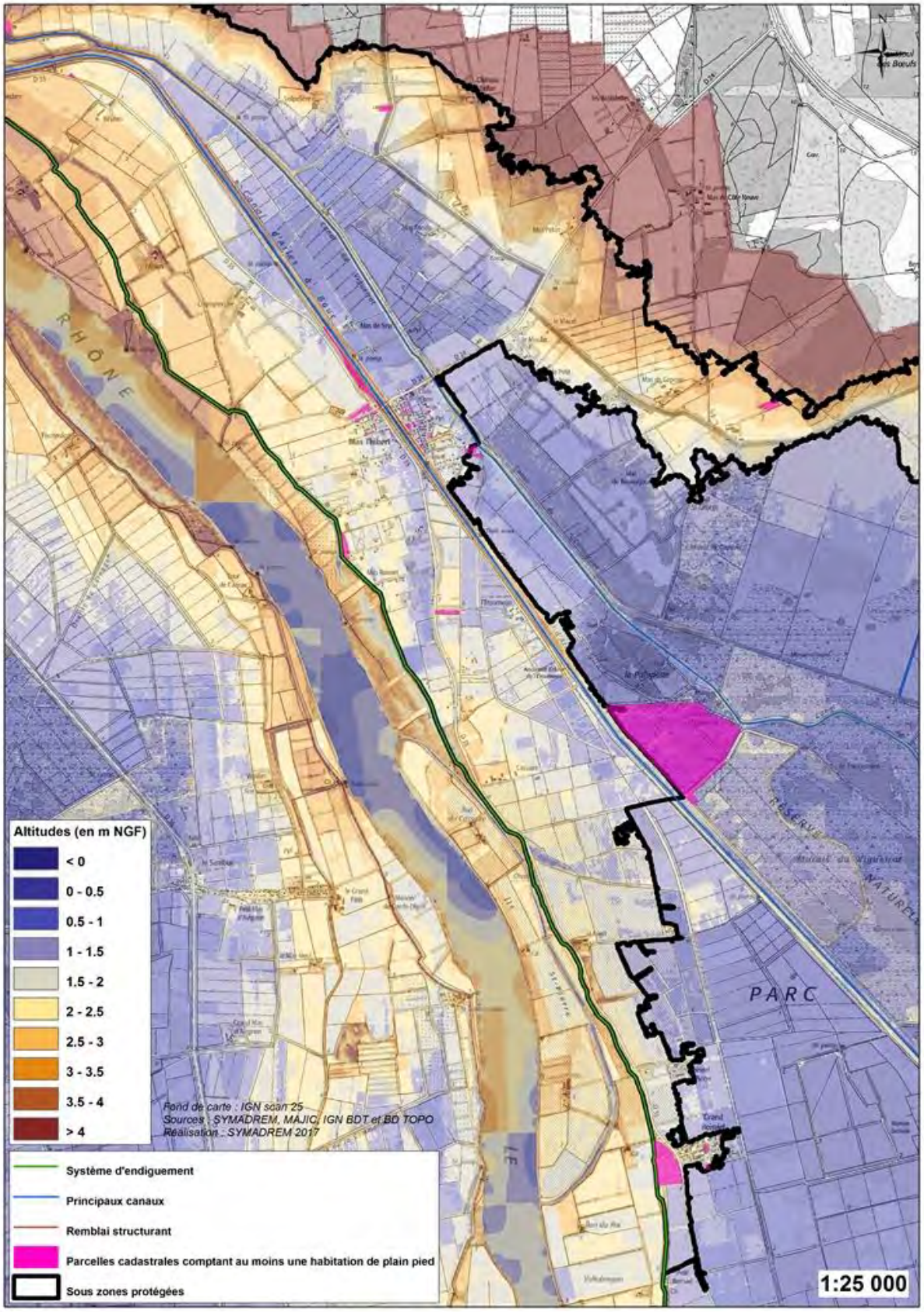

Système d'endiguement
Principaux canaux
Remblai structurant
Parcelles cadastrales comptant au moins une habitation de plain pied
Sous zones protégées
Altitudes (en m NGF)
< 1.5
1.5 - 2
2 - 2.5
2.5 - 3
3 - 3.5
3.5 - 4
4 - 4.5
4.5 - 5
5 - 5.5
> 5.5
Fontvieille
Parado
Ancien Marais
1:25 000

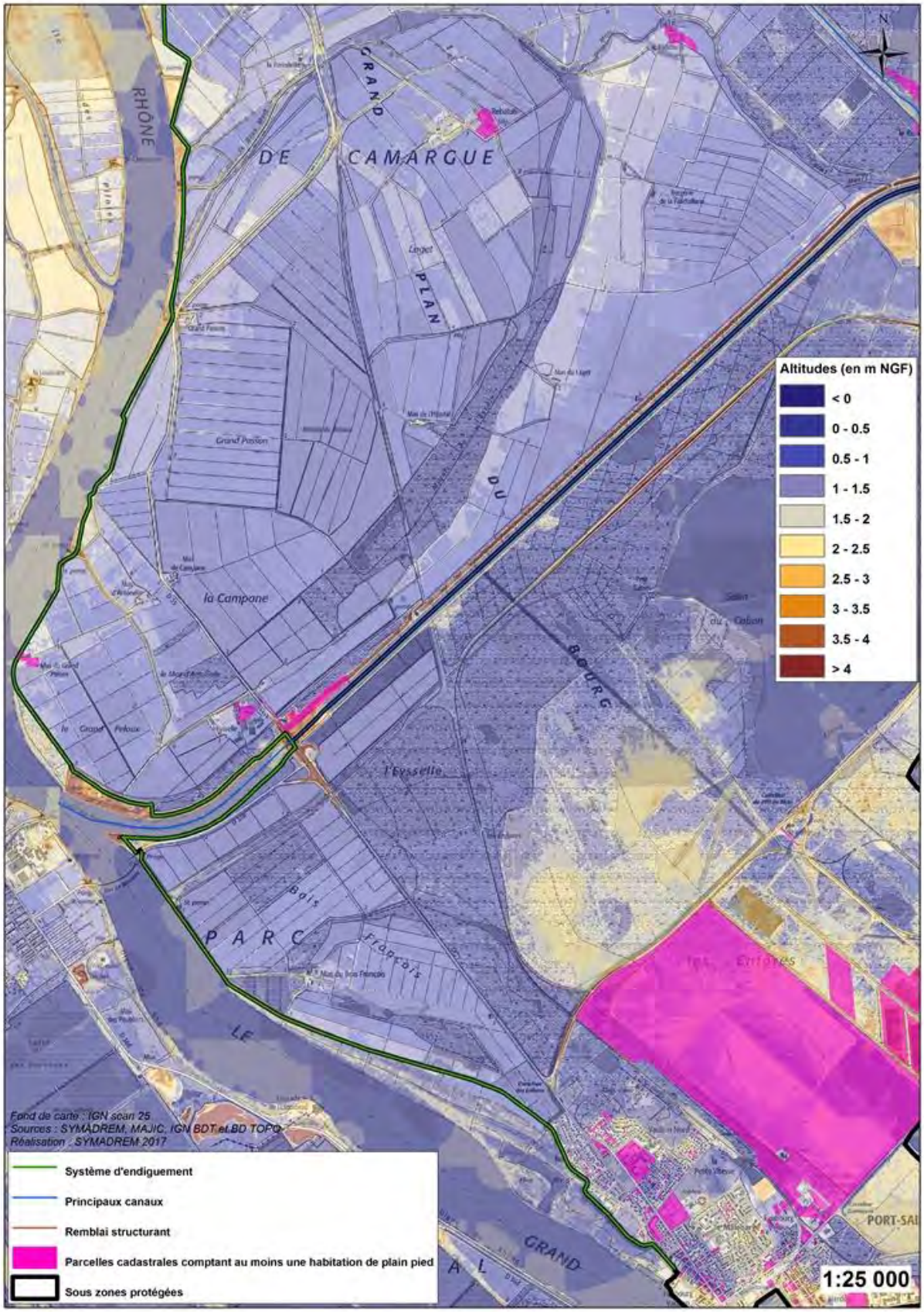

Système d'endiguement
Principaux canaux
Remblai structurant
Parcelles cadastrales comptant au moins une habitation de plain pied
Sous zones protégées
Altitudes (en m NGF)
< 1.5
1.5 - 2
2 - 2.5
2.5 - 3
3 - 3.5
3.5 - 4
4 - 4.5
4.5 - 5
5 - 5.5
> 5.5
Ancien Marais des Baux
Bois de Santa Fé
Bois
1:25 000

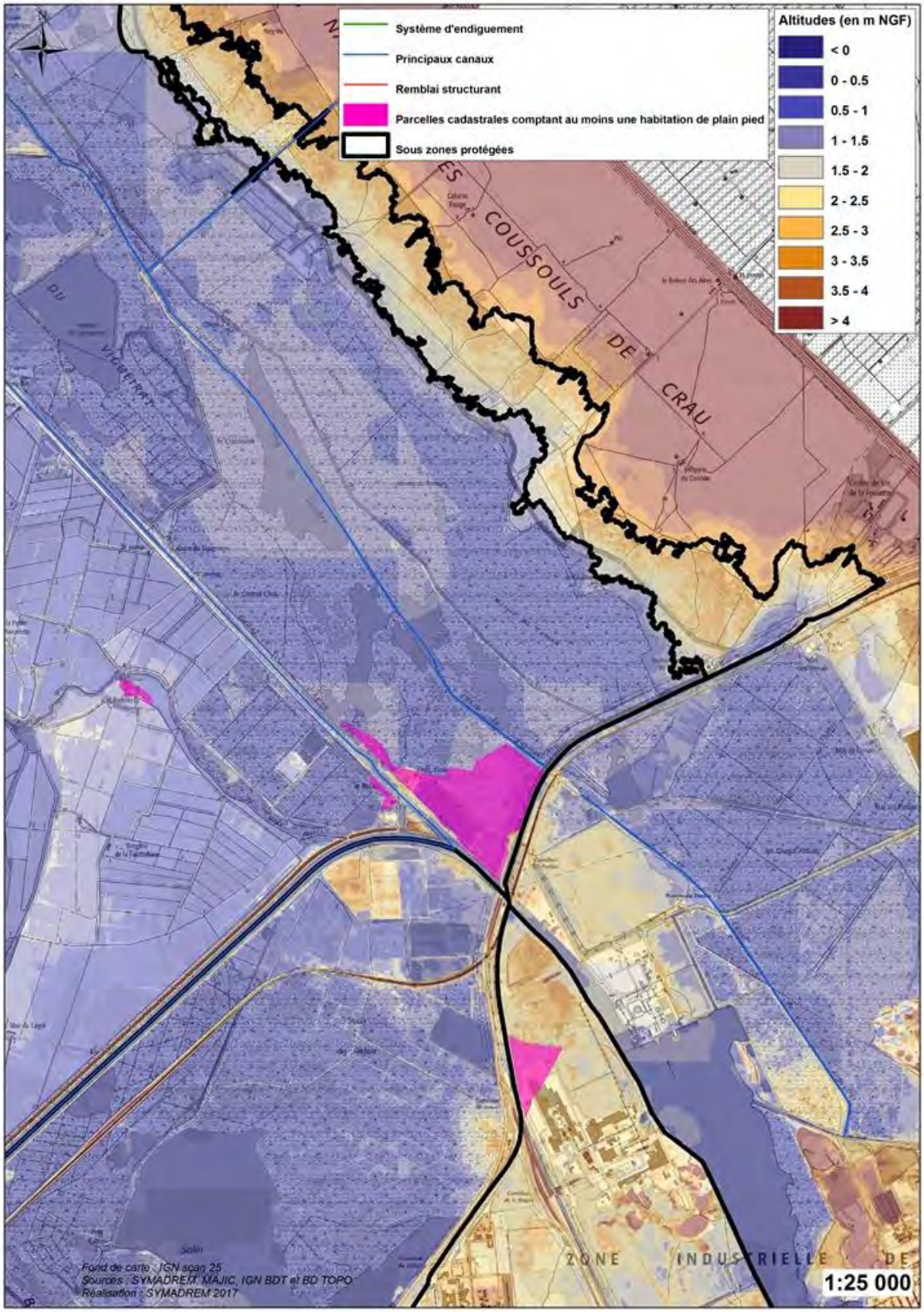

Altitudes (en m NGF)
< 1.5
1.5 - 2
2 - 2.5
2.5 - 3
3 - 3.5
3.5 - 4
4 - 4.5
4.5 - 5
5 - 5.5
> 5.5
Fourques
ARLES
Système d'endiguement
Principaux canaux
Remblai structurant
Parcelles cadastrales comptant au moins une habitation de plain pied
Sous zones protégées
RHONE
Fond de carte : IGN scan 25
Sources : SYMADREM, MAJIC, IGN BDT et BD TOPO
Réalisation : SYMADREM 2017
1:25 000


Altitudes (en m NGF)
< 1
1 - 1.5
1.5 - 2
2 - 2.5
2.5 - 3
3 - 3.5
3.5 - 4
4 - 4.5
4.5 - 5
> 5
Système d'endiguement
Principaux canaux
Remblai structurant
Parcelles cadastrales comptant au moins une habitation de plain pied
Sous zones protégées
Fond de carte : IGN scan 25
Sources : SYMADREM, MAJIC, IGN BDT et BD TOPO
Réalisation : SYMADREM 2017
1:25 000


Système d'endiguement
Principaux canaux
Remblai structurant
Parcelles cadastrales comptant au moins une habitation de plain pied
Sous zones protégées
Altitudes (en m NGF)
< 0
0 - 0.5
0.5 - 1
1 - 1.5
1.5 - 2
2 - 2.5
2.5 - 3
3 - 3.5
3.5 - 4
> 4
PARC NATUREL RÉGIONAL
RÉSERVE NATURELLE
1:25 000
Fond de carte : IGN scan 25
Sources : SYMADREM, MAJIC, IGN BDT et BD TOPO
Réalisation : SYMADREM 2017


Altitudes (en m NGF)
< 0
0 - 0.5
0.5 - 1
1 - 1.5
1.5 - 2
2 - 2.5
2.5 - 3
3 - 3.5
3.5 - 4
> 4
Fond de carte : IGN scan 25
Sources : SYMADREM, MAJIC, IGN BDT et BD TOPO
Réalisation : SYMADREM 2017
Système d'endiguement
Principaux canaux
Remblai structurant
Parcelles cadastrales comptant au moins une habitation de plain pied
Sous zones protégées
1:25 000
RHÔNE
PARC


RHÔNE
GRAND DE CAMARGUE
PLAN DU BOURG
la Campane
l'Esselle
PARC
Bois Fraparis
LE GRAND
Altitudes (en m NGF)
< 0
0 - 0.5
0.5 - 1
1 - 1.5
1.5 - 2
2 - 2.5
2.5 - 3
3 - 3.5
3.5 - 4
> 4
Fond de carte : IGN scan 25
Sources : SYMADREM, MAJIC, IGN BDT et BD TOPO
Réalisation : SYMADREM 2017
Système d'endiguement
Principaux canaux
Remblai structurant
Parcelles cadastrales comptant au moins une habitation de plain pied
Sous zones protégées
1:25 000


Système d'endiguement
Principaux canaux
Remblai structurant
Parcelles cadastrales comptant au moins une habitation de plain pied
Sous zones protégées
Altitudes (en m NGF)
< 0
0 - 0.5
0.5 - 1
1 - 1.5
1.5 - 2
2 - 2.5
2.5 - 3
3 - 3.5
3.5 - 4
> 4
ES COUSSOULS DE CRAU
DU VIGUEIRAT
ZONE INDUSTRIELLE DE
Fond de carte : IGN scan 25
Sources : SYMADREM, MAJIC, IGN BDT et BD TOPO
Réalisation : SYMADREM 2017
1:25 000

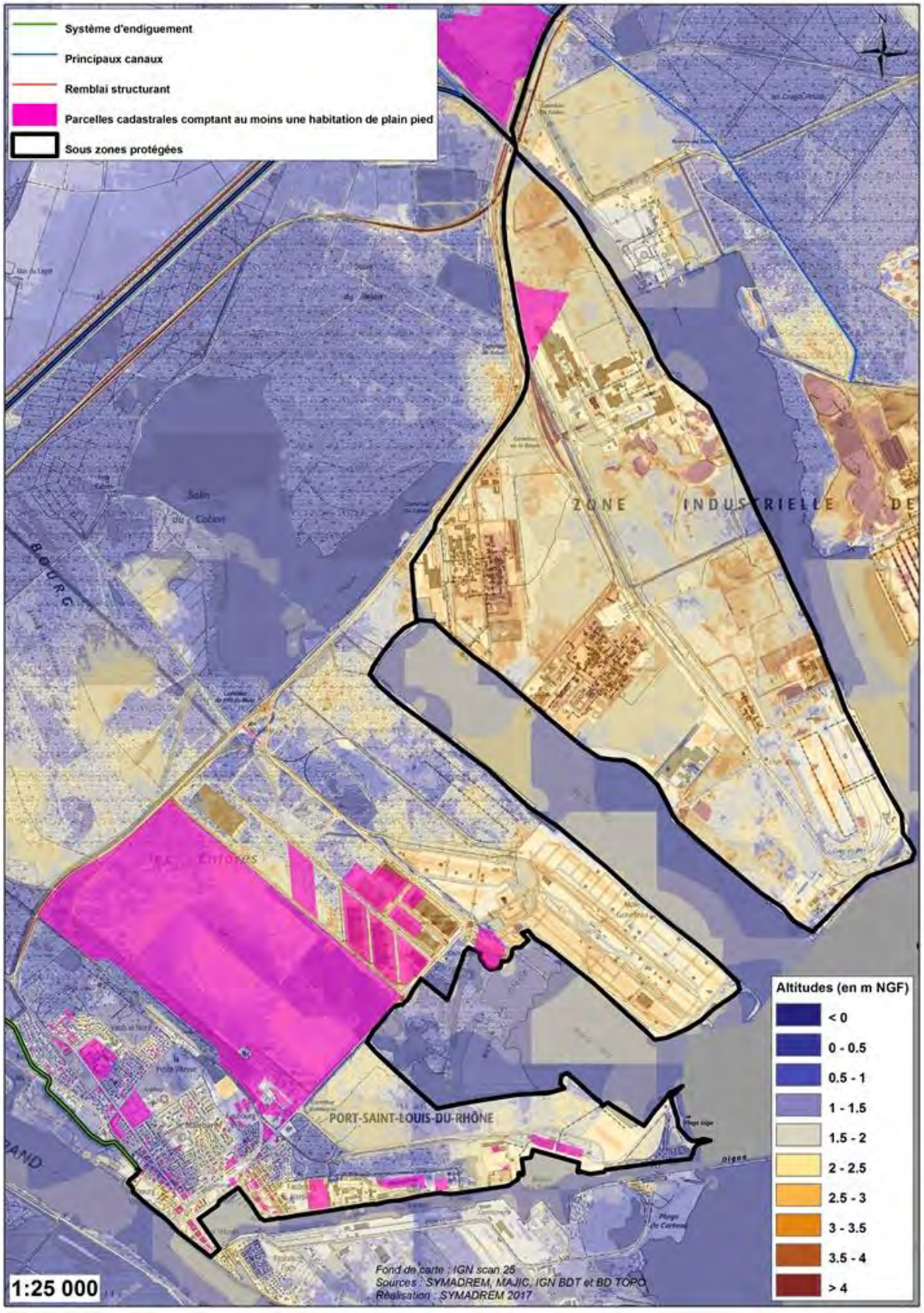


Figure 12. Localisation par parcelle des locaux d'habitation de plain-pied et topographie

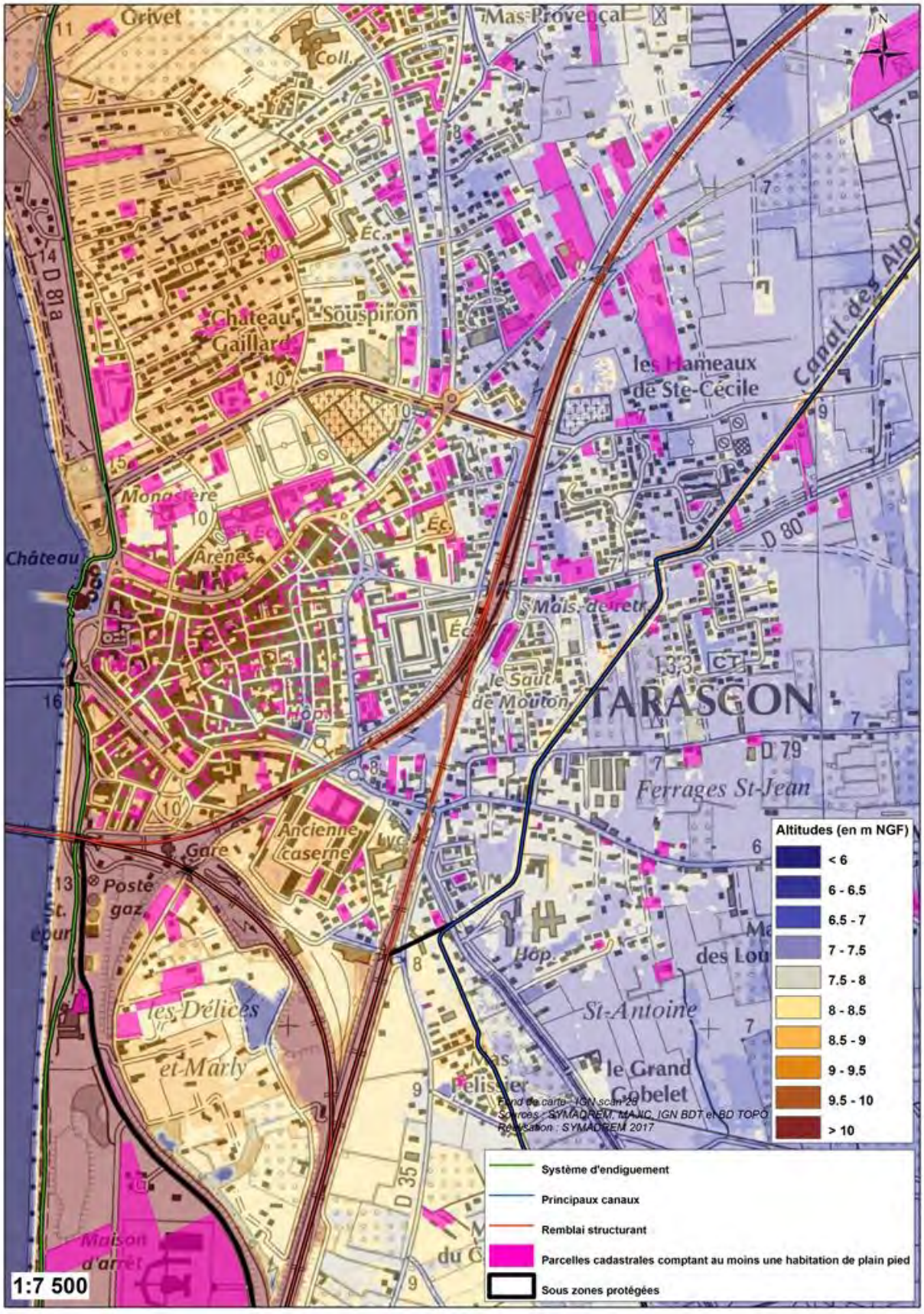


Figure 13. Centre urbain de Tarascon - Localisation par parcelle des locaux d'habitation de plain-pied et topographie

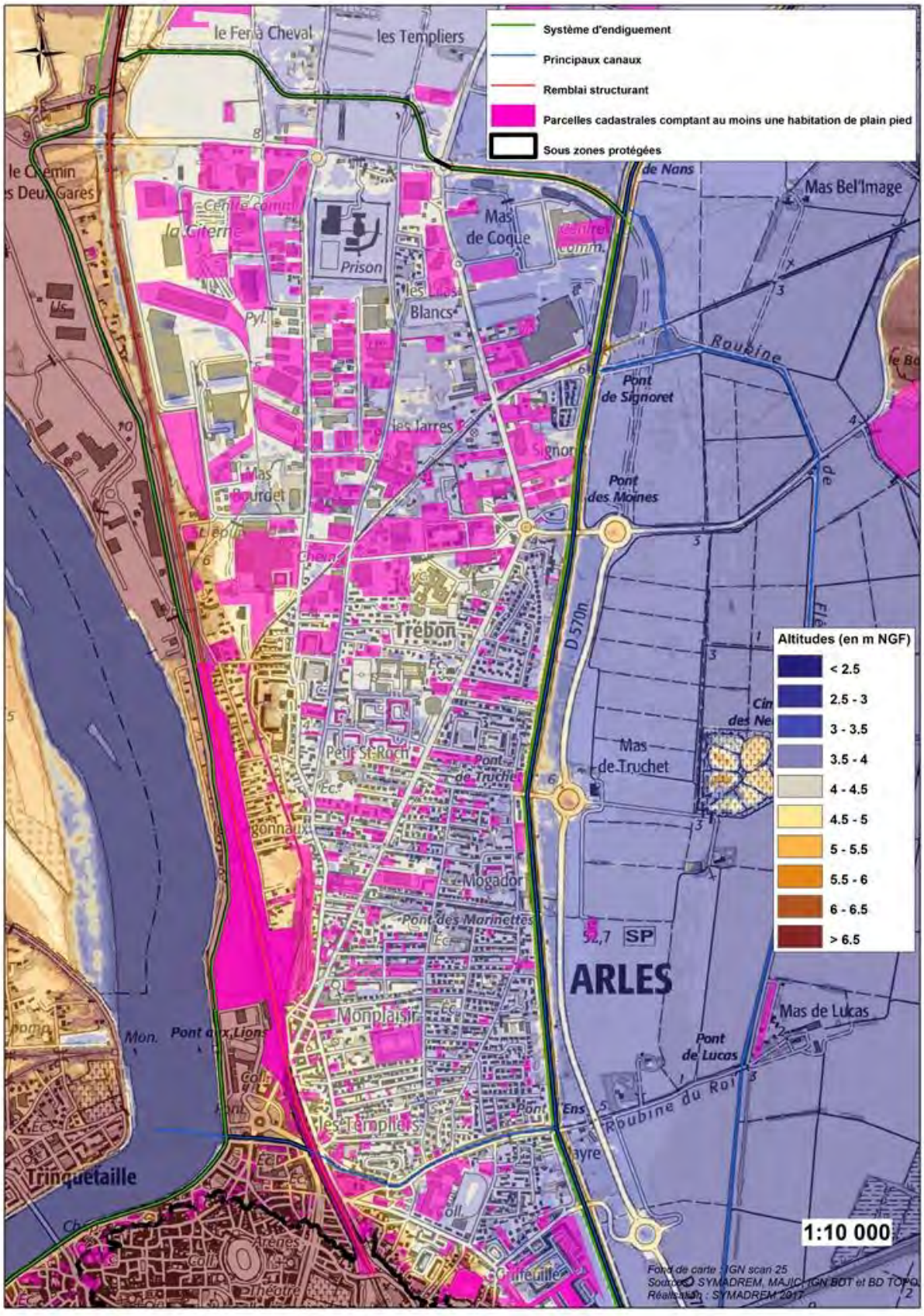


Figure 14. Centre urbain d'Arles Nord - Localisation par parcelle des locaux d'habitation de plain-pied et topographie

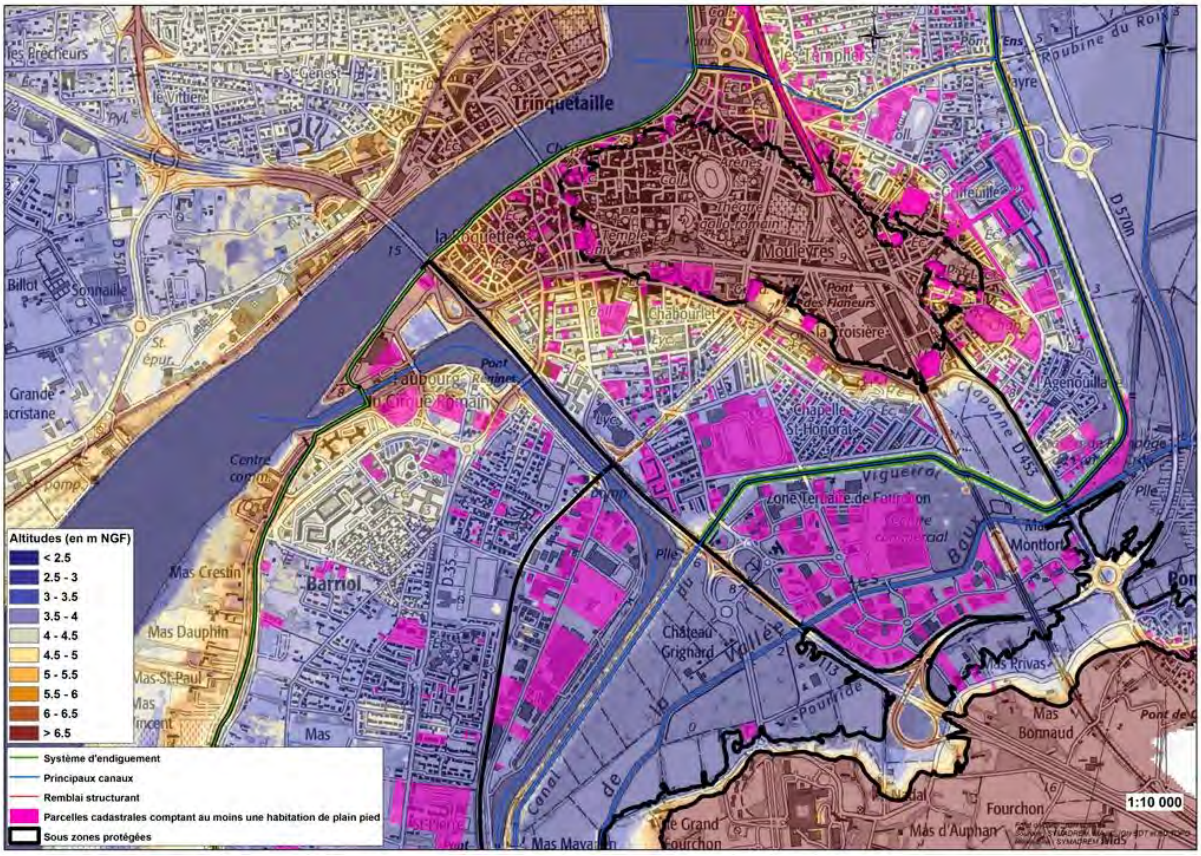


Figure 15. Centre urbain d'Arles Nord - Localisation par parcelle des locaux d'habitation de plain-pied et topographie

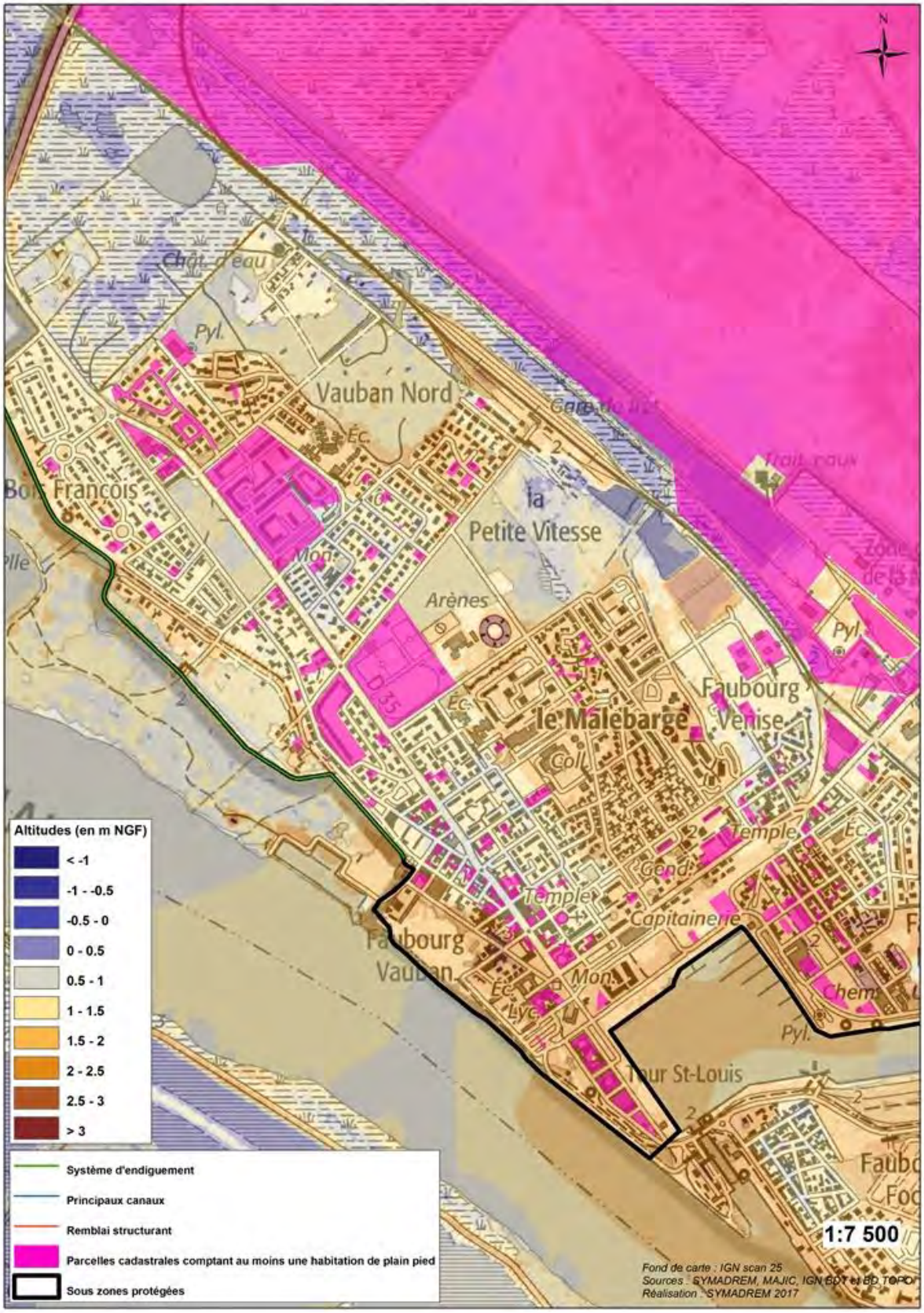


Figure 16. Centre urbain de Port-Saint-Louis-du-Rhône - Localisation par parcelle des locaux d'habitation de plain-pied et topographie

5 PRESENTATION DES SOUS-BASSINS DE LA RIVE GAUCHE

La rive gauche est constituée de plusieurs sous-bassins structurés par le réseau hydraulique agricole, le massif des Alpilles et la plaine de la Crau. Les limites de ces sous-bassins figurent ci-dessous

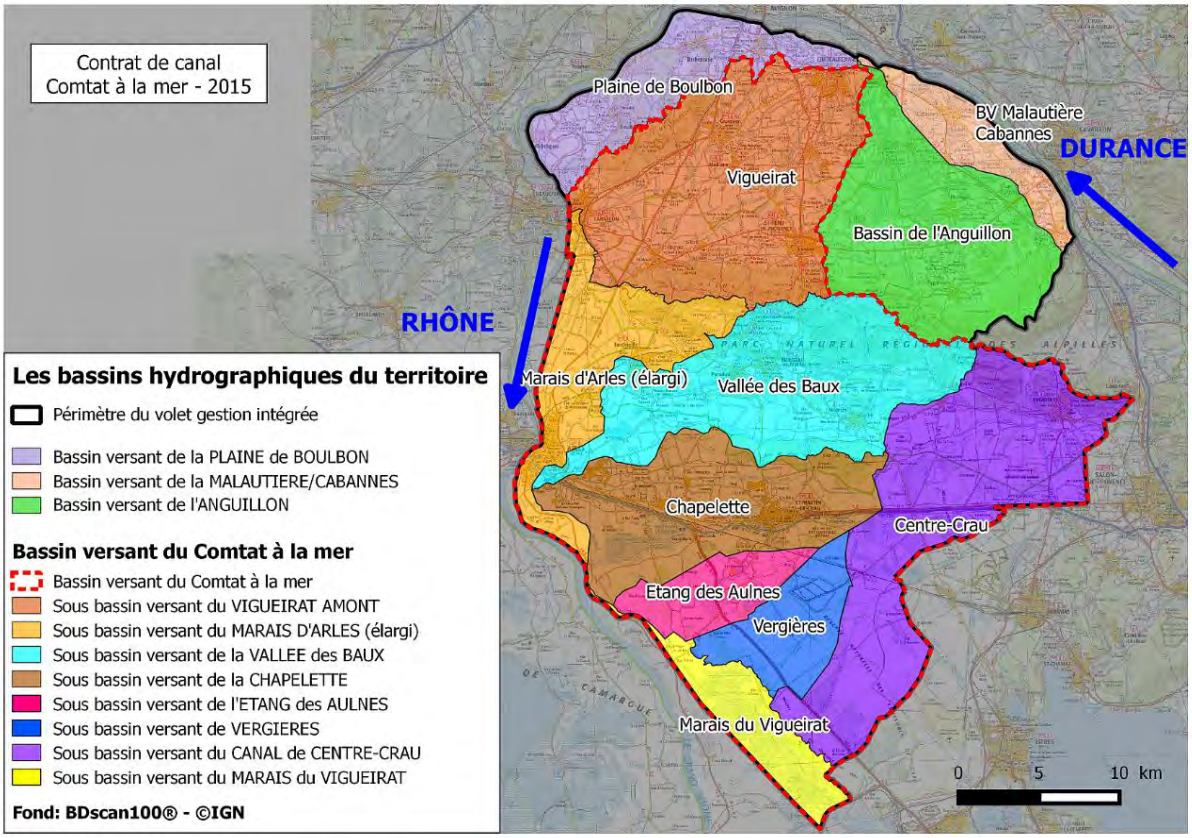


Figure 17. Sous-bassins de la rive gauche (source SICAS-SMGAS)

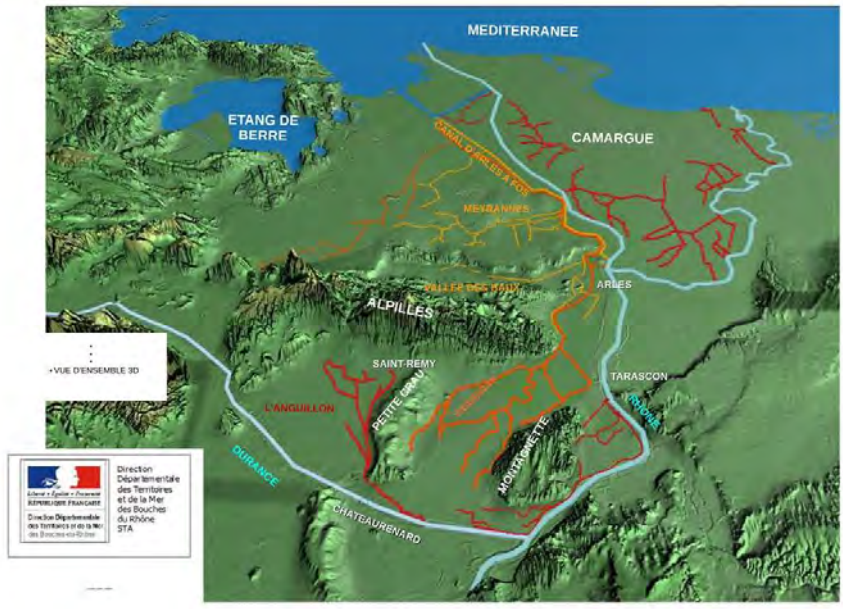


Figure 18. Vue 3D des canaux en rive gauche échelle altimétrique X10 (source DDTM 13)

Le canal du Vigueirat draine un bassin versant de 19300 ha constitué à plus de 65% de plaine compris entre la Durance au nord, et la chaîne des Alpilles au sud, la petite Crau à l'est et la Montagnette à l'ouest. Cette plaine, essentiellement agricole, est quadrillée par un réseau de canaux de drainage qui convergent vers le Canal du Vigueirat à Saint Gabriel. Au niveau de Saint Gabriel, le Vigueirat passe en super structure : ses berges sont endiguées et il ne récupère plus d'eaux pluviales.

Le réseau hydrographique du bassin versant de la **vallée des Baux** peut se décomposer en trois entités :

- Les gaudres et les fossés des piémonts qui constituent le réseau hydrographique amont. Ces ruisseaux drainent le Sud de la chaîne des Alpilles. En amont, ceux-ci sont à sec la plupart du temps, ils ont un caractère torrentiel en cas de fortes pluies de type orages méditerranéens ou épisodes pluvieux prolongés. En aval, ils traversent des zones urbanisées ou de culture et leurs débordements causent des dommages par endroit.
- Les roubines et canaux secondaires, dont certains constituent l'exutoire des gaudres amont, suivent des tracés plus rectilignes entre différentes parcelles d'élevage et de cultures. Ils recueillent les eaux pluviales des Alpilles et les acheminent directement dans le canal de la Vallée des Baux. Ces canaux servent à l'irrigation et à l'assainissement. Ils permettent notamment d'assécher les Anciens Marais de Baux et de les rendre cultivables.
- Le Canal de la Vallée des Baux constitue le canal principal du système hydrographique. Ce canal, en super structure, est implanté dans les Anciens Marais des Baux. Des stations de pompage installées sur tout le linéaire permettent d'évacuer les eaux pluviales des différents canaux de drainage dans le canal principal. Il se rejette dans le Canal d'Arles à Fos par l'intermédiaire du siphon de Montcalde.

Les Marais de Meyrannes et des Chanoines représentent un bassin d'une superficie de 12 500 ha. Il est drainé grâce à trois canaux principaux, qui sont le canal du Ceintureau et du Viage, le canal de Chalavert et le canal de la Chapelette, qui se jettent dans le canal d'Arles au Port de Fos-sur-Mer, en aval d'Arles, grâce à un système de siphon permettant le passage sous le Vigueirat. Le rôle de chacun de ces canaux est le suivant :

- le Ceintureau et le Viage assainissent les terres situées au Nord,
- le Chalavert assainit les hameaux de Moulès et Raphèle et le Sud du bassin versant,
- la Chapelette permet la collecte des eaux de l'agglomération de Saint Martin de Crau et de l'Ouest de la commune.

Le débit 100 ans de la Meyranne est estimé à 33 m^3/s (source RUBY, 1968), mais sa capacité a été réévaluée à 8 m3/s (RUBY, 1989).
Le débit maximal de la Chapelette au droit de la RN 568 est donné à 11.5 m^3/s (source DARAGON, 1993) et le débit de la crue 50 ans à 30 m^3/s.
Dans l'étude BCEOM de 2002, le débit du canal de la Chapelette est donné entre 15 et 20 m^3/s, et celui des canaux de Chalavert et Ceintureau à 10 m3/s (source : M. Jourteau – étude 2002).
Une station hydrométrique existe sur la Chapelette à Arles (64 km^2).

Le débit décennal instantané de cette station a été évalué à 9.8 m^3/s et le débit maximum mesuré est de 15.20 m^3/s (1er décembre 2003).

Les apports du bassin versant de Centre Crau (d'une superficie de totale de 25 000 ha) peuvent se décomposer de la manière suivante :

- Apports du Canal de Centre Crau (16 000 ha)
- Apports du Canal de Vergière (4 700 ha)
- Apports des Marais de Crau (4 300 ha)

6 PRINCIPAUX CANAUX STRUCTURANTS DE LA ZONE PROTEGEE

La Plaine en amont de Fourchon est constituée d'amont vers l'aval d'une succession de casiers hydrauliques (Cf. figure ci-dessous), séparés par des ouvrages en remblai :

- Le casier des Alpines, contrôlé par le canal des alpines (terrain naturel : 7 NGF, cote atteinte en décembre 2003 de 8 NGF)
- Le casier du Trébon, contrôlé par les digues du Vigueirat (terrain naturel : 4 NGF, cote atteinte de 5,2 NGF en décembre 2003)
- Le casier des marais d'Arles et des Baux, contrôlé par les obstacles de la traversée de Fourchon (terrain naturel entre 0 et 3 NGF, cote de 3 NGF en décembre 2003).

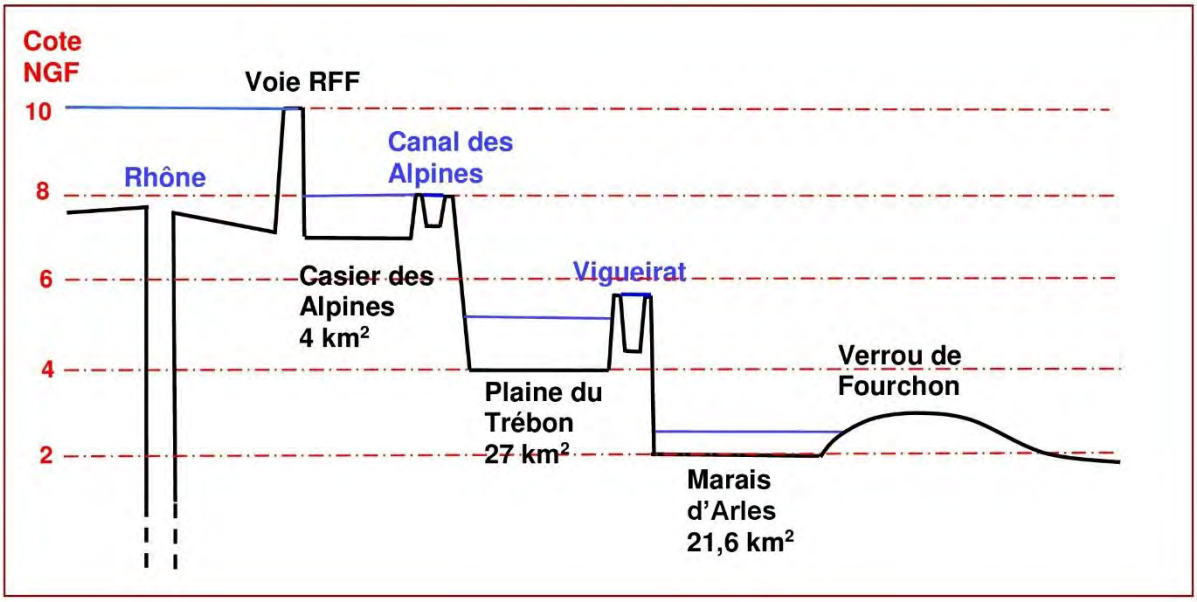


Figure 19. Profil en travers de la zone protégée amont de Fourchon (source IGE)

Les principaux canaux structurants en rive gauche du Rhône sont :

- Le canal des Alpines ;
- Le Vigueirat ;
- Le contre fossé du Vigueirat ;
- Le canal de la vidange ;
- La roubine de Flèche ;
- La roubine du Roy et de quenin ;
- Le canal de la vallée des Baux ;
- Le tronc commun ;
- Le canal d'Arles à Boucq.

Le canal d'irrigation des Alpines est en superstructure sur tout son tracé. Alimenté par la Durance, il permet l'irrigation de la plaine de Tarascon et l'irrigation de la plaine du Grand Trébon. Il est situé dans la partie nord de la plaine à l'Est du centre-ville de Tarascon. Il

parcourt la plaine du Grand Trébon et traverse le remblai ferroviaire au droit du Mas de Parade pour rejoindre le Rhône.
Il constitue actuellement un frein aux écoulements venant du nord (frein qui sera sensiblement réduit avec la mise en transparence de ce dernier sur 300 ml, mais permet de ralentir l'inondation du centre-ville de Tarascon pour les inondations venant du Sud.

Le Vigueirat draine les eaux de la plaine de Tarascon à Châteaurenard. A partir de Saint Gabriel, il est en superstructure et ne collecte plus d'eaux de drainage jusqu'à son exutoire dans les étangs de Ligagneau à proximité de l'embouchure avec la Mer.

De la digue nord d'Arles à la RD453 (intégré dans le système d'endiguement), il est à noter la présence d'un rideau de palplanches en rive droite du Vigueirat. Par ailleurs, on notera que la berge en rive droite du Vigueirat est légèrement plus haute que la berge rive gauche du Vigueirat.



Photo 1. Berges du Vigueirat en traversée d'Arles

Les eaux de ressuyage du Grand Trébon sont collectés gravitairement dans le contre fossé bordant les berges rive droite du Vigueirat. Ces eaux franchissent l'obstacle que constitue le Vigueirat via le siphon de transfert réalisé en 2012. Le siphon de Saint Gabriel objet de la présente demande d'autorisation permettra d'accroitre cette capacité de franchissement et contribuera au ressuyage de la plaine du Trébon.

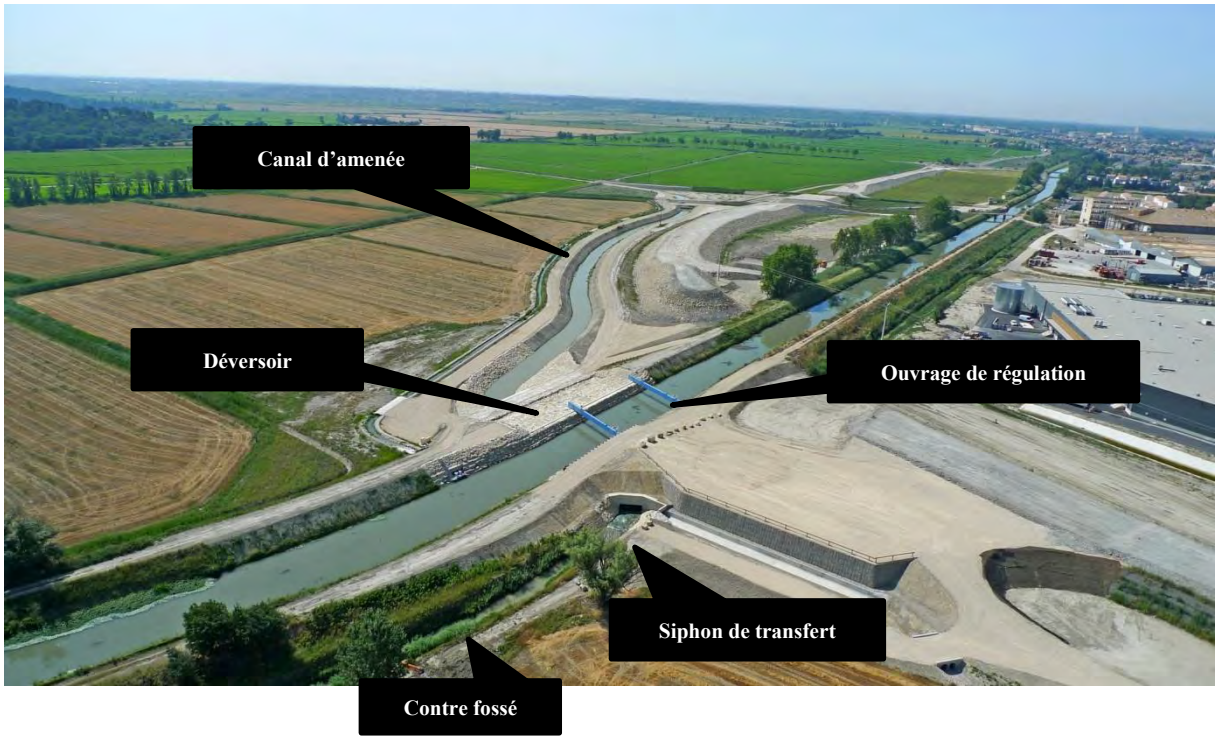


Photo 2. Siphon de transfert et limitateur de débit sur le Vigueirat

Les eaux sont alors collectées dans la roubine de Flèche, qui rejoint le canal de la Vidange, lui-même drainant les eaux au nord de l'Abbaye Montmajour entre l'Est du Vigueirat et Fontvieille.
Le canal de la vidange rejoint le canal de la vallée des Baux drainant les eaux de la Vallée des Baux pour constituer le tronc commun. Le canal du tronc commun traverse le couloir de Fourchon, à l'Est de la zone d'activités.



Photo 3. Tronc commun (à gauche) et Vigueirat (à droite) en amont du RD453

Le tronc commun se jette dans le canal d'Arles à Boucq juste en aval du Pont Van Gogh via le siphon de Montcalde.

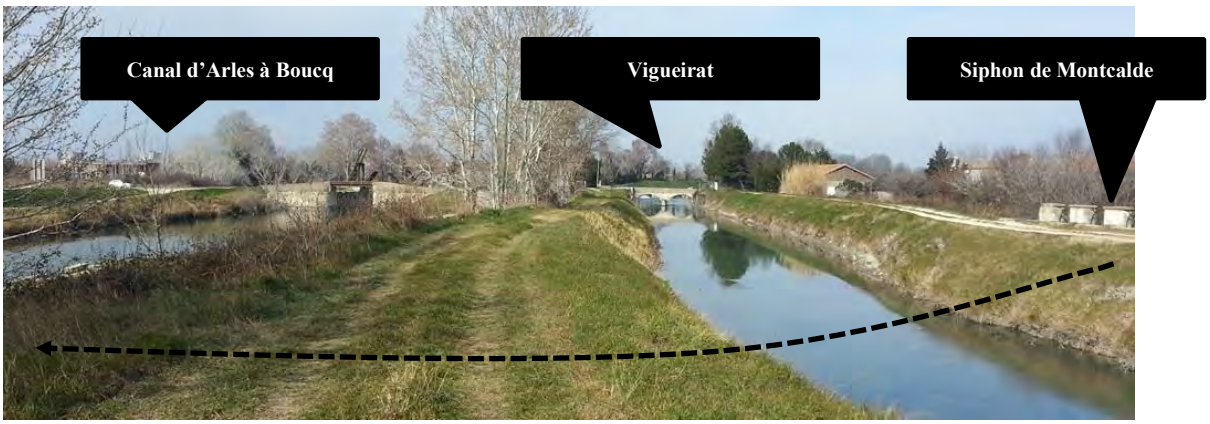


Photo 4. Passage en siphon du tronc commun sous le Vigueirat pour exutoire dans le canal d'Arles à Boucq



Photo 5. Tronc commun et Siphon de Montcalde (avec Vigueirat en premier plan)

Le canal d'Arles à Boucq quant à lui se jette via le barrage anti-sel dans la Mer.

Plusieurs siphons sont présents sous le Vigueirat en traversée d'Arles au sud de la digue nord : le siphon de Flèche, le siphon de Quenin et le siphon de Mollard. Ces trois siphons permettent le drainage des eaux du centre-ville d'Arles dans les anciens marais d'Arles et donc dans le tronc commun, via le contre fossé du Vigueirat busé sur une grande partie de son linéaire dans le centre urbain d'Arles.



Photo 6. Siphon de flèche (à droite) et siphon de Quenin (à gauche)

Le siphon de transfert au nord de la digue nord d'Arles permet le transit les eaux du Grand Trébon vers les anciens marais d'Arles.

Certains ouvrages permettent la dérivation du Vigueirat en crue :

- le déversoir en rive gauche au droit du raccordement du Vigueirat avec la digue Nord d'Arles associé avec l'ouvrage de régulation du débit sur le Vigueirat (Cf. photo ci-dessus) ;
- le déversoir en rive gauche du droit du siphon de flèche
- la roubine du Roy en rive droite, qui permet de dériver le Vigueirat vers le Rhône (si ce dernier n'est pas en crue).



Photo 7. Portes de la roubine du Roy en rive droite du Vigueirat

Le siphon de quenin qui est connecté à la roubine du Roy permet également le déchargement en sus des eaux pluviales le déchargement du Vigueirat vers les anciens marais d'Arles via la roubine du Roy côté Est du Vigueirat (également appelé roubine de Quenin).



Photo 8. Roubine de quenin

Deux cartes, avec en fond de plan le modèle numérique de terrain de la base de données topographiques Plan Rhône, figurent en pages suivantes. Elles permettent de localiser ces différents ouvrages.

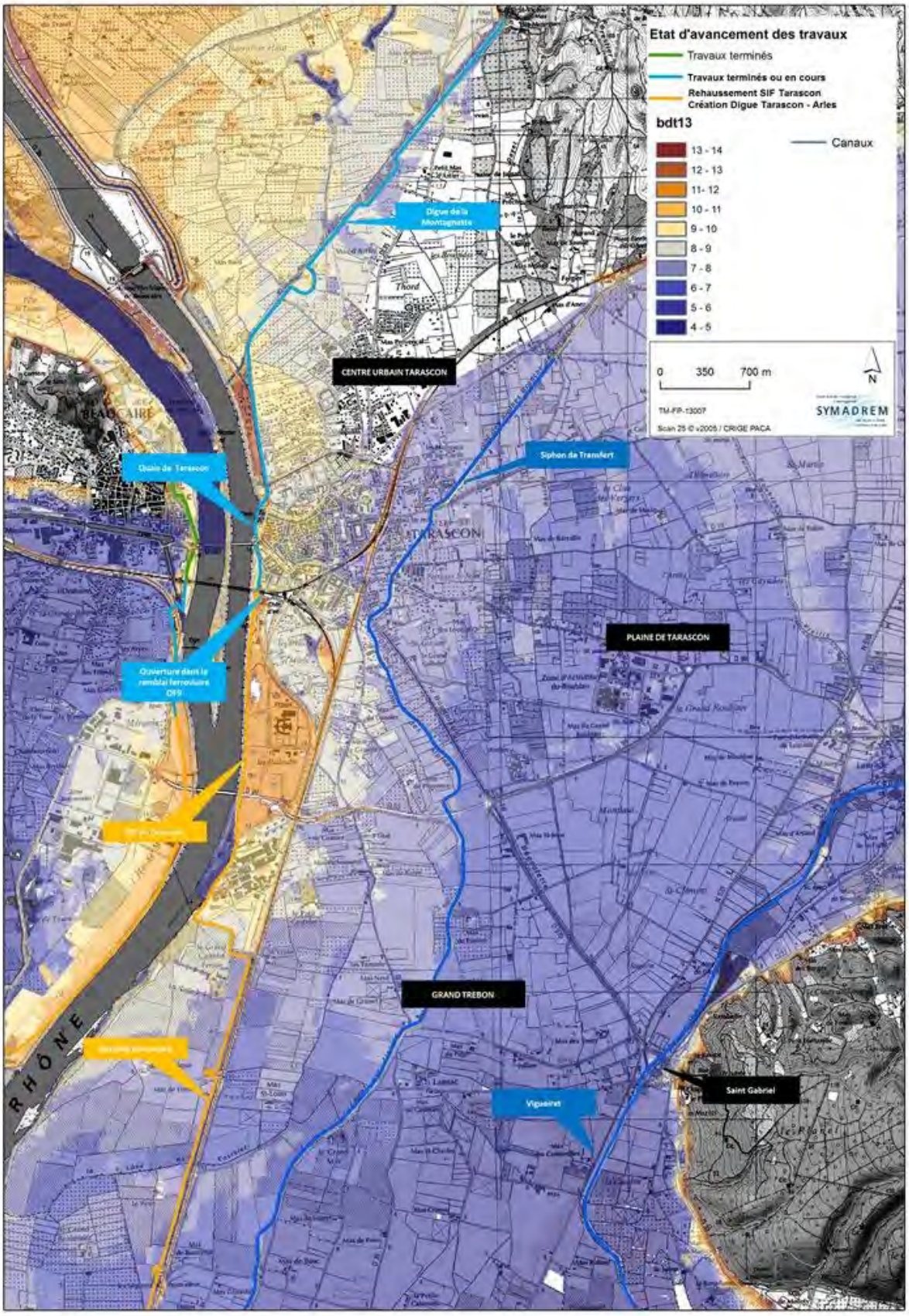


Figure 20. Tarascon – canaux structurants

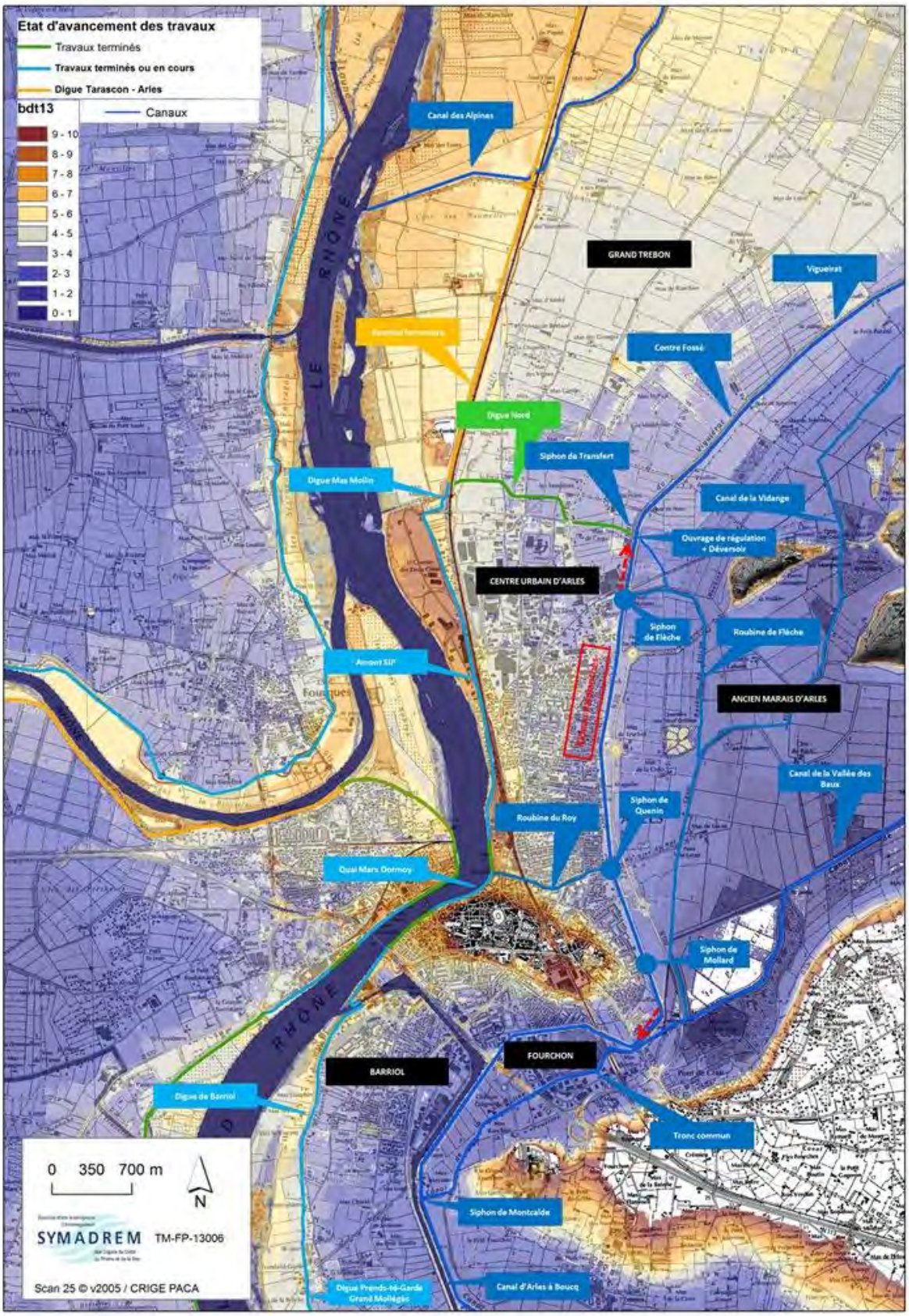


Figure 21. Arles – canaux structurants

7 AUTRES ELEMENTS STRUCTURANTS DE LA ZONE PROTEGEE

Les principaux éléments structurants hors canaux de la zone protégée sont

La digue « de 3ème rang de Tarascon traversée par 3 passages batardables



Photo 9. Digue de 3ème rang de Tarascon (hors système d'endiguement)

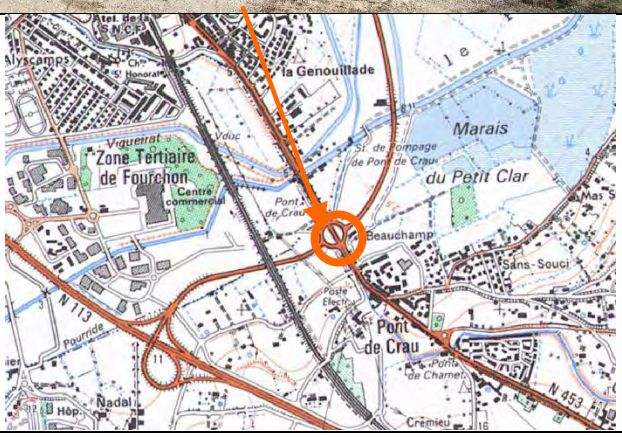
Le viaduc ferroviaire au sud du centre-ville traversé par plusieurs ouvrages traversants



Photo 10. Viaduc ferroviaire Tarascon



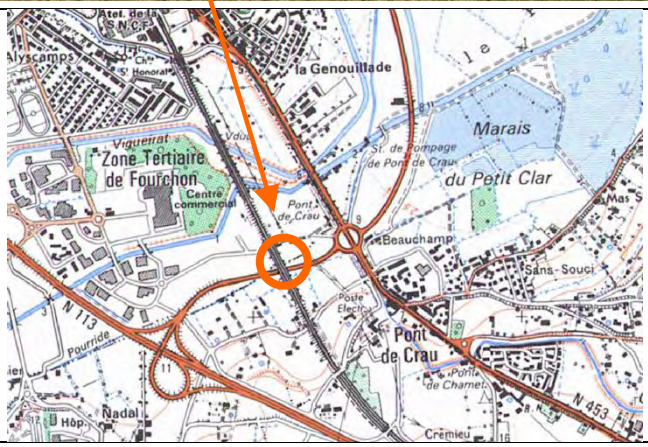
Arches situées contre la RN453
Arches situées sous la RN 453 (dans l'ombre des arches du canal de Crapone) en rive gauche du tronc commun des Baux
Rond point sur la RN 453 à droite de la photo







Voie SNCF au niveau de la zone de Fourchon
Vu de l'amont vers l'aval sur la voie SNCF
Alternance d'arches et de passages en remblais
Pont cadre au niveau du Chemin de l'Estivage
Arches au niveau du Tronc commun de la Vallée des Baux, du Vigueirat et de la RN570



SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT

RIVE GAUCHE DU RHONE

ET DES TRAVAUX DE CREATION D'UNE DIGUE ENTRE TARASCON ET ARLES ET MESURES ASSOCIEES

RUBRIQUE 4 : POLITIQUE DE PREVENTION DES ACCIDENTS MAJEURS ET SYSTEME DE GESTION DE LA SECURITE



SOMMAIRE

1 Généralités et dispositions communes 3
2 Organisation en périodes de crues 8
2.1 Contexte réglementaire 8
2.2 Période d'application 8
2.3 Objectifs et principes généraux 8
2.4 Entités du PGOPC 9
2.5 Groupes d'ouvrages 10
2.6 Vigilance 12
2.7 Modalités de déclenchement des états d'alerte 13
2.8 Réquisition des entreprises d'intervention d'urgence 16
2.9 Surveillance 16
2.10 Détection et traitement des désordres 21
2.11 Brèche 34
2.12 Gestion des ouvrages de tiers englobés 34
2.13 Guide opérationnel du PGOPC 35
2.14 Achèvement et retour d'expérience 36
2.15 Exercices de simulation 37
2.16 Transmission de l'information 38
2.17 Communication entre les équipes et le PCSO 42
2.18 mise en œuvre du PGOPC en mode dégradé 44
3 Organisation du SYMADREM Hors périodes de crues 45
3.1 Visite de Surveillance programmée 45
3.2 Visites techniques approfondies 50
3.3 Visites post-crue 53
3.4 Visite post-séismes 54
3.5 Traitement du désordre 54
3.6 Gestion foncière des ouvrages 59
3.7 Gestion des ouvrages de tiers englobés dans l'ouvrage 60
3.8 Garderie 62
3.9 Piégeage d'animaux fouisseurs 62
3.10 Dossiers d'ouvrages 62
3.11 Travaux d'Entretien 63

1 GENERALITES ET DISPOSITIONS COMMUNES

La politique de prévention des accidents majeurs et du système de gestion de la sécurité est décrite dans 2 documents :

- En période de crue : Le Plan de Gestion des Ouvrages en Période de Crues (PGOPC), lui-même scindé en deux documents : les consignes écrites et l'organisation mise en place en application de l'article R.214-122 du Code de l'environnement
- Hors période de crues : le Règlement d'Exploitation des Ouvrages (REO) lui-même scindé en deux documents : les consignes écrites et l'organisation mise en place en application de l'article R.214-122 du Code de l'environnement

Le linéaire d'ouvrages exploité par le SYMADREM est divisé en huit secteurs d'exploitation, chacun à la charge d'un Garde Digues du SYMADREM. Ces secteurs sont les suivants :

- GD 1 : Digue du Rhône rive gauche (Tarascon et Arles) et digue du Rhône rive droite (Beaucaire) ;
- GD 2 : Digue du Rhône rive droite sur Fourques, digue du Petit Rhône rive droite jusqu'au pont route de St Gilles ;
- GD 3 : Digue du Petit Rhône rive gauche jusqu'à la limite des communes d'Arles et des Stes Maries de la Mer, quais du Grand Rhône dans la traversée d'Arles ;
- GD 4 : Digue du Grand Rhône rive droite d'Arles au lieu-dit Tourtoulen, digue du Grand Rhône rive gauche d'Arles au lieu-dit Grand Mollégès ;
- GD 5 : Digue du Petit Rhône rive droite du pont Route de St Gilles à Pin Fourcat ;
- GD 6 : Digue du Petit Rhône rive gauche de la limite des communes d'Arles et des Stes Maries de la Mer à l'embouchure ;
- GD 7 : Digue du Grand Rhône rive droite du lieu-dit Tourtoulen à La Palissade ;
- GD 8 : Digue du Grand Rhône rive gauche du Grand Mollégès à Port st Louis du Rhône

La localisation des secteurs de surveillance figure en page suivante. Le trait continu correspond aux secteurs de surveillance actuels. Le trait en pointillés correspond aux secteurs de surveillance qui seront ajoutés dans le champ de compétences du SYMADREM.

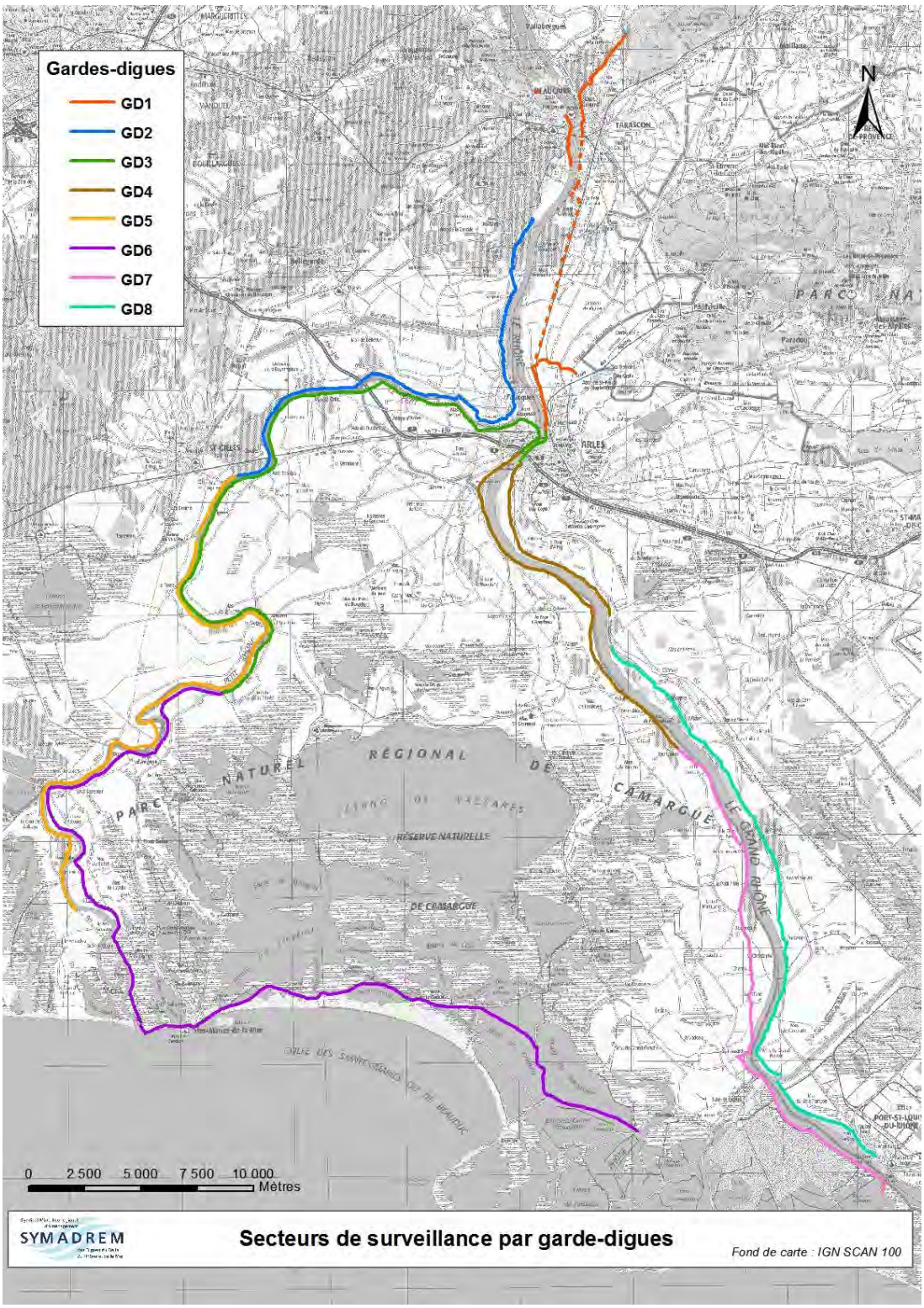


Figure 1. Secteurs d'exploitation et gardes digues concernés

Pour la surveillance des ouvrages en période de crues et les interventions d'urgence, le périmètre du SYMADREM a été divisé en 4 groupes d'ouvrages, dont la localisation figure ci-dessous. Le trait continu correspond aux secteurs de surveillance actuels. Le trait en pointillés correspond aux secteurs de surveillance qui seront ajoutés dans le champ de compétences du SYMADREM.

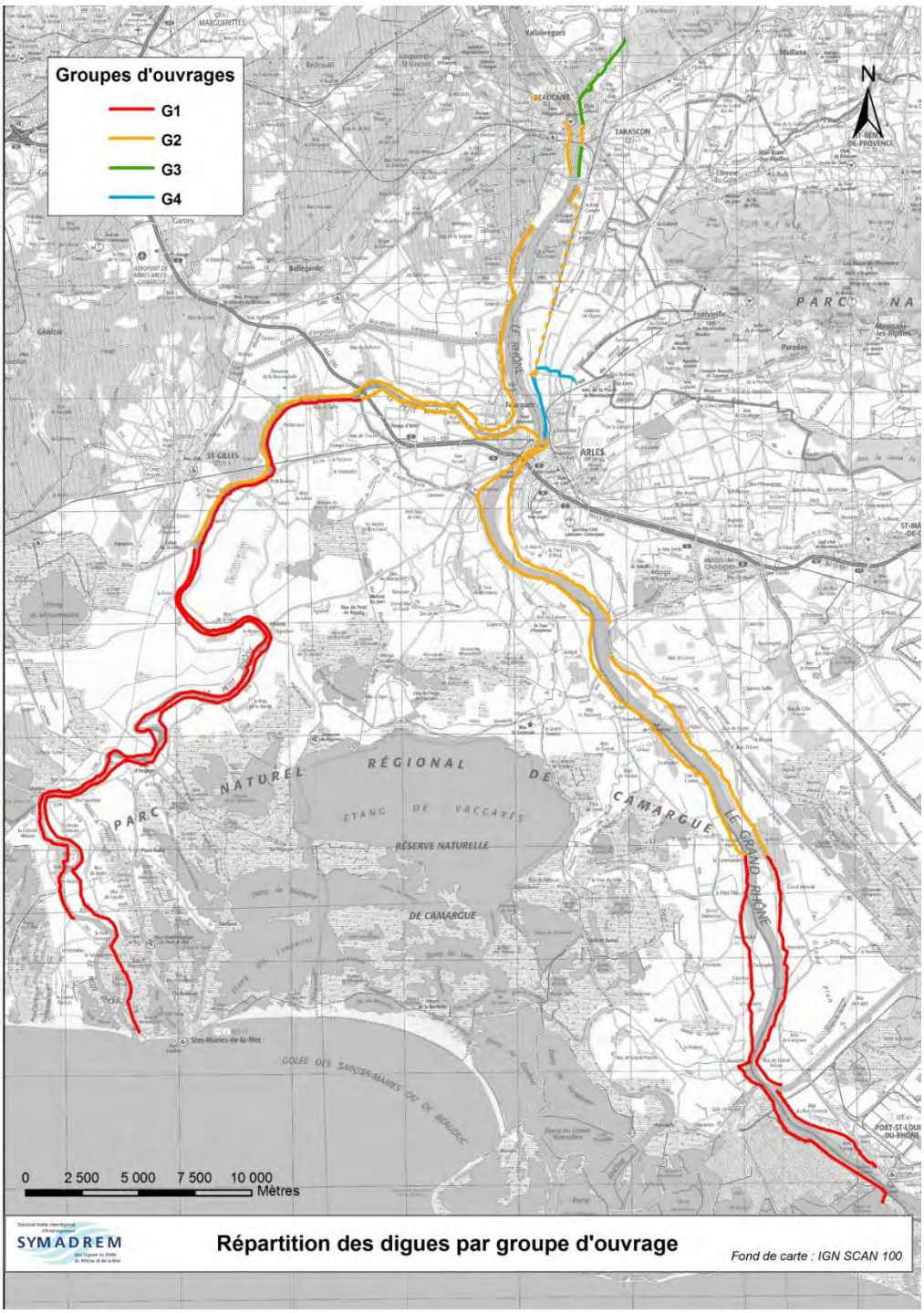


Figure 2. Groupes d'ouvrages

5 niveaux ou états d'alerte ont été définis, pour une mise en œuvre graduelle du dispositif de surveillance et d'intervention résumé dans le tableau et la figure ci-dessous et détaillé dans les chapitres suivants :

Tableau 1. Types d'organisation selon les seuils d'états d'alerte

Seuils d'états d'alerte	Type de sollicitation de la digue	Type d'organisation
Pré alerte Alerte 1	La digue n'est pas mise en charge sauf très localement	Surveillance (renforcée) des points fragiles par les gardes digues
Alerte 2 Alerte 3	La digue est mise en charge. La probabilité de brèche est faible à très faible	Surveillance linéaire par les équipes de surveillance communales encadrées par les gardes-digues Diurne en alerte 2 et 24/24 en alerte 3
Alerte 4	La sollicitation du fleuve est supérieure au niveau de sûreté. La probabilité de brèche augmente rapidement	Arrêt surveillance linéaire par les équipes Surveillance par les gardes digues + Hélicoptère éventuel (préfecture)

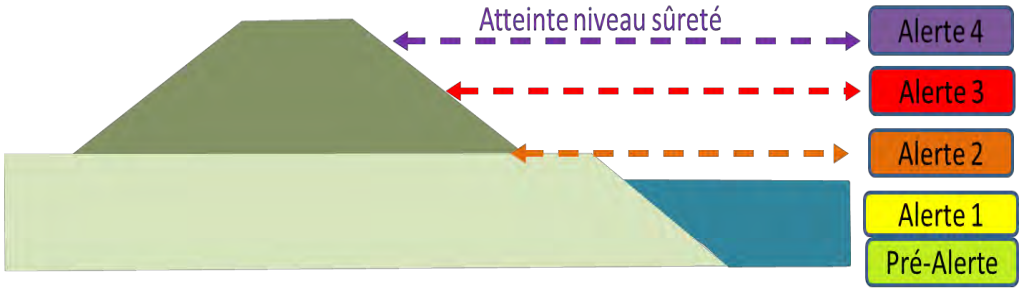


Figure 3. Illustration mise en charge et état d'alerte

A chaque état d'alerte d'un groupe d'ouvrage correspond un seuil de débit du Rhône mesuré à Beaucaire/Tarascon. Ces seuils ont été fixés par le SYMADREM en fonction de la configuration des ouvrages, de leur aptitude à résister aux crues du Rhône et en cohérence avec le Règlement de surveillance de prévision et de transmission de l'information sur les crues (RIC) du SPC GD. Ils sont les suivants

Tableau 2. Seuils d'états d'alerte

Débit (m^3/s) Beaucaire/Tarascon	Etat d'alerte Groupe G1	Etat d'alerte Groupe G2	Etat d'alerte Groupe G3	Etat d'alerte Groupe G4
4 200	Pré alerte	Pré alerte		
5 500	Alerte 1	Alerte 1		Pré-alerte Alerte1
6 750	Alerte 2			
7 500		Alerte 2	Pré Alerte	Alerte 2-3
8 400	Alerte 3		Alerte 1	
9 000		Alerte 3	Alerte 2	
10 500			Alerte 3	Pré-alerte
11 500				Alerte 1
12 000				Alerte 2
12 500				Alerte 3
Niveau de sûreté (entre 8500 et 14 160)	Alerte 4	Alerte 4	Alerte 4	Alerte 4

Pour chacun des groupes d'ouvrages,

- les consignes écrites et l'organisation mise en place hors période de crues décrites dans le REO cessent, dès lors que l'alerte 2 du PGOPC a été déclenchée. Elles s'appliquent à nouveau quand l'alerte 2 est levée.
- Les consignes écrites et l'organisation mises en place en périodes de crues décrites dans le PGOPC s'appliquent dès lors que la pré-alerte a été déclenché et cessent de s'appliquer lorsque le débit de la station hydrométrique de Beaucaire / Tarascon est inférieur au débit du seuil de la pré-alerte du groupe d'ouvrages concerné.

Pour les ouvrages faisant l'objet de travaux de renforcement, la surveillance des ouvrages en toutes circonstances et l'exécution des interventions d'urgence sont assurées par les entreprises titulaires des marchés de travaux dès lors que l'ordre de service a été délivré.

Les entreprises s'engagent dès le stade de la consultation et durant toute la durée des travaux, à mettre en place un plan d'intervention en cas de crues sur les ouvrages concernés par les travaux.

L'entrepreneur doit notamment se tenir informé des niveaux du Rhône. Il doit avoir à disposition du personnel d'astreinte pour d'une part assurer la surveillance du tronçon en travaux et d'autre part pouvoir intervenir si nécessaire.
Pendant toute la durée du chantier, les travaux ne doivent pas conduire à une diminution importante du niveau de protection, par abaissement de la crête sur un linéaire ou par ouverture de la digue en plusieurs points simultanément.

Des moyens de restauration de la protection doivent pouvoir être mis en œuvre à tout moment afin de se prémunir des débordements du Rhône. L'entrepreneur doit également disposer en permanence d'un stock de matériaux suffisant pour réaliser les remblais d'urgence.

Il est par ailleurs engagé contractuellement à concurrence du niveau de protection défini dans les pièces du marché.

De même lors de la construction d'ouvrages de tiers englobés autorisés par le SYMADREM, le titulaire de l'autorisation et son maître d'œuvre prennent les dispositions nécessaires afin d'éviter toute entrée d'eau dans la zone protégée lors d'une crue du Rhône.

2 ORGANISATION EN PERIODES DE CRUES

Ce chapitre traite de l'organisation du SYMADREM en périodes de crues et des entités impliquées dans la gestion de crues.

2.1 CONTEXTE REGLEMENTAIRE

En période de crues, la gestion des ouvrages de protection contre les crues est réglementée par plusieurs textes :

- Le décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement ;
- Le décret n° 2014-1253 du 27 octobre 2014 relatif aux dispositions des livres III, VI et VII de la partie réglementaire du code de la sécurité intérieure ;
- Le décret n° 2015-526 du 12 mai 2015 relatif aux règles applicables aux ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et aux règles de sûreté des ouvrages hydrauliques ;
- L'article L2212-2 du Code Général des Collectivités Territoriales qui attribue au Maire le soin de « prévenir, par des précautions convenables, et de faire cesser, par la distribution des secours nécessaires…. les inondations, les ruptures de digues…. »

2.2 PERIODE D'APPLICATION

La période d'application du PGOPC est décrite au chapitre 1.

2.3 OBJECTIFS ET PRINCIPES GENERAUX

Le PGOPC est un dispositif gradué de surveillance des ouvrages exploités par le SYMADREM. L'objectif est de détecter au plus tôt des désordres générés par la crue et le cas échéant, de procéder à des interventions d'urgence d'entreprises de travaux publics, afin d'éviter toute aggravation du phénomène qui pourrait entraîner la formation d'une brèche et l'inondation de la zone protégée. En fonction du débit du Rhône mesuré ou prévu à la station hydrométrique de Beaucaire/Tarascon, des procédures doivent être mises en place afin de surveiller les digues et intervenir en cas de nécessité.

L'organisation de la surveillance mise en place est fonction de la géométrie, de la configuration des ouvrages et des états d'alerte.

Dès que les ouvrages sont sollicités par le fleuve en crue, une surveillance linéaire de ces ouvrages est mise en place et est assurée par des équipes de surveillance (équipes d'agents et, ou de volontaires) afin de détecter tout désordre généré par la crue.

Dès qu'un désordre est détecté par une équipe de surveillance, une évaluation de la gravité du désordre est effectuée par le SYMADREM, qui décide en tant que de besoin, de passer

commande d'une intervention à l'entreprise titulaire du marché de travaux d'urgence aux fins d'exécuter les travaux nécessaires au traitement du désordre.

2.4 ENTITES DU PGOPC

Le PGOPC est composé de trois entités distinctes dont les actions sont coordonnées entre elles, à savoir :

- Le Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO) qui assure la direction fonctionnelle de la surveillance des ouvrages et des interventions d'urgence
- La surveillance des ouvrages assurée par l'ensemble des équipes de surveillance supervisées par les Gardes Digues du SYMADREM.
- L'exécution de travaux d'interventions d'urgence, assurée par un groupement d'entreprises de travaux publics, désigné sous le vocable « entrepreneur d'interventions d'urgence ».

Le PGOPC est placé sous l'autorité du Directeur des Opérations (DO) qui est le Président du SYMADREM en exercice.

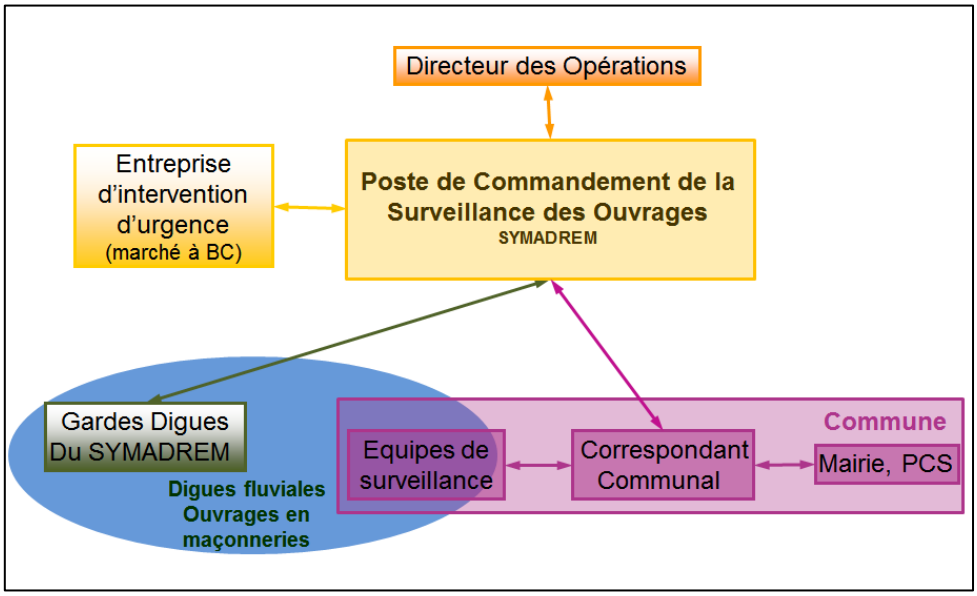


Figure 4. Synoptique des entités du PGOPC

2.4.1 Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO)

Le Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO) est placé sous l'autorité du Directeur du Poste de Commandement (DPC) qui est le Directeur général (DG) du SYMADREM.

Le PCSO assure toutes les fonctions nécessaires à la direction opérationnelle du PGOPC, à savoir :

- Les liaisons avec les équipes de surveillance et avec les mairies des communes riveraines du Rhône, membres du SYMADREM ;

- La vigilance prévision et transmission des informations ;
- La direction des travaux d'entretien et de mise en sécurité et des interventions d'urgence ;

Les moyens humains et matériels nécessaires au fonctionnement du PCSO sont mis en œuvre par le SYMADREM.

2.4.2 Surveillance des ouvrages

La surveillance linéaire des ouvrages est assurée par les communes riveraines du Rhône et membres du SYMADREM.

Cette surveillance linéaire des ouvrages est effectuée par des équipes de surveillance composées de surveillants qui sont des agents communaux et, ou des volontaires de réserves communales de sécurité civile.

Les équipes de surveillance se répartissent sur les secteurs de surveillance qui leur sont attribués (organisation de vacations de surveillance).

Les agents et les volontaires des communes qui assurent la surveillance linéaire des ouvrages, sont sous l'autorité hiérarchique du Maire concerné.

Pendant la durée de surveillance linéaire des ouvrages, les équipes de surveillance sont sous le commandement du PCSO et donc sous l'autorité fonctionnelle du SYMADREM.

Le SYMADREM assure le pilotage des équipes de surveillance en lien avec les communes dont elles sont issues.

La mise à disposition, au bénéfice des communes, du matériel nécessaire pour assurer la surveillance linéaire des digues et des ouvrages, est régie par des conventions entre les communes et le SYMADREM.

2.4.3 Intervention d'urgence

Un marché à bons de commande est passé entre le SYMADREM et des entreprises de travaux publics pour l'exécution des travaux d'intervention d'urgence. Il est renouvelé tous les 4 ans.

En outre, ces entreprises de travaux d'intervention d'urgence sont réquisitionnées, en tant que de besoins, par les Maires des Communes riveraines du Rhône membres du SYMADREM.

2.5 GROUPES D'OUVRAGES

Les ouvrages de protection contre les crues du Rhône exploités par le SYMADREM ont des caractéristiques géométriques variées.

Ainsi, lorsque qu'une crue se développe, des tronçons d'ouvrages sont sollicités par les eaux du fleuve alors que d'autres ne le sont pas.

Pour tenir compte de cette configuration variée des ouvrages, ceux-ci sont répartis en quatre groupes distincts, groupe1 (G1), groupe 2 (G2), groupe 3 (G3) et groupe 4 (G4).

Ci-après le détail des quatre groupes d'ouvrages :

Tableau 3. Groupe 1 (G1) :

Ouvrages	PR extrémités
Digue Petit Rhône rive droite	299+870 à 321+800
Digue Petit Rhône rive gauche	288+750 à 311+200
Digue Petit Rhône rive gauche	311+200 à 336+500
Digue Petit Rhône rive droite	322+300 à 328+400
Digue Grand Rhône rive droite	305+500 à 322+000
Digue Grand Rhône rive gauche	306+000 à 322+270

Tableau 4. Groupe 2 (G2) :

Ouvrages	PR extrémités
Digue Beaucaire et Rhône rive droite	267+150 à 269+150
Digue Beaucaire et Rhône rive droite	272+350 à 279+300
Digue du Rhône rive droite	270+500 à 279+300
Digue Petit Rhône rive droite	279+300 à 292+400
Digue Petit Rhône rive droite	292+400 à 299+900
Quai Tarascon	266+880 à 267+700
Digue du Rhône rive gauche	269+700 à 279+500
Digue Petit Rhône rive gauche	281+000 à 288+750
Quai Arles rive droite et digue Grand Rhône rive droite	281+000 à 305+500
Quai Arles rive gauche et digue Grand Rhône rive gauche	281+800 à 306+000

Tableau 5. Groupe 3 (G3) :

Ouvrages	PR extrémités
Digue Montagnette	263+000 à 266+880
Digue du Rhône rive gauche aval	267+700 à 269+700

Tableau 6. Groupe 4 (G4) :

Ouvrages	PR extrémités
Digue Nord	0+000 à 1+750
Digue du Rhône rive gauche aval	279+500 à 281+800

La localisation de ces groupes figure au chapitre 1 de la présente rubrique.

2.6 VIGILANCE

2.6.1 Prévision de crue

La prévision et la transmission de l'information relatives au fleuve Rhône et à ses affluents, sont assurées par le Service de Prévision des Crues du Grand Delta (SPC GD) dépendant de la Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et de l'Habitat (DREAL) Auvergne Rhône-Alpes et basé dans les locaux de la Direction Départementale des Territoires et de la Mer du Gard (DDTM 30) à Nîmes.

La carte de vigilance du Rhône et les débits mesurés aux stations du SPCGD sont accessibles sur le site internet suivant :

- Site Vigicrues : http://www.vigicrues.gouv.fr/

2.6.2 Bulletins d'information

Un bulletin d'information associé à la carte de vigilance est établi par le SPC GD à raison de deux publications par jour : la première avant 10 h, la seconde avant 17 h.

2.6.3 Veille

Afin d'anticiper la crue, une veille a été mise en place par le SYMADREM.

Hors période de crue, un relevé des débits des diverses stations hydrométriques du Rhône et de ses affluents est opéré par la direction technique du SYMADREM chaque jour ouvré.

En période de crue, un poste dédié du PCSO : le Correspondant Prévision de Crue (CPC) effectue la consultation du site de prévision de crue *Vigicrues* avec des fréquences qui sont fonction de l'évolution de la crue (une consultation par jour ouvré jusqu'à des consultations régulières 24h/24 ou h24 et 7j/7).

Tableau 7. La fréquence de consultation est la suivante :

Seuils de débits en m^3	Fréquence	Horaires
< 4 200	1 fois jours ouvrés	à 10h00
≥ 4 200	Toutes les 3h30 jours ouvrés	à 10h00, à 13h30, à 17h00
≥ 5 500	Toutes les 3h30 jours calendaires	à 10h00, à 13h30, à 17h00
≥ 6 750	Toutes les 2h	De 8h00 à 18h00
≥ 8 400	Toutes les 2h	24h/24 ou h24

En outre, et pour faire face à l'impossibilité d'accéder au site Vigicrues, le CPC consulte d'autres sites et effectue également de la prévision de crue à l'aide d'un outil informatique sommaire de prévision de crue propre au SYMADREM, basé sur la propagation de l'onde de crue.

2.6.4 Etat des routes

Dans le cadre de la vigilance, le CPC relève également les informations relatives à l'état des routes auprès de sites spécialisés.
Les données relatives au trafic et aux conditions de circulation sur les routes nationales et départementales des Bouches du Rhône et du Gard sont disponibles auprès du Centre Régional d'Information et de Coordination Routière (CRICR) sur le site :

- http://www.bison-fute.equipement.gouv.fr/diri/listeflashs.do?idCarte=4.

Les informations sur les conditions de circulation et l'état des voies communales et chemins ruraux aux abords des ouvrages du SYMADREM sont recueillies auprès des Gardes Digues du SYMADREM et/ou des maires des communes.

2.7 MODALITES DE DECLENCHEMENT DES ETATS D'ALERTE

Les états d'alerte correspondant à chaque groupe d'ouvrages figurent au chapitre 1.

2.7.1 Déclenchement des états d'alerte

La pré-alerte et l'alerte 1, sont déclenchées lorsque le débit des seuils correspondants est atteint à la station hydrométrique de Beaucaire/ Tarascon. Elles sont levées dès que le débit à la station de Beaucaire/Tarascon est inférieur au débit des seuils correspondants.

Pour les états d'alerte 2 et 3, leur déclenchement et leur levée sont fonctions de la prévision de débit à la station hydrométrique de Beaucaire/Tarascon.

L'état d'alerte 4 est déclenché lorsque la prévision de débit à la station hydrométrique de Beaucaire/Tarascon correspond au débit de la ligne d'eau du fleuve qui atteint la côte de sûreté des tronçons d'ouvrages correspondants.

2.7.2 Déclenchement de la pré-alerte

Lorsque le débit à la station hydrométrique de Beaucaire/Tarascon dépasse le seuil de déclenchement de la pré-alerte, le ST informe le Directeur Général (DG) et le Directeur Technique (DT) du SYMADREM.

Le DG et/ou le DT déclenche l'état d'alerte correspondant au groupe d'ouvrages concerné.

2.7.3 Déclenchement de l'alerte 1

Lorsque le débit à la station hydrométrique de Beaucaire/Tarascon dépasse le seuil de déclenchement de l'alerte 1, le ST en informe le DG et le DT du SYMADREM.

Le DG et/ou le DT déclenche l'état d'alerte correspondant au groupe d'ouvrages concerné.

2.7.4 Déclenchement de l'alerte 2 et de l'alerte 3

Lorsque la prévision de débit du SPC GD pour la station hydrométrique de Beaucaire/Tarascon dépasse le seuil de déclenchement de l'alerte 2 ou de l'alerte 3, le ST en informe le Directeur Général (DG) et le Directeur Technique (DT) du SYMADREM.

Après concertation avec le Directeur des Opérations (DO) et en fonction de l'évolution possible de la crue, le DG déclenche ou non l'état d'alerte correspondant au groupe d'ouvrages concerné.

Dès le déclenchement de l'alerte 2, le Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO) est mis en place. Prennent place au sein du PCSO :

- Le Directeur des Opérations (DO),
- Le Directeur du PCSO (DPC) qui est le DG du SYMADREM,
- Le Directeur Technique (DT),
- Les Correspondants Equipes (CE),
- Le Correspondant Prévision des Crues (CPC),
- Le Correspondant Informatique et Radio (CIR),
- Le Secrétariat.

2.7.5 Déclenchement de l'alerte 4

Lorsque la prévision de débit du SPC GD pour la station hydrométrique de Beaucaire/Tarascon dépasse le seuil de déclenchement de l'alerte 4 pour le tronçon d'ouvrages correspondant, le CPC en informe le DT du SYMADREM.

Après concertation avec le Directeur des Opérations (DO), le DPC déclenche l'état d'alerte 4 pour le tronçon d'ouvrages concerné.

Les niveaux de sûreté sont déterminés par délibération du comité syndical du SYMADREM après réalisation des études de dangers. Dans l'attente de l'établissement de ces dernières, des niveaux de sûreté ont été fixés sommairement. Ils sont les suivants :

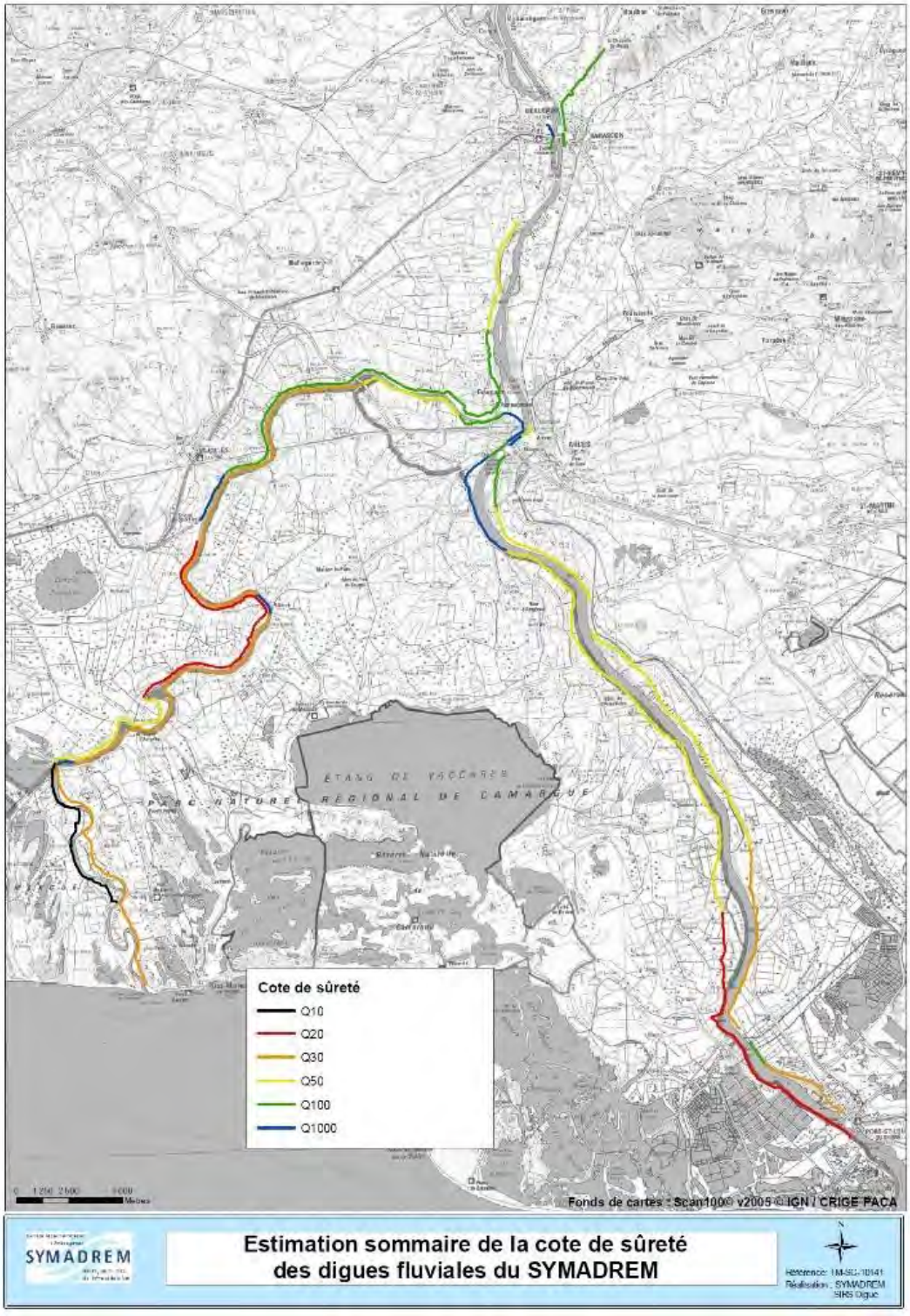


Figure 5. Niveaux de sûreté sommaire

2.8 REQUISITION DES ENTREPRISES D'INTERVENTION D'URGENCE

Lorsque l'alerte 2 est déclenchée, le PCSO demande aux Maires des communes riveraines du Rhône, concernées par le déclenchement de l'alerte 2, la prise d'un arrêté municipal de réquisition des entreprises titulaires du marché à bons de commande d'intervention d'urgence, passé avec le SYMADREM.

2.9 SURVEILLANCE

La surveillance linéaire des ouvrages qui a pour but de détecter les désordres générés par la crue, en fonction de l'évolution de la crue, est assurée suivant trois types d'organisation, à savoir :

- Surveillance en pré-alerte et alerte 1
- Surveillance en alerte 2 et alerte 3
- Surveillance en alerte 4

2.9.1 Surveillance en pré-alerte et alerte n°1

En pré-alerte et en alerte 1, excepté au droit de points particuliers, notamment en l'absence de ségonnal, le fleuve n'atteint pas le pied de digue.

Dans ce contexte, la surveillance des ouvrages et des points particuliers de ces derniers, est assurée par les Gardes Digues du SYMADREM, chacun sur leur secteur.

En cas de détection de désordres par les Gardes Digues, l'exécution éventuelle de travaux de traitement des désordres peut être opérée.

La surveillance en pré-alerte et en alerte 1 est dirigée par le Directeur Technique (DT) du SYMADREM.

L'exécution du traitement des désordres est placée sous la supervision du DT et sous la direction du Responsable des Travaux (RT) du SYMADREM.

Les travaux de traitement des désordres sont effectués par l'entreprise titulaire du marché d'entretien des ouvrages du SYMADREM.

Les propriétaires des ouvrages hydrauliques traversants sont informés du déclenchement de l'état d'alerte 1. Le SYMADREM leur demande d'effectuer la fermeture de leurs ouvrages (sauf pour les propriétaires détenant une AOT).

Dès le déclenchement de l'état d'alerte 2, sur ordre du DT, les Gardes Digues du SYMADREM ouvrent les barrières de fermeture des accès aux ouvrages concernés.



Photo 1. Barrière

Dès le déclenchement de la fin de l'alerte 2, les Gardes Digues ferment les barrières d'accès des ouvrages concernés.

2.9.2 Surveillance en alerte n°2 et alerte n°3

A partir de l'alerte 2, les eaux du Rhône atteignent les ouvrages.

La surveillance linéaire des ouvrages correspondants est mise en place. En alerte 2, la surveillance linéaire des ouvrages est diurne. En alerte 3, la surveillance linéaire des ouvrages est diurne et nocturne.

2.9.2.1 Modalités

La surveillance linéaire des ouvrages est assurée par des équipes de surveillance composées de deux agents ou volontaires communaux minimum, appartenant aux communes riveraines du Rhône, membres du SYMADREM. Ces équipes cheminent à pied sur les ouvrages et examinent attentivement ces derniers.

Les ouvrages exploités par le SYMADREM sont divisés en secteurs de surveillance linéaire. La longueur des secteurs de surveillance est fonction de la longueur de digue sur la commune et du nombre d'équipes de surveillances pouvant être mobilisés. La longueur des secteurs oscillent entre 300 mètres (longueur totale de digue pour la commune de Vauvert) et 7 kilomètres.

Pour la sécurité des équipes, les tronçons de digue en travaux ne sont pas surveillés par les équipes de surveillance. C'est l'entreprise ou le groupement titulaire du marché de travaux qui s'assure de la surveillance de ce tronçon.

Les équipes sont en liaison avec le PCSO par téléphone mobile (GSM) et réseau radio.

2.9.2.2 Direction de la surveillance

Le PCSO assure la direction de la surveillance linéaire des ouvrages.

Pour ce faire, des postes du PCSO sont en liaison avec les équipes de surveillance. Il s'agit des postes de Correspondants Equipes (CE).

Le PCSO est activé par le DPC, après déclenchement du premier état d'alerte 2.
Le PCSO est désactivé par le DPC après le déclenchement de fin du dernier état d'alerte 2.

2.9.2.3 Equipes de surveillance

Le linéaire des ouvrages de protection contre les crues du Rhône exploité par le SYMADREM, est surveillé par une quarantaine d'équipes de deux surveillants minimum.
Ces équipes de surveillance sont dotées du matériel nécessaire à la surveillance et à la sécurité, notamment des terminaux de communication avec le PCSO et des gilets de sauvetage.



Photo 2. Equipements et matériels pour la surveillance des digues

Des conventions sont passées, en tant que de besoins, entre le SYMADREM et les communes.

2.9.2.4 Durée de la surveillance et des vacations

La surveillance des ouvrages est diurne en alerte 2, de 9h00 à 17h00 ou h8.

Dans cette durée n'est pas comprise la durée de l'aller, en début de vacation et du retour, en fin de vacation, des équipes, entre leur point de départ et d'arrivée sur le secteur à surveiller.

La surveillance des ouvrages est diurne et nocturne en alerte 3, 24h/24 ou h24.

La durée de vacation des équipes de surveillance est fixée par les Maires des communes concernées.

La relève des équipes de surveillance est opérée en mairie ou tout autre local prévu à cet effet par les Maires des communes concernées.

La durée de la relève des équipes de surveillance ne peut excéder 1h00.

2.9.2.5 Mise en place et arrêt de la surveillance

La mise en place de la surveillance linéaire diurne des ouvrages est ordonnée par le DPC, après le déclenchement de l'état d'alerte 2 des ouvrages concernés.

La mise en place de la surveillance linéaire diurne et nocturne des ouvrages, est ordonnée par le DPC, après le déclenchement de l'état d'alerte 3 des ouvrages concernés.

L'arrêt de la surveillance linéaire diurne et nocturne des ouvrages est ordonné par le DPC, après le déclenchement de fin du de l'état d'alerte 3 des ouvrages concernés.

L'arrêt de la surveillance linéaire diurne des ouvrages est ordonné par le DPC, après le déclenchement de fin du de l'état d'alerte 2 des ouvrages concernés.

2.9.2.6 Supervision des équipes de surveillance

Sur les secteurs de surveillance, les équipes de surveillances sont supervisées par les Gardes Digues du SYMADREM.

2.9.3 Surveillance en alerte 4

A partir de l'alerte 4, les eaux du Rhône atteignent le niveau de sûreté des tronçons d'ouvrages concernés.

Dans ce contexte, afin de ne pas mettre en danger les équipes de surveillance, celles-ci sont retirées des tronçons d'ouvrages pour lesquels le niveau de sûreté est atteint.

Pour ces tronçons d'ouvrages, seuls les désordres précédemment relevés et les points faibles sont surveillés par les Gardes Digues du SYMADREM.

Afin d'éviter la mise en danger des Gardes Digues, ces derniers peuvent également être retirés de ces tronçons d'ouvrages concernés.

Le retrait des équipes de surveillance linéaire et des Gardes Digues est prononcé par le DPC.
Après le déclenchement de l'alerte 4, le DPC ordonne l'interruption momentanément ou définitivement de la surveillance linéaire des tronçons d'ouvrages concernés.

De même, lorsqu'il y a suspicion de mise en danger d'autrui, la surveillance linéaire des ouvrages peut être interrompue momentanément ou définitivement par le DPC.

Le DPC peut ordonner l'interruption de la surveillance effectuée par les Gardes Digues sur les secteurs ou groupes d'ouvrages pour lesquels la surveillance linéaire a été interrompue.

Compte tenu de l'allègement de la surveillance lors de cet état d'alerte, des moyens héliportés sont demandés par le DPC à l'Etat Major Inter Zones (EMIZ) ou au préfet de Département.

2.9.4 Gestion et matériel des équipes de surveillance

Dans chacune des communes dont sont issues les équipes de surveillance, un poste de Correspondant Communal (CC) est prévu pour exécuter la gestion des équipes de surveillance.
La gestion par les CC des équipes de surveillance, comporte principalement :

- La constitution des équipes de surveillance
- La remise et récupération du matériel de surveillance
- Le rappel des consignes de surveillance
- Le départ et la réception des équipes
- La vérification que les équipes de surveillance sont sur les ouvrages

Les équipes de surveillance et les Gardes Digues doivent détenir les moyens de locomotion et le matériel nécessaire à la surveillance diurne et nocturne et à la sécurité des agents et volontaires.

Des panneaux de signalisation sont présents depuis les routes principales. Ils indiquent les chemins d'accès aux secteurs.
Sur les digues des panneaux sont également présents. Ils indiquent le début et fin des secteurs de surveillance.





Photo 3. Panneaux de signalisation

2.9.5 Droit de retrait

Tous les agents et, ou volontaires, du SYMADREM et des communes dont sont issues les équipes de surveillance, peuvent se mettre en retrait lorsque ceux-ci estiment être en danger.

2.10 DETECTION ET TRAITEMENT DES DESORDRES

2.10.1 Détection

Lorsqu'une équipe de surveillance détecte un désordre, elle prend contact avec le CE correspondant du PCSO et donne toutes les indications utiles permettant de localiser le désordre à l'aide des bornes repères (Cf. photo ci-dessous) et d'en caractériser la gravité.



Photo 4. Borne repère

Lorsque le désordre est détecté directement par un Garde Digues, celui-ci prend contact avec le CE correspondant du PCSO et effectue les actions de sa fiche chronogramme des actions.

2.10.2 Confirmation

Lorsqu'un désordre a été signalé par une équipe de surveillance, le CE demande au Garde Digues correspondant de se rendre sur le lieu du désordre signalé, afin de donner des précisions supplémentaires et examiner s'il y a nécessité ou non d'effectuer une intervention d'urgence.

2.10.3 Traitement

Lorsqu'une intervention d'urgence est demandée par le Garde Digues, sur information du CE, le DT ou son représentant et l'entrepreneur se rendent sur le lieu du désordre afin d'examiner et commander les travaux d'urgence à effectuer.

L'exécution du traitement des désordres est placée sous la direction du DT du SYMADREM.

2.10.4 Principes d'interventions d'urgence en période de crues

Les travaux d'urgence ne doivent pas être comparés avec des travaux d'entretien ou des travaux de renforcement. Les interventions sont opérées le plus souvent en période de pluie peu propices au compactage des matériaux fins. Ces travaux ne sont pas destinés à être permanents et doivent faire l'objet d'un diagnostic post-crue.

Les principes généraux d'intervention d'urgence sont :

- L'utilisation des techniques classiques de terrassement. Car elles sont maîtrisées par le SYMADREM ;
- L'utilisation de matériaux pulvérulents pour les interventions côté aval et l'utilisation de matériaux très plastiques en cas d'utilisation d'argile côté amont ;
- Les interventions du côté zone protégée (aval) sont préférées aux interventions côté fleuve (amont) ;
- L'utilisation de matériaux d'apport (laitier, ballast, enrochements) entreposés sur des aires de stockage localisées à proximité des digues ;

Ces travaux ne sont pas destinés à être permanents et doivent faire l'objet d'un diagnostic post crue.

En cas d'infiltration ou fuite d'eaux boueuses traduisant l'érosion interne du remblai, la technique d'intervention consiste à limiter le débit de fuite par la mise en œuvre d'argile très plastique côté amont (fleuve) et la mise en œuvre côté aval d'un géotextile filtrant (si possible) destiné à empêcher le départ des matériaux fins et d'une recharge drainante constituée de laitier ou de ballast permet de protéger le filtre et drainer les eaux d'infiltration. La hauteur du remblai aval doit être suffisante pour éviter le temps de la crue le claquage de la recharge.



Photo 5. Fuites importantes d'eau légèrement boueuse (à gauche) et boueuse (à droite)

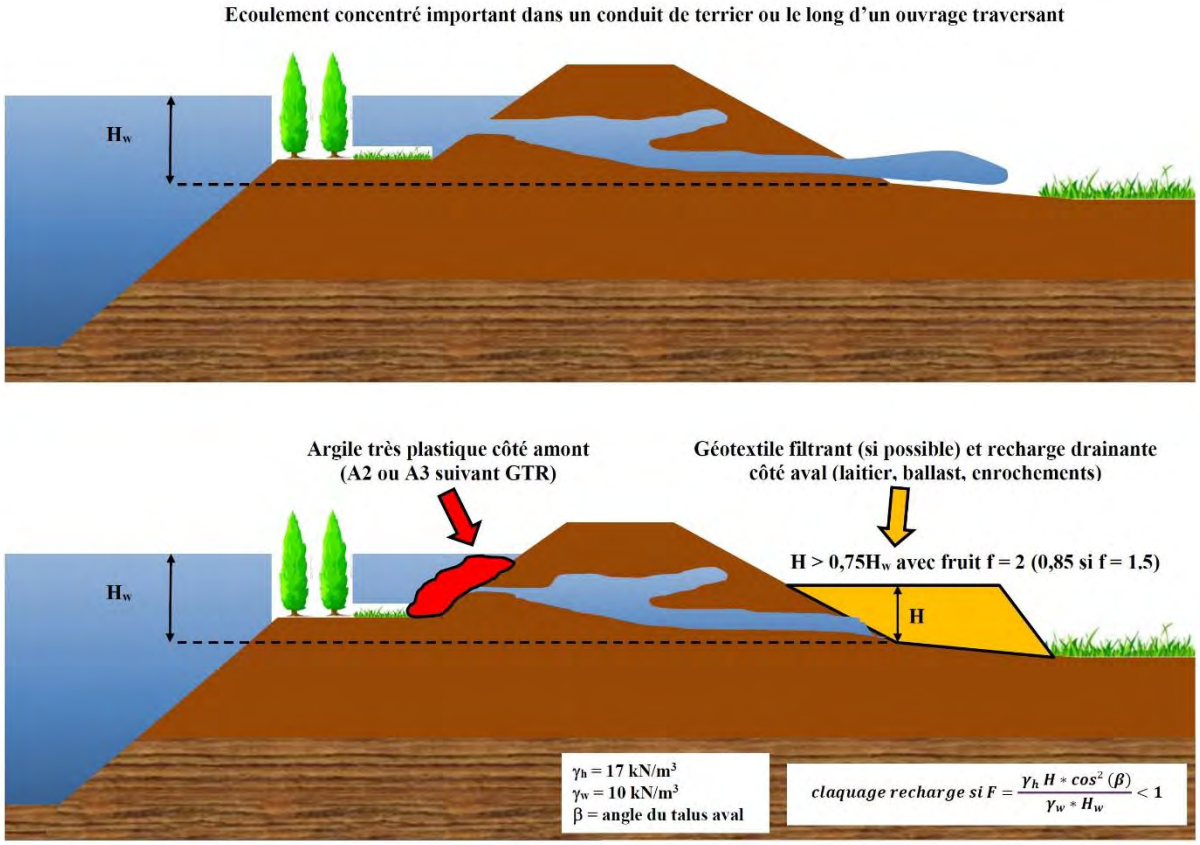


Figure 6. principe d'intervention en cas d'infiltrations d'eaux boueuses



Photo 6. Intervention d'urgence en 2002

Les infiltrations d'eaux claires assez courantes en crue font l'objet la plupart du temps d'une surveillance régulière. L'intervention est nécessaire qu'en cas de débit de fuite excessif attestant d'un démarrage imminent d'érosion de conduit. Dans ce dernier cas, l'intervention peut être similaire à celle liée aux eaux boueuses ou être limitée à la mise en œuvre d'un filtre sur le talus aval et d'une recharge drainante en matériaux pulvérulents.



Photo 7. Infiltrations d'eaux claires

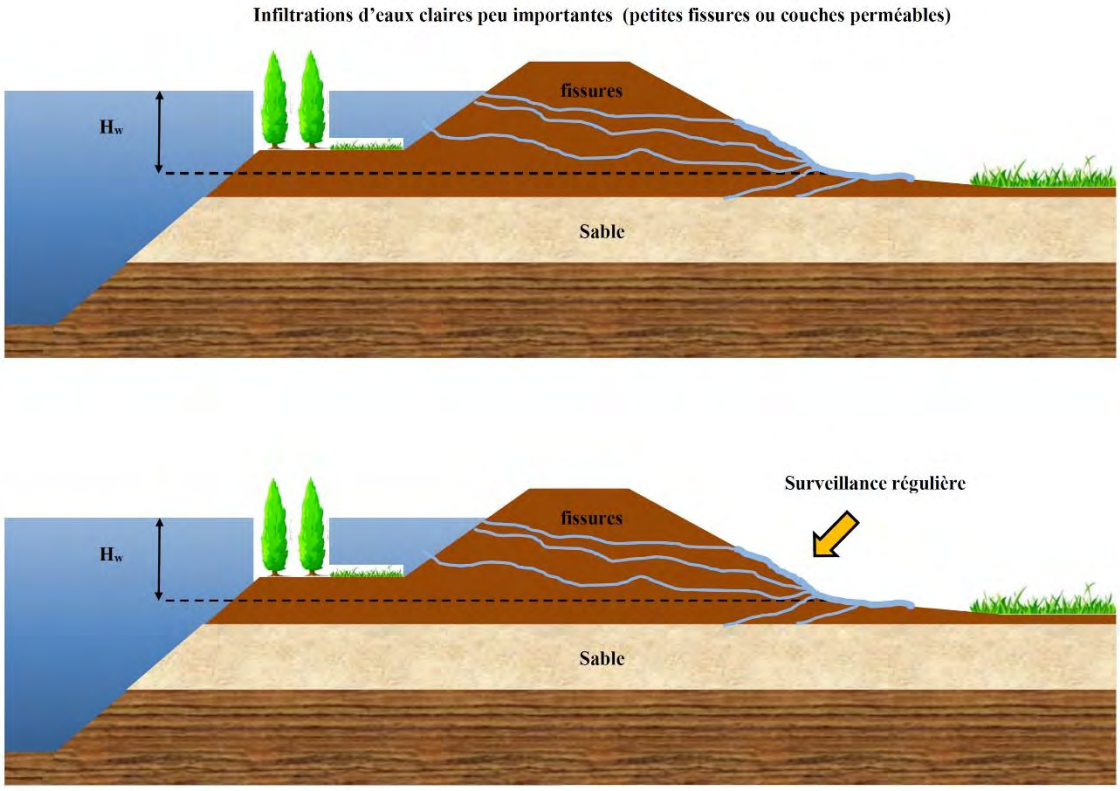


Figure 7. principe d'intervention en cas d'infiltrations d'eaux claires peu importantes

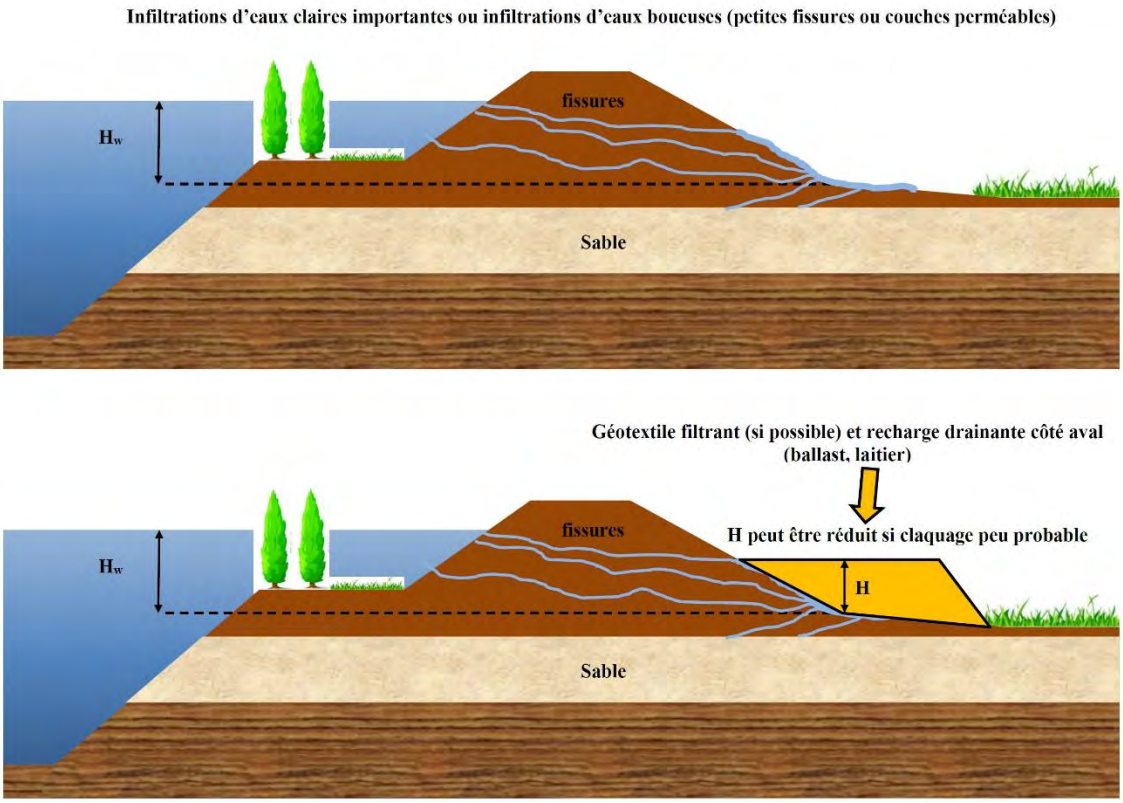


Figure 8. Principe d'intervention en cas d'infiltrations d'eaux claires importantes

En cas de glissement du talus côté zone protégée, la technique d'intervention est identique. Un massif drainant posé sur un géotextile filtrant permet de stabiliser le talus aval.

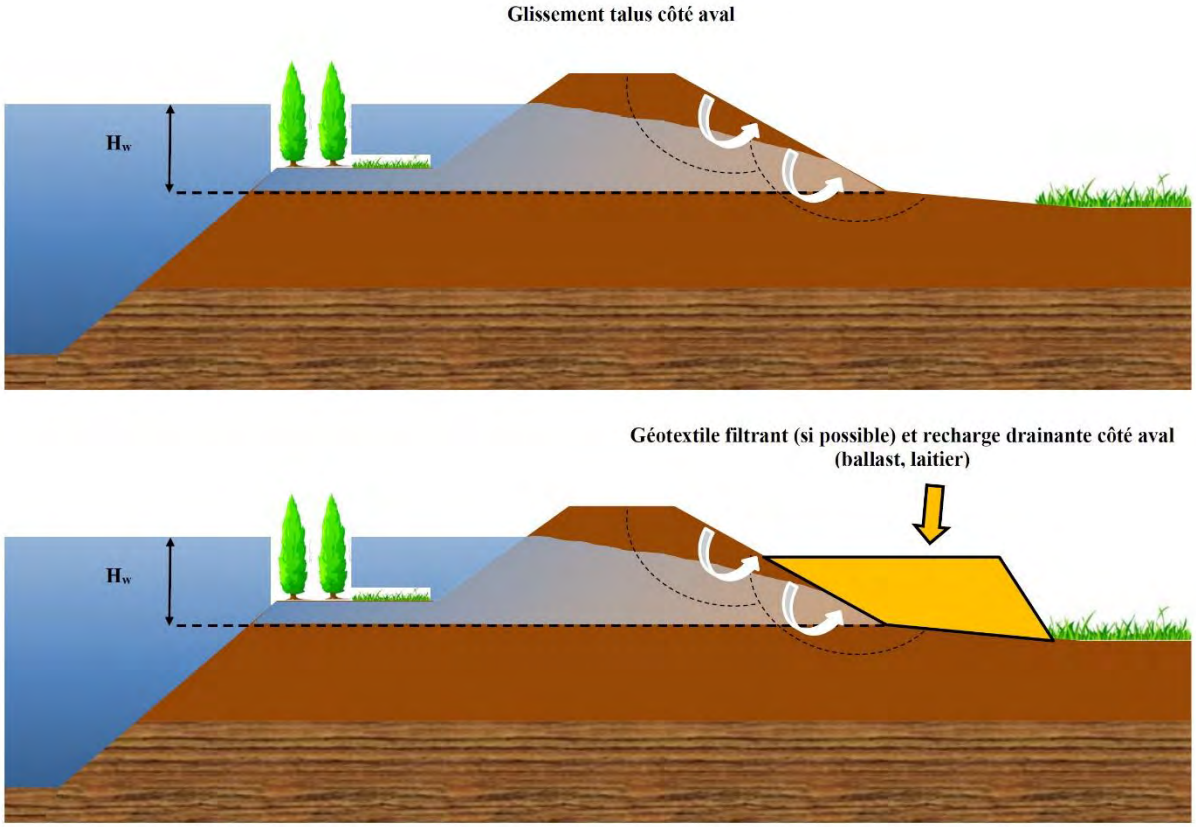


Figure 9. Principe d'intervention en cas de glissement côté aval

En cas d'érosion du talus côté fleuve ou affouillement présumé en pied de talus, un engraissement de la digue côté aval (zone protégée) est opéré avec de l'argile plastique prélevé localement et permettant de résister à l'érosion externe du courant. Cette intervention peut être complétée par la mise en œuvre de blocs d'enrochements côté amont (fleuve).



Photo 8. Pose d'enrochements côté amont (gauche) ou engraissement côté aval (droite) suite à affouillement

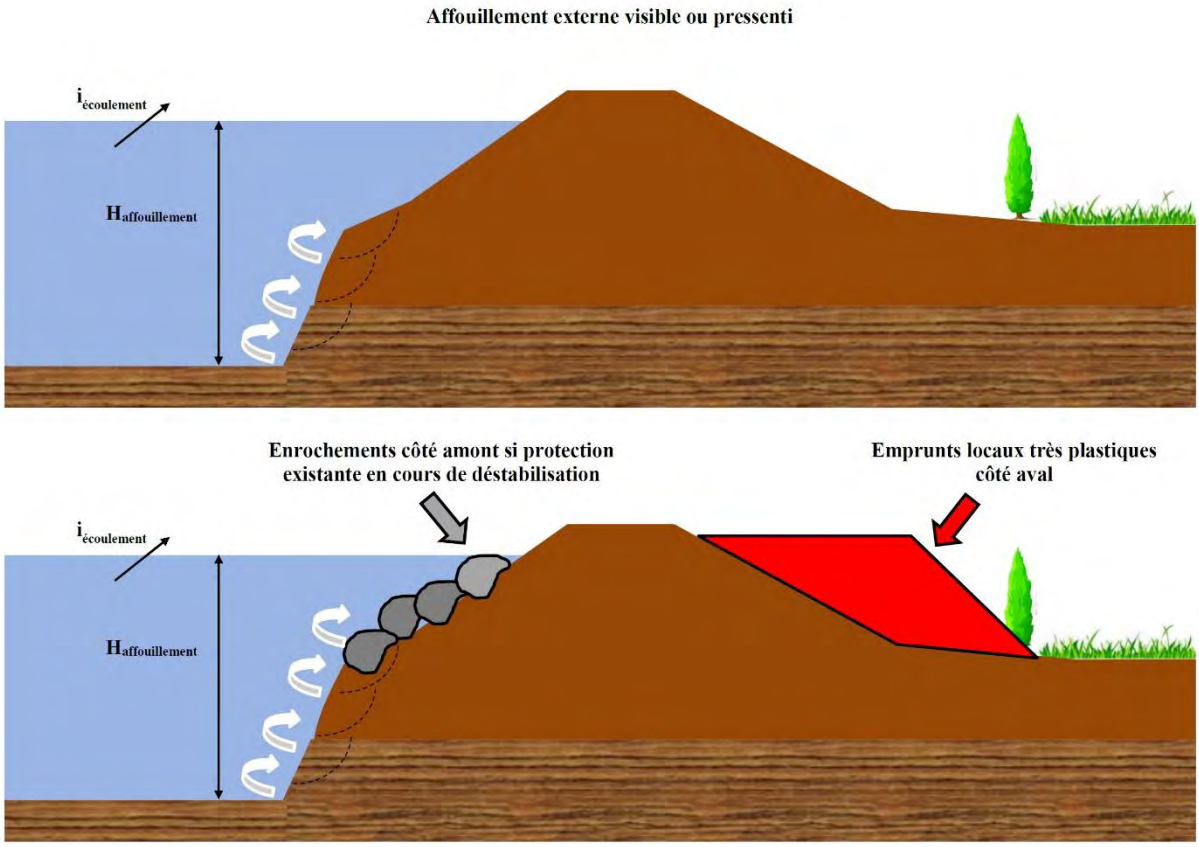


Figure 10. Principe d'intervention en cas d'affouillement du pied de talus

En cas de surverse localisé, un remblai est réalisé en crête de digue pour contenir les déversements. Les surverses générales ne sont pas traitées, compte tenu de leur impact éventuel en rive opposée ou en aval.



Photo 9. Intervention sur encoule suite à début de surverse

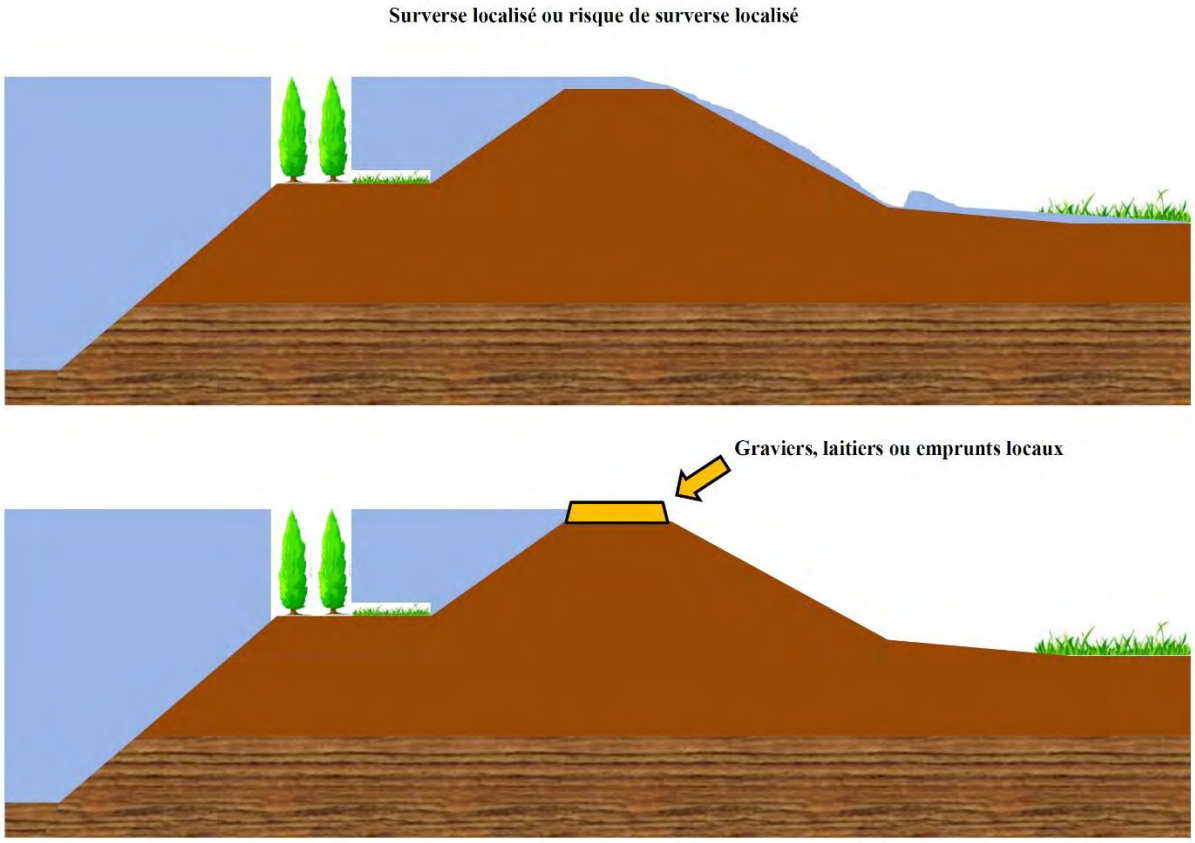


Photo 10. Principe d'intervention en cas de surverse localisé

En cas de non fermeture d'une vanne ou d'une martelière ou de rupture d'un organe de fermeture, il est procédé à la mise en œuvre préférentiellement côté amont de blocs de 3 à 6 tonnes (compte tenu des vitesses pouvant atteindre 7 m/s en cas de rupture) ou de big-bags équivalents. La blocométrie est réduite en cas de non fermeture et de vitesse plus faible.

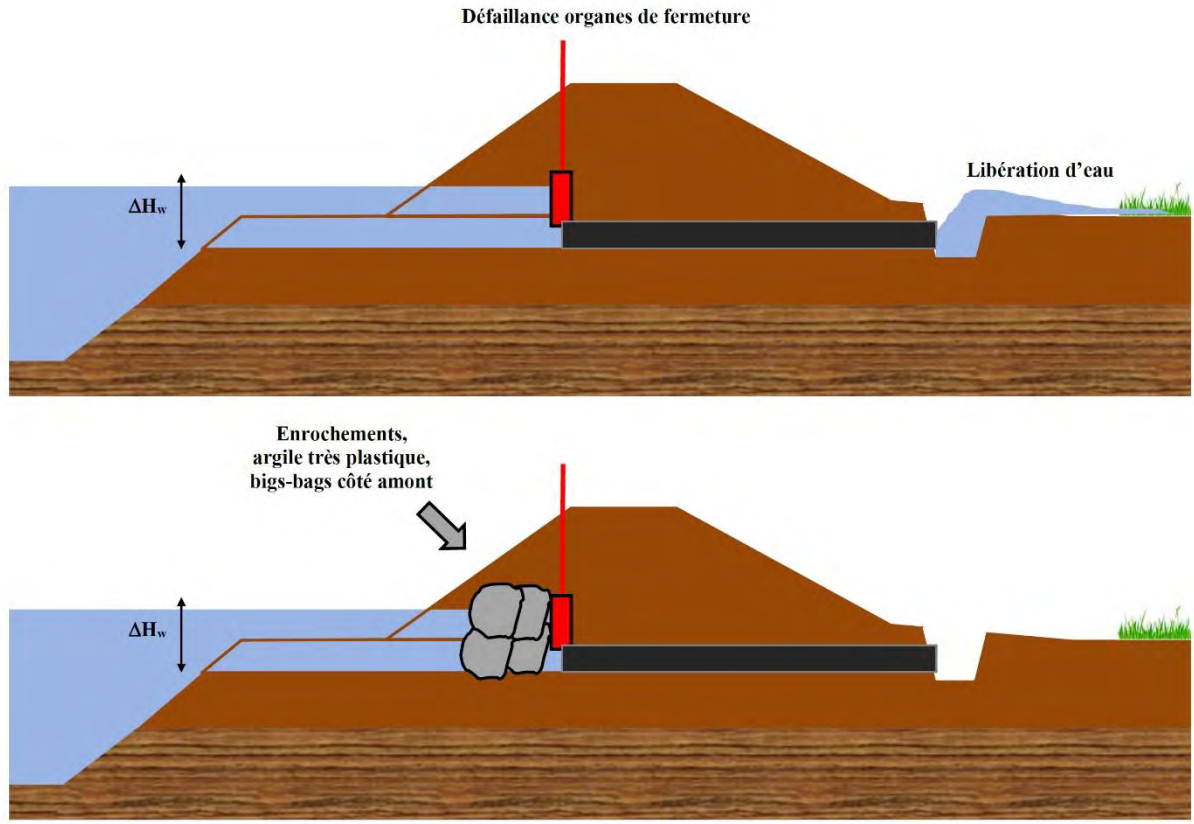


Figure 11. Principe d'intervention en cas de non fermeture ou rupture d'un organe de fermeture



Figure 12. Intervention au droit d'un ouvrage traversant

En cas de départ de brèches au droit d'une digue comportant un ségonnal, il est procédé si possible à la mise en œuvre en becs de canard d'enrochements côté amont pour stabiliser l'ouvrage et commencer à limiter le débit, la mise en œuvre d'argile entre le cordon rocheux et la digue.



Photo 11. Départ de brèche et intervention au droit du château de l'Armelière en déc. 2003

2.10.5 Suivi du traitement

Lorsqu'une intervention d'urgence a été commandée, le Garde Digues visite régulièrement le chantier, afin de suivre les travaux réalisés et les évolutions possibles.

Les Gardes Digues du SYMADREM ont une fonction de vérification et de suivi des travaux d'intervention d'urgence.

2.10.6 Aggravation d'un désordre

Lorsqu'une aggravation d'un désordre est constatée par une équipe de surveillance ou un Garde Digues, le DT et l'entrepreneur se rendent sur le lieu du désordre afin d'examiner et commander les travaux d'urgence à effectuer.

Si ce désordre a déjà fait l'objet d'une intervention d'urgence, le DT commande le renforcement de cette intervention.

2.10.7 Aires de stockage des matériaux

Des aires de stockage sont régulièrement disposées le long des digues. Elles permettent les premiers approvisionnements en cas d'intervention d'urgence.

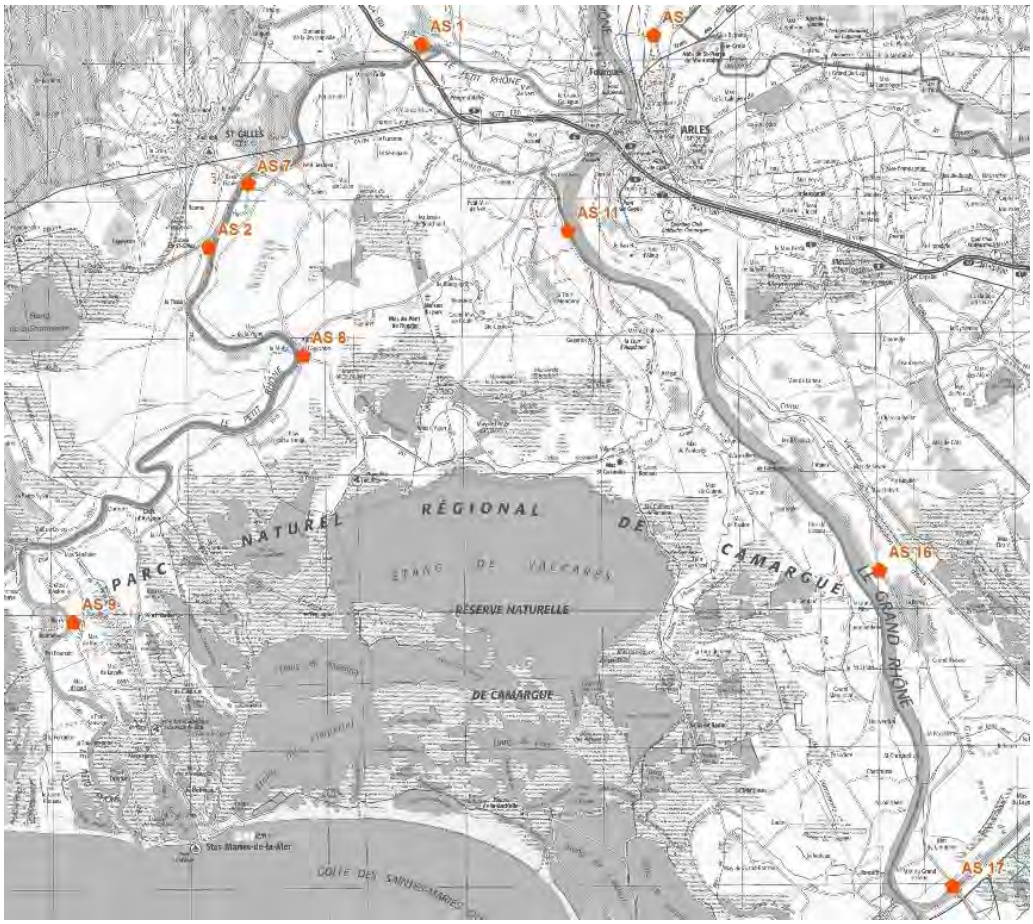


Figure 13. Localisation des aires de stockage



Photo 12. Aire de stockage (AS1) à proximité du Petit Rhône rive droite

Le tableau ci-dessous présente par aire de stockage la quantité de matériaux à disposition.

Tableau 8. Quantité de matériaux par aires de stockage

Aire de stockage AS17 *(GRG 316,5) Port Saint Louis*	**Unité**	**Quantité**
Enrochements 3 à 6 T	T	250
Tout venant 0/ 200	m^3	140
A2	m^3	130
Laitier	m^3	130
Aire de stockage AS16 *(GRG 304) Mas Thibert*		
Enrochements 3 à 6 T	T	600
Tout venant 0/ 200	m^3	230
Matériaux A2	m^3	130
Laitier	m^3	130
Aire de stockage AS11 *(GRD 286,5) Triquette*		
Enrochements 3 à 6 T	T	800
Tout venant 0/ 200	m^3	170
Matériaux A2	m^3	630
Laitier	m^3	330
Aire de stockage AS1 *(PRD 288) Petite Argence*		
Enrochements 3 à 6 T	T	500
Tout venant 0/ 200	m^3	360
Matériaux A2	m^3	100
Laitier	m^3	130
Aire de stockage AS7 *(PRG 297) Pont Saint- Gilles*		
Enrochements 3 à 6 T	T	800
Tout venant 0/ 200	m^3	370
Matériaux A2	m^3	250
Laitier	m^3	250
Aire de stockage AS8 *(PRG 307,5) Albaron*		
Enrochements 3 à 6 T	T	700
Tout venant 0/ 200	m^3	540
Matériaux A2	m^3	200
Laitier	m^3	150
Aire de stockage AS9 *(PRG 325,2) Saintes Maries*		
Enrochements 3 à 6 T	T	400
Tout venant 0/ 200	m^3	230
Matériaux A2	m^3	130
Laitier	m^3	130
Aire de stockage AS2 *(PRD 300) Ecluse VNF*		
Enrochements 3 à 6 T	T	800
Tout venant 0/ 200	m^3	230
Matériaux A2	m^3	130
Laitier	m^3	130
Aire de stockage AS (RG) Digue Nord		
Enrochements 3 à 6 T	T	150
Tout venant 0/ 200	m^3	250
Matériaux A2	m^3	100
Laitier	m^3	150

2.11 BRECHE

Lorsqu'une brèche est constatée par une équipe ou un Garde Digues, le DPC ordonne le retrait des équipes de surveillance des secteurs proches et le retour à leur lieu de départ.

Des moyens héliportés sont demandés par le DPC au Préfet du Département ou l'Etat Major Inter Zones (EMIZ) afin d'examiner la brèche ou rupture de digue.

Le DT se rend sur la brèche ou rupture de digue par tout moyen, y compris héliporté, afin d'examiner les dispositions à prendre pour lancer le colmatage de celui-ci.

Une direction spécialement chargée de la tentative de colmatage de cette brèche, est mise en place au sein du PCSO.

2.12 GESTION DES OUVRAGES DE TIERS ENGLOBES

2.12.1 Canalisations, ouvrages gravitaires

2.12.1.1 Organes de fermeture

Les canalisations et ouvrages gravitaires à usage d'irrigation, drainage des terres agricoles ou ressuyage des eaux pluviales qui sont implantés dans l'emprise des ouvrages exploités par le SYMADREM, appartiennent à des propriétaires riverains, à des associations syndicales autorisées ou constituées d'office ou à des opérateurs publics ou privés. Ils doivent être équipées d'organes de fermetures, de type martelière ou vanne.

Les canalisations franchissant en siphon inversé les ouvrages exploités par le SYMADREM et dont la partie la plus haute est située au-dessus de la côte de la crue exceptionnelle du Rhône additionnée d'une revanche de 0.50 m, sont dispensées de ces organes de fermeture.

2.12.1.2 Fermeture des ouvrages hydrauliques traversants

Dès le déclenchement de l'état d'alerte 1, le SYMADREM, informe les propriétaires des ouvrages hydrauliques traversants, du développement de la crue et leur demandent d'effectuer la fermeture de ces ouvrages.

Les Convention d'Occupation Temporaire du Domaine public (en cours de régularisation) précisent le débit à partir duquel le propriétaire doit fermer son ouvrage. Dans ce cas, le propriétaire assure une vigilance des débits du Rhône à la station de Beaucaire/Tarascon sur le site de Vigicrues.

2.12.1.3 Obturation des ouvrages hydrauliques traversants

Lorsqu'un ouvrage hydraulique traversant n'a pas été fermé par son propriétaire et dans le cas où celui-ci présente un danger, le SYMADREM procède à l'obturation de l'ouvrage hydraulique traversant, dans le cadre d'une intervention d'urgence.

2.12.2 Batardeaux, portes

Les batardeaux et portes sont des organes d'ouvertures aménagées dans les ouvrages en maçonnerie exploités par le SYMADREM.

Ces ouvertures ont été créées afin de permettre la circulation automobile et, ou piétonne, au travers des ouvrages en maçonnerie exploités par le SYMADREM.

Les communes ou maîtres d'ouvrages de ces voies de circulation assurent la manœuvre des batardeaux et portes de fermetures selon les consignes inscrites dans leurs PCS ou autres documents.

2.13 GUIDE OPERATIONNEL DU PGOPC

Des guides opérationnels sont à disposition. Ils présentent et rassemblent sous forme de fiches synthétiques, l'ensemble des documents nécessaires à la mise en œuvre du PGOPC.

Il s'agit notamment :

- du Guide Opérationnel général constitué d'un classeur qui rassemble, sous format papier les documents suivants :
  - les fiches chronogramme des actions incombant aux membres du PCSO,
  - les fiches opérationnelles,
  - les fiches information,
  - la carte générale du PGOPC,
  - les cartes des secteurs de surveillance
  - la carte des aires de stockage et d'accès aux ouvrages
  - les conventions passées avec les communes
  - l'organisation du PGOPC
- du Guide Opérationnel par poste. A partir des documents listés dans le guide opérationnel général, il rassemble les documents nécessaires à chaque poste.

2.14 ACHEVEMENT ET RETOUR D'EXPERIENCE

2.14.1 Achèvement des interventions d'urgence

Les interventions d'urgence ont uniquement pour but de traiter des désordres afin que ceux-ci ne provoquent pas de brèches et de ruptures d'ouvrages.

Cependant, l'exécution de travaux sur des ouvrages non ressuyés, en particulier les digues en terre, ne permet pas d'effectuer ceux-ci dans les meilleures conditions techniques.

En conséquence, après la crue, les interventions d'urgence en cours d'exécution doivent être limitées à la stricte mise en sécurité des ouvrages, afin de faire face à une éventuelle nouvelle crue.

2.14.2 Remise en état des installations

Dans le cadre de l'achèvement des interventions d'urgence, toutes les installations qui ont été détériorées pendant la crue, sont remises en état.

2.14.3 Bilan financier de la crue

Dès la fin des interventions d'urgence et/ou de la période d'activation du PGOPC, le bilan financier de la crue est établi par le SYMADREM.

2.14.4 Retour d'expérience

Des retours d'expériences sont effectués, portant sur chacun des postes du PCSO, sur la surveillance des ouvrages et sur les interventions d'urgences éventuelles.

De même, au sein des communes sur le territoire desquelles la surveillance linéaire a été mise en œuvre, un retour d'expérience est effectué et remis au SYMADREM.

Un rapport de synthèse est établi à partir des retours d'expériences partiels.

2.14.5 Adaptations mineures

A partir des retours d'expérience des crues et des exercices de simulation, des modifications mineures et des ajustements sont apportés en tant que de besoin, à titre d'adaptation mineure du PGOPC.

Par nature, le PGOPC est un outil non figé qui doit s'enrichir des expériences vécues afin de satisfaire au mieux les objectifs visés en matière de surveillance des digues et des ouvrages.

2.14.6 Rapport post crue

Après chaque crue, conformément au Règlement d'Exploitation des Ouvrages, une Visite de Surveillance Post Crue (VPC) des tronçons d'ouvrages pour lesquels l'alerte 2 a été déclenchée, doit être effectuée dans le délai maximum d'un mois et demi à compter de la fin de la crue par le Garde Digues du secteur.

Nonobstant l'établissement du rapport post crue, le cas échéant, des déclarations d'Evénement Importants pour la Sûreté Hydraulique (EISH) sont établies et transmises au Préfet.

Le Rapport post crue est intégré au rapport de surveillance des ouvrages.

2.15 EXERCICES DE SIMULATION

Des exercices de simulation, portant sur la mise en œuvre partielle du PGOPC sont prévus annuellement.



Photo 13. Equipe de surveillance sur la digue de la Montagnette - Exercice de simulation



Photo 14. Equipes de surveillance - Exercice de simulation

2.16 TRANSMISSION DE L'INFORMATION

2.16.1 Principes

L'information nécessaire et relative à la gestion des ouvrages, au cours d'une crue est graduelle.

L'information transmise est orale et écrite sur support électronique et, ou support papier.
Le support électronique doit être transmis avec demande d'accusé de réception et de confirmation de lecture.

Si la confirmation de lecture n'est pas transmise à l'émetteur, celui-ci doit effectuer un appel oral de contrôle pour vérifier la bonne réception de l'information par le destinataire.

L'information orale et écrite nécessaire et relative à la gestion des ouvrages, au cours d'une crue, est interne et externe au SYMADREM.

L'information écrite, sur support électronique et, ou papier, et orale en direction des médias, est donnée par le DO.

2.16.2 Emetteurs de l'information

L'émetteur de l'information orale, produite par le SYMADREM et transmise aux acteurs de la crue, est le DPC.

L'émetteur de l'information produite par le SYMADREM, par support électronique, validée par le DPC, est le Correspondant Prévision de Crue (CPC).

L'émetteur de l'information orale, produite par le SYMADREM en direction des médias est le DO.

L'émetteur de l'information par support électronique ou écrite sur support papier en direction des médias et pour le site Internet du SYMADREM est le DPC, après validation du DO.

2.16.3 Destinataires de l'information

Les destinataires de l'information sont les suivants :

- Le DO,
- Les agents du SYMADREM,
- Les Directions des communes riveraines du Rhône concernées,
- Les Correspondants Communaux des Maires des communes riveraines du Rhône concernées,
- Les Maires des communes riveraines du Rhône concernées,
- Les Maires des communes de la zone protégée concernées,
- Les mairies des communes riveraines du Rhône concernées (CC, direction des PCS),

- Les Préfectures du Gard et des Bouches du Rhône et la Sous-Préfecture d'Arles (lorsque le destinataire est la Préfecture des Bouches du Rhône, la Sous-Préfecture d'Arles est également destinataire),
- Les services de contrôle (DREAL Occitanie et Provence-Alpes-Côte d'Azur),
- Les gendarmeries concernées,
- Les Services Départementaux d'Incendie et de Secours du Gard et des Bouches-du-Rhône,
- L'état-major interzone de défense (EMIZ),
- L'entrepreneur d'intervention d'urgence,
- Les Propriétaires ou gestionnaires d'ouvrages hydrauliques traversants.

Sur décision du DO, le public est destinataire de l'information, par les supports suivants :

- Les médias
- Le site Internet du SYMADREM

2.16.4 Information des déclenchements d'états d'alerte

2.16.4.1 Déclenchement de la pré-alerte

Le déclenchement de la pré-alerte doit faire l'objet d'une information interne au SYMADREM et externe transmise oralement :

- Au Président du SYMADREM
- Aux agents du SYMADREM
- Aux Directions des communes riveraines du Rhône concernées,
- Aux Correspondants Communaux des Maires des communes riveraines du Rhône concernées,
- Les Maires des communes riveraines du Rhône concernées,
- Les services de contrôle,

2.16.4.2 Déclenchement de l'alerte 1

Le déclenchement de l'alerte 1 doit faire l'objet d'une information interne au SYMADREM et externe, transmise oralement et par support électronique aux acteurs suivants :

- Les destinataires pour la pré-alerte,

+

- Les Préfectures du Gard, des Bouches du Rhône, et Sous-Préfecture d'Arles,
- L'État-Major Interministériel de Zone de défense et de sécurité,
- Les Propriétaires ou gestionnaires d'ouvrages hydrauliques traversants.

2.16.4.3 Déclenchement de l'alerte 2 et de l'alerte 3

Le déclenchement des états d'alerte 2 et d'alerte 3 doit faire l'objet d'une information interne au SYMADREM et externe, transmise oralement et par support électronique, aux acteurs suivants :

- Les destinataires pour l'alerte 1

+

- Les gendarmeries concernées,
- Les Services Départementaux d'Incendie et de Secours du Gard et des Bouches-du-Rhône,
- L'entrepreneur d'intervention d'urgence.

2.16.4.4 Déclenchement de l'alerte 4

Le déclenchement de l'état d'alerte 4 et l'arrêt de la surveillance linéaire sur le tronçon d'ouvrage concerné, doit faire l'objet d'une information interne au SYMADREM et externe, transmise oralement et par support électronique, aux acteurs suivants :

- Les destinataires de l'alerte 2 et de l'alerte 3.

2.16.4.5 Interventions d'urgence et aggravation des désordres

Les interventions d'urgence par l'entreprise de TP et les aggravations de désordres en cours d'intervention d'urgence ou pas, doivent faire l'objet d'une information interne au SYMADREM et externe, transmise oralement et par support électronique, aux acteurs suivants :

- Aux DO,
- Au Garde Digues du SYMADREM concerné,
- Aux agents du SYMADREM en poste au PCSO concernés,
- Aux Maires, CC et Direction des mairies des communes riveraines du Rhône concernées,
- Aux Préfectures concernées,
- A l'EMIZ,
- Les services de contrôle,
- Les gendarmeries concernées,
- Les Services Départementaux d'Incendie et de Secours du Gard et des Bouches-du-Rhône.

2.16.4.6 Brèches

Les brèches et ruptures de digues, doit faire l'objet d'une information interne au SYMADREM et externe, transmise oralement et par support électronique, aux acteurs suivants :

- Aux DO,

- Aux Gardes Digues du SYMADREM,
- Aux agents du SYMADREM en postes au PCSO concernés,
- Aux agents du SYMADREM,
- Aux Maires, CC et Direction des mairies des communes riveraines du Rhône concernées,
- Aux Préfectures concernées,
- A l'EMIZ,
- A l'entrepreneur d'interventions d'urgence,
- Les services de contrôle,
- Les gendarmeries concernées,
- Les Services Départementaux d'Incendie et de Secours du Gard et des Bouches-du-Rhône,
- Aux médias et site Internet du SYMADREM, sur décision du DO.

2.16.4.7 Etat des routes et difficultés d'accès

L'état des routes nationales et départementales, les difficultés d'accès aux ouvrages et les difficultés de parcours des secteurs de surveillance, doit faire l'objet d'une information interne au SYMADREM et externe, transmise oralement et par support électronique, aux acteurs suivants :

- Aux DO,
- Aux Gardes Digues du SYMADREM concernés,
- Aux agents du SYMADREM en postes au PCSO concernés,
- Aux CC des communes riveraines du Rhône concernées,
- A l'entrepreneur d'interventions d'urgence.

2.17 COMMUNICATION ENTRE LES EQUIPES ET LE PCSO

Un réseau radio numérique à la norme TETRA, propre au SYMADREM a été déployé pour les besoins de surveillance des digues.
Ce nouveau réseau permet l'abandon de l'utilisation des réseaux GSM qui sont rapidement saturés en cas de crise.
Pour cela, un ensemble de sept points hauts sont interconnectés entre eux par des faisceaux hertziens et sont pilotés depuis le poste de commandement du siège du SYMADREM.

L'architecture cible est constituée :

- de sept points hauts équipés d'infrastructures (pylône, mât) et de ressources électriques (TGBT, panneaux solaires, batteries),

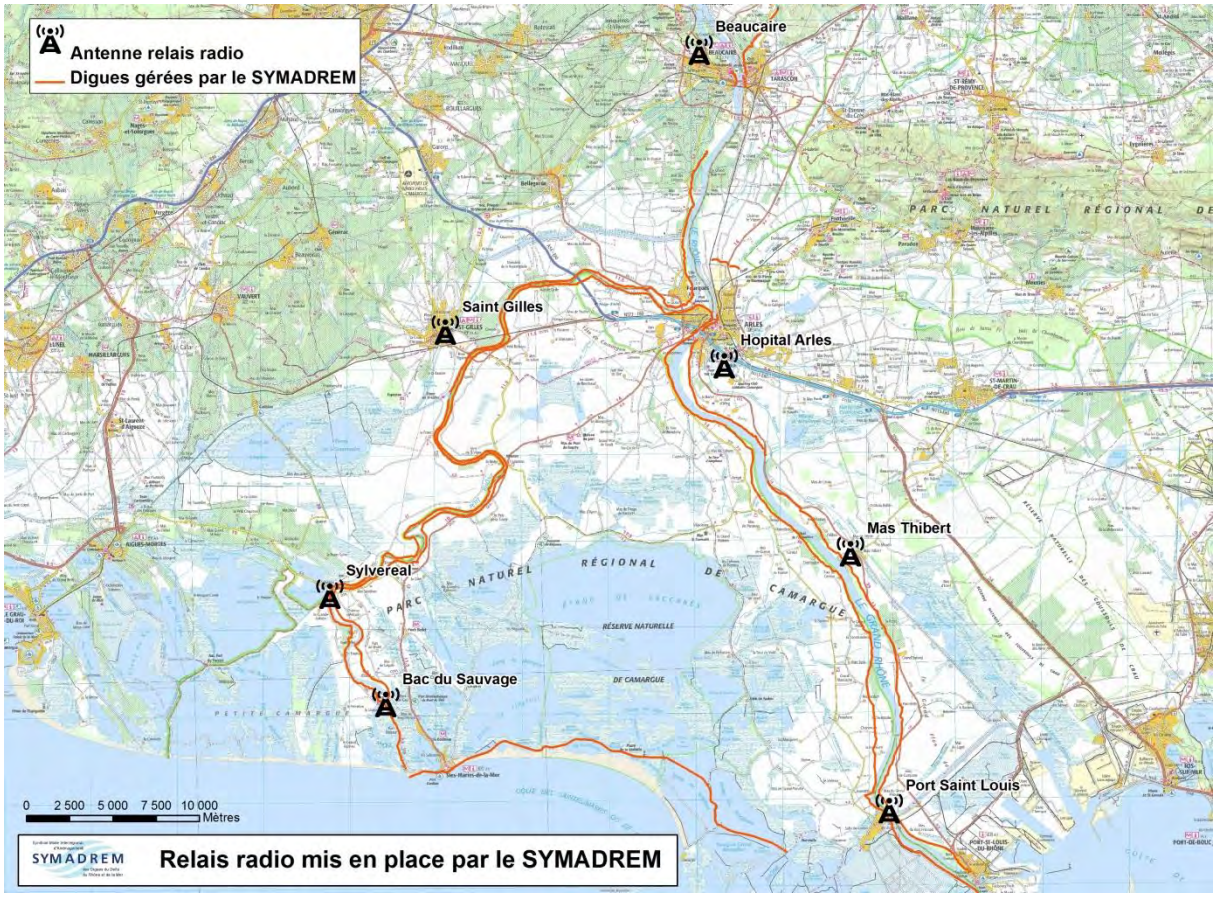


Figure 14. Localisation des 7 points hauts

- de stations de base (B.S) installées sur ces points hauts dotées de ressources radio,
- d'un système de traitement et de gestion des stations de base (nodaux),
- de liaisons télécoms d'interconnexion de sites de type hertziennes (Faisceau Hertzien) et filaire (fibre optique) permettant la mise en réseau des sites,
- d'un système de supervision et d'administration centralisé du système radio,
- de terminaux de types bases fixes et portatifs, permettant la transmission via l'infrastructure de positions GPS et de dispositif d'alerte pour travailleur isolé. Ces

terminaux sont destinés aux équipes de surveillance et aux agents de terrain du SYMADREM.

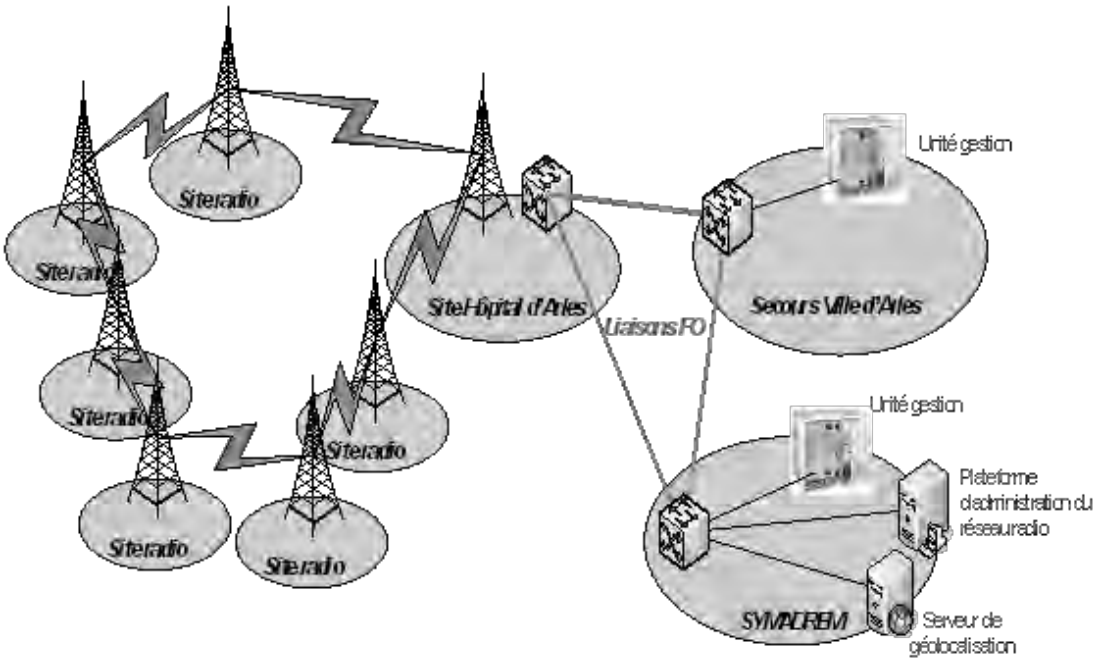


Figure 15. Synoptique des sites et liaisons télécoms

Afin de gérer l'ensemble de ses portatifs, le poste de commandement de la surveillance des ouvrages du Symadrem a été équipé de :

- progiciel de géolocalisation de terminaux,
- plateforme dispatcher permettant à un opérateur de piloter les communications d'un ou plusieurs groupes de communication ainsi que des abonnés isolés.



Photo 15. Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages présentant le poste informatiques de géolocalisation et le dispatcher

2.18 MISE EN ŒUVRE DU PGOPC EN MODE DEGRADE

2.18.1 Logiciel de prévision des crues

Afin de pallier la saturation du site internet du Service de Prévision de Crue du Grand Delta (SPC GD) Vigicrues, le SYMADREM a fait développer un outil sommaire de prévision de crue, basé sur la propagation de l'onde de crue sur le Rhône, à partir de la station hydrométrique de Viviers jusqu'à celle de Beaucaire / Tarascon et sur les principaux affluents situés entre ces deux stations.
Les données en temps réel sont récupérées par le réseau informatique via un protocole de transfert de fichier (ftp).

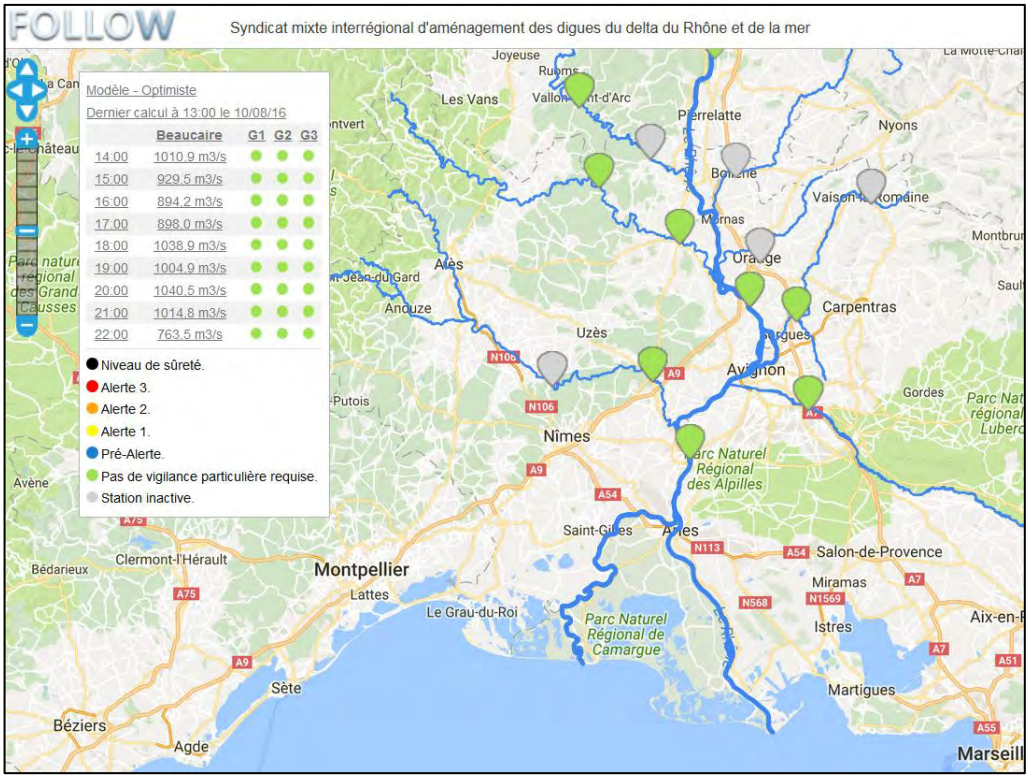


Figure 16. Aperçu de la fenêtre du logiciel de prévision de crues

2.18.2 Autres dispositions en cours

Le siège du SYMADREM construit, hors zone inondable, dispose d'un groupe électrogène afin de pallier aux coupures éventuelles d'électricité.

Enfin, dans le cadre des opérations du Plan Rhône relatives au confortement des digues, des systèmes de détection de venues d'eau, par fibre optique seront mis en œuvre à titre expérimental sur certains tronçons de digue.

De même, il est prévu d'équiper les ouvrages du SYMADREM de stations limnimétriques propres au SYMADREM.

3 ORGANISATION DU SYMADREM HORS PERIODES DE CRUES

Le règlement d'exploitation des ouvrages (REO) est un dispositif qui formalise l'exploitation des ouvrages hors périodes de crues.

L'exploitation des ouvrages comprend :

- La surveillance,
- La gestion,
- L'entretien.

La surveillance des ouvrages comprend :

- Des visites de surveillance programmée (visite de routine) effectuées par les gardes-digues en véhicule à vitesse lente ou à pied,
- Des visites techniques approfondies (examen visuel des parties visibles) réalisées à pied annuellement par au minimum un ingénieur du SYMADREM et deux gardes digues,
- Des visites post-crues, dont la consistance est identique à celle des visites de surveillance programmée mais effectuées à pied,
- Des visites post-séisme, dont la consistance est celle d'une visite de surveillance programmée ou d'une visite technique approfondie suivant l'importance du séisme.

La gestion comprend :

- La gestion foncière des ouvrages du SYMADREM,
- La délivrance d'autorisation de travaux et passation de convention d'occupation temporaire pour les ouvrages englobés dans les digues,
- La gestion administrative relative à l'exploitation.

L'entretien comprend :

- La programme des travaux au regard du bilan de la surveillance et en tenant compte des contraintes administratives et financières des suites à donner,
- Les travaux d'entretien réalisés en régie,
- Les travaux d'entretien réalisés en entreprise.

3.1 VISITE DE SURVEILLANCE PROGRAMMEE

3.1.1 Objectifs, consistance, fréquence

Les visites de surveillance programmées (VSP) de la totalité des ouvrages de protection contre les crues du Rhône, prévues par l'arrêté interministériel du 29 février 2008 modifié, pris en application de l'article R 214-122 du code de l'environnement, ont pour but de détecter dès leur apparition, par des visites régulières, tous les désordres ou incidents d'exploitation survenus sur les ouvrages, pouvant affecter ces derniers, afin de limiter dans l'espace et dans le temps les impacts de ceux-ci.

Les désordres ou incidents d'exploitation pouvant affecter les ouvrages sont de toutes natures. Leur origine peut être : les animaux fouisseurs, la vitesse du courant, le batillage lié au vent ou à la navigation ou bien des occupations irrégulières, entières ou partielles de l'emprise des ouvrages par des riverains ou autres tiers, la circulation de véhicules de tiers non autorisés, le la pâturage ou la divagation d'animaux domestiques ou d'élevages, et autres.

Les VSP sont effectuées par les Gardes Digues du SYMADREM sur leur secteur de surveillance

Les VSP peuvent être effectuées, en tant que de besoins, par un autre Garde Digues que le titulaire du secteur d'exploitation.

Les VSP sont effectuées d'une seule fois ou par tronçons successifs, selon la fréquence suivante :

- La longueur totale des digues de chaque secteur d'exploitation doit être parcourue au minimum deux fois par mois, en véhicule, à vitesse lente et, ou, à pied ;
- La longueur des quais et ouvrages en maçonnerie doit être parcourue au minimum une fois par mois.

Cette fréquence peut être modifiée, notamment dans le cas d'exécution de travaux en régie de longue durée, en cas d'événements particuliers ou bien en période de congés.

Les VSP consistent à effectuer un examen visuel des ouvrages et, ou d'un ou de plusieurs points particuliers des ouvrages, des ouvrages englobés et, ou des dépendances avec véhicule de service, à vitesse lente et ou à pied.

3.1.2 Points observés

L'examen visuel porte sur toutes les parties visibles des ouvrages à la date de visite, notamment :

Digues :

- La berge du fleuve lorsqu'elle est en bordure de la piste de pied amont ou de pied amont d'ouvrage,
- La piste de pied amont lorsqu'elle existe,
- Le talus amont,
- Les rampes d'accès amont,
- La crête de digue,
- Le talus aval,
- Les rampes d'accès aval,
- La piste de pied aval lorsqu'elle existe,
- Les chemins d'accès aux ouvrages,

Rideaux de palplanches:

- Le pied de rideau amont

- La face amont du rideau
- Le couronnement du rideau
- Le pied de rideau aval
- La face aval du rideau
- Les serrures
- Les raccordements aux extrémités du rideau

Ouvrages et quais en maçonnerie :

- Tête du rideau de pied de palplanches et poutre béton,
- Le perré incliné ou mur vertical inférieur amont,
- La plateforme horizontale (chemin de halage) inférieure amont,
- Le perré incliné ou mur vertical supérieur amont,
- Le muret sommital en crête de digue (parapet),
- La plateforme horizontale supérieure
- Le perré incliné ou mur vertical aval
- Les accès aux ouvrages

Dépendances de la digue :

- Barrières,
- Panneaux de signalisation,
- Antennes relais radio,
- Aires de stockage de matériaux.
-

Les VSP portent également sur les ouvrages de tiers englobés. Ces VSP consistent à effectuer un examen visuel des parties visibles de ces ouvrages et notamment leurs organes d'obturation.

3.1.3 Fiches VSP

Les constatations effectuées au cours des VSP sont relevées sur une fiche de VSP édité une fois par mois.

Les fiches de VSP comprennent trois volets, à savoir :

- La liste des tronçons visités
- Le détail de chaque désordre ou incident relevé

Sur le premier volet, doivent être mentionnés les renseignements suivants :

- La date de la VSP
- Les PR de début et fin des tronçons visités
- Le numéro d'ordre du désordre ou incident relevé
- Les observations et photographies prises

Sur le deuxième volet, doivent être mentionnés, pour chaque désordre ou incident observé, les renseignements suivants :

- La date et le lieu-dit
- Le degré d'urgence à traiter le désordre (case à cocher)
- L'ouvrage
- L'emplacement sur l'ouvrage (case à cocher)

Pour les désordres :

- L'antériorité du désordre : désordre déjà observé : oui, non (case à cocher)
- Les codes (case à cocher) c'est-à-dire les type de désordres le plus fréquemment rencontrés (végétation, trou d'animaux, piétinement d'animaux, affaissement, érosion, point bas, ravinement…)
- La description du désordre
- Le PR
- Le nombre ou la dimension du désordre

Pour les incidents d'exploitation :

- L'antériorité : incident déjà observé ou pas
- Le type d'incident avec cases à cocher
- Le PR
- Les observations
- Gêne pour l'exploitation : oui, non (case à cocher)

Pour les désordres et incidents : le numéro d'ordre qui doit être en outre reporté sur le premier volet.

Sur le troisième volet doivent être mentionnés les renseignements suivants :

- La date de la VSP,
- Les PR de début et de fin des tronçons visités,
- Le type de travaux et l'avancement,
- Les observations,
- Les photographies prises.

Les désordres relevés dans le cadre des VSP font l'objet par la direction technique de l'évaluation de leur degré d'urgence à les traiter et de la suite à donner correspondante.

Les incidents font l'objet d'une suite à donner appropriée par la direction technique.

Concernant les dépendances du SYMADREM, chaque garde digue renseigne une fiche spécifique à son secteur et contenant l'ensemble des dépendances à examiner.
Ces fiches précisent le point de repère de la dépendance, son type, sa position et son côté sur la digue.

Sur la fiche des dépendances de type barrières doit être mentionné les renseignements suivants :

- La date d'observation,
- La présence ou non de panneaux,
- Les commentaires éventuels.

Sur la fiche des dépendances de type panneaux doit être mentionné les renseignements suivants :

- La date d'observation,
- Les commentaires éventuels.

Sur la fiche des dépendances de type antenne relais radio doit être mentionné les renseignements suivants :

- La date d'observation,
- Les commentaires éventuels.

Sur la fiche des dépendances de type aires de stockage doit être mentionné les renseignements suivants :

- La date d'observation,
- L'état général des stocks de matériaux,
- Et les commentaires éventuels.

SYMADREM

Fiche de suivi des dépendances

Norbert Roger

PR	objet	côté	position	Précision	Date observation	Etat général					
						Présence panneaux (barrières)					Commentaires
						BO	Sauf sevices	Interdit cavalier	SYMADREM avant	SYMADREM arrière	
PRD 297.27	Barrière	Ter	Tad								
PRD 297.27	Barrière	Ter	Pdl								
PRD 297.98	Barrière	Cre	Cre								
PRD 298.11	Barrière	Cre	Cre								
PRD 299.57	Barrière	Ter	Hor								

Figure 17. Aperçu d'une fiche de dépendance de type barrière

Cette fiche est éditée une fois tous les deux mois.

3.1.4 Rapport de surveillance

A partir des fiches annuelles de VSP, un rapport de surveillance de l'année « n » est établi.

3.2 VISITES TECHNIQUES APPROFONDIES

3.2.1 Objectifs, consistance, fréquence

Les visites techniques approfondies (VTA) de la totalité des ouvrages prévues, par l'arrêté interministériel du 29 février 2008 modifié, pris en application des articles R 214-122 et R 214-123 du code de l'environnement, ont pour but de répertorier, par une visite continue des ouvrages, toutes les informations visuelles relatives aux ouvrages, notamment les désordres ou les présomptions de désordres affectant les ouvrages.

Ces relevés ont pour but de connaître l'état externe visible des ouvrages et d'établir un recensement exhaustif des désordres affectant les ouvrages.

Les visites techniques approfondies (VTA) des ouvrages, doivent être exécutées par la Direction Technique et les Gardes Digues du SYMADREM. Leur exécution peut être externalisée à un bureau d'étude agréé.

Les VTA sont effectuées en parcourant intégralement à pied le linéaire des ouvrages, sous la direction de l'opérateur qui est pour partie des ouvrages l'ingénieur travaux et pour partie des ouvrages l'ingénieur d'exploitation de la Direction Technique.

Les VTA consistent à examiner toutes les parties visibles des ouvrages afin de relever tous les désordres.

Les VTA portent sur toutes les parties visibles des ouvrages et également sur toutes les parties visibles des ouvrages de tiers englobés.

Des VTA ponctuelles peuvent être exécutées en tant que de besoins sur les ouvrages ou sur les ouvrages englobés.

Les VTA sont effectuées une fois par an et sur la totalité du linéaire des ouvrages du SYMADREM.
Toutefois, si au cours de l'année une Visite Post Séisme de niveau de précision VTA a été réalisée alors la VTA ne sera pas réalisé cette année-là.

3.2.2 Points observés

L'inspection détaillée est effectuée sur toutes les parties visibles des ouvrages à la date de visite, et portent notamment sur :

Digues :

- La berge du fleuve lorsqu'elle est en bordure de la piste de pied amont ou de pied amont d'ouvrage,
- La piste de pied amont lorsqu'elle existe,
- Le talus amont,

- Les rampes d'accès amont,
- La crête de digue,
- Le talus aval,
- Les rampes d'accès aval,
- La piste de pied aval lorsqu'elle existe,
- Les chemins d'accès aux ouvrages.

Rideaux de palplanches :

- Le pied de rideau amont
- La face amont du rideau
- Le couronnement du rideau
- Les serrures
- Le pied de rideau aval
- La face aval du rideau
- Les raccordements aux extrémités du rideau

Ouvrages et quais en maçonnerie :

- Tête du rideau de pied de palplanches et poutre béton,
- Le perré incliné ou mur vertical inférieur amont,
- La plateforme horizontale (chemin de halage) inférieure amont,
- Le perré incliné ou mur vertical supérieur amont,
- La maçonnerie verticale supérieure amont,
- Le muret sommital en crête de digue (parapet),
- La plateforme horizontale supérieure,
- Le perré incliné ou mur vertical aval,
- Les accès aux ouvrages.

Mobilier de la digue :

- Barrières,
- Panneaux,
- Bornes de PR SYMADREM

Ouvrages de tiers englobés :

- Organes d'obturation,
- Canalisations visibles, des fuites et venues d'eau éventuelles lorsqu'elles sont en charge et des organes d'obturation,
- Pour les ouvrages en maçonnerie, examen de l'état général des maçonneries et parois visibles des ouvrages, examen des parties périphériques des ouvrages englobés dans l'emprise de la digue ainsi que des connexions avec la digue

L'ingénieur d'exploitation et l'ingénieur travaux avec le Garde Digues du secteur déterminent l'origine présumée des désordres relevés.

3.2.3 Fiches VTA et Compte rendu VTA

Les constatations effectuées au cours de la VTA sont relevées sur une fiche de VTA.

Les fiches de VTA comprennent trois volets, à savoir :

- Le détail du secteur visité,
- Le détail de chaque désordre relevé.

Sur le premier volet, doivent être mentionnés les renseignements suivants :

- La date de la VTA,
- Les noms des opérateurs réalisant la VTA,
- La longueur du tronçon inspecté avec le point GPS de début et de fin
- Le nombre de fiches de saisies au cours de la VTA

Sur le deuxième volet, doivent être mentionnés, pour chaque désordre, les renseignements suivants :

- L'emplacement sur l'ouvrage (position et côté),
- Le type de désordre et sa description,
- Le nombre ou la dimension du désordre,
  L'antériorité du désordre : désordre déjà observé : oui, non (case à cocher)
- Un point GPS du désordre,
- Et la référence de la photo associée

Les désordres relevés dans le cadre des VTA font l'objet par la direction technique de l'évaluation de leur degré d'urgence à les traiter et de la suite à donner correspondante.

L'établissement du programme des travaux d'entretien de l'année n+1 est établi en prenant en compte le traitement des désordres relevés.

Le cas échéant, le traitement des désordres est exécuté dès la définition des suites à leur donner.

Sur la base des fiches de VTA, un compte rendu des VTA des ouvrages est établi tous les ans, quelle que soit la classe des ouvrages.

Actuellement, un compte rendu de VTA est établi pour les ouvrages situés dans le département des Bouches du Rhône et un compte rendu de VTA est établi pour les ouvrages situés dans le département du Gard.
A l'avenir, les prochains comptes rendus seront établis par zone protégée.

Une copie de ces comptes rendus de VTA de l'année « n » est conservée par le SYMADREM.

3.3 VISITES POST-CRUE

3.3.1 Objectif, consistance, fréquence

La visite post-crue (VPC) des ouvrages, prévue par l'arrêté interministériel du 29 février 2008 modifié, pris en application des articles de l'article R 214-122 du code de l'environnement, a pour but d'établir un état complet des désordres qui se sont produits pendant une crue ainsi que toutes les interventions d'urgence effectuées pendant.
Les VPC sont effectuées sur la totalité des tronçons d'ouvrages ayant été sollicités par la crue, à partir de l'alerte 2.

Les VPC sont des visites effectuées par les Gardes Digues sur les ouvrages de leur secteur d'exploitation.

Les VPC consistent à effectuer un examen visuel sur toutes les parties des ouvrages, et, ou d'examiner un ou plusieurs points particuliers des ouvrages ou des ouvrages de tiers englobés.

Les VPC sont effectuées après une crue, dès que les conditions d'exécutions et de sécurité le permettent et au plus tard, dans le délai de un mois et demi (1,5 mois) après la fin de la crue.

Les VPC doivent être effectuées à pied.

3.3.2 Points observés

L'examen visuel porte sur toutes les parties visibles des ouvrages lors de la visite.

La consistance de l'examen est identique à la Visite de Surveillance Programmée.

3.3.3 Fiches VPC et Compte rendu VPC

Les constatations effectuées au cours des VPC sont inscrites sur une fiche identique à la fiche de VSP.

Les désordres relevés dans le cadre des VPC font l'objet par la direction technique de l'évaluation de leur degré d'urgence à les traiter et de la suite à donner correspondante.

Pour chaque crue, un compte rendu des VPC est intégrée dans les événements particuliers du rapport de surveillance des VSP, qui se sont produits dans l'année « n ».

Actuellement, le rapport de surveillance post crue est établi pour les ouvrages situés dans le département des Bouches du Rhône et un rapport de surveillance post crue est établi pour les ouvrages situés dans le département du Gard.
A l'avenir, le rapport de surveillance post-crue sera établi par zone protégée.

Les rapports post crue sont transmis aux Préfets respectifs.

Une copie de ces rapports post crue de l'année « n » est conservée par le SYMADREM.

3.4 VISITE POST-SEISMES

Les visites post-séismes (VPS) des ouvrages, doivent être exécutées par la Direction Technique et les Gardes Digues du SYMADREM. Leur exécution peut être externalisée à un bureau d'étude agréé.

La VPS est effectuée lorsque l'épicentre du séisme est situé à l'intérieur des rectangles enveloppes des rayons R1 ou R2 des cercles d'atténuation correspondant au degré de magnitude dudit séisme.

Les dispositions prévues pour l'exécution des VPS sont :

- celles prévues pour les VTA si l'épicentre se situe en R1,
- celles prévues pour les VSP si l'épicentre se situe en R2.

3.5 TRAITEMENT DU DESORDRE

3.5.1 Détermination du degré d'urgence à traiter le désordre

Le degré d'urgence de chaque désordre est déterminé par application du schéma de détermination du degré d'urgence à traiter un désordre type. Les désordres types du schéma sont ceux habituellement relevés sur les ouvrages du SYMADREM.

Ce schéma prend en compte les éléments suivants :

- La position du désordre
- Le côté
- Un facteur aggravant
- Le degré d'urgence à traiter le désordre

La position du désordre peut être la suivante :

- En crête
- Sur talus
- En pied
- Hors emprise de l'ouvrage
- En plusieurs endroits de l'ouvrage

Le côté de l'ouvrage sur lequel est positionné le désordre peut être :

- Côté rivière (amont)
- En crête
- Côté terre (aval)
- Côté rivière et côté terre

Un facteur aggravant doit être pris en compte pour chaque type de désordre relevé sur les ouvrages du SYMADREM. Ce facteur aggravant est une grandeur dimensionnelle du désordre ou bien un élément qualifiant l'importance du désordre.

Pour chaque facteur aggravant, une grandeur dimensionnelle seuil est fixée.

Pour les facteurs aggravant dont la grandeur dimensionnelle est l'importance du désordre, deux valeurs sont prises en compte, à savoir :

- Faible
- Forte

Pour un désordre, son degré d'urgence à le traiter, est déterminé à deux niveaux, à savoir :

- Degré d'urgence initial
- Degré d'urgence définitif

Le degré d'urgence initial provient de l'application du schéma de détermination du degré d'urgence à traiter un désordre par l'ingénieur d'exploitation et l'ingénieur travaux.

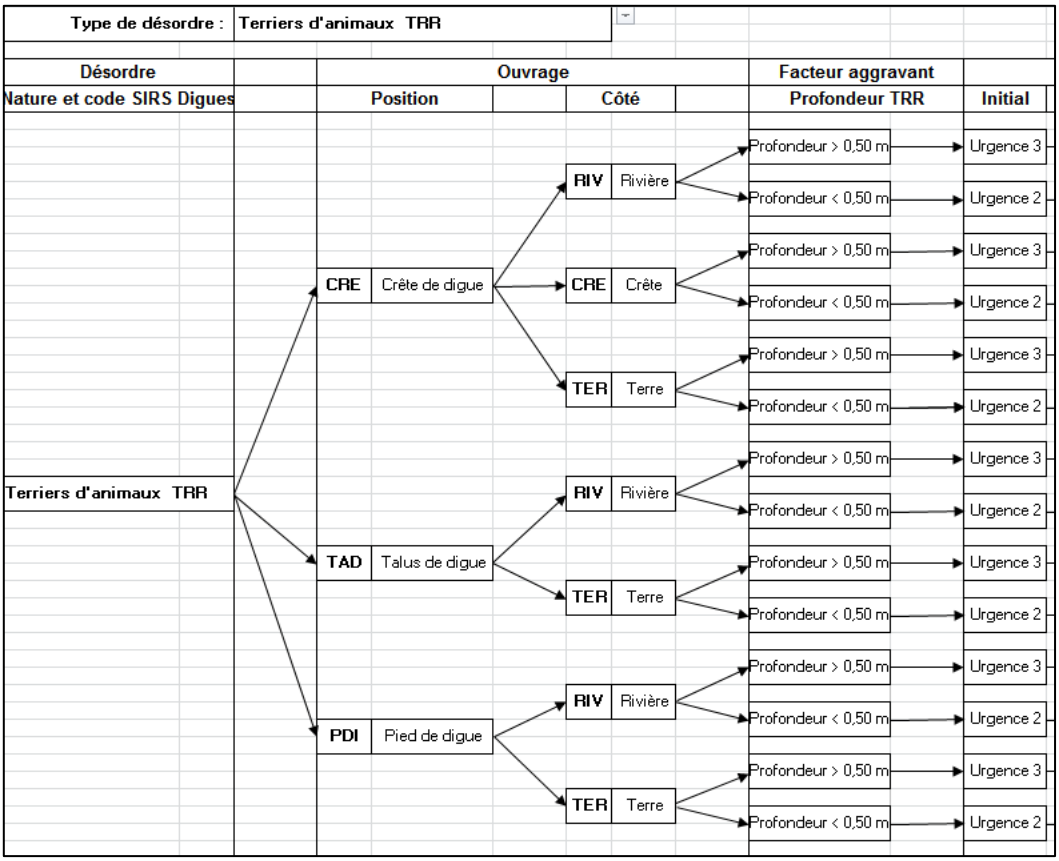


Figure 18. Aperçu du schéma de détermination du degré d'urgence à traiter un désordre de type terrier

Le degré d'urgence, pour chacun des niveaux est, dans l'ordre croissant :

- Degré 0 – Faible urgence,
- Degré 1 – Pas de grande urgence,
- Degré 2 – Désordres devant être traités à court ou moyen termes,
- Degré 3 – Désordres devant être traités de façon urgente.

Le degré d'urgence définitif, défini à partir du degré d'urgence initial, pour les désordres ayant un degré d'urgence initial important, est fixé par la direction technique du SYMADREM.

Dans le cadre de la détermination du degré d'urgence définitif à traiter un désordre de degré important, la direction technique examine l'origine des désordres.

Pour prendre en compte d'éventuelles appréciations qui ne figurent pas dans le schéma de détermination du degré d'urgence à traiter un désordre, le degré d'urgence peut être forcé.

Ces appréciations prennent en compte l'origine du désordre, la gêne que peut produire un désordre quant à l'exploitation de l'ouvrage, sans pour autant être prédominant au regard de la stabilité de l'ouvrage.

De même, certains désordres tels que les dépôts sauvages, altérations de maçonnerie sur parapets situés au-dessus de Q1000+0.50 m, par vol de pierres, qui n'affectent pas la stabilité de l'ouvrage, doivent être traités rapidement afin que d'autres dépôts ou vols ne se produisent pas sur le même site.

3.5.2 Traitement du désordre

La suite à donner à un désordre est fonction de son degré d'urgence à le traiter et de la faisabilité technique, administrative et financière de son traitement, à examiner au regard du budget d'entretien annuel du SYMADREM.

En outre, entre deux VTA, les désordres dont le degré d'urgence définitif est de 3, font les premiers, l'objet d'un traitement. Ensuite, si le budget de l'année le permet, les désordres d'urgence 2 font l'objet de la même procédure que ceux d'urgence 3.

Pour les VSP qui sont exécutées régulièrement, au long de l'année, les désordres relevés au cours de celles-ci, sont traités l'année de la VSP, soit l'année « n » ou bien l'année suivante : l'année « n+1 ».

Pour les VTA qui sont exécutées en fin d'année, les désordres relevés au cours de celles-ci, sont traités l'année suivante, soit l'année « n+1 » ou bien l'année d'après, soit l'année « n+2 ».

A noter qu'à la fin de l'année « n+1 » une nouvelle VTA est effectuée. Au cours de cette nouvelle VTA, les désordres dont un traitement avait été prévu par la VTA de l'année « n » sont à nouveaux examinés, un degré d'urgence définitif fixé et une suite à donner appropriée est définie.

Plusieurs types de traitements sont prévus, à savoir :

- EISH
- Travaux d'entretien en régie
- Travaux d'entretien à l'entreprise

- Intégration dans une opération travaux neuf en cours d'étude ou bien une opération grosse réparation à programmer
- Surveillance
- Diagnostic complémentaires, investigations

Pour un même désordre, plusieurs traitements sont possibles.

3.5.3 Evénements Importants pour la Sûreté Hydraulique

Conformément à l'arrêté du 21 mai 2010, les événements importants pour la sûreté hydraulique (EISH) font l'objet d'une déclaration au Préfet correspondant, en fonction de leur classement :

- en « accidents » de couleur rouge pour les événements à caractère hydraulique ou consécutifs à une crue ayant entraîné soit des décès ou des blessures graves aux personnes ; soit une inondation totale ou partielle de la zone protégée suite à une brèche.
- en « incidents graves » de couleur orange, les événements à caractère hydraulique ou consécutifs à une crue ayant entraîné une mise en danger des personnes sans qu'elles aient subi de blessures graves; ayant entraîné des dégradations importantes de l'ouvrage, quelles que soient leurs origines, mettant en cause sa capacité à résister à une nouvelle crue et nécessitant une réparation en urgence.
- en « incidents » de couleur jaune, les événements ayant conduit à une dégradation significative de la digue nécessitant une réparation dans les meilleurs délais, sans mise en danger des personnes.

En outre, selon leur importance et la faisabilité de leur traitement, les EISH font l'objet des traitements suivants :

- Travaux d'entretien à l'entreprise
- Intégration dans une opération travaux neuf en cours d'étude ou bien une opération grosse réparation à programmer. Dans ce cas l'EISH fait l'objet d'une surveillance

3.5.4 Travaux d'entretien en régie

Le traitement d'un désordre peut faire l'objet de travaux d'entretien en régie effectués par les Gardes Digues du SYMADREM, conformément au REO. Il s'agit généralement de travaux manuels.

3.5.5 Travaux d'entretien à l'entreprise

Le traitement d'un désordre peut faire l'objet de travaux d'entretien à l'entreprise, effectués par le groupement d'entreprises de travaux publics avec lequel le SYMADREM a passé un marché à bons de commande. Il s'agit généralement de travaux de débroussaillement et de petit terrassement.

3.5.6 Intégration dans une opération

De par l'importance du montant estimatif des travaux à réaliser pour le traitement d'un désordre ou d'un EISH, l'exécution de ceux-ci peuvent être différés et effectués dans le cadre d'une opération de travaux neufs ou de grosses réparations prévues dans le secteur du désordre, ou à mettre en place.

3.5.7 Surveillance

Le traitement d'un désordre peut être constitué par la surveillance régulière par le Garde Digues de l'évolution du désordre.

3.5.8 Investigations

La surveillance peut être également accompagnée de la réalisation d'investigations notamment géotechniques, topographiques ou autres.

3.5.9 Ordonnancement du traitement d'un désordre

La prescription d'exécution du traitement d'un désordre, fait l'objet d'un ordre émanant de la direction technique du SYMADREM et revêt plusieurs formes, selon le traitement prescrit.
La suite à donner portant sur l'intégration du traitement dans une opération de travaux neufs ou de grosses réparation, est effectuée sur ordre de la hiérarchie du SYMADREM.

3.5.10 Exécution et suivi du traitement

L'exécution de chaque traitement de désordre doit faire l'objet de démarches et d'établissement de documents, à savoir :

- EISH : Déclaration au préfet correspondant
- Surveillance : fiches de surveillance établies par les Gardes Digues
- Travaux d'entretien en régie : fiches de suivi travaux établies par les Gardes Digues
- Travaux d'entretien à l'entreprise : fiches de suivi travaux établies par les Gardes Digues, copie des bons de commande et des factures
- Intégration dans une opération de travaux neuf ou de grosses réparations : étude de l'opération

3.6 GESTION FONCIERE DES OUVRAGES

3.6.1 Gestion des emprises

La gestion foncière des ouvrages du SYMADREM recouvre plusieurs tâches dont l'exécution est nécessaire à la gestion de ces derniers.

La gestion foncière des ouvrages du SYMADREM est exécutée par la Direction Technique.

3.6.2 Préservation de l'intégrité des emprises

En tant que de besoins, par simple matérialisation sur le site ou par bornage contradictoire exécuté par un Géomètre Expert auprès des tribunaux, les limites d'emprise des ouvrages du SYMADREM sont implantées sur le site.

Les ouvrages de toutes natures, sans droit ni titres telles que clôtures ou barrages posés sans autorisation, qui constituent des incidents d'exploitation, doivent être ôtés de l'emprise des ouvrages selon la procédure appropriée.

3.6.3 Rétrocessions de parcelles de terrain

Outre l'emprise des ouvrages qui constitue le domaine public des ouvrages du SYMADREM, ce dernier est propriétaire de parcelles de terrains sans utilité pour l'exploitation des ouvrages.

Une procédure de rétrocession ou d'échange avec les propriétaires riverains est mise en œuvre, en tant que de besoin.

3.6.4 Acquisitions d'emprises nécessaires à l'exploitation des ouvrages

Pour les besoins de l'exploitation des ouvrages, le SYMADREM procède, en tant que de besoin à des acquisitions d'emprises foncières, notamment pour créer de nouveaux accès ou bien de nouvelles aires de stockage de matériaux.

Ces acquisitions sont effectuées, sur la base d'estimations effectuées par France Domaine.
Ces acquisitions peuvent également être intégrées à des opérations de travaux neuf pour lesquelles une déclaration d'utilité publique est prise.

3.6.5 Titres de propriété

Les titres de propriété sont intégrés aux dossiers d'ouvrage.

3.6.6 Exploitation d'ouvrages appartenant à des collectivités et à l'Etat

L'exploitation par le SYMADREM d'ouvrages de protection contre les crues du Rhône dont il n'est pas propriétaire, fait l'objet de conventions ou d'arrêtés de transfert de gestion ou de superposition d'affectation, à passer entre ces propriétaires et le SYMADREM.

3.7 GESTION DES OUVRAGES DE TIERS ENGLOBES DANS L'OUVRAGE

3.7.1 Conventions d'occupation temporaire

L'implantation d'un ouvrage de tiers dans l'emprise d'un ouvrage du SYMADREM doit faire l'objet de deux procédures, à savoir :

- Délivrance d'une autorisation de construire l'ouvrage de tiers dans l'emprise de l'ouvrage du SYMADREM,
- Après réalisation des travaux, signature d'une convention d'occupation temporaire (COT) avec le propriétaire de l'ouvrage englobé.

Les demandes d'autorisation de construire des ouvrages de tiers sont déposées auprès du SYMADREM.

Les documents techniques de ces demandes d'autorisation de construire sont établis par des bureaux d'études maîtres d'œuvre, détenteurs de l'agrément correspondant prévu par l'arrêté du 18 février 2010.
Ces documents doivent également détaillées les mesures prises pendant la phase de travaux afin d'éviter toute entrée d'eau dans la zone protégée.

Les COT sont précaires et révocables et non génératrices de droits réels.

Les COT doivent contenir toutes les dispositions d'exploitation et de suppression des ouvrages de tiers englobés.

Lorsque l'ouvrage de protection contre les crues du Rhône n'est pas la propriété du SYMADREM, et si les conventions et arrêtés de transfert de gestion le prévoient, le propriétaire est signataire de l'autorisation de construire l'ouvrage de tiers et de la COT.

3.7.2 Régularisation des occupations d'ouvrages de tiers englobés

La direction technique doit procéder à la régularisation de l'occupation de tous les ouvrages de tiers englobés dans les emprises des ouvrages du SYMADREM.
Pour ce faire, les démarches suivantes sont effectuées :

- Le recensement exhaustif des ouvrages de tiers englobés
- L'établissement et la passation de COT correspondantes

3.7.3 Voiries et accès franchissant les ouvrages du SYMADREM

Les voies publiques ou bien les accès franchissant les ouvrages du SYMADREM, font l'objet d'une COT est passée entre les parties.

3.7.4 Dossiers de COT

Les COT font chacune l'objet d'un dossier rassemblant tous les documents s'y rattachant.

3.7.5 Redevances

En application de l'article L 2125-1 du Code Général des Propriétés des Personnes Publiques, les COT fixent le montant des redevances à verser au SYMADREM.

3.7.6 Exploitation des ouvrages de tiers englobés

Les COT comportent les prescriptions d'exploitations des ouvrages de tiers englobés que doivent respecter leurs propriétaires.

3.7.7 Ouvrages de tiers en surplomb

La construction par des tiers d'ouvrages franchissant en surplomb les ouvrages du SYMADREM fait l'objet d'un accord préalable de celui-ci, délivré au regard d'un dossier technique établi par un bureau d'études maître d'œuvre précisant les caractéristiques techniques et dimensionnelles desdits ouvrages.

L'implantation des supports des ouvrages en surplomb, dans l'emprise des ouvrages du SYMADREM doit être évitée.

Un dossier d'ouvrage de tiers en surplomb est constitué contenant tous les documents s'y rapportant.

3.7.8 Ouvrages de tiers englobés ou en surplomb hors service

Le SYMADREM met en demeure les propriétaires de supprimer les ouvrages de tiers englobés ou en surplomb, hors services et de remettre en état les ouvrages du SYMADREM. A défaut, le SYMADREM se substitue au propriétaire et à ses frais.

Les ouvrages de tiers englobés sans maître, sont supprimés par le SYMADREM.

La suppression de ces ouvrages hors service par leur propriétaire, est effectuée sous maîtrise d'œuvre d'un bureau d'études détenteurs de l'agrément correspondant prévu par l'arrêté du 18 février 2010.

3.7.9 Essais de manœuvre des organes mobiles

Seuls les ouvrages de tiers englobés sont dotés d'organes mobiles d'obturation, notamment :

- Les martelières pour canalisations et ouvrages hydrauliques en maçonnerie
- Les vannes papillons pour canalisations
- Les batardeaux et les portes pour ouvertures

Les conventions d'occupation temporaire (COT) déterminent les modalités des essais de manœuvre des organes mobiles d'obturation.

3.8 GARDERIE

Dans le cadre du maintien de l'intégrité des emprises et des ouvrages du SYMADREM, les Gardes Digues ont la qualité de gardes particuliers.

Des procès-verbaux de constats d'infraction concernant les atteintes portées à l'intégrité des emprises et ouvrages du SYMADREM, sont dressés, en tant que de besoins, par les Gardes Digues, en tant que gardes particuliers et transmis au Procureur de la République.

Une copie du procès-verbal de constat d'infraction est intégrée au dossier d'ouvrage.

3.9 PIEGEAGE D'ANIMAUX FOUISSEURS

Les Gardes Digues qui sont agréés piégeurs, dans l'exercice de leur fonction, sont amenés à capturer les animaux fouisseurs qui creusent des terriers dans les digues du Rhône.

Les cadavres d'animaux fouisseurs capturés sont traités par des entreprises d'équarrissage.
Chaque année, après demande d'autorisation auprès de la Préfecture du ressors des ouvrages, le Lieutenant de Louvèterie de la circonscription reçoit une ordonnance préfectorale l'autorisant à piéger les animaux fouisseurs ainsi que les Gardes Digues, sous le contrôle de ce dernier.

En fin d'année, un compte rendu de capture est établi et transmis au Lieutenant de Louvèterie de la circonscription.

Une copie de compte rendu est intégrée au dossier d'ouvrage.

3.10 DOSSIERS D'OUVRAGES

Un sommaire du dossier d'ouvrage par département est tenu à jour. Il précise la liste des documents disponibles par ouvrages.

Les documents du dossier d'ouvrages sont consultables sur demande, dans les locaux du SYMADREM.

3.11 TRAVAUX D'ENTRETIEN

Le SYMADREM s'oblige à l'entretien normal des ouvrages qu'il a en charge. Pour ce faire, il exécute chaque année un programme de travaux d'entretien en régie et un programme de travaux d'entretien à l'entreprise.

3.11.1 Programmation et planification

Après avoir établi le degré d'urgence à traiter les désordres relevés au cours des VTA de l'année « n » et les suites à y donner, la direction technique du SYMADREM établit, le programme des travaux d'entretien en régie de l'année « n+1 » et, en fonction des disponibilités financières, le programme de travaux d'entretien à l'entreprise de l'année « n+1 ».

La planification générale des travaux d'entretien à l'entreprise et en régie est établie chaque fin d'année pour l'année suivante par la direction technique.
Cette planification comporte les opérations principales des travaux d'entretien.

Cette planification doit permettre l'étalement dans l'année de l'exécution des travaux d'entretien à l'entreprise et en régie, tout en tenant compte des éléments suivants :

- Evolution prévisible de la végétation sur les ouvrages et aux abords
- Périodes des crues du Rhône

3.11.2 Travaux d'entretien en régie

Les travaux d'entretien en régie sont effectués par les Gardes Digues du SYMADREM. Ces travaux manuels de faible importance, sont principalement les suivants :

- Petits travaux de terrassement
- Débroussaillements ponctuels
- Remplacement des panneaux d'interdiction de circulation sur les barrières
- Graissage et remise en peinture des barrières
- Bucheronnage
- Enlèvements de déchets et petits dépôts sauvages
- Désherbage des perrés et maçonneries

3.11.3 Travaux d'entretien à l'entreprise

3.11.3.1 Types de Travaux d'entretien

Les travaux d'entretien à l'entreprise sont effectués par une ou plusieurs entreprises de travaux publics avec lesquelles, le SYMADREM passe régulièrement des marchés à bons de commandes.
Ces travaux d'entretien à l'entreprise sont principalement les suivants :

- Débroussaillement général des digues

- Travaux de terrassement
- Fourniture et pose d'accessoires
- Fourniture et mise en œuvre d'enrochements
- Travaux d'élagage et abattage d'arbres
- Rejointoiement de maçonnerie
- Travaux divers

3.11.3.2 Débroussaillement général, limitation de la végétation

Les digues du SYMADREM font l'objet de trois débroussaillements généraux par an. Ces débroussaillements généraux sont effectués, en tenant compte de la croissance de la végétation, aux périodes suivantes :

- Premier débroussaillement : mois de mars, avril et mai
- Deuxième débroussaillement : mois de juin et juillet
- Troisième débroussaillement : mois d'octobre et novembre

Les digues sont débroussaillées sur toutes leurs parties, y compris les pistes de pieds.
Chaque débroussaillement est exécuté, hors intempéries, dans un délai maximum de six semaines.

Des débroussaillements ponctuels peuvent être exécutés en tant que de besoins.

3.11.3.3 Terrassement

Les travaux de terrassement sont principalement les suivants :

- Le bouchage de terriers d'animaux fouisseurs
- La suppression de redents en crête de digues
- La création de pistes en crête ou pieds de digues
- La suppression d'ouvrages de tiers sans maître
- La réfection des pistes de service
- Enlèvement de limon déposé sur les maçonneries

3.11.3.4 Enrochements

La fourniture et mise en œuvre d'enrochements est exécutée pour :

- La reprise d'anses d'érosions
- La limitation de la circulation de véhicules

3.11.3.5 Accessoires

La fourniture et pose d'accessoires aux ouvrages du SYMADREM peut être effectuée, en tant que de besoins. Ces accessoires sont principalement :

- Les barrières de fermeture de type DFCI

- Les panneaux de signalisation directionnelle

3.11.3.6 Elagage et abattage d'arbres

Des travaux d'élagages sont effectués, en tant que de besoins, sur des arbres jouxtant les emprises du SYMADREM.

Des dessouchages d'arbres abattus sont effectués en tant que de besoin. Pour ce faire, les souches sont extraites et purgés en totalité et l'ouvrage est reconstitué par du matériau de même nature.

3.11.3.7 Rejointoiement et réparation de maçonnerie

Le rejointoiement des maçonneries et de perrés est exécuté, en tant que de besoins, par des entreprises spécialisées.

Des reprises ou scellement de moellons sont également exécutés sur les maçonneries.

3.11.4 Rapport annuel des travaux d'entretien

A la fin de l'année écoulée, un rapport relatif aux travaux d'entretien en régie et à l'entreprise effectués au cours de l'année, est établi par la direction technique et intégré dans le rapport de surveillance :

Ce rapport annuel porte sur :

- Le bilan des travaux exécutés
- Le bilan financier des travaux exécutés

3.11.5 Gestion financière

Un tableau de bord est tenu à jour par la Direction Technique pour la gestion du budget d'entretien des ouvrages.

Ce tableau de bord comporte :

- Les travaux commandés
- Les travaux réalisés
- Les travaux payés

Ce tableau de bord prend en compte les rattachements et fait ressortir pour les travaux commandés, pour les travaux exécutés et les travaux payés, le disponible sur le budget.

Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement
SYMADREM
des Digues du Delta du Rhône et de la Mer

SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT
RIVE GAUCHE DU RHONE
ET DES TRAVAUX DE CREATION D'UNE DIGUE ENTRE TARASCON ET ARLES ET MESURES ASSOCIEES

RUBRIQUE N°5 : IDENTIFICATION ET CARACTERISATION DES POTENTIELS DE DANGERS

SOMMAIRE

1 Identification et caractérisation des potentiels de dangers 3
2 Caractérisation des potentiels de danger 5
3 Hydrogramme résultant d'une brèche 6
4 Hydrogramme résultant d'un dysfonctionnement d'un ouvrage hydraulique traversant ... 8
5 Hydrogramme résultant d'une surverse contrôlée 10

1 IDENTIFICATION ET CARACTERISATION DES POTENTIELS DE DANGERS

Dans l'état initial (situation actuelle), les potentiels de dangers liés aux ouvrages du système d'endiguement résultent en crue:

- D'une probabilité élevée de rupture d'une partie de la digue (cas n°1), entraînant la formation d'une brèche dans la digue et libérant dans la plaine un volume plus ou moins important suivant l'extension de la partie rompue et de la durée de la crue ; cette rupture peut être provoquée par érosion interne dans le corps du remblai ou le long d'un ouvrage traversant ou par surverse.

  Compte tenu de la longueur de l'ouvrage, la rupture totale n'est pas à envisager. La rupture se traduit par la formation d'une brèche, de longueur limitée, et dont la localisation ne peut être fixée a priori de façon certaine.
- D'une probabilité non négligeable de dysfonctionnement ou d'une non fermeture d'une ou plusieurs vannes d'un ouvrage hydraulique traversant (cas n°3).

Dans l'état final après sécurisation de l'ensemble des ouvrages du système d'endiguement, ces deux potentiels de dangers deviendront très peu probables jusqu'à la crue exceptionnelle du Rhône.

Le potentiel de dangers viendra pour les crues supérieures au niveau de protection d'une surverse organisée et contrôlée (cas n°2) sur les tronçons de digues résistant à la surverse jusqu'à la crue exceptionnelle du Rhône.

Dans l'état intermédiaire après création de la digue entre Tarascon et Arles et réalisation des mesures associées, le système en amont de Grand Mollégès sera exposé aux potentiels de dangers correspondant à l'état final, quand le système en aval de Grand Mollégès restera exposé aux potentiels de dangers de l'état initial.

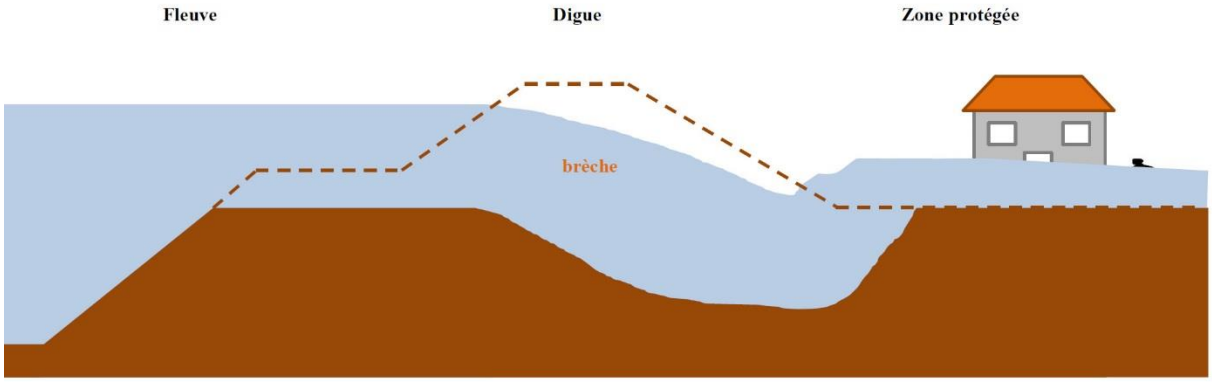


Figure 1. Cas n°1 : Inondation de la zone protégée par brèche dans la digue

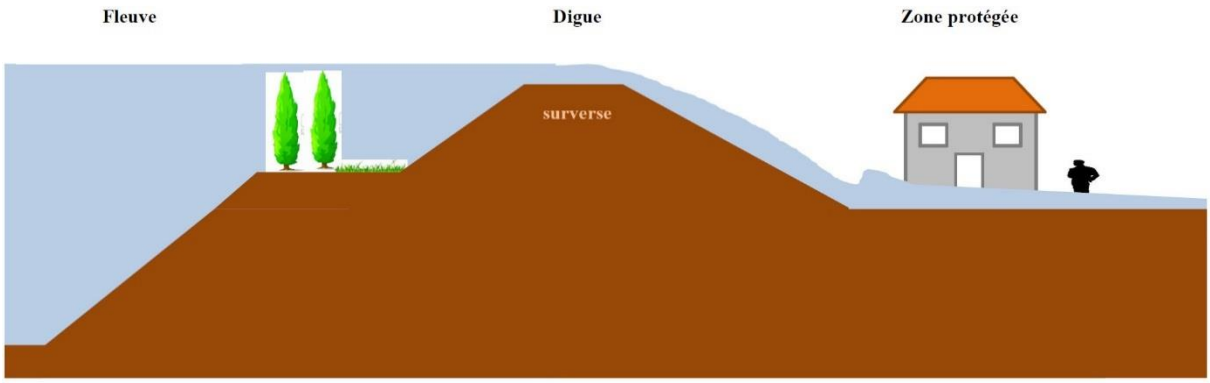


Figure 2. Cas n°2 : Inondation de la zone protégée par surverse (sans brèche) sur la digue

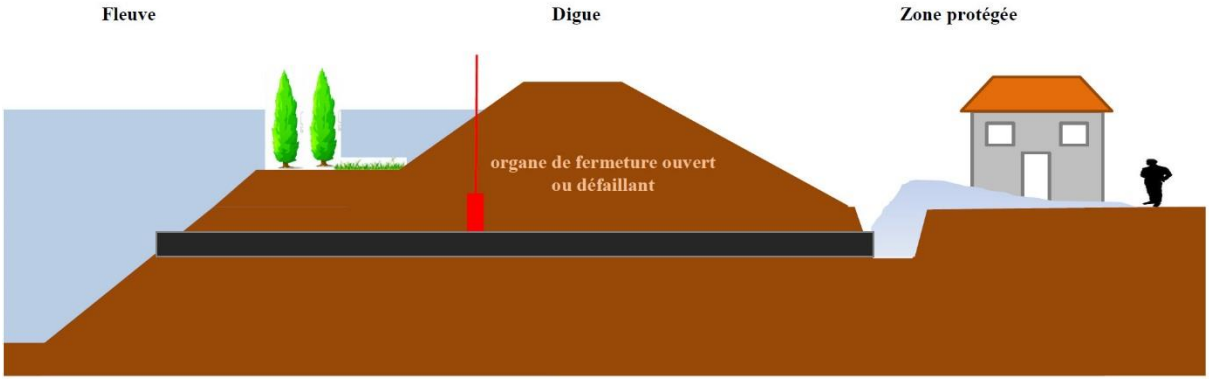


Figure 3. Cas n°3 : Inondation de la zone protégée par défaillance d'un ouvrage hydraulique traversant

2 CARACTERISATION DES POTENTIELS DE DANGER

Les potentiels de dangers se traduisent par des hydrogrammes se propageant dans la plaine.

Les hydrogrammes résultant de la surverse organisée ne dépendent que de la période de retour de la crue considérée.

Les hydrogrammes résultant des ruptures envisagées dépendent de plusieurs paramètres ayant une incidence directe sur leurs caractéristiques :

- niveau de crue,
- durée de la crue,
- mécanisme de rupture conduisant à la formation de la brèche,
- instant et vitesse d'ouverture de la brèche,
- largeur finale de la brèche.

3 HYDROGRAMME RESULTANT D'UNE BRECHE

Les hypothèses prises en compte pour les niveaux et durées de crue relativement aux crues génératrices de dangers sont justifiées en rubrique n°6 traitant des aléas naturels.

Les mécanismes de rupture considérés sont décrits en rubrique n°8 traitant de la caractérisation des mécanismes de rupture et des scénarios de brèche envisagés.

Les caractéristiques des brèches sont définies en rubrique n°8 traitant de la propagation des ondes de rupture. Ces dernières ont été définies dans l'état initial à partir de l'étude accidentologique (rubrique n°7) et dans l'état final de façon arbitraire à partir de l'état de l'art disponible.

La localisation des brèches a été fixée parfois au droit des zones à enjeux sans tenir compte de la probabilité de formation pour en mesurer les effets, soit au droit des secteurs comportant des probabilités de brèche très élevées.

La figure ci-dessous donne à titre d'illustration l'hydrogramme simulée d'une brèche dans le remblai ferroviaire dans l'état initial pour la crue 12500.

La durée de l'hydrogramme par la brèche est de plus de 50h ; le débit de pointe est de près de 4500 m^3/s et le volume de la brèche est supérieur à 660 Millions de m^3.

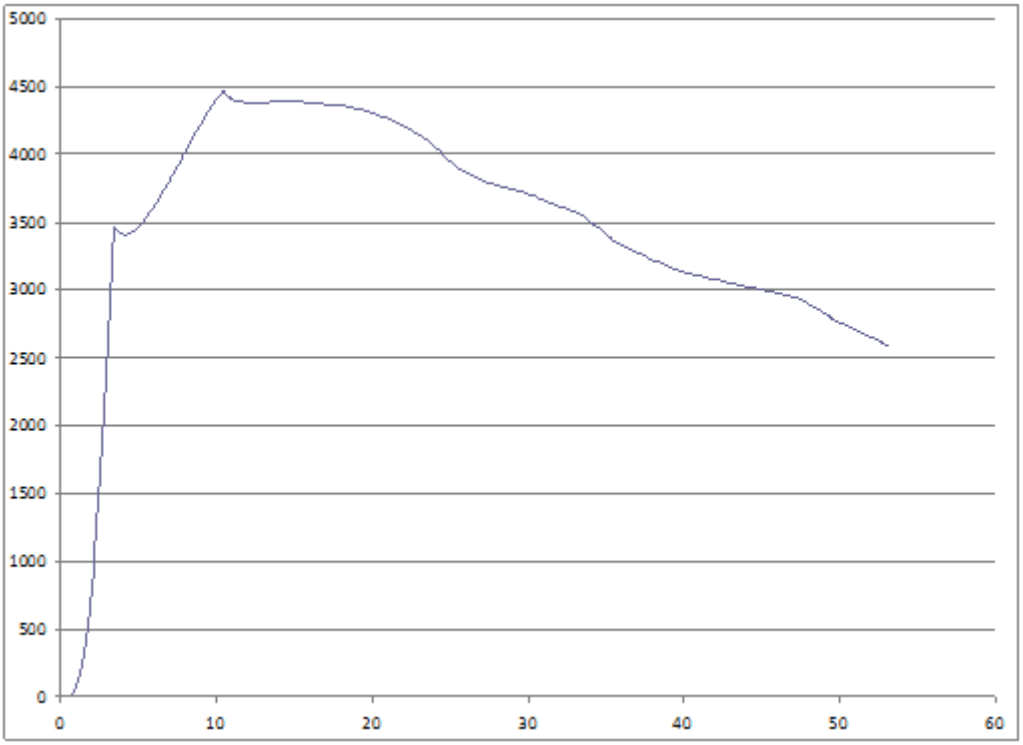


Figure 4. Hydrogramme de brèche dans le remblai ferroviaire – état initial

Les hauteurs d'eau résultant de ce type de scénario sont supérieures à 2 mètres dans quasiment toute la zone protégée.

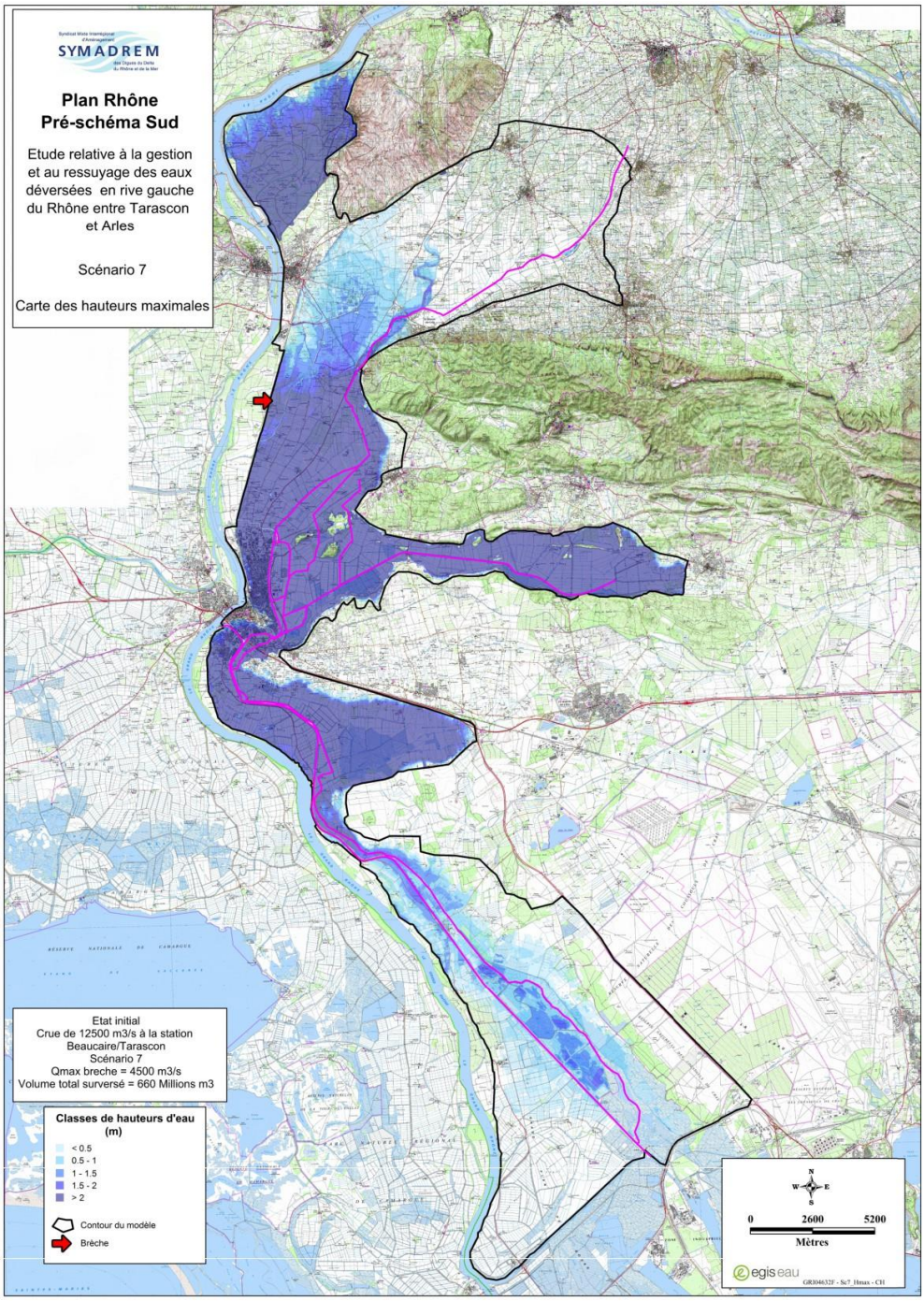


Figure 5. Hauteur d'eau résultant de la formation d'une brèche dans le remblai ferroviaire

4 HYDROGRAMME RESULTANT D'UN DYSFONCTIONNEMENT D'UN OUVRAGE HYDRAULIQUE TRAVERSANT

Dans le cas d'un dysfonctionnement des organes de fermeture d'un ouvrage hydraulique traversant, la libération d'eau est contrôlée par les dimensions de l'ouverture. Cette libération ne présente un danger que lorsqu'elle est soudaine, sinon les entrées d'eau sont progressives.

Les vitesses peuvent atteindre 6 à 7 m/s. La probabilité d'intervention consistant à boucher les ouvertures par la mise en œuvre de big-bags ou gros enrochements est très élevée comme le montre l'étude accidentologique.

La figure ci-dessous donne à titre d'illustration l'hydrogramme simulée d'un dysfonctionnement concomitant et sans intervention humaine des ouvrages d'obturation de la lône du Castellet et du Canal des Alpines dans le remblai ferroviaire dans l'état initial pour la crue 12500.

La durée de l'hydrogramme est de 4 jours ; le débit de pointe est de l'ordre de 15 m^3/s par ouvrage et le volume libération d'eau de l'ordre de 5 Millions de m^3 par ouvrage.

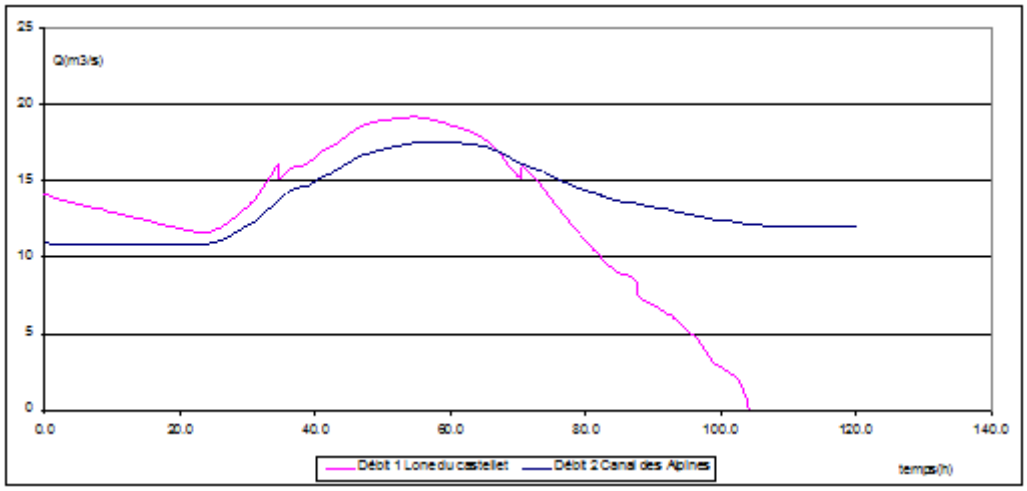


Figure 6. Hydrogramme dysfonctionnement ouvrages hydrauliques traversants dans le remblai ferroviaire – état initial

Le volume d'eau même sans intervention humaine est très sensiblement moindre à celui résultant d'une brèche. Il en résulte des hauteurs d'eau en majorité inférieures à 1 m à l'exception des zones de marais ou contre le Vigueirat. Cette simulation reste cependant très pessimiste, car elle ne tient pas compte de la possibilité d'intervention qui est très élevée dans ce genre de cas.

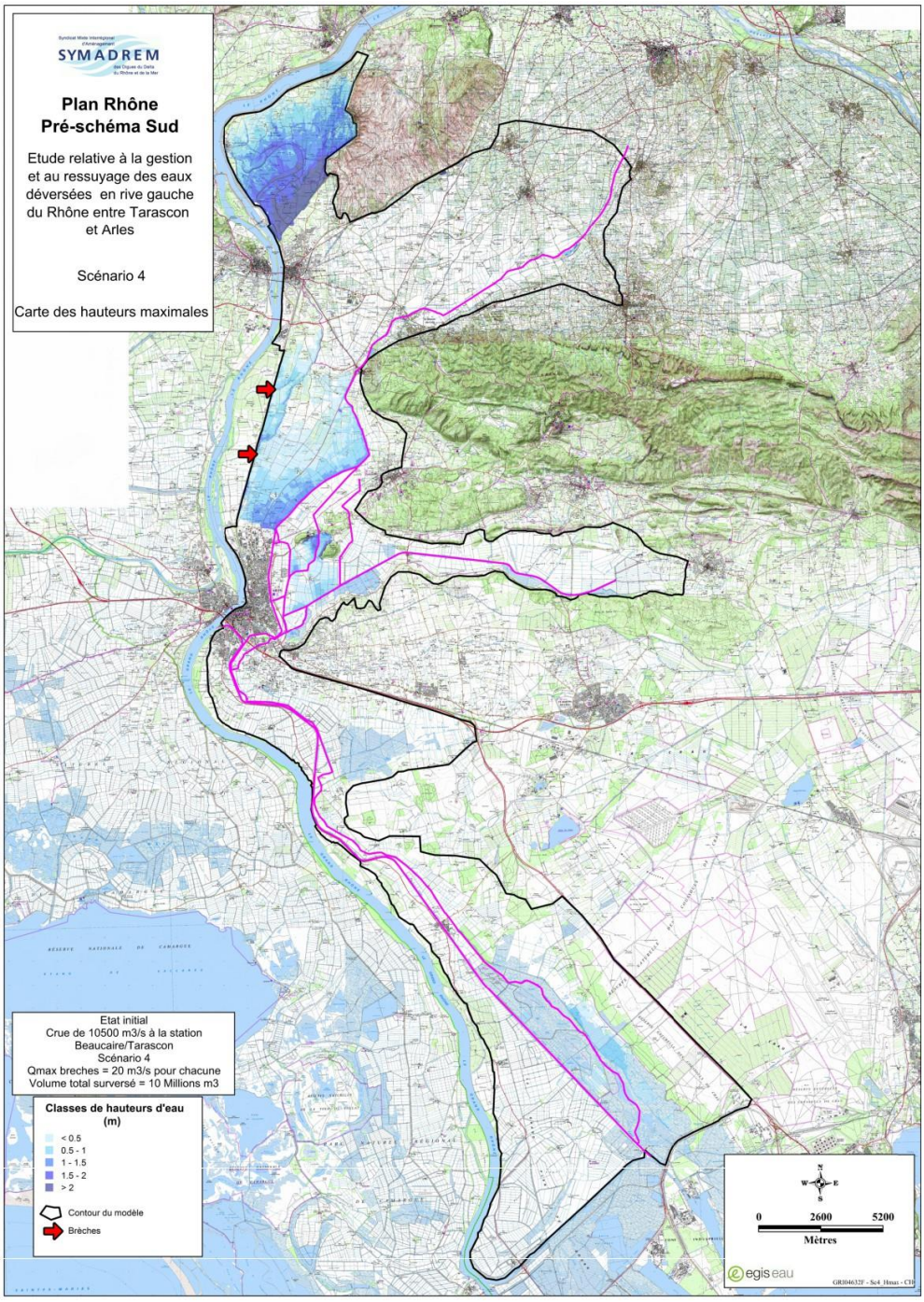


Figure 7. Hauteur d'eau résultant du dysfonctionnement d'ouvrages hydrauliques traversants dans le remblai ferroviaire

5 HYDROGRAMME RESULTANT D'UNE SURVERSE CONTROLEE

La lame d'eau déversante est contrôlée par la cote des digues résistantes à la surverse.

La durée de déversement est de 1,25 jour. Le débit de pointe est de 316 m^3/s, et le volume de 21 Millions m^3.

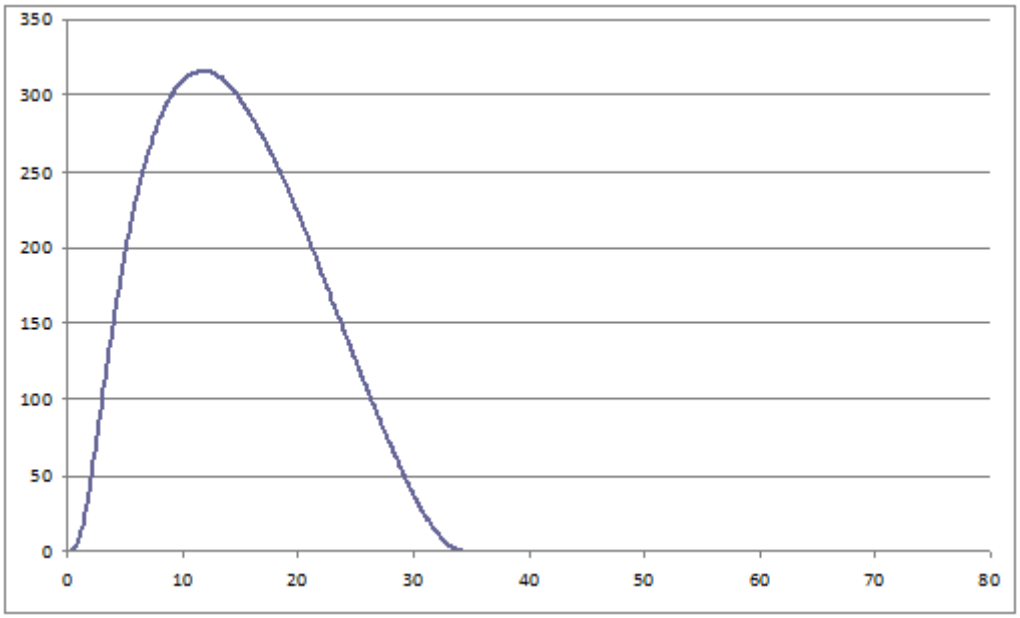


Figure 8. Hydrogramme de surverse sur la digue Tarascon-Arles pour la crue de référence

L'avantage de cette solution est que les hauteurs d'eau dans la zone protégée et leur occurrence sont prévisibles (Cf. figure 9) mais qu'une fois l'ensemble du système sécurisé.

Dans l'état intermédiaire de sécurisation des ouvrages tel qu'il sera après création de la digue entre Tarascon et Arles, la zone protégée aval demeurera exposée au risque de brèche (Cf. figure 10)

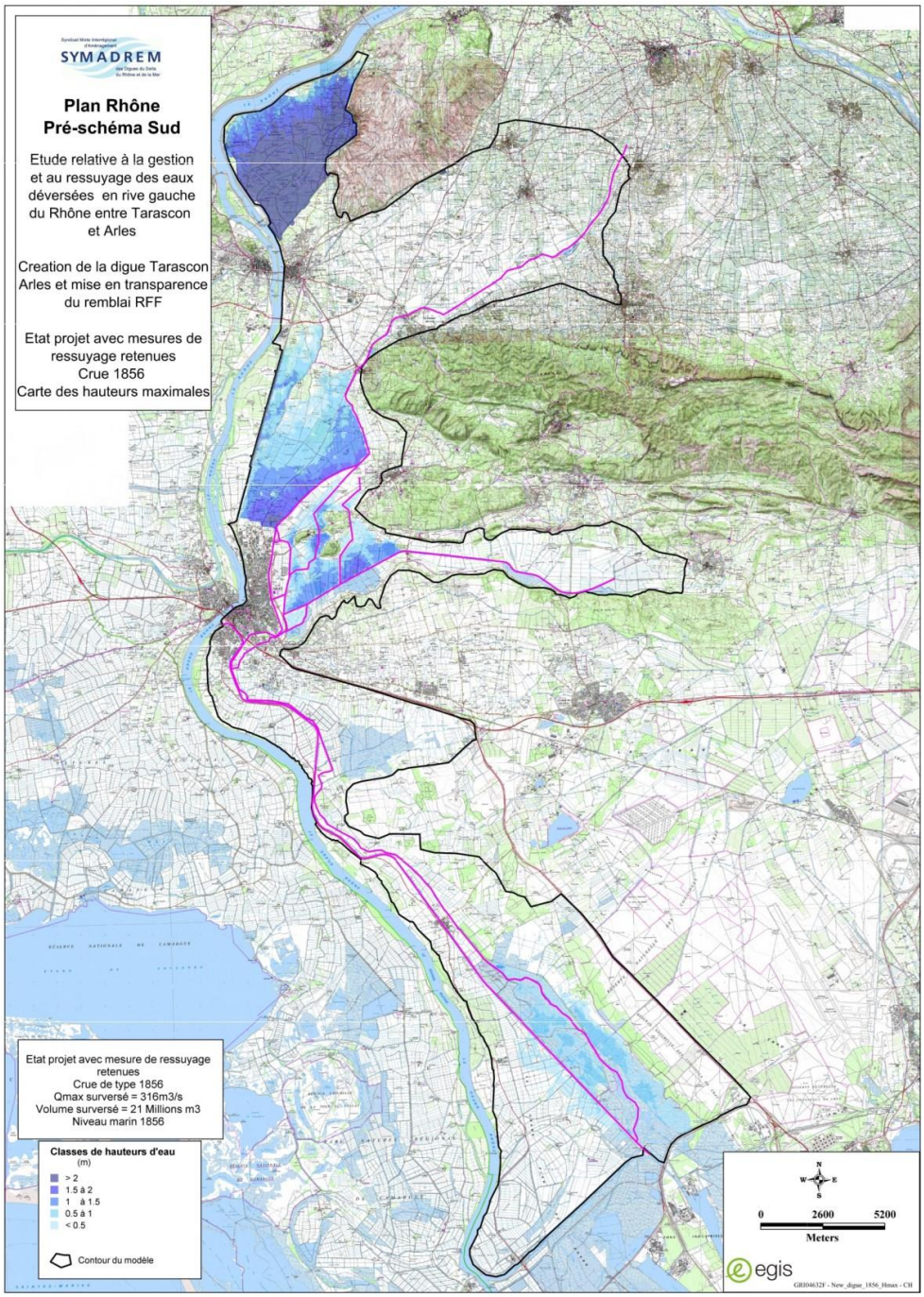


Figure 9. Hauteur d'eau résultant de la surverse contrôlé sur la digue résistante à la surverse entre Tarascon et Arles – Etat final

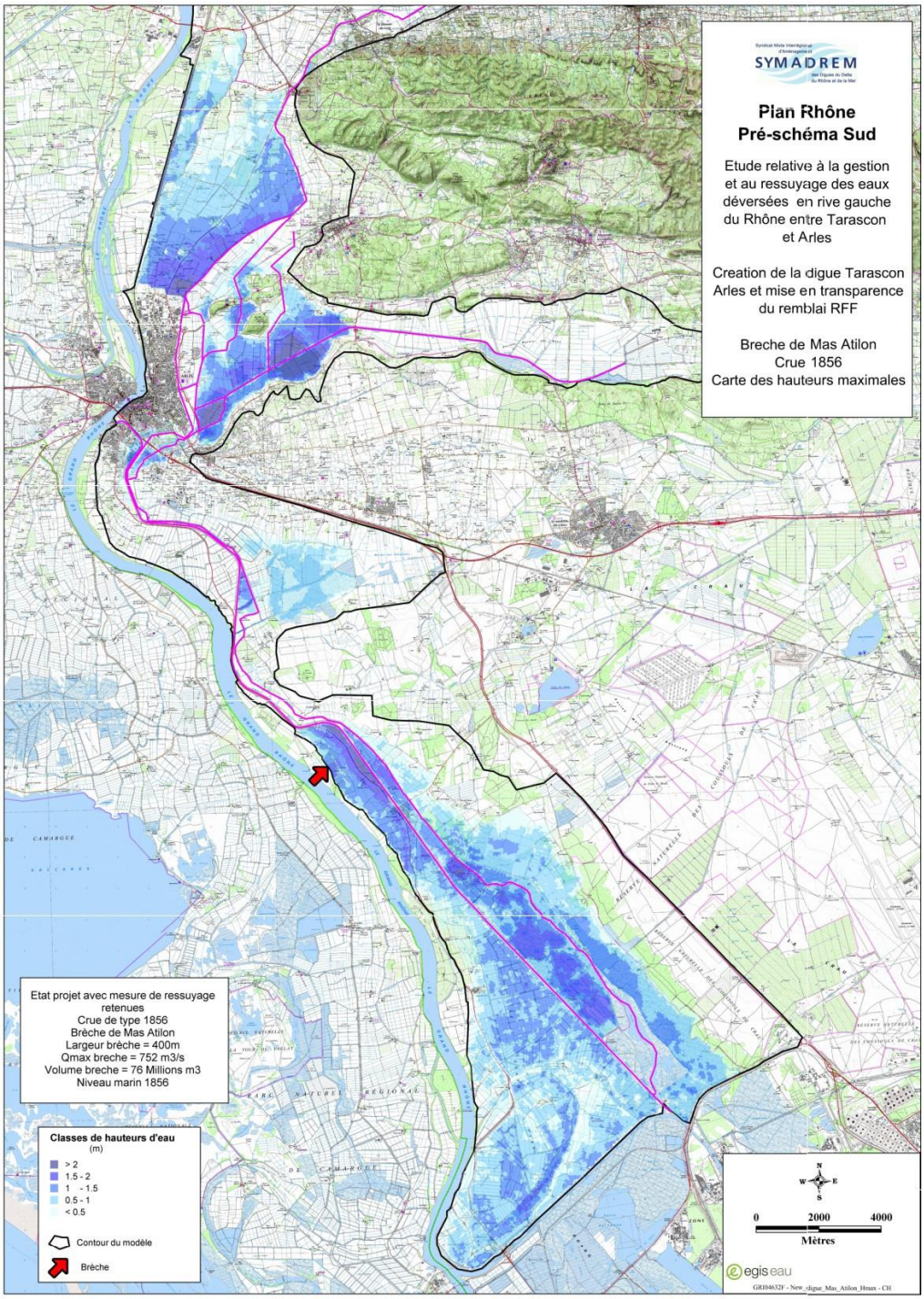


Figure 10. Hauteur d'eau résultant de la surverse contrôlé sur la digue résistante à la surverse entre Tarascon et Arles et d'une brèche en aval de Grand Mollégès – Etat intermédiaire

Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement SYMADREM des Digues du Delta du Rhône et de la Mer

SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT

RIVE GAUCHE DU RHONE

ET DES TRAVAUX DE CREATION D'UNE DIGUE ENTRE TARASCON ET ARLES ET MESURES ASSOCIEES

RUBRIQUE N°6 : CARACTERISATION DES ALEAS NATUREL



Digue de Fourques en décembre 2003 ©P. Royet - IRSTEA

SOMMAIRE

1 Crues du Rhône 3
1.1 Bassin versant et type de crues 3
1.2 Hydrométrie et limnimétrie 5
1.3 La crue de mai 1856 20
1.4 La crue de Novembre 1840 27
1.5 Les autres grandes crues du XIX^{ème} siècle 33
1.6 Les grandes crues du XX^{ème} siècle jusqu'en 1992 39
1.7 Les crues de 1993 à 2002 43
1.8 La crue des 3 et 4 décembre 2003 56
1.9 Crues de novembre 2014 62
1.10 Synthèse crues récentes 63
1.11 Comparaison des crues de 2003, 1840 et 1856 68
1.12 Hydrologie 70
1.13 Modélisation hydraulique des crues 99
1.14 Comparaison entre niveaux modélisés et niveaux observés 116
2 Géomorphologie et Morphodynamique 122
2.1 Géomorphologie du Delta - Beaucaire à la diffluence 122
2.2 Géomorphologie du Delta - Diffluence aux embouchures 124
2.3 Chronologie des aménagements hydrauliques 129
2.4 Synthèse des paléo-chenaux 131
2.5 Morpho-dynamique du Rhône entre Beaucaire et Arles 133
2.6 Morpho-dynamique du Petit Rhône 137
2.7 Morpho-dynamique du Grand Rhône 159
2.8 Inspection nautique des berges 199
2.9 Synthèse et conclusion sur le risque d'affouillement externe 217
3 Le Vent 287
3.1 Données de vents 287
3.2 Vents observés lors des crues sup. à la décennale depuis 1993 290
3.3 Run-up 301
3.4 Conclusion et identification des secteurs exposés au effet du vent 309
4 Séismes 313

1 CRUES DU RHONE

1.1 BASSIN VERSANT ET TYPE DE CRUES

Le Rhône a un bassin versant de 95 500 km².



Figure 1. Bassin versant du Rhône et zone protégée par les ouvrages du SYMADREM

Compte tenu de son étendue, il présente un régime hydrologique singulier et est soumis aux deux influences des climats océaniques et méditerranéens. Les travaux de Maurice Pardé ainsi que l'analyse hydrométéorologique réalisée pour l'étude globale du Rhône (EGR) mettent en évidence quatre types de crues :

- Les crues océaniques : Elles sont dues aux précipitations abondantes sur la partie du bassin versant située au nord de Montélimar. Elles concernent le Rhône alpestre, le Rhône supérieur et la Saône. Les perturbations en provenance de l'Atlantique sont essentiellement actives d'octobre à mars.
- Les crues cévenoles : Elles résultent d'épisodes pluvieux accompagnés d'orages violents qui se produisent sur le pourtour du massif central (Ardèche, Eyrieux, Cèze, Gardon). Ce sont des crues violentes et rapides et concernent une période s'échelonnant de septembre à octobre.
- Les crues méditerranéennes : Elles sont plus tardives que les crues cévenoles, caractérisées par des orages violents localisés sur les Alpes du sud et le couloir rhodanien (Ouvèze, Aygues, Durance).
- Les crues généralisées : Elles sont issues de la combinaison de plusieurs épisodes pluvieux de type océanique et méditerranéen. Elles affectent l'ensemble du bassin versant.

La figure ci-dessous illustre l'origine des différentes crues.

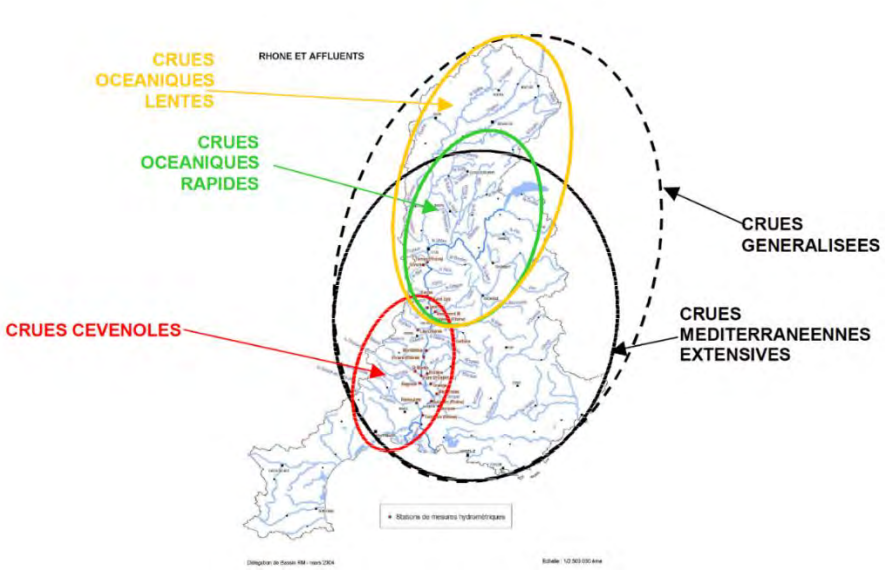


Figure 2. Typologie des crues du Rhône (source DUBAND [02003 10])

La comparaison des limnigrammes et du type de crues permet de voir que les crues ont des déroulements bien différents en fonction de leur l'origine météorologique. Ainsi les crues cévenoles et méditerranéennes sont très brèves, même si l'hydrogramme de la crue de décembre 2003 est épais au regard des autres crues méditerranéennes.

Les crues généralisées ont de leur côté des hydrogrammes plus épais. On notera que depuis 1840, aucune crue océanique n'a généré dans le Delta de crues supérieures à la crue décennale.

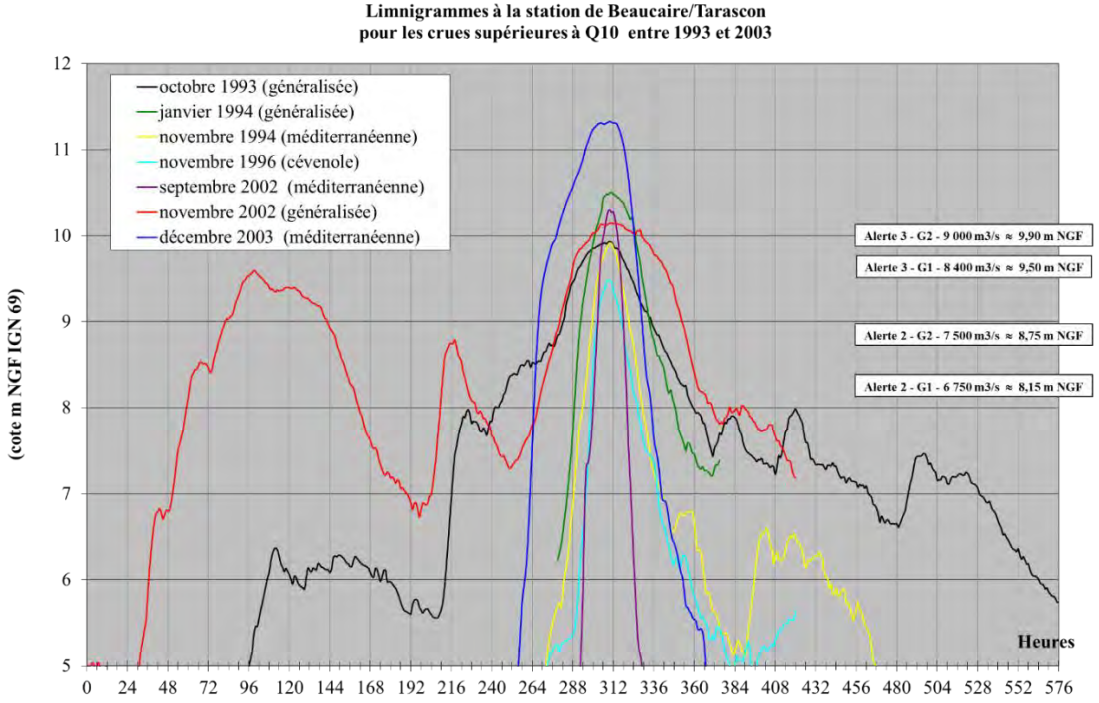


Figure 3. Limnigrammes à la station de Beaucaire/Tarascon (source CNR [K203])

1.2 HYDROMETRIE ET LIMNIMETRIE

1.2.1 Historique des mesures de débits

Historiquement les débits des crues étaient estimés à partir des niveaux enregistrés à l'échelle du Pont de Beaucaire (PK 267,7) en rive droite du Vieux Rhône. Depuis les aménagements de la CNR, les débits sont mesurés à la station de Beaucaire/Tarascon située en rive gauche du Rhône au PK 269,6 juste en aval de la confluence du Vieux Rhône transitant par le barrage de Vallabrègues et le Rhône dérive transitant par l'usine hydro-électrique de Beaucaire.

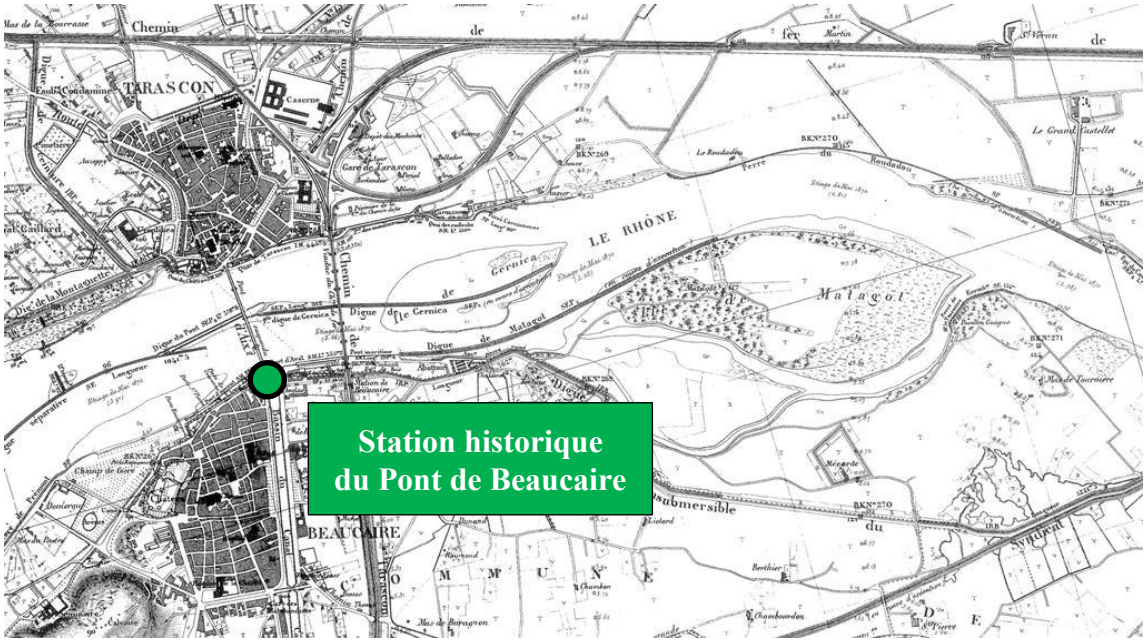


Figure 4. Traversée de Beaucaire/Tarascon en 1876 (carte des Ponts et Chaussées [H0003])

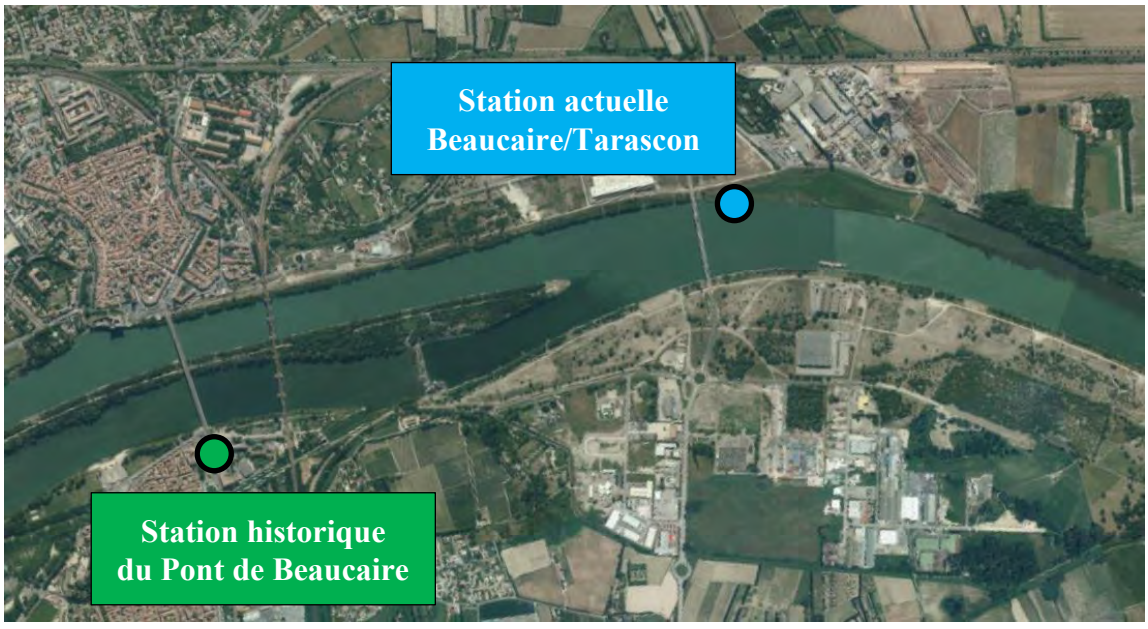


Figure 5. Traversée de Beaucaire/Tarascon en 2013 (source géoportail)

Le profil du lit du fleuve entre Beaucaire et Arles et plus particulièrement au droit du PK 269,6 a considérablement été modifié depuis 1840.

Parmi les grands changements de configuration, on notera :

- Le rehaussement des digues entre Beaucaire et Fourques après la crue de 1840 et la création du remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles en lieu et place de l'ancienne chaussée du Trébon,
- Les aménagements liés à la navigation dans la 1ère moitié du XX^{ème} siècle,
- La réalisation des Sites Industrialo-Portuaires de Beaucaire, Tarascon et Arles, au début des années 1970, qui ont consisté à remblayer une partie du lit mineur et du lit moyen.

A contrario, le lit du fleuve dans la traversée de Beaucaire/Tarascon a subi peu de modifications géomorphologiques tant en section d'écoulement qu'en bathymétrie. Lors de la construction du canal du Rhône à Sète, une échelle fut posée. Les premières observations datent de 1816. Si aujourd'hui, elle n'est plus la station de référence, les niveaux continuent d'être enregistrés par le SPC Grand Delta. Par ailleurs, comme le note l'historien Georges PICHARD [H0004] « la stabilité et la longévité de cette échelle est évidemment exceptionnelle pour le bas Rhône » et permet de classer de façon pertinente les crues historiques en fonction du niveau atteint au droit de cette station.

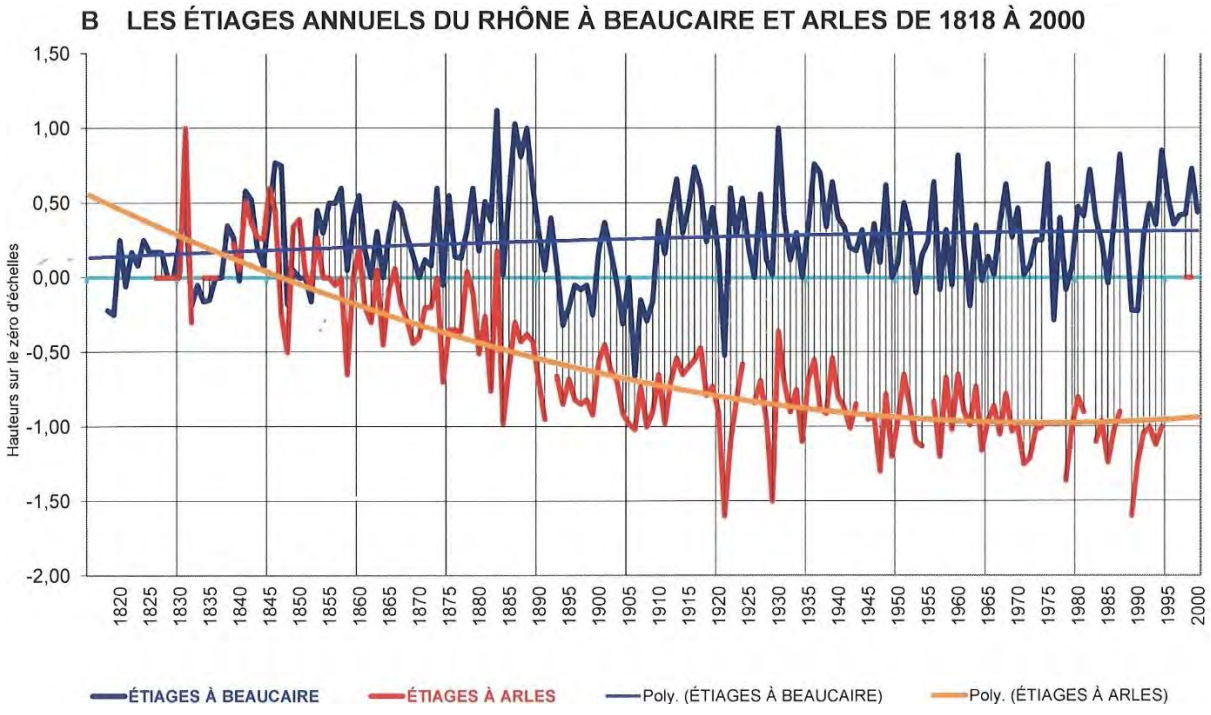


Figure 6. Comparaison des étiages à Beaucaire et Arles entre 1818 et 2000 (Pichard [H0004]

1.2.2 Courbes de tarage historique

Comme indiqué plus haut, les débits étaient mesurés à la station de pont de Beaucaire au droit de l'ancienne écluse du canal du Rhône à Sète. Pichard G. [H0004] dresse un historique des courbes de tarage qui se sont succédées (Cf. équations paraboliques ci-dessous) :

- Surrel (1847) : $Q = 3200$ pour $H = 3$ et $Q = 10000$ pour $H = 7$
- Rondel 1 (vers 1860) : $Q = 500 + 650\ h + 100\ h^2$ ($h < 5$ m)
- Rondel 1 (vers 1860) : $Q = 2105 + 8\ h + 164\ h^2$ ($h > 5$ m)
- Rondel 2 (vers 1860) : $Q = 500 + 625\ h + 112{,}5\ h^2$ ($h < 4$ m)
- Rondel 2 (vers 1860) : $Q = 400 + 675\ h + 106{,}25\ h^2$ ($h > 4$ m)
- Ponts et Chaussées (sans date XIX^{ème}) : $Q = 400 + 760\ h + 105\ h^2$
- Ponts et Chaussées (1875) : $Q = 650 + 600\ h + 100\ h^2$
- Pardé (1919-1925) : $Q = 2580$ pour $H = 3$ et $Q = 8760$ pour $H = 7$
- Service Navigation (1920-1951) : $Q = 2678$ pour $H = 3$ et $Q = 8600$ pour $H = 7$

Le zéro de cette échelle correspond à une cote de 3,45 m NGF ortho, soit 3,48 m NGF.

Le SYMADREM a fait lever en 2010 [K008] le 8 de l'échelle actuelle au pont du Beaucaire. Il était égal à 11,38 m NGF, soit un zéro de l'échelle à 3,38 m NGF.

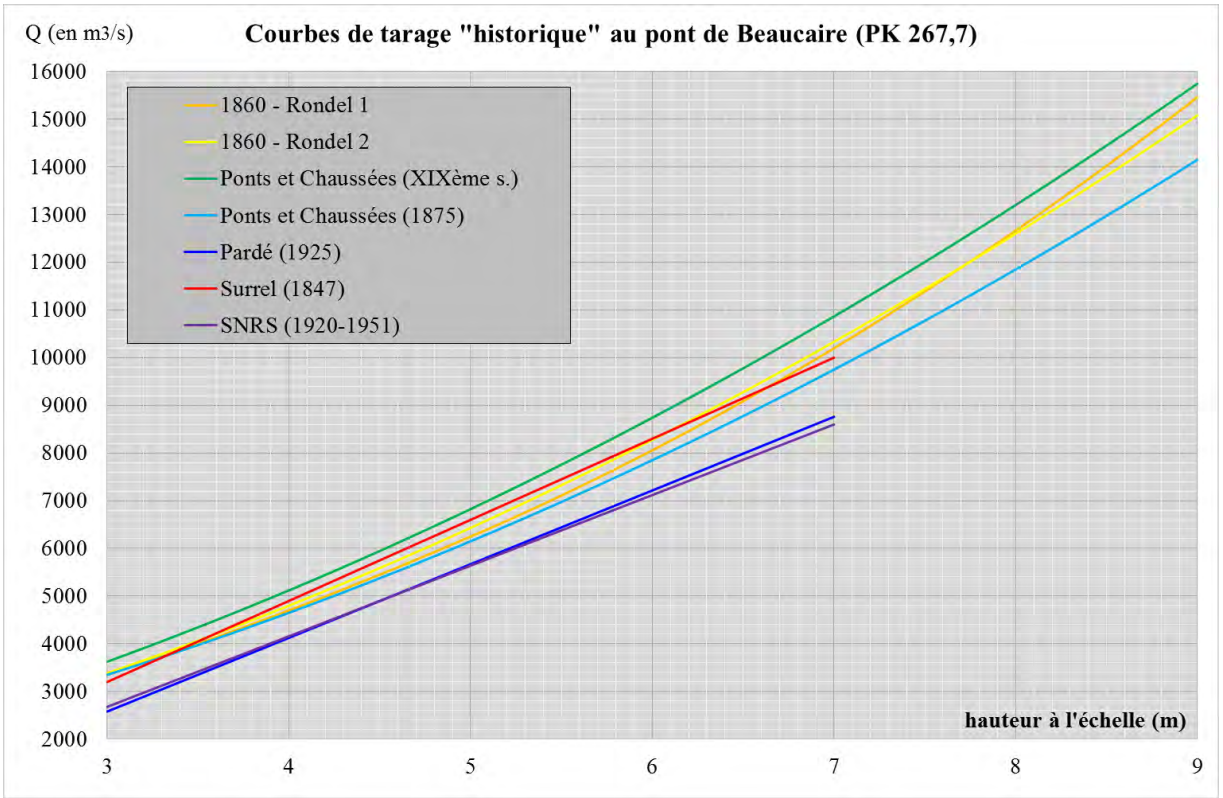


Figure 7. Courbes de tarage historique au pont de Beaucaire d'après Pichard [H0004]

1.2.3 Nivellement (source IGN)

Plusieurs réseaux de Nivellement Général de la France ont existé de 1840 à aujourd'hui.

Dans la première moitié du XIX^{ème} siècle, il n'existait pas de réseau nivellement national et les réseaux locaux avaient des origines diverses. Dans la grande région de Marseille, cette origine était le plus souvent la graduation zéro de l'échelle de marée implantée dans le Vieux-Port de Marseille, à proximité du fort Saint-Jean. Cette graduation était considérée comme étant le niveau des basses mers.

Ensuite, trois réseaux de Nivellement Général de la France (NGF) se sont succédé sur le sol de la métropole :

- le réseau établi par Paul Adrien Bourdaloue de 1857 à 1864 (NGF/Bourdaloue)
- le réseau établi par Charles Lallemand (NGF/Lallemand)
- le réseau établi par l'Institut Géographique National (NGF/IGN69)

L'origine du réseau Bourdaloue, appelée "zéro Bourdaloue" fut fixé par décision ministérielle du 13 janvier 1860 comme étant le trait 0,40 m de l'échelle de marée du Fort St-Jean à Marseille. Les documents anciens semblent montrer que le calcul des altitudes de ce réseau ne faisait pas intervenir de mesures de gravimétrie.

En 1884, Charles Lallemand fut chargé d'établir un réseau de nivellement sur l'ensemble du territoire. Ce réseau est appelé NGF-Lallemand. L'origine de ce réseau a été déterminé à l'issue d'observations marégraphiques obtenues au marégraphe de Marseille du 1er février 1885 au 1er janvier 1897 (niveau moyen de la mer), qui se trouve à 71 mm au-dessous du "zéro Bourdaloue". Les altitudes de ce réseau sont de type orthométrique, prenant en compte des valeurs de pesanteur théorique.

Le réseau NGF/Lallemand s'étant dégradé, l'IGN décidait la remise en état du 1er ordre de 1962 à 1969, en conservant l'origine du réseau NGF-Lallemand, les altitudes étant de type normal, prenant en compte un modèle utilisant des mesures de pesanteur réelle. Ce réseau est appelé NGF/IGN69 (pour la France continentale) et NGF/IGN78 (pour la Corse, l'origine étant alors le niveau moyen de la mer à Ajaccio).

Des grilles de correction, disponibles à l'adresse ci-dessous permettent de convertir des altitudes orthométriques NGF/Lallemand en altitude normales NGF/IGN69

http://professionnels.ign.fr/ficheProduitCMS.do?idDoc=5276264

Sur certains plans anciens figure « mer moyenne », plusieurs référentiels existaient, ainsi le niveau moyen de la mer à Port de Bouc était considéré à 3 cm au-dessous de celui de Marseille.

De la même façon, en 1882, la mer moyenne à Sète était par exemple considérée comme étant à 18,4 cm au-dessus de la mer moyenne à Marseille (note du Comité du Nivellement Général de la France sur les marégraphes français – séance du 14 novembre 1882 du Comité du nivellement).

Les données de la CNR sont indiquées en m NGF ortho.

Dans la suite du document, la mention NGF sans autre précision indiquera une cote en m NGF IGN69.

1.2.4 Mesure actuelle des débits et niveaux

Pour la mesure des débits, 2 stations sont référencées sur le site actuel de Beaucaire/Tarascon :

- la V7200010 dont la gestion est assurée par la CNR et avec des données depuis 1920 (mais uniquement en débit) ;
- la V7200015, dont la gestion est assurée par le Service de Prévision des Crues du Grand Delta (SPCGD), avec des données en niveau et débit bancarisées depuis la création du service.

L'espace de mesure entre les 2 capteurs/stations est de 10m mais rattachée à la même échelle (celle de la CNR en rouge).

La campagne de nivellement menée en 2013 par le SPCGD donne un zéro de l'échelle à « -0.017 m NGF IGN 69 », ce qui correspond approximativement au zéro ortho.

Compte tenu de l'erreur potentielle de mesure du capteur et de la précision centimétrique du relevé de nivellement, cet écart entre le zéro de l'échelle et 0 m NGF IGN69 est jugé par le SPCGD comme acceptable.

On notera que les données limnimétriques servant de base au calcul des débits sont données avec une précision en Z de 10 cm, ce qui permet également de relativiser cet écart.

Il existe également 9 stations limnimétriques dans le Delta exploitées par la CNR. Les niveaux d'eau sont relevés en cote NGF orthométrique (zéro Lallemand). Des corrections pour obtenir les niveaux en NGF IGN 69 sont nécessaires. Elles figurent ci-dessous

Tableau 1. Principales stations limnimétriques dans le Grand Delta du Rhône

Station	Bras du Rhône	PK Rhône	IGN69 - ortho
Aval Barrage de Vallabrègues	Vieux Rhône	262.9	+ 3 cm
Usine de Beaucaire	Rhône dérivé	264.9	+ 3 cm
Pont de Beaucaire	Vieux Rhône	267.7	+ 3 cm
Beaucaire/Tarascon	Rhône	269.6	+ 3 cm
Prise d'eau canal BRL	Rhône	277.3	+2 cm
Arles	Grand Rhône	282.6	+2 cm
Fourques	Petit Rhône	281.0	+2 cm
Saint Gilles	Petit Rhône	297.3	+2 cm
Petite Abbaye	Petit Rhône	323.9	+2 cm
Grand Boisviel	Grand Rhône	306.5	+ 3 cm

1.2.5 La crue de décembre 2003 et la conférence de consensus

Le déroulement des événements est bien connu. Une monographie reprenant le déroulement des événements a été réalisée par la DREAL Rhône Alpes [A2003 19] avec un volet météorologique réalisé par Météo France.

La pointe de crue est intervenue à la station de Beaucaire/Tarascon le 3 décembre 2003 à 21 heures. Le débit de pointe à Tarascon/Beaucaire, annoncé sur le site InfoRhône de la CNR et par le service d'annonce des crues [O2003 01] était supérieur à 13 000 m^3/s.

Le graphique figurant ci-après, établi en temps réel par le directeur du SYMADREM, à partir des débits annoncés sur le site InfoRhône de la CNR permet de reproduire la dynamique de la crue.

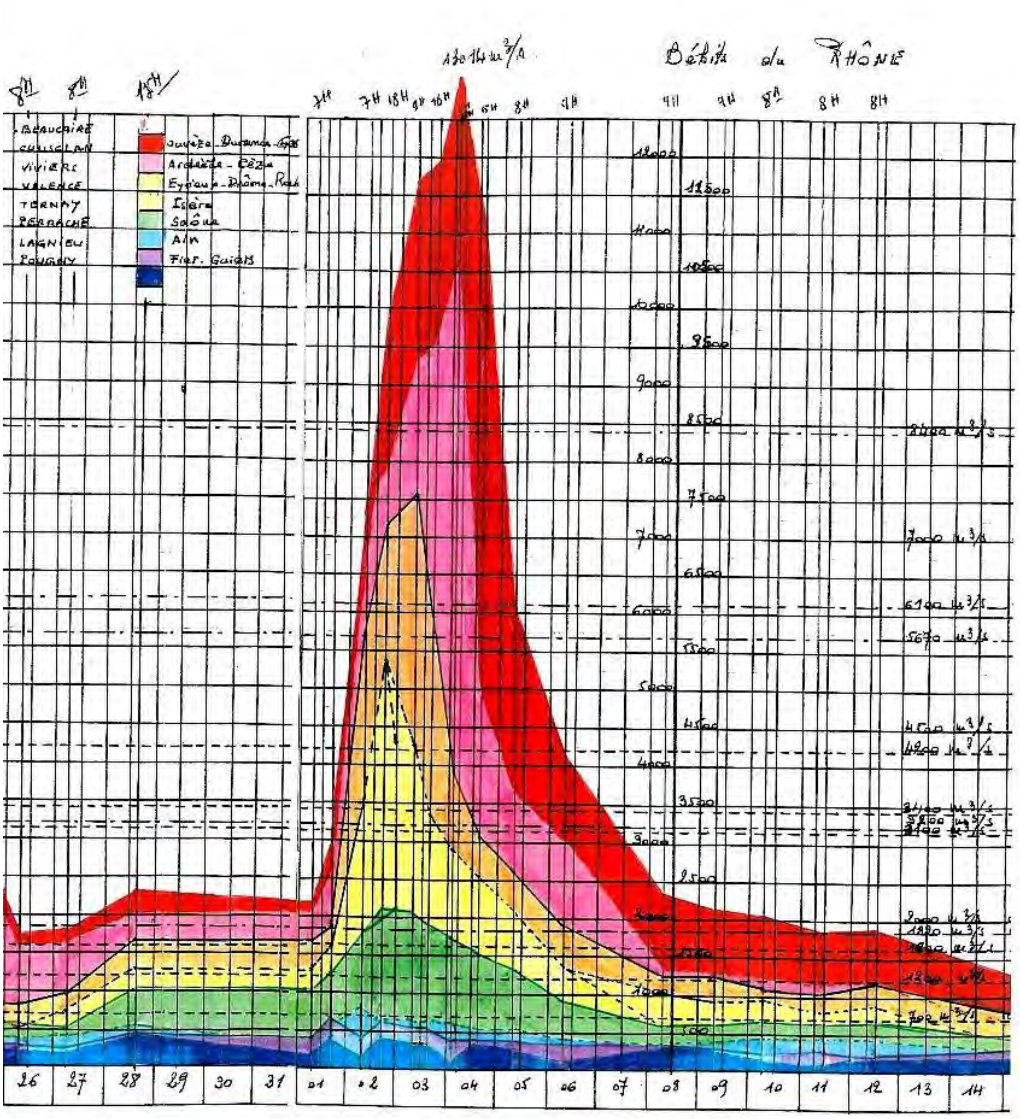


Figure 8. Données recueillies par le SYMADREM à partir du site InfoRhône [O2003 02]

Suite à la crue de décembre 2003, une conférence de consensus composée d'experts internationaux a été organisée pour analyser cette crue.
7 experts composant le comité scientifique de cette conférence ont été sélectionnés en fonction de critères d'excellence en publication académique en recherchant des compétences en hydraulique, hydrologie et hydrométrie (deux américains, un suisse, un néerlandais, un italien, un norvégien et un français).

A l'issue de cette conférence, qui a fait l'objet de multiples contributions [O2003 10], le débit de la crue de 2003 a été estimé à 11 500 m^3/s +/- 5% soit une incertitude de l'ordre de 600 m^3/s [O2003 09].

Le comité d'experts a aussi déduit que les valeurs de fréquence pour les débits maximaux annuels à Beaucaire, utilisées dans l'Etude Globale pour une Stratégie de Réduction des Risques dus aux crues du Rhône (EGR [J001]) étaient cohérentes avec les séries historiques et confirmaient la valeur de 11300 m^3/s pour la crue centennale. Le comité d'experts a également émis une liste de recommandations figurant ci-après :

1) Une analyse fréquentielle plus détaillée devrait être effectuée pour les crues historiques, prenant en considération leur caractère météorologique et le fait que plusieurs événements importants ont eu lieu à une date récente. Des estimations de l'écart-type des valeurs des quantiles doivent aussi être effectuées.
2) Le Comité recommande l'élaboration, pour le bassin versant du Rhône, d'un modèle hydrologique général, distribué ou semi-distribué, destiné au diagnostic et à l'analyse des crues, à l'estimation de l'humidité du sol, et à la gestion des ouvrages. Ce modèle pourrait également fournir la base pour des prévisions en temps réel des débits en divers points critiques du bassin versant.
3) Les différences entre les mesures de la hauteur d'eau à Beaucaire réalisées par la CNR pendant la crue, au moyen du limnimètre et par lecture directe de l'échelle limnimétrique, doivent être élucidées, afin d'aboutir à l'établissement d'une série chronologique unique.
4) Une nouvelle courbe de tarage devrait être établie pour Beaucaire, comprenant les mesures de la crue de décembre 2003, afin de prendre en compte les changements dans la capacité d'écoulement du lit (la courbe de tarage établie par le Comité afin d'estimer la valeur de pointe de la crue de décembre 2003 n'est valable que pour cet événement et ne doit pas être utilisée comme un outil de portée générale pour les calculs futurs).
5) Les évolutions géomorphologiques, passées et en cours, du Rhône aval, qu'elles soient naturelles ou artificielles, impliquent la nécessité d'une mise à jour régulière des courbes de tarage et du paramétrage du modèle pour l'ensemble du bassin.
6) L'événement de 2003 démontre combien les mesures de débit pendant la pointe de la crue sont d'une importance extrême. Mais, pour des raisons de sécurité, il est à la fois difficile et déconseillé d'effectuer de telles mesures la nuit. L'emploi de techniques de mesures ADCP télécommandées serait d'un grand intérêt pour les travaux futurs sur le Rhône. Des développements (métrologiques) dans cette direction devraient être encouragés.
7) Considérant l'importance socio-économique du Rhône et de ses crues, une étude interdisciplinaire approfondie du système fluvial serait d'un grand bénéfice pour l'aménagement et la gestion futurs, en mettant particulièrement l'accent sur l'évaluation de l'incertitude pour la gestion du risque.
8) La CNR a une obligation opérationnelle d'effectuer des mesures de suivi du Rhône dans une optique de gestion. Néanmoins, il semble nécessaire que soit constituée une capacité indépendante et externe de mesure sur des sections-clés du Rhône, afin de fournir des données neutres complémentaires qui pourraient être utilisées pour l'analyse des crues, ainsi que pour les aménagements futurs.
9) L'analyse *ex-post* d'événements comme la crue de décembre 2003, ainsi que la programmation d'aménagements futurs, pourraient être facilitées par la disponibilité d'un modèle hydraulique unique en régime transitoire couvrant l'ensemble du Rhône, de la frontière suisse à la mer. Les techniques de modélisation, les bases de données sont disponibles, et un tel modèle permettrait d'éviter une interprétation malaisée de conditions (aux limites) simulées là où différents modèles se raccordent.

Bien que la conférence de consensus n'ait pas remis en cause les débits des crues de 1993 à 2002, la contribution de D. DUBAND et P. BOIS [O2003 10] a mis en exergue 3 horsains dans les 37 jaugeages réalisés par la CNR de 1992 à 2003. Hors ce sont ces 3 jaugeages de surface qui constituent très probablement selon eux la cause de la surestimation à 13 000 m^3/s du débit de pointe de la crue de décembre 2003 en conditionnant la courbe de tarage établie par CNR depuis 1994. L'estimation faite par ces deux experts était de 11 000 m^3/s. Si cette estimation n'a pas été retenue par la conférence de consensus, elle l'a nettement influencée.

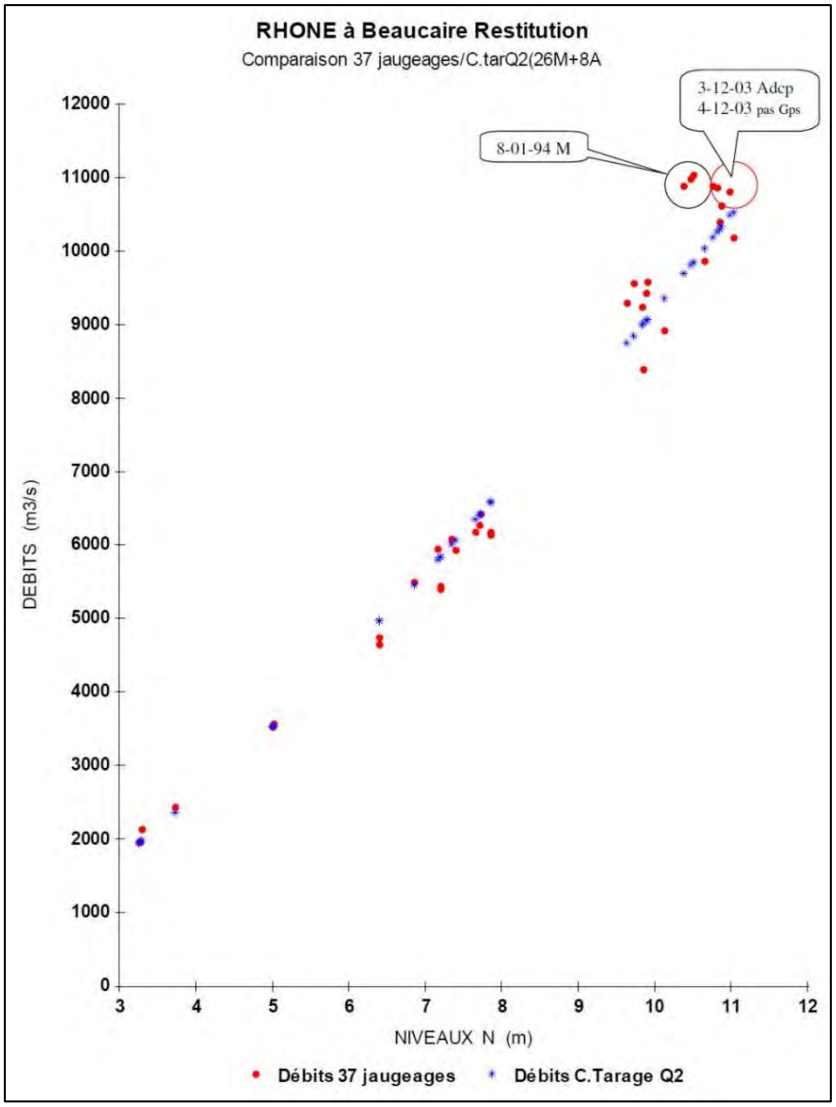


Figure 9. Analyse des jaugeages de la CNR par DUBAND et BOIS [O2003 10]

L'hydrogramme reconstitué de la crue après la conférence de consensus figure ci-après :

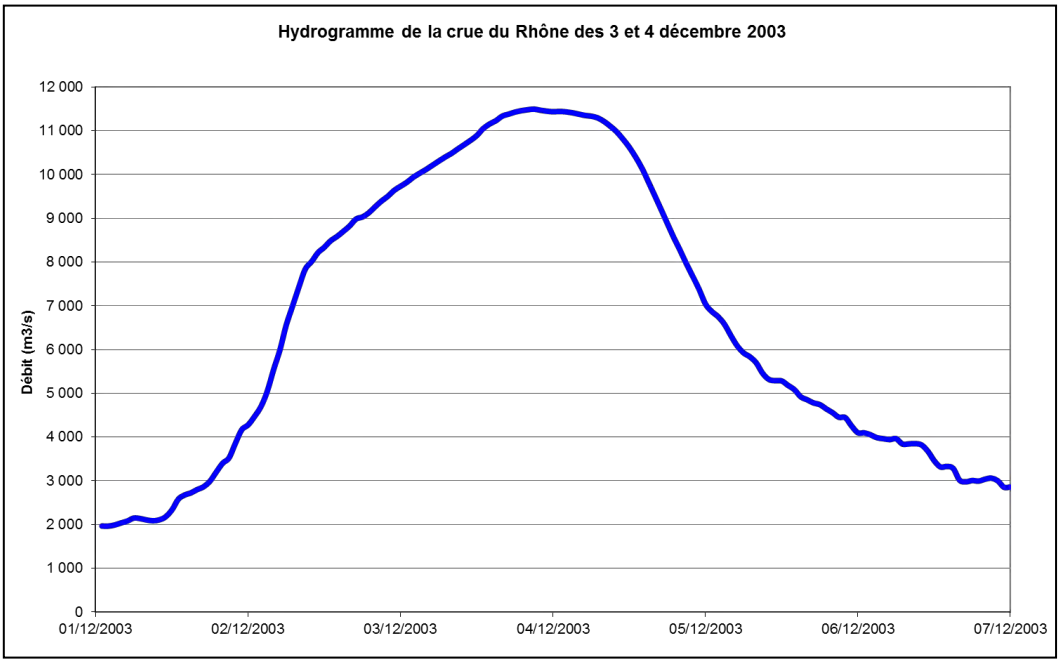


Figure 10. Hydrogramme de la crue de déc 2003 à la station de Beaucaire/Tarascon (SPC [O2003 06])

1.2.6 Courbe de tarage actuelle

Suite à la conférence de consensus, la courbe de tarage à la station de Beaucaire/Tarascon a été réactualisée [O2003 05].

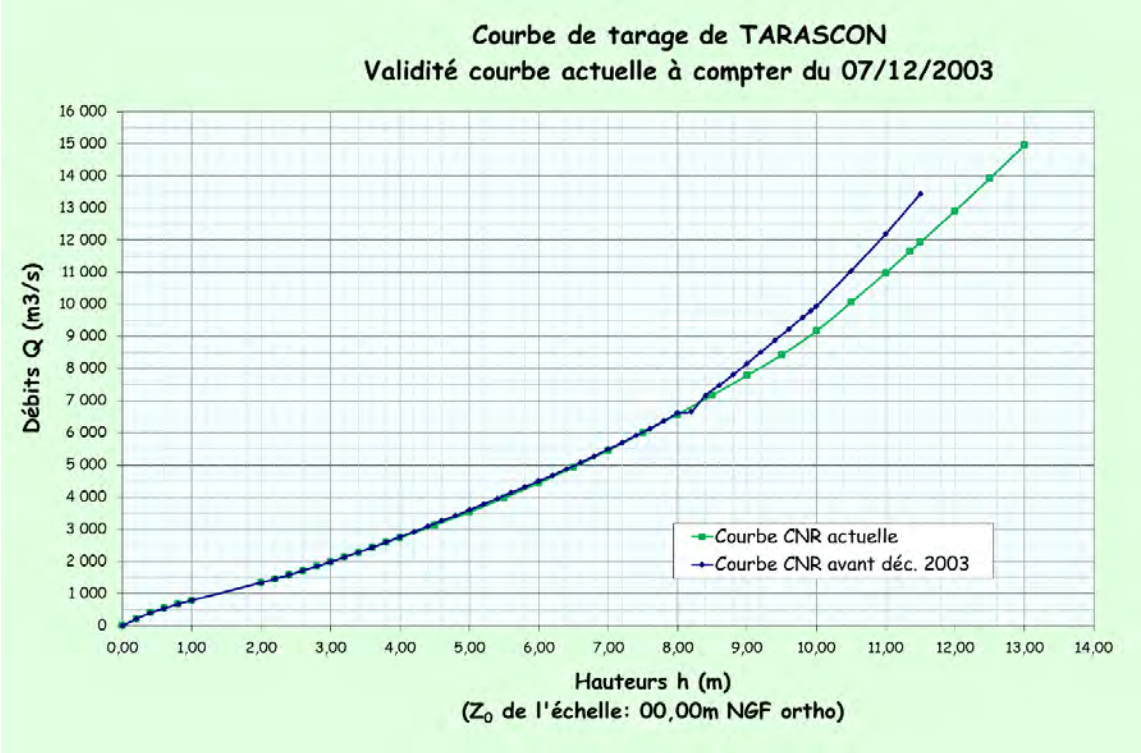


Figure 11. Courbe de tarage actuelle et en vigueur avant décembre 2003 (source SPC Grand Delta [O2003 05])

L'incertitude de 10 cm dans la mesure des limnigraphes correspond à un écart compris entre 100 (débit fréquent) et 200 m^3/s (débit rare) dans l'estimation des débits.

Le SPC donne les formules suivantes pour l'estimation des débits

Pour Hortho < 9,8 m NGF

$$Q = 174.81\, H^{\frac{5}{3}} + 980.72$$

Pour Hortho > 9,8 m NGF

$$Q = 227.22\, H^{\frac{5}{3}} - 1375.26$$

On rappelle que Hign69 = Hortho + 0.03 m

La figure ci-après illustre la courbe de tarage en vigueur avec des estimations à ± 5 %.

L'incertitude de ± 5 % dans l'estimation des débits correspond à un écart d'environ ± 30 cm pour les débits rares. Il est de ± 25 cm pour les débits plus fréquents.

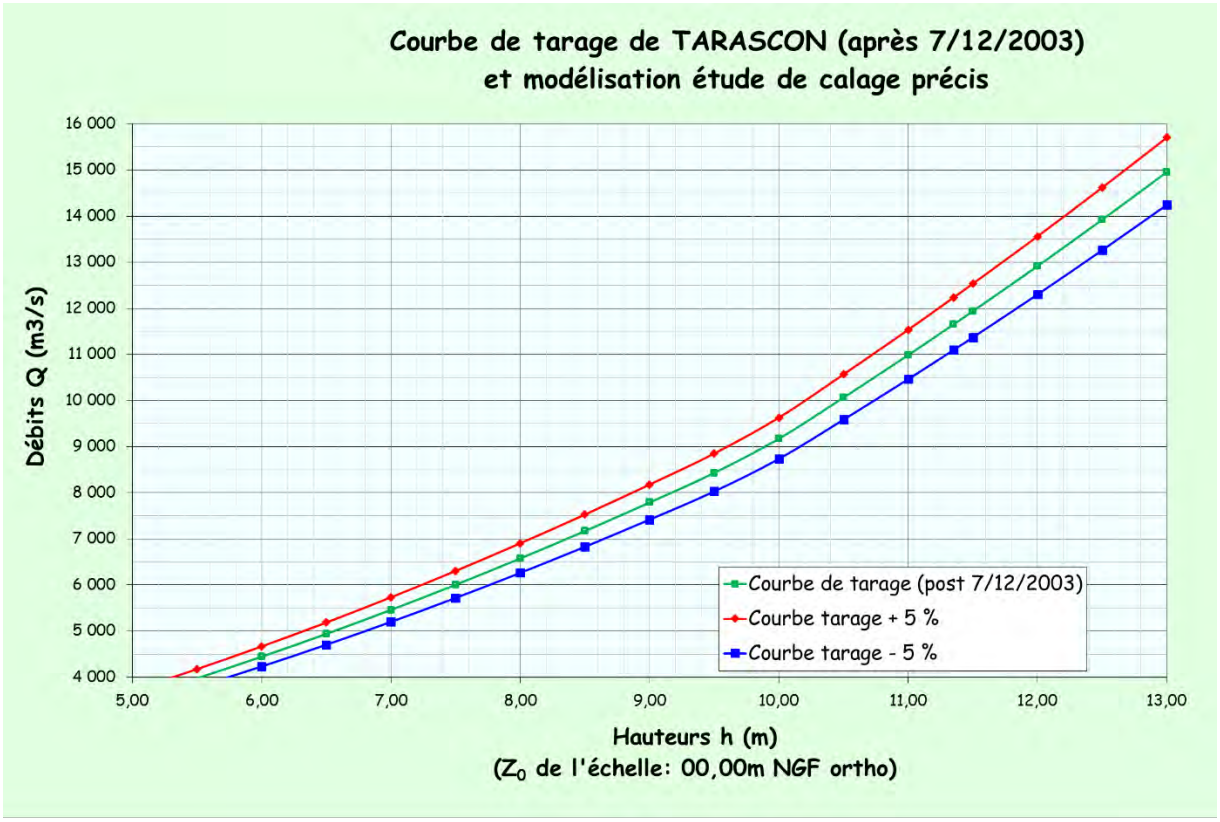
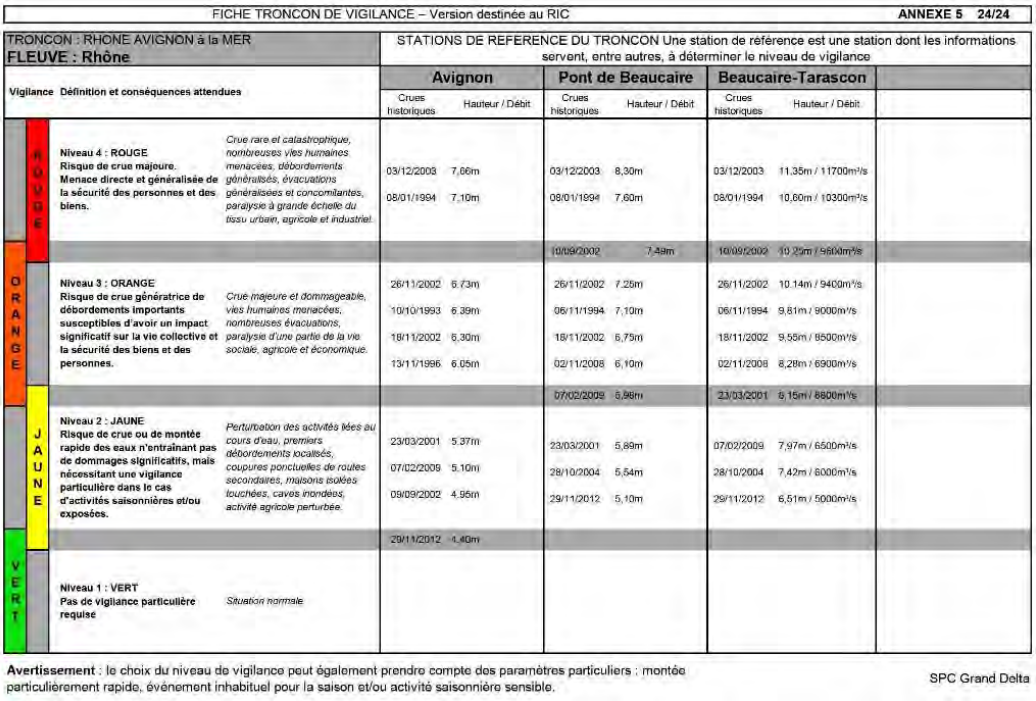


Figure 12. Courbe de tarage actuelle et enveloppe à ± 5 %

1.2.7 RIC Grand Delta

Dans le cadre de la procédure de révision du règlement de surveillance de prévision et de transmission de l'information sur les crues (appelé RIC), le Service Prévision des Crues du Grand Delta a procédé à une « réévaluation » des débits des principales crues depuis 1993 à partir de la nouvelle courbe de tarage [RIC K204].



FICHE TRONCON DE VIGILANCE – Version destinée au RIC — ANNEXE 5 24/24

TRONCON : RHONE AVIGNON à la MER
FLEUVE : Rhône

STATIONS DE REFERENCE DU TRONCON Une station de référence est une station dont les informations servent, entre autres, à déterminer le niveau de vigilance

Vigilance	Définition et conséquences attendues		Avignon Crues historiques	Avignon Hauteur / Débit	Pont de Beaucaire Crues historiques	Pont de Beaucaire Hauteur / Débit	Beaucaire-Tarascon Crues historiques	Beaucaire-Tarascon Hauteur / Débit
ROUGE	Niveau 4 : ROUGE Risque de crue majeure. Menace directe et généralisée de la sécurité des personnes et des biens.	*Crue rare et catastrophique, nombreuses vies humaines menacées, débordements généralisés, évacuations généralisées et concomitantes, paralysie à grande échelle du tissu urbain, agricole et industriel.*	03/12/2003 08/01/1994	7,66m 7,10m	03/12/2003 08/01/1994	8,30m 7,60m	03/12/2003 08/01/1994	11,35m / 11700m³/s 10,60m / 10300m³/s
					10/09/2002	7,49m	10/09/2002	10,29m / 9600m³/s
ORANGE	Niveau 3 : ORANGE Risque de crue génératrice de débordements importants susceptibles d'avoir un impact significatif sur la vie collective et la sécurité des biens et des personnes.	*Crue majeure et dommageable, vies humaines menacées, nombreuses évacuations, paralysie d'une partie de la vie sociale, agricole et économique.*	26/11/2002 10/10/1993 18/11/2002 13/11/1996	6,73m 6,39m 6,30m 6,05m	26/11/2002 06/11/1994 18/11/2002 02/11/2008	7,25m 7,10m 6,75m 6,10m	26/11/2002 06/11/1994 18/11/2002 02/11/2008	10,14m / 9400m³/s 9,81m / 9000m³/s 9,55m / 8500m³/s 8,28m / 6900m³/s
					07/02/2009	6,98m	23/03/2001	9,15m / 8800m³/s
JAUNE	Niveau 2 : JAUNE Risque de crue ou de montée rapide des eaux n'entraînant pas de dommages significatifs, mais nécessitant une vigilance particulière dans le cas d'activités saisonnières et/ou exposées.	*Perturbation des activités liées au cours d'eau, premiers débordements localisés, coupures ponctuelles de routes secondaires, maisons isolées touchées, caves inondées, activité agricole perturbée.*	23/03/2001 07/02/2009 09/09/2002	5,37m 5,10m 4,95m	23/03/2001 28/10/2004 29/11/2012	5,89m 5,54m 5,10m	07/02/2009 28/10/2004 29/11/2012	7,97m / 6500m³/s 7,42m / 6000m³/s 6,51m / 5000m³/s
			29/11/2012	4,40m				
VERT	Niveau 1 : VERT Pas de vigilance particulière requise	*Situation normale*						

Avertissement : le choix du niveau de vigilance peut également prendre compte des paramètres particuliers : montée particulièrement rapide, événement inhabituel pour la saison et/ou activité saisonnière sensible.

SPC Grand Delta

Figure 13. RIC SPC Grand Delta [K204]

Ces derniers sont repris dans le tableau ci-après.

Tableau 2. Hauteur d'eau atteinte à la station de Beaucaire/Tarascon et débits estimés en fonction de l'ancienne courbe de tarage et courbe de tarage actualisée suite à la conférence de consensus

Crue	Cote (m NGF IGN 69)	Estimation du débit de pointe suivant la courbe de tarage	
		ancienne	actuelle
4 décembre 2003 à 3h	11,33	13 000 m³/s	11 700 m³/s
26 novembre 2002	10,15	10 300 m³/s	9 400 m³/s
17 novembre 2002	9,60	9 200 m³/s	8 500 m³/s
10 septembre 2002 à 2h	10,30	10 600 m³/s	9 600 m³/s
13 Novembre 1996 à 22h	9,48	9 000 m³/s	8 400 m³/s
6 Novembre 1994 à 16h	9,92	9 800 m³/s	9 000 m³/s
8 janvier 1994 à 7h	10,50	11 000 m³/s	10 300 m³/s
10 octobre 1993 à 7h	9,93	9 800 m³/s	9 000 m³/s

1.2.8 Corrélation entre mesure de débits (PK 269,6) et hauteurs observées au pont de Beaucaire (PK 267,7)

La figure ci-dessous permet, en fonction de ces débits, de voir la corrélation entre les débits estimées à la station de Beaucaire/Tarascon (PK 269.6) et les hauteurs relevées au droit de la station historique du Pont de Beaucaire (PK 267,7). On constate que cette dernière est très bonne pour les débits compris entre 4000 et 11 500 m3/s. En deçà de 4000 m3/s, la présence du seuil de Beaucaire et la répartition des débits entre le Vieux Rhône et le Rhône dérivé commandée par la CNR ne permet pas d'avoir de bonne corrélation.

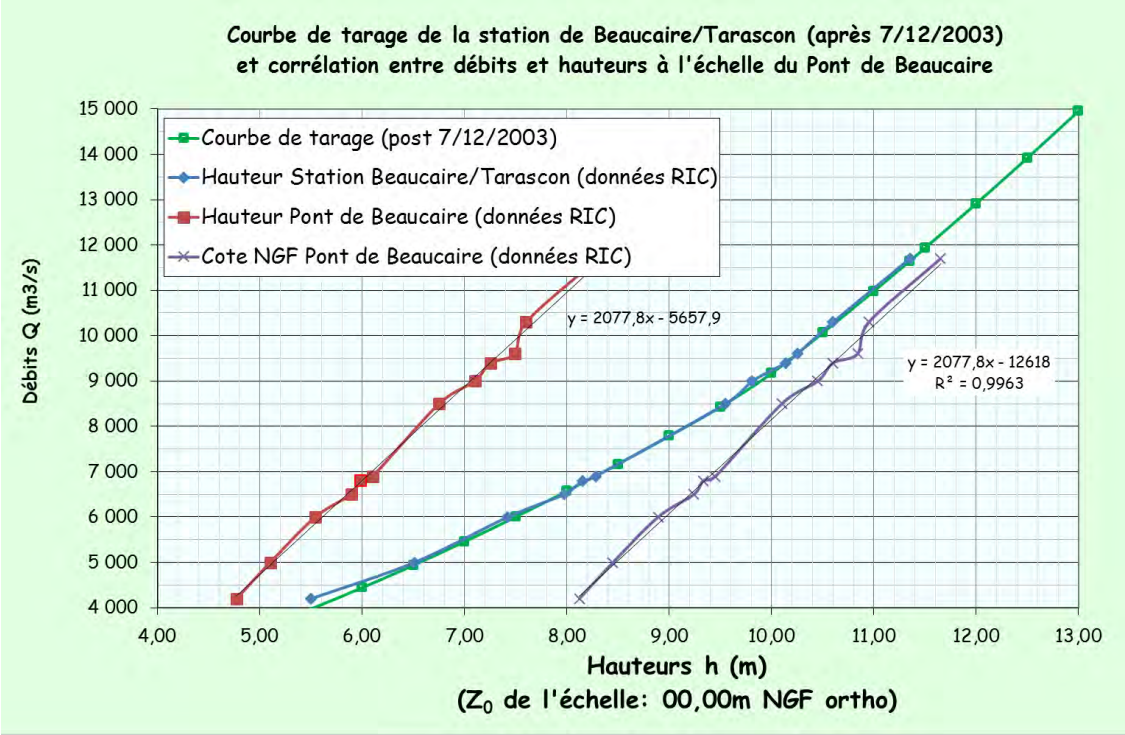


Figure 14. Débits Station de Beaucaire/Tarascon et Hauteurs station Pont de Beaucaire

1.2.9 Impact des brèches sur la détermination des débits

Les brèches abaissent les niveaux dans le lit du fleuve d'une manière différente qu'on soit en amont ou en aval des brèches (source G. Degoutte [W004]).

En aval d'une brèche qui vient de se produire, le lit endigué propage un hydrogramme de crue obtenu par différence entre l'hydrogramme amont et celui qui est dérivé vers le lit majeur au travers de la brèche. La ligne d'eau est abaissée en proportion de la réduction de débit.

Vers l'amont, l'effet hydraulique est d'une toute autre nature. Une brèche, tant qu'elle débite, induit un abaissement de la ligne d'eau par effet de remous. Cela peut constituer un avantage local, par exemple en arrêtant un débordement qui aurait commencé. Mais cela est rarement déterminant sur de longues distances, car peu à peu l'effet des pertes de charges tout au long du cours d'eau « dilue » le bénéfice de l'abaissement aval.

Cet impact a été très perceptible en 1840 et 1856. Les brèches occasionnées dans la digue de la Montagnette pour ces deux crues (Cf. figure ci-dessous) ont eu pour effet de dériver une partie du débit (environ 2000/3000 m^3/s) en rive gauche du Rhône et de réduire très sensiblement le débit transitant en traversée de Beaucaire/Tarascon, engendrant de fait une baisse du niveau.

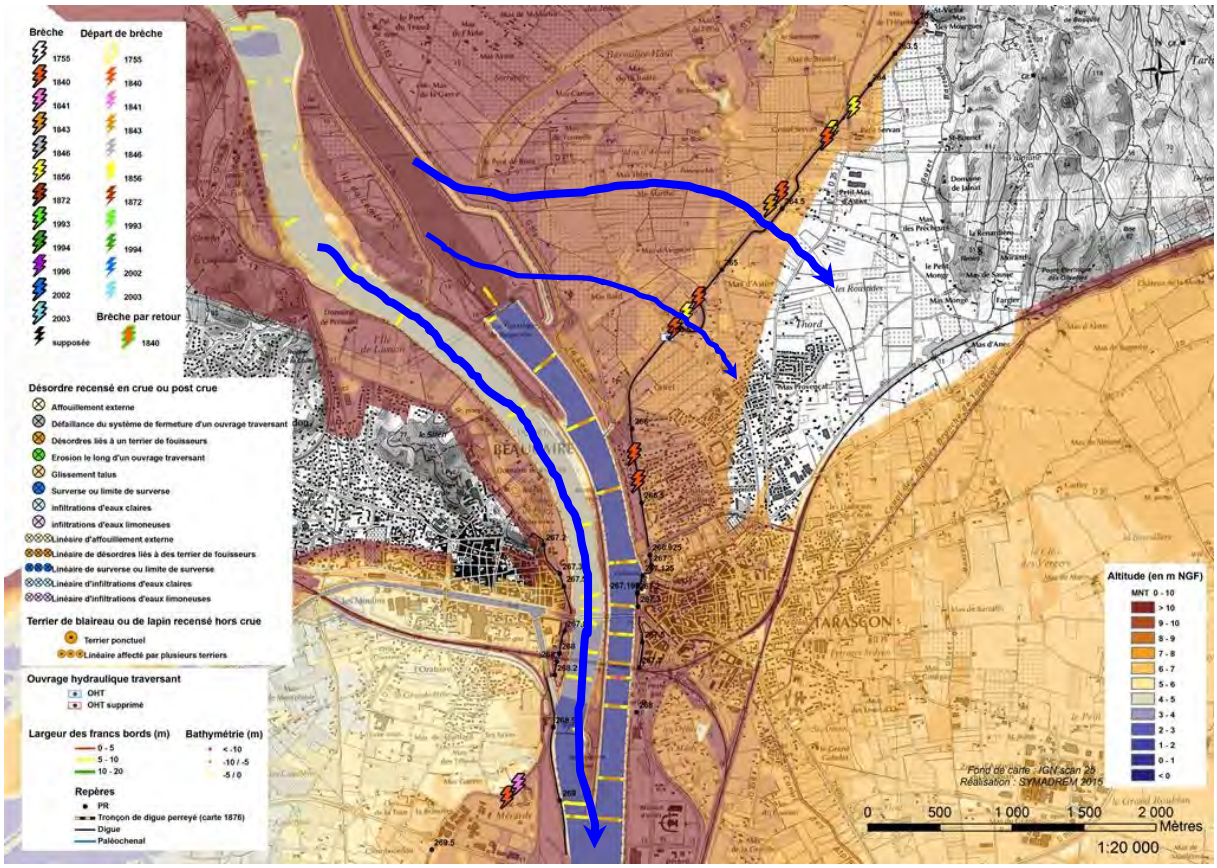


Figure 15. Brèches en amont et aval de la traversée de Beaucaire/Tarascon

En 1840, cette baisse a été d'autant plus importante que des grandes brèches en rive droite du Rhône juste en aval du pont de Beaucaire ont également été occasionnées.

Cette baisse a également était perceptible en 1841 avec des brèches en aval de Beaucaire et en 1843 avec des brèches en amont de Tarascon dans la digue de la Montagnette.

Pour ces crues anciennes, les ingénieurs de l'époque (Kleitz) ou Pardé ont estimé l'impact de ces dernières.

Depuis 1993, les brèches, moins conséquentes mais néanmoins importantes ont été occasionnées en aval de la station de mesure. On estime à 5 cm l'impact des brèches en décembre 2003 sur la mesure de niveaux à la station de Beaucaire/Tarascon. Cet impact est essentiellement dû aux brèches dans les digues de protection des trémies du remblai ferroviaire.

Les brèches lors des crues de 1993, 1994 et 2002 ont été localisées sur le Petit Rhône. Si leur impact n'a pas été précisément mesuré ; la comparaison avec la crue de décembre 2003 nous amène à estimer que ce dernier est de l'ordre du centimètre, soit très inférieur à la précision de la mesure des niveaux.

Tableau 3. Crues du Rhône de 1827 à 1919 (source Pardé [K001])

Crues de plus de 6 mètres sur le Bas-Rhône.

DATE du maximum à Beaucaire	Cote à Aramon	Cote à Beaucaire	Cote à Arles	Débit approximatif	NOMBRE de jours pendant lesquels les eaux se sont maintenues au-dessus de 6 m.	TYPE DE LA CRUE	RIVIÈRES les plus impressionnées par l'averse
11 octobre 1827...	»	6,10	5,10	7.500	»	Cévenole.	Ardèche.
3 novembre 1840.	»	8,50[1] (?)	5,05[5]	12-14.000	+ de 9[6]	Générale.	Rhône supér., Saône, rivières cévenoles.
27 octobre 1841...	»	6,90[2] (?)	4,41[5]	8.500	»	Id.	Id., mais moins fort.
3 novembre 1843.	»	6,79[3]	5,15	9.000	»	Affluents inférieurs rive gauche.	Durance, Drac.
19 octobre 1846...	»	6,45	5,04	7.400	»	Affl. inf. rive gauche et rivières cévenoles.	Durance.
31 mai 1856.....	8,00	8,77[4]	5,58[5]	12-14.000	+ de 5[6]	Générale.	Rhône et Durance supérieurs, Drac.
28 octobre 1864...	6,35	6,25	4,80	7.100	»	Cévenole.	?
21 octobre 1872...	7,04	6,87	5,37	8.400	»	Affl. inf. rive gauche et rivières cévenoles.	Durance, Drôme.
4 décembre 1872.	6,62	6,57	5,06	7.700	»	Affluents inférieurs rive gauche.	Durance.
29 octobre 1882...	7,16	6,60	4,81	7.800	2	Affluents inférieurs rive gauche.	Durance.
27 octobre 1886...	7,60	7,48	5,15	9.500	3	Affl. inf. rive gauche et rivières cévenoles.	Durance, Drôme.
12 novembre 1886.	7,70	7,55	5,42	9.700	8	Générale.	Drac, Roubion, Durance.
1er janvier 1889...	6,23 (?)	6,81	4,78	8.300	2	Cévenole.	Gardon.
23-24 sept. 1890...	5,79	6,04	4,57	6.700	12 heures	Cévenole et Durance.	Erieux, Ardèche.
22-23 octobre 1891.	6,41	6,34	»	7.100	1	Cévenole et Durance.	Ardèche.
2 novembre 1896.	7,30	7,00	4,99	8 600	8	Générale.	Crues moyennes partout.
30 septembre 1900	7,31	7,08	4,89	8.700	2	Cévenole.	Ardèche
10 octobre 1907...	7,13	6,68	4,69	7.900	2	Cévenole.	Doux, Erieux.
18 octobre 1907...	7,09	6,70	4,70	7.900	2 1/2	Cévenole et Durance.	Cèze, Gardon.
10 novembre 1907.	7,33	6,83	»	8.400	1	Affl. inf. rive gauche, rivières cévenoles.	Sorgues, Durance.
2 décembre 1910.	7,20	6,61	4,55	7.800	2	Générale.	Durance.
8 décembre 1910.	7,48	7,02	5,03	8.600	4	Cévenole.	Ardèche, Cèze, Gardon.
12-13 déc. 1910....	6,94	6,44	»	7.400	4	Affl. inf. rive gauche et rivières cévenoles.	Durance.
4 novembre 1914.	6,35	6,34	»	7.100	2	Cévenole et Durance.	Gardon.
21-22 mai 1917....	6,85	6,56	4,60	7.700	1	Cévenole et Durance	Gardon.
31 mai 1917	6,43	6,05	4,38	6.700	quelques heures	Affluents inférieurs rive gauche.	Drac, Durance.
7 janvier 1919...	7,43	6,80	4,80	8.300	4	Générale.	Durance

[1] Cote enregistrée 6,87, très abaissée par la rupture des digues.
[2] Cote enregistrée 6,10, très abaissée par la rupture des digues.
[3] Cote abaissée probablement par la rupture des digues.
[4] Cote enregistrée 7,95, très abaissée par la rupture des digues.
[5] Cotes très abaissées par la rupture des digues.
[6] Durée très difficilement appréciable par suite de la rupture des digues, estimée approximativement d'après les courbes d'amont.

1.3 LA CRUE DE MAI 1856

1.3.1 Déroulement de la crue

La crue de mai-juin 1856 tout aussi exceptionnelle que celle de 1840, fut engendrée par une cause simple et unique, mais remarquable justement par sa simplicité. Une première grande crue du Rhône supérieur et de la Saône s'était produite du 17 au 24 mai, et par la suite de pluies survenues encore le 26, les eaux étaient restées à un niveau élevé : 4 mètres (7,48 m NGF) à Beaucaire. A ce moment s'abattit dans presque toute la France une averse océanique mémorable. La pluie s'étendit loin vers le sud. Elle gonfla d'un coup toutes les rivières du bassin, y compris dans une proportion modérée les rivières cévenoles. La montée extrêmement rapide fut simultanée sur toute la longueur du fleuve et fait remarquable, on enregistra le maximum à la fois sur Lyon, à Valence et à Avignon. Le fleuve atteignit 7,83 m à Avignon le 31 mai à 17h. Il rompit les remparts de la ville. La forte crue de la Durance coïncida avec celle du Rhône.

La figure ci-après extraite de DREAL RA [K205] permet de mesure l'apport des différents affluents.

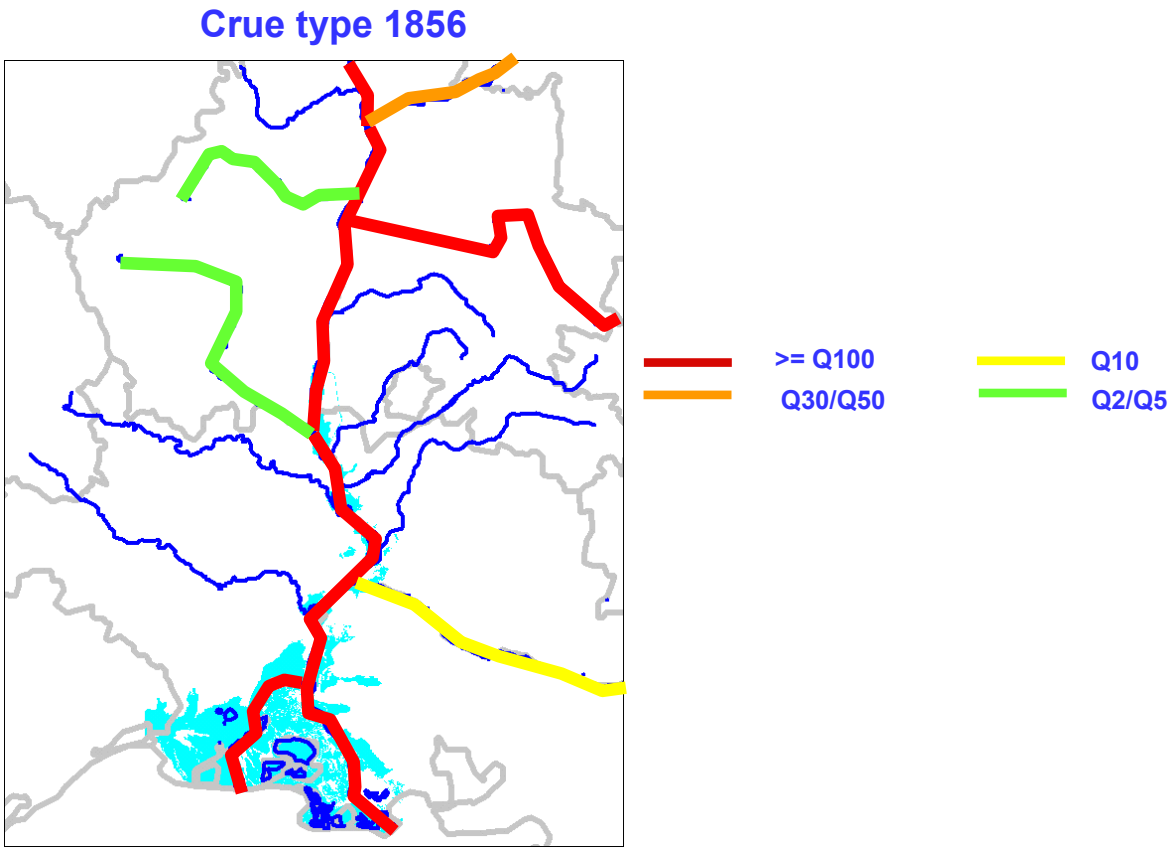
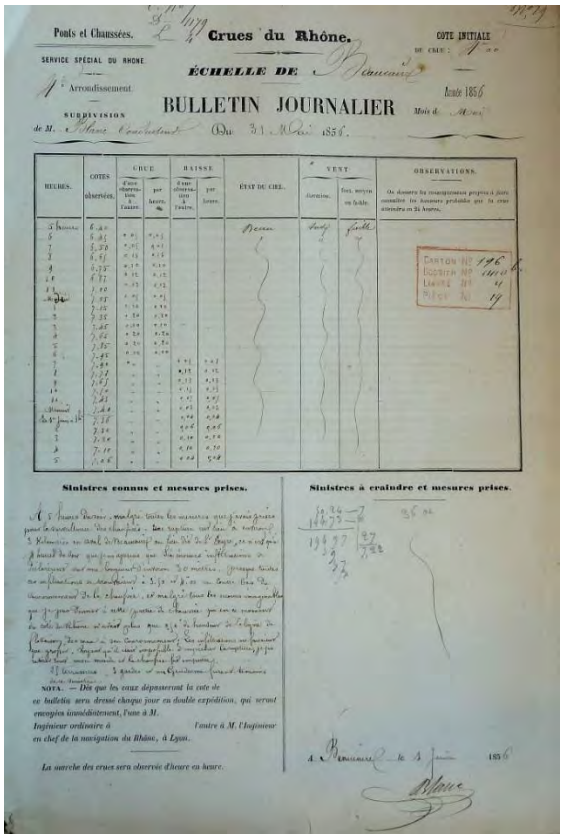


Figure 16. Crue du Rhône de mai 1856 et apports des affluents (source DREAL RA [K205])

1.3.2 Evolution des niveaux aux principales échelles de mesure

Les bulletins journaliers des Ponts et chaussées [O1856 01] et [O1856 02] nous ont permis de reconstituer le limnigramme à Beaucaire et aux stations de Fourques, Saint Gilles et Sylvéreal. Ils nous donnent également des informations sur la direction et force du vent pendant la crue, à savoir un vent faible du sud. Le niveau maximum à Beaucaire fût atteint le 31 mai 1856 à 18 h, heure à laquelle la digue de la montagnette rompit par infiltration, ce qui eut pour conséquence de dériver une grande partie du débit du Rhône du fleuve vers la zone protégée et contribua à faire baisser les niveaux dans le fleuve en aval de Beaucaire/Tarascon.



Ponts et Chaussées.
SERVICE SPÉCIAL DU RHONE
4e Arrondissement.
SUBDIVISION de M. Blanc Conducteur

Crues du Rhône.

ÉCHELLE DE Beaucaire

BULLETIN JOURNALIER

Année 1856
Mois de Mai
Du 31 Mai 1856.

HEURES.	COTES observées.	CRUE d'une observation à l'autre.	CRUE par heure.	BAISSE d'une observation à l'autre.	BAISSE par heure.	ÉTAT DU CIEL.	VENT direction.	VENT force, moyen ou faible.	OBSERVATIONS.
5 heures	6.40					Beau	Sud	faible	
6	6.85								
7	7.20								
8	7.45								
9	7.55								
10	7.70								
11	7.80								
12 midi	7.85								
1	7.85								
2	7.85								
3	7.85								
4	7.85								
5	7.85								
6	7.85								
7	7.84								
8	7.77								
9	7.67								
10	7.53								
11	7.43								
Minuit du 1er juin	7.28								
1	7.18								
2	7.10								
3	7.04								
4	7.00								
5	6.98								

Sinistres connus et mesures prises.

Sinistres à craindre et mesures prises.

NOTA. — Dès que les eaux dépasseront la cote de ce bulletin sera dressé chaque jour en double expédition, qui seront envoyées immédiatement, l'une à M. Ingénieur ordinaire à l'autre à M. l'Ingénieur en chef de la navigation du Rhône, à Lyon.

La marche des crues sera observée d'heure en heure.

A Beaucaire le 1 juin 1856

Blanc

CANTON N° 176
DOSSIER N° 1856
LIASSE N° 4
PIÈCE N° 19

Figure 17. Bulletin journalier de la crue de mai 1856 – SSR [O1856 01]

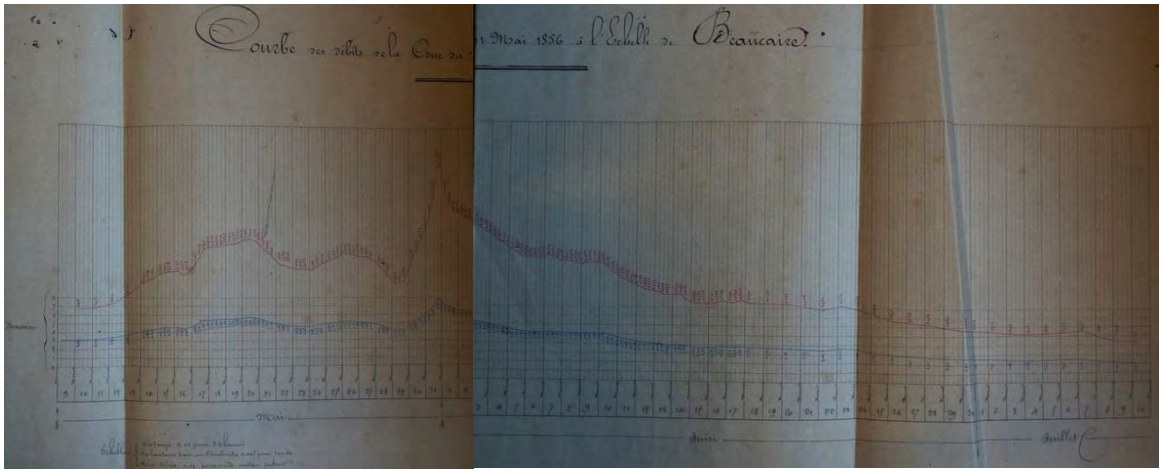


Figure 18. Courbe des débits de la crue de 31 mai 1856 à l'échelle de Beaucaire (2/2) – Archives du Vaucluse – Service Spécial du Rhône – 28 septembre 1857 [O1856 04]

Les limnigrammes extraits de Pardé permettent également d'observer la dynamique de la crue à Vallabrègues juste en amont de la digue de la Montagnette. Alors qu'on constate une baisse des niveaux à Beaucaire dans la nuit du 31 mai au 1er juin 1856, due à la formation des brèches dans la digue de la Montagnette. Les niveaux tendent à plafonner à l'échelle de Vallabrègues, compte tenu des apports amont. En effet, la décrue franche ne s'amorce à cette échelle que dans le milieu de la journée du 3 juin.

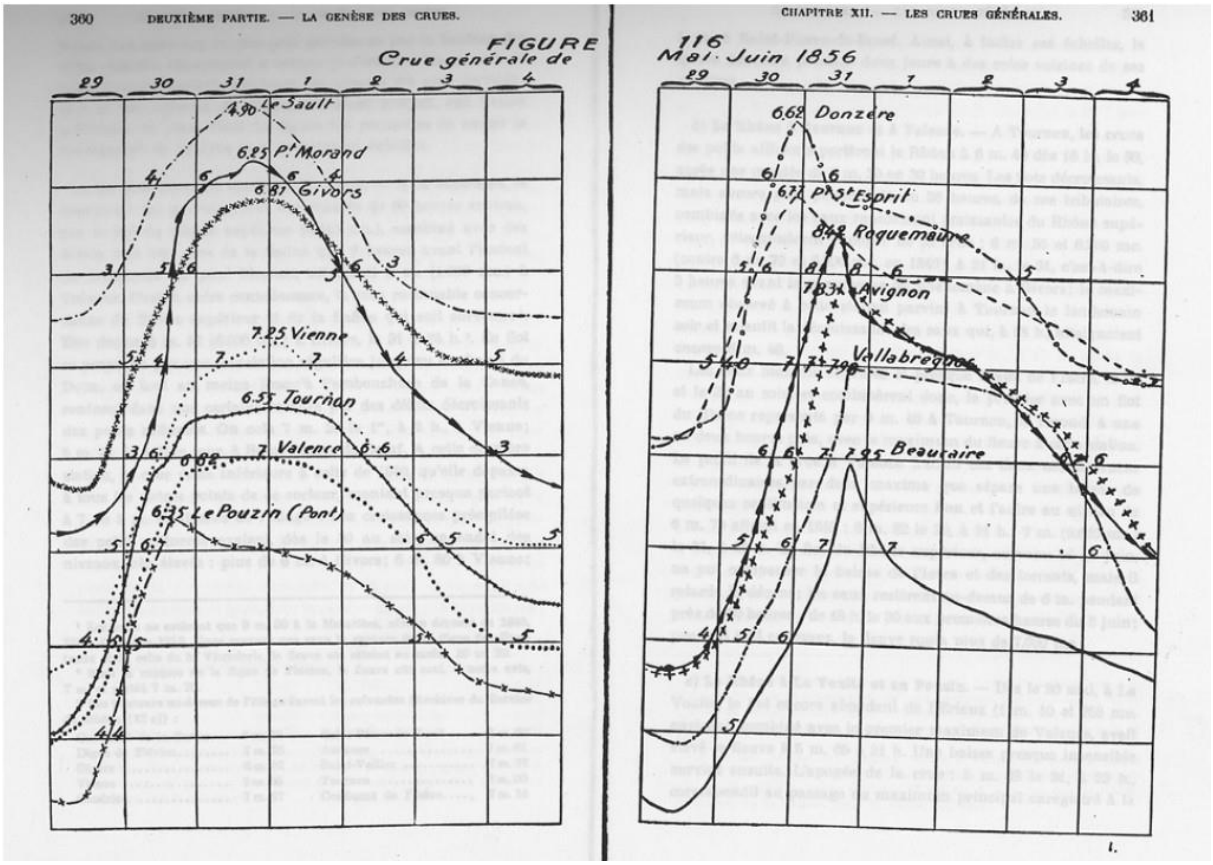


Figure 19. Crue mai 1856 – Rapport IGE d'après Pardé [W003]

Sans la rupture de ces digues, l'ingénieur en chef Kleitz a estimé que le niveau se serait élevé à 8,77 m à l'échelle de Beaucaire, soit 12,25 m NGF. Le pic de crue aurait été, selon son estimation, atteint une douzaine d'heures après le pic observé.

Cette estimation de 8,77 m est également reprise dans Pardé [K001].

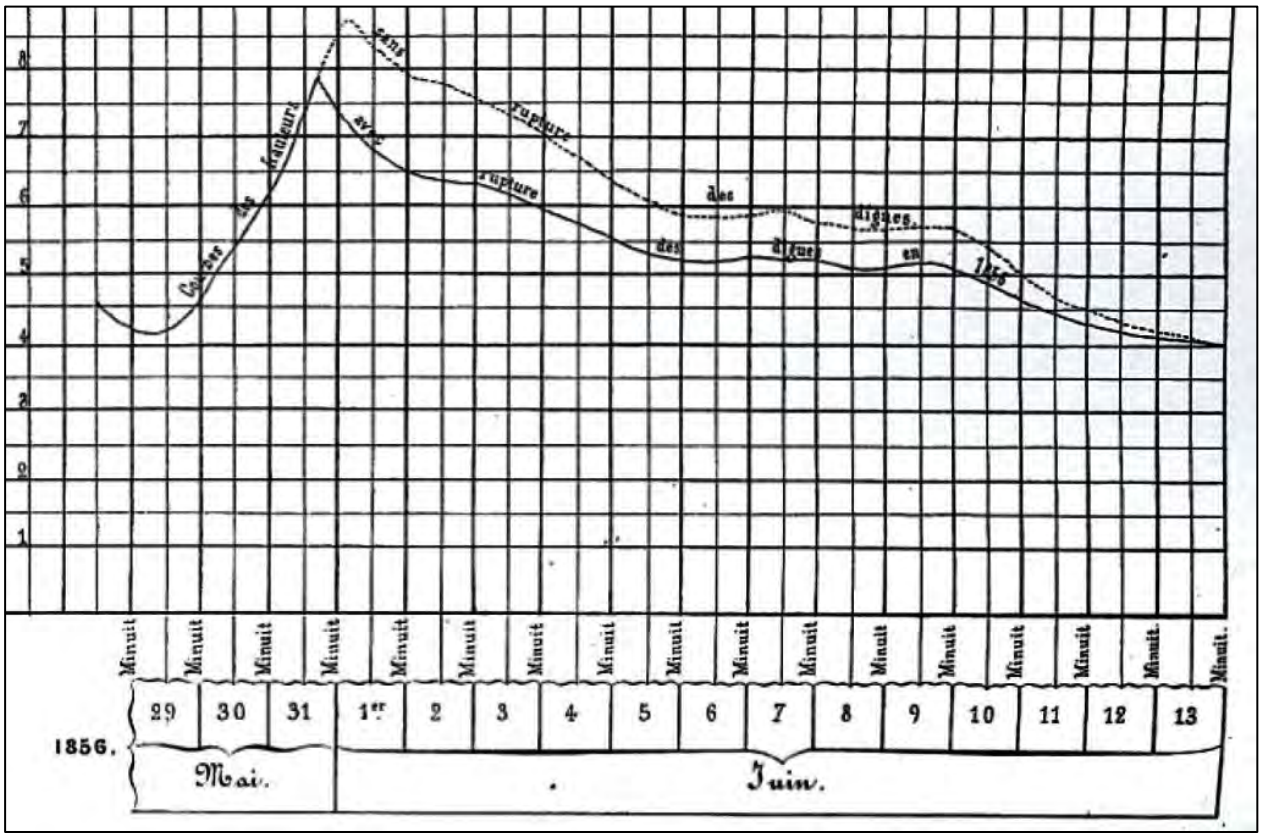


Figure 20. Limnigramme de la crue de 1856 à Beaucaire avec et sans rupture (Ingénieur Kleitz - Ponts et Chaussées, 1860). Source (A. Méjean [H0005])

Ces hauteurs d'eau aux échelles de Beaucaire, Fourques, Saint-Gilles, Sylvéréal et Vallabrègues ont été converties en mètres NGF grâce aux documents d'archives [O1856 09] et aux informations figurant dans Pichard [H0004].

La figure ci-dessous illustre l'évolution de ces niveaux en m NGF. On notera que pour les échelles du Petit Rhône, les cotes étaient levées 1 ou 2 fois par jour même lors de cette crue, ce qui fait que les niveaux maximums ne figurent pas dans ces levés. Ils ont été complétés à partir des données figurant dans [O1856 09].

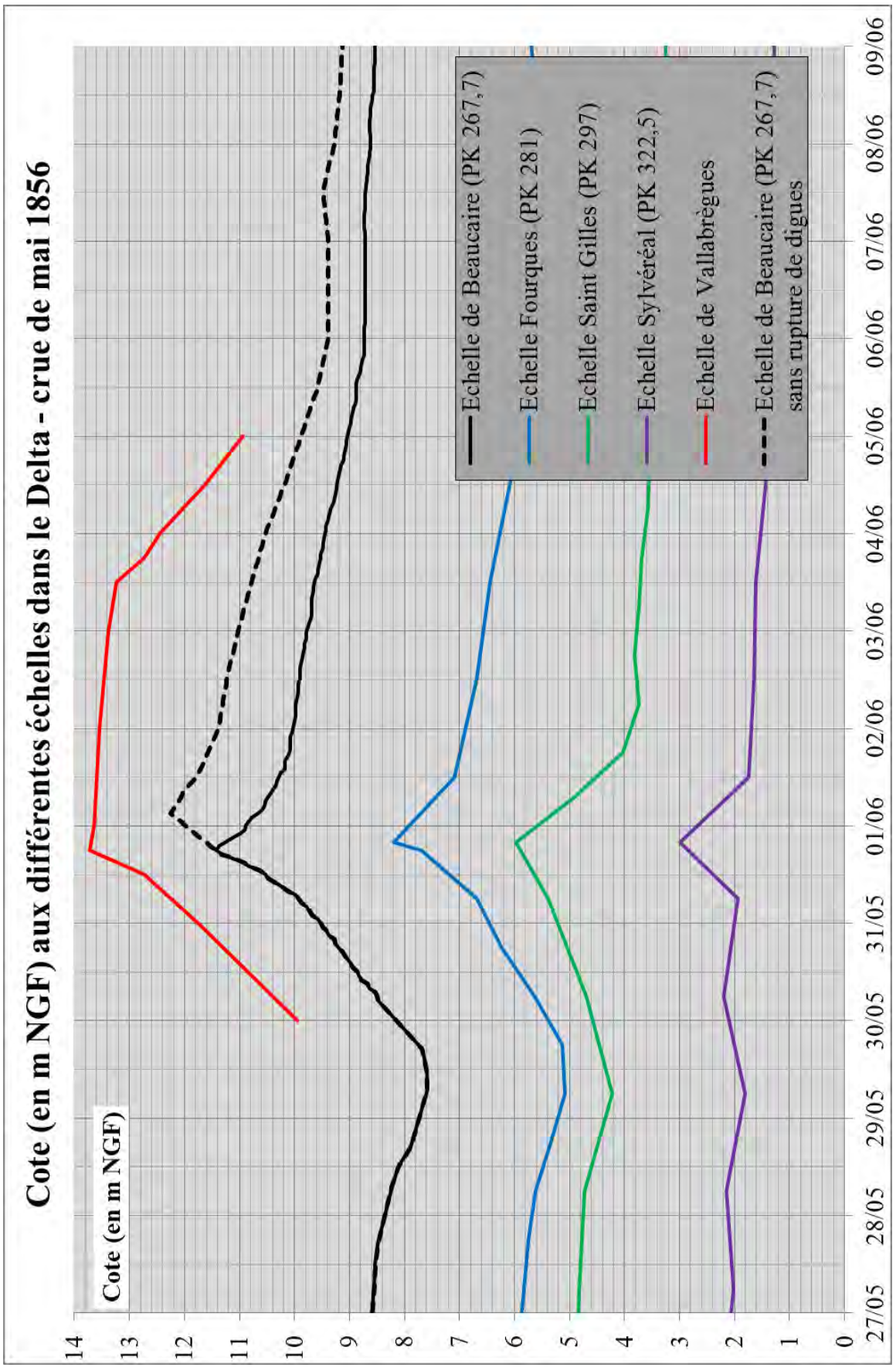


Figure 21. Limnigrammes (en m NFG) observés et estimé à partir des plans d'archives

1.3.3 Débits de la crue

Plusieurs débits existent dans la bibliographie, certaines sources font état du débit maximum instantané ayant effectivement transité dans la traversée de Beaucaire/Tarascon sans prendre en compte le débit ayant transité dans les brèches de la digue de la Montagnette, d'autres font état du débit qui aurait transité en traversée de Beaucaire/Tarascon sans rupture dans la digue de la Montagnette.

Les estimations des ingénieurs des Ponts et Chaussées réalisées après la crue de 1856 donnent des débits ayant effectivement transité en traversée de Beaucaire/Tarascon compris entre 12 000 et 12 500 m^3/s. Ces estimations résultent de l'application des courbes de tarage précitées. Elles ne tiennent donc pas compte du débit dérivé par les brèches de la Montagnette. Certaines estimations plus tardives font même état d'un débit de 13 000 m^3/s.

Pardé [K001] va ramener sensiblement ces débits à la baisse en donnant une estimation du débit qui aurait transité en traversée de Beaucaire sans brèches dans la Montagnette. Son estimation donne un débit compris entre 12 000 et 14 000 m^3/s. Dans Pardé [K003], on y trouve un débit de 12 000 m^3/s.

CNR [J003] indique un débit de 11 640 m^3/s sans préciser s'il s'agit d'un débit avec ou sans prise en compte du débit dérivé dans les brèches de la Montagnette. Cette estimation correspond quasiment à la courbe de tarage de 1875. Elle correspondrait donc à un débit réel minoré du débit ayant transité par les brèches dans la Montagnette.

Actuellement, la valeur communément admise est celle de 12 500 m^3/s en absence de brèche. Elle est dans l'enveloppe donnée par Pardé.

1.3.4 Profils en long de la ligne d'eau

Plusieurs profils en long existent dans les documents d'archives, leurs références figurent ci-dessous :

- [O1856 05] : Profils en long et en travers du Rhône entre l'écluse du canal de Beaucaire et la tête de la Camargue - Ponts et Chaussées - Service Spécial du Rhône 4ème arrondissement – 10 octobre 1859
- [O1856 06] : - Travaux du Rhône – Digue du Syndicat de Beaucaire à la Mer – Profil en long et profil type - Ponts et Chaussées - Service Spécial du Rhône 4ème arrondissement – 31 décembre 1885
- [O1856 07] : Réglementation générale des prises d'eau de la rive droite du Petit Rhône – Clauses à insérer dans les projets de règlement dans l'intérêt de la digue syndicale de Beaucaire à la Mer – Profil en long de la digue syndical entre Beaucaire et Sylvéréal-Ponts et Chaussées - Service Spécial du Rhône 4ème arrondissement – 10 octobre 1912
- [O1856 08] : Cote atteinte par la crue de 1856 - Service Navigation Rhône–Saône – 1978
- [O1856 09] : Le Rhône de Beaucaire-Tarascon à la Mer – Digues de défense contre les inondations – projet de renforcement des digues – Syndicat des digues de Beaucaire à

la Mer : Syndicat des digues de la Grande Camargue – profil en long et profil en travers type - Service Navigation Rhône–Saône – 1984

- [O1856 10] : repère des crues de 1856 / 1840 / 1843 / 1755 / 1846 Ponts et Chaussées - Service Spécial du Rhône 4ème arrondissement (Archives départementales / S 479)

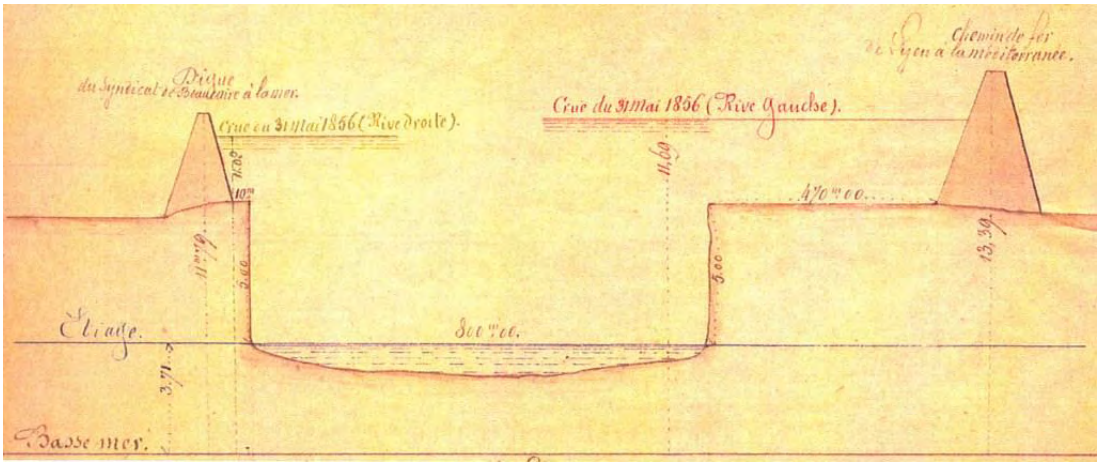


Figure 22. Profil en travers du lit endigué et laisses de crues en rives droite et gauche [O1856 05]

1.3.5 Volume de la crue

A partir des différentes formules d'estimation du débit (officielles pour la station de Beaucaire/Tarascon et corrélées pour la station du Pont de Beaucaire), nous avons dans un premier temps estimer le volume de la crue de décembre 2003 à la station de Beaucaire/Tarascon et dans un deuxième temps à la station du Pont de Beaucaire. Les volumes sont donnés respectivement au-dessus du débit annuel de 4200 m^3/s et biennal de 6000 m^3/s.

Tableau 4. Volumes de la crue de décembre 2003

Station	**Volume de crue (en Millions m^3) pour Q > 4200 m^3/s**	**Volume de crue (en M.m^3) pour Q > 6000 m^3/s**
Beaucaire/Tarascon	1 498	959
Pont de Beaucaire	1 506	949
Ecart (%)	< 1 %	≅ 1 %

Compte tenu de cet écart très faible au regard des autres incertitudes, le calcul des volumes de crues sera estimés pour les crues anciennes au Pont de Beaucaire à partir de la formule précitée et pour les crues récentes à la station de Beaucaire/Tarascon à partir de la formule officielle. Les volumes de crues sont les suivants

Tableau 5. Volumes de la crue de mai 1856

	Volume de crue (en Milliards m^3) pour Q > 4200 m^3/s	**Volume de crue (en Milliards m^3) pour Q > 6000 m^3/s**
Avec brèches	2.4	0.9
Sans brèches	4	2.2
Différence	1.6	1.3

1.4 LA CRUE DE NOVEMBRE 1840

1.4.1 Déroulement de la crue

Le déroulement de la crue est décrit dans [Pardé K001] et dans les journaux de l'époque, dont certains extraits sont reproduits ci-après. La crue fut engendrée par une situation météorologique telle qu'on n'en connaît pas d'exemple. Il tomba dans l'espace de six jours, au moins une averse océanique et plus probablement deux ou trois, dont le résultat fut une crue prodigieuse de la Saône. En même temps se produisirent, au milieu d'orages violents, trois averses méditerranéennes. La crue débuta du 28 au 31 octobre, par une montée très rapide causée par la Durance et les rivières cévenoles. La Cèze et le Gardon surtout. La baisse de ces torrents fut compensée jusqu'au 2 novembre par l'arrivée du flot puissant du Rhône supérieur. Mais au moment où celui-ci décroissait, il fut contre toute attente, renforcé par l'averse méditerranéenne mixte du 2 et du 3 novembre, qui engendra une très grande crue du Doux, de l'Eyrieux et sans doute d'autres rivières. Le maximum énorme qui en résulta : 8,30 m à Avignon le 4 novembre à 17 heures, amena la submersion des 9/10 de la ville et se combina presque exactement avec une grande crue de la Durance.

La figure ci-dessous extraite de [K205], localise les cours d'eau du bassin en crue et leur intensité.

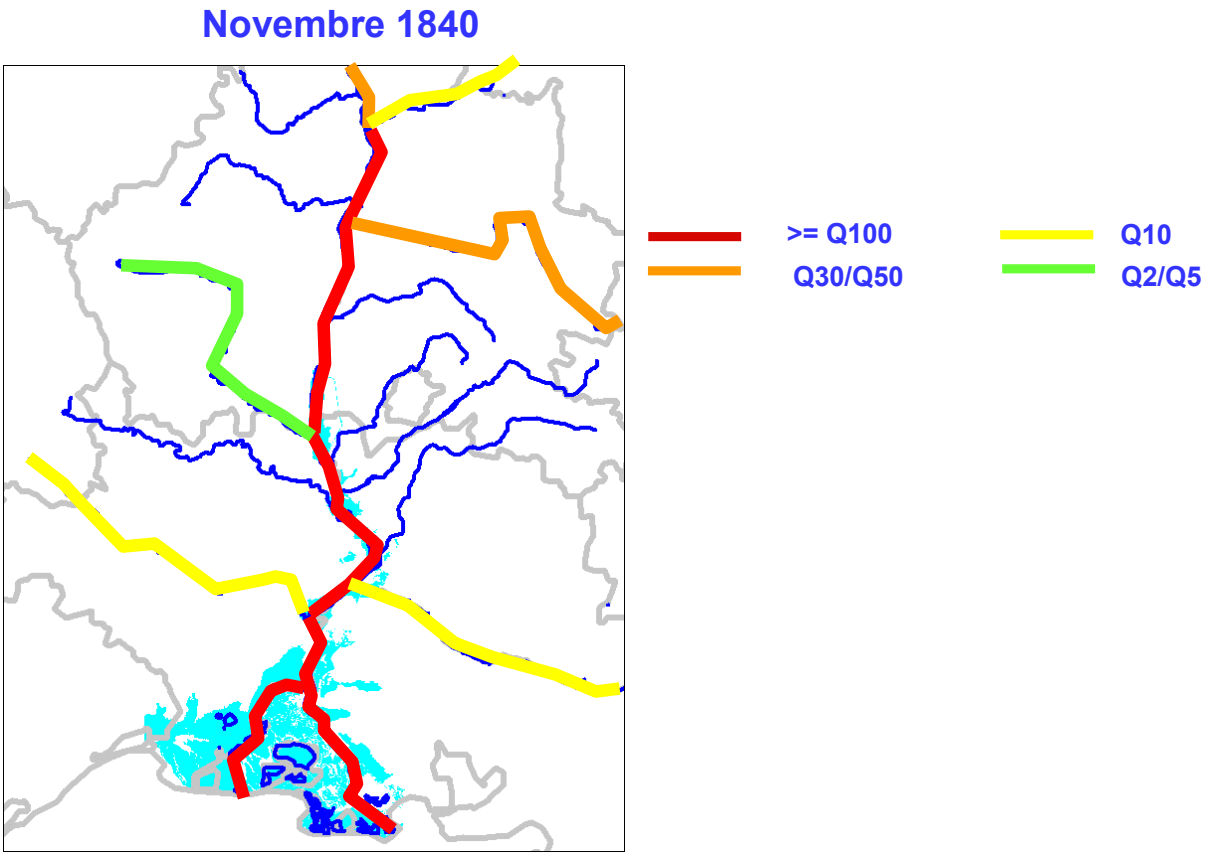


Figure 23. Crue du Rhône de nov. 1840 et apports des affluents (source DREAL RA [K205])

1.4.2 Evolution des niveaux aux principales échelles de mesure

Plusieurs limnigrammes existent dans la bibliographie. On citera ceux de Pardé repris dans Pichard [H0004]. On notera que les courbes de Beaucaire et d'Arles vont en sens contraire le 3 novembre, ce qui serait due, d'après Pichard à l'apparition de brèches dans les chaussées du Trébon. D'après ces limnigrammes, le pic de crue est atteint le 3 novembre 1840 à Beaucaire et le 2 novembre 1840 à Arles.

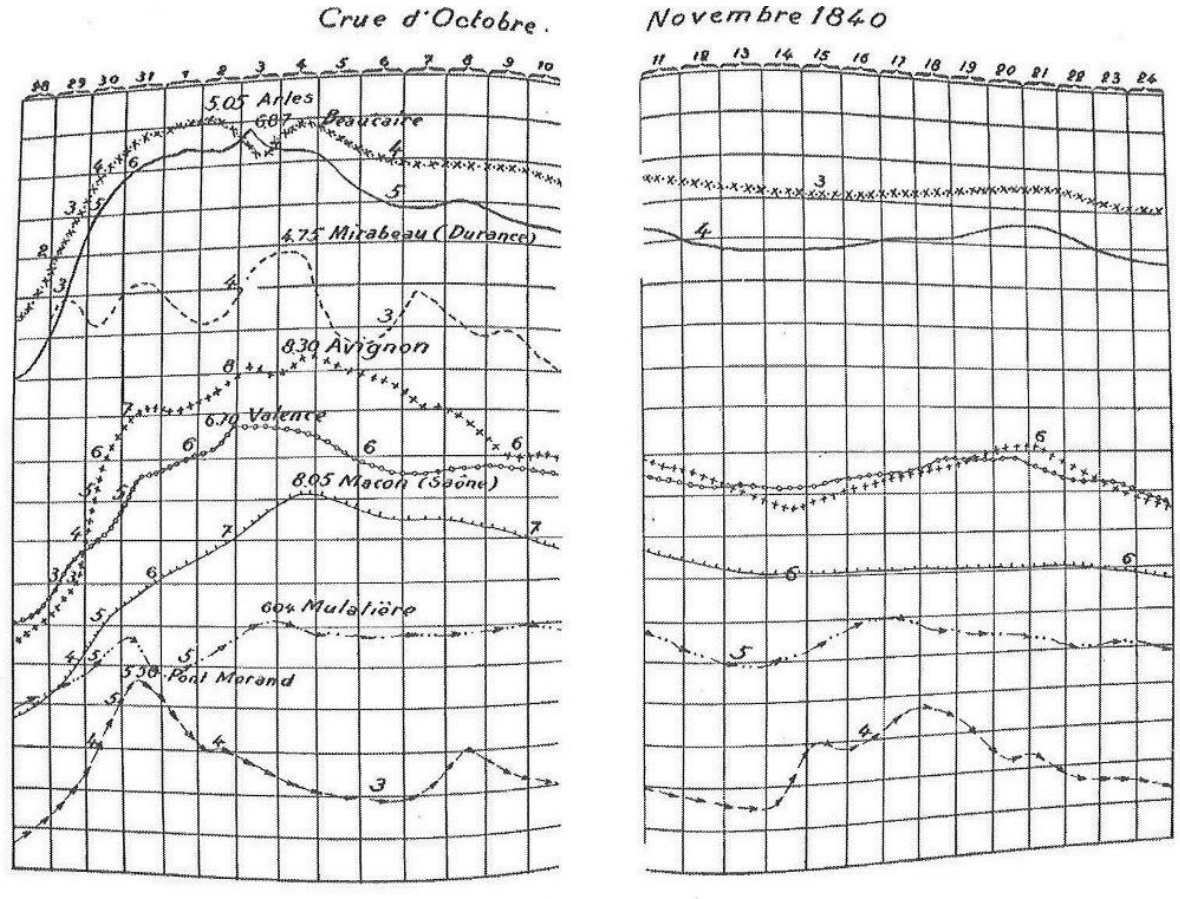


Figure 24. L'évolution de la crue de 1840 aux différentes stations de Lyon à la Mer (d'après M. Pardé le régime du Rhône t.II 1925 p372-373)

Nos recherches aux archives départementales du Vaucluse ont permis de retrouver les limnigrammes de cette même crue établis en 1857 par les ingénieurs du Service Spécial du Rhône [O1840 01]. Ils font état de correction. La brusque baisse de niveau à Arles le 3/11/1840 à midi est corrigée et n'apparaît donc plus (4,95 m à la place de 3,95). La pointe de crue à Beaucaire est également avancée au 3/11/1840 à minuit contre 4/11/1840 à minuit. Ces corrections réalisées en 1857 n'ont pas été reprises par Pardé, qui est reparti des documents originaux.

Les limnigrammes enregistrés aux échelles de Beaucaire et Arles et corrigés figurent ci-après. Ils sont exprimés en hauteur d'eau aux différentes échelles.

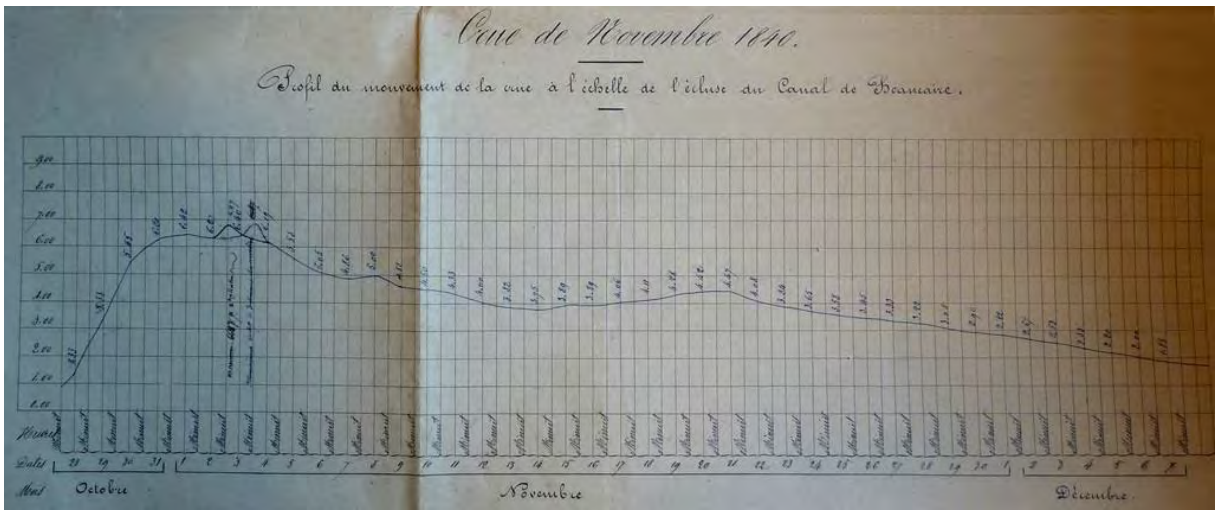


Figure 25. Crue de 1840 – limnigramme à l'échelle du canal de Beaucaire (SSR [O1840 01])



Figure 26. Crue de 1840 – limnigramme à l'échelle du canal d'Arles (SSR [O1840 01])

Ces limnigrammes donnent des hauteurs maximum de 6,87 m à l'échelle de Beaucaire (soit 10,35 m NGF IGN 69) et de 5,05 m à l'échelle de l'écluse du canal d'Arles, soit 6,35 m NGF IGN 69 (d'après Pichard 1,28 m NGF ortho [H0004]).

La lecture des journaux de l'époque et plus particulièrement du Journal de Toulouse et du Censeur de Lyon (éditions du mois de novembre 1840) permet de voir que les événements qui y sont décrits sont globalement conformes aux limnigrammes corrigés établis en 1857. Les limnigrammes figurant dans Pardé sont fort probablement erronés.

La figure ci-dessous permet de voir l'évolution des niveaux en m NGF aux échelles de Beaucaire et Arles. Le limnigramme sans brèche estimé par Pardé permet de voir que la crue se serait maintenue au-dessus de 6500 m^3/s pendant plus de 13 jours et au-dessus du 8500 m^3/s pendant plus de 8 jours.

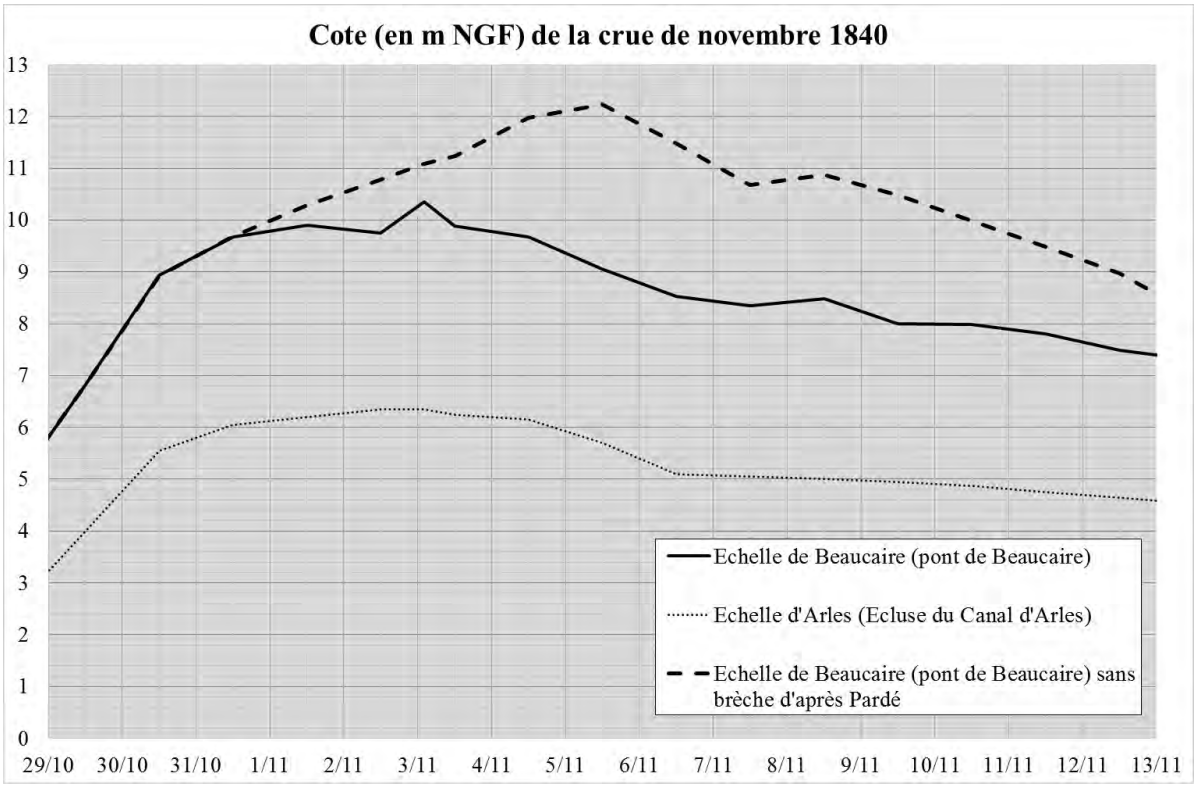


Figure 27. Crue novembre 1840 – limnigrammes aux échelles de Beaucaire et Arles (en m NGF)

1.4.3 Débits de la crue

A partir du niveau maximum observé à l'échelle de Beaucaire (6,87 m), Pardé [K001] a estimé le débit de pointe en traversée de Beaucaire/Tarascon à 9 800 m^3/s. Sans les ruptures en aval et amont de Beaucaire, le débit de pointe aurait vraisemblablement été compris, suivant Pardé [K001] entre 12 et 14 000 m^3/s, avec un niveau maximum de 8,75 m à l'échelle de Beaucaire (en milieu de journée du 5 novembre 1840 comme l'indique ce limnigramme reconstitué par Pardé, soit 12,23 m NGF. Dans Pardé [K003], l'estimation de 12 500 m^3/s est donnée pour cette même crue.

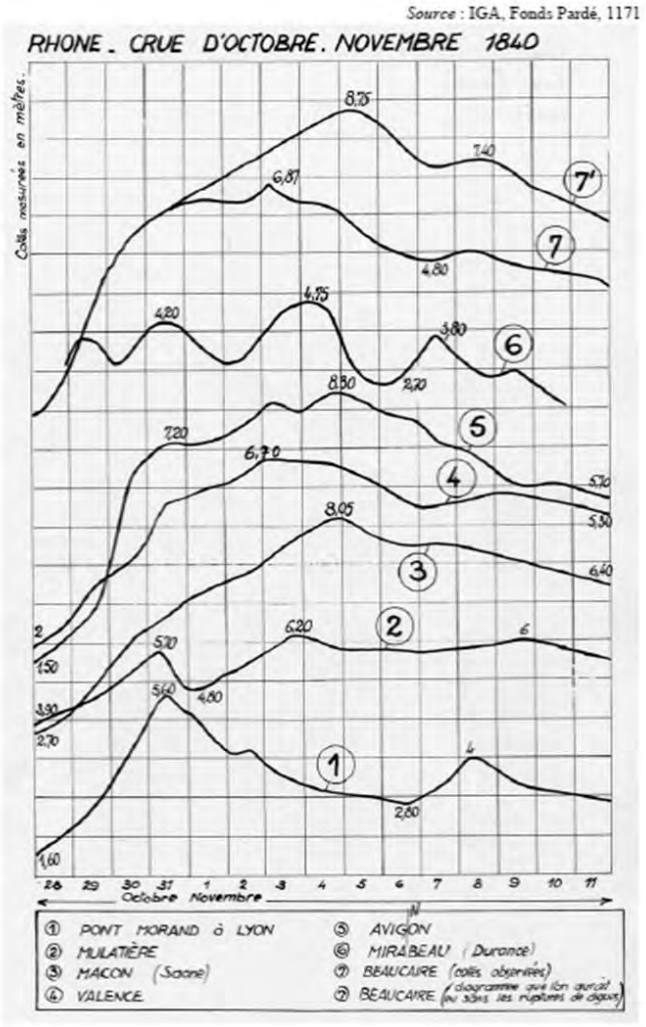


Figure 28. Limnigrammes observés et reconstitués de la crue de 1840 aux différentes échelles

CNR [J004] indique un débit de 9 640 m^3/s sans préciser s'il s'agit d'un débit avec ou sans prise en compte du débit dérivé dans les brèches de la Montagnette. Cette estimation correspond quasiment à la courbe de tarage de 1875. Elle correspondrait donc à un débit minoré du débit ayant transité par les brèches dans la digue de la Montagnette.

Actuellement, la valeur communément admise est celle de 13 000 m^3/s en absence de brèche. Elle est dans l'enveloppe donnée par Pardé.

1.4.4 Reconstitution des lignes d'eau

Certaines laisses de crue dans le lit endiguées ont été relevées et situées en altitudes relatives par rapport à la crue de 1856 dans le document du Service Spécial du Rhône SSR [O1856 10]. Cette dernière crue étant plus documentée. Nous avons pu estimer dans un premier temps la cote des laisses de crue de 1856 dans le nivellement général IGN 69 et en déduire les niveaux de la crue de 1840. Les résultats figurent dans le tableau ci-dessous.

Tableau 6. Laisses de crues de 1856 et 1840 (source SSR [O1856 10])

PK Rhône	Lieu-dit	Laisse de crue 1840 /1856	Laisse de crue 1856 (m NGF)	Laisse de crue 1840 (m NGF)
	Vallabrègues	Δ = - 0,83 m	13.53	12.70
	Boulbon		13,03	
	Digue Montagnette		12,92	
267,7	Pont de Beaucaire	Δ = - 1,08 m	11,43	10,36
271	Le Grand Castelet	Δ = - 0,93 m	10,09	9,16
273,5	Mas du Grand Beaumont	Δ = - 0,71 m	9,56	8,85
279	Mas du moulin	Δ = - 0,71 m	8,33	7,62
281	Pont de Fourques	Δ = - 0,77 m	8,23	7,46
302,9	Martelière de la fosse	Δ = - 0,55 m	5,04	4,49

1.4.5 Volume de la crue

Les volumes de crues sont les suivants :

Tableau 7. Volumes de la crue de novembre 1840

	Volume de crue (en Milliards m^3) pour Q > 4200 m^3/s	Volume de crue (en Milliards m^3) pour Q > 6000 m^3/s
Avec brèches	2	0.8
Sans brèches	6	3.9
Différence	4	3.1

1.5 LES AUTRES GRANDES CRUES DU XIX^{EME} SIECLE

1.5.1 La crue d'octobre 1841

La crue du 27 octobre 1841 a atteint la cote de 6,10 m à l'échelle de Beaucaire. D'après Pardé [K001], elle aurait atteint la cote de 6,90 m en l'absence de brèches, ce qui correspond à une cote de 10,38 m NGF.

Le débit de pointe a été estimé à 8 500 m^3/s par Pardé [K001] (en supposant l'absence de brèches) et à 8 150 m^3/s par la CNR [J003] et [J004] en prenant en compte l'effet des brèches.

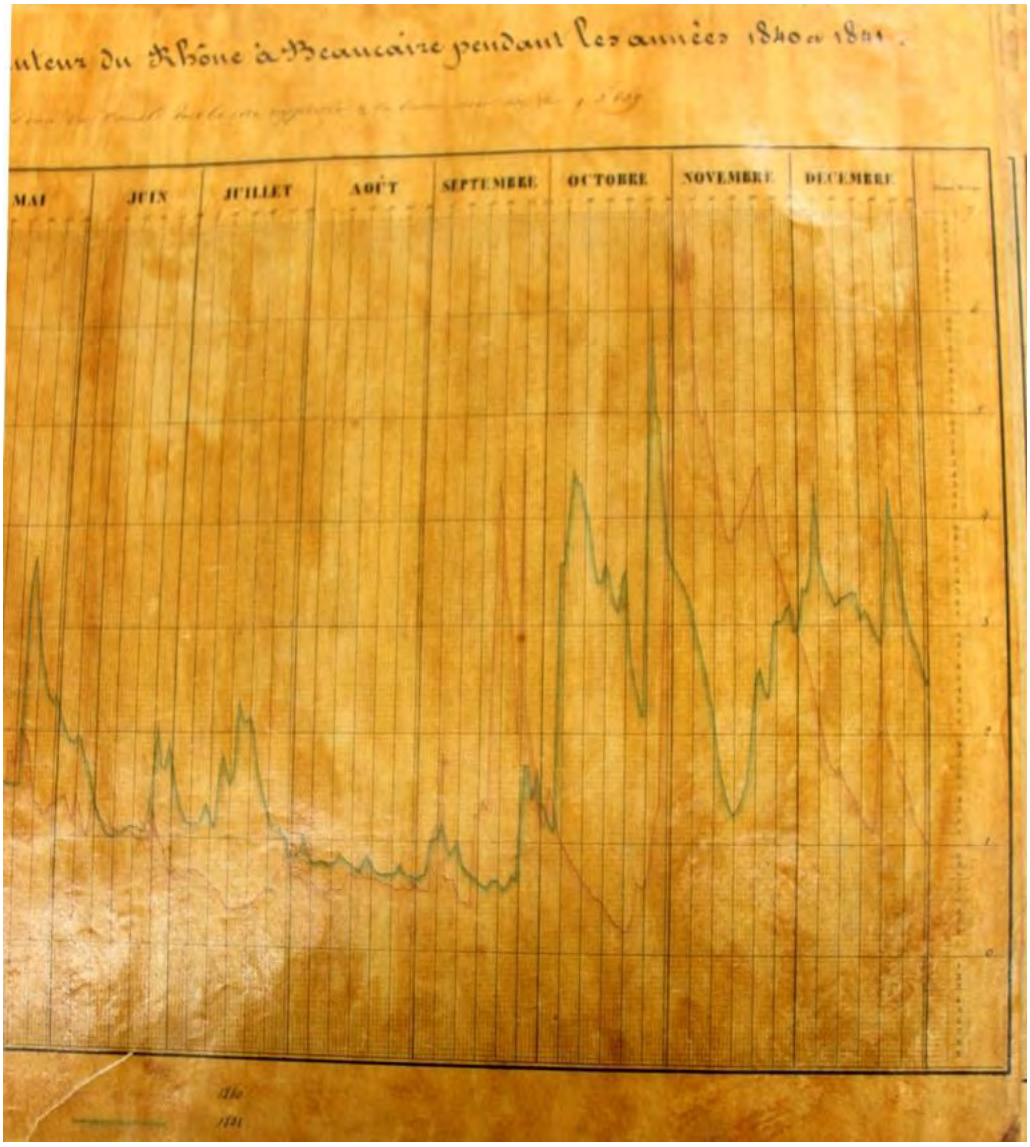


Figure 29. Niveaux à l'échelle de Beaucaire en novembre 1843 [O002]

1.5.2 La crue de novembre 1843

La crue du 3 novembre 1843 a principalement été causée par la Durance qui a atteint un débit de pointe de 6 000 m^3/s et qui a envahi la plaine de Tarascon et la plaine du Trébon depuis Châteaurenard en contournant le massif de la Montagnette par le Sud.

La hauteur à l'échelle de Beaucaire a été de 6,79 m, abaissée probablement par les ruptures de digues [K001]. Elle correspond à une cote de 10,27 m NGF

Le débit de pointe a été estimé à 9 000 m^3/s par Pardé [K001] en supposant l'absence de brèches et à 9 460 m^3/s par la CNR [J003] et [J004] en appliquant une courbe de tarage proche de celle de 1875.

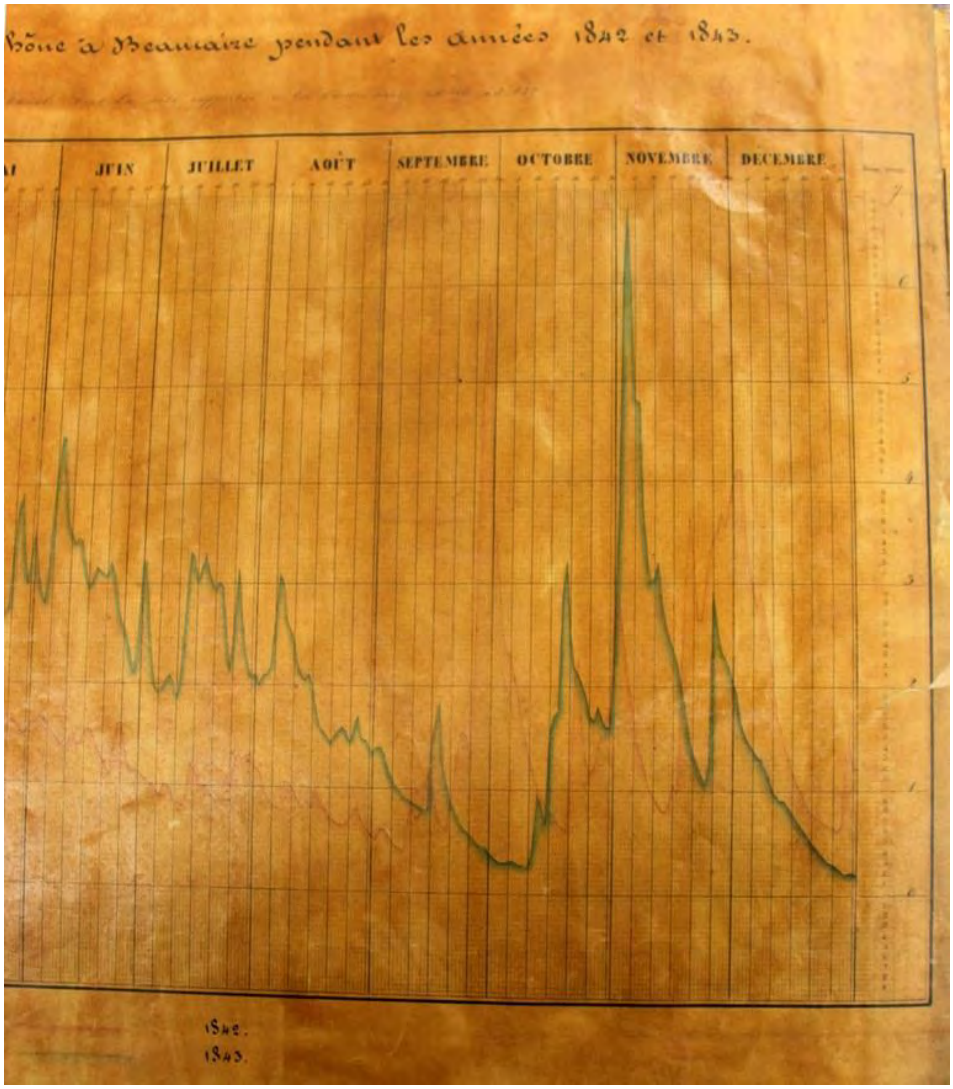


Figure 30. Niveaux à l'échelle de Beaucaire en novembre 1843 [O002]

1.5.3 La crue d'octobre 1846

La crue du 19 octobre 1841 a atteint la cote de 6,45 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 9,93 m NGF.

Le débit de pointe a été estimé à 7 400 m^3/s par Pardé [K001] et à 8 720 m^3/s par la CNR [J003] et [J004].

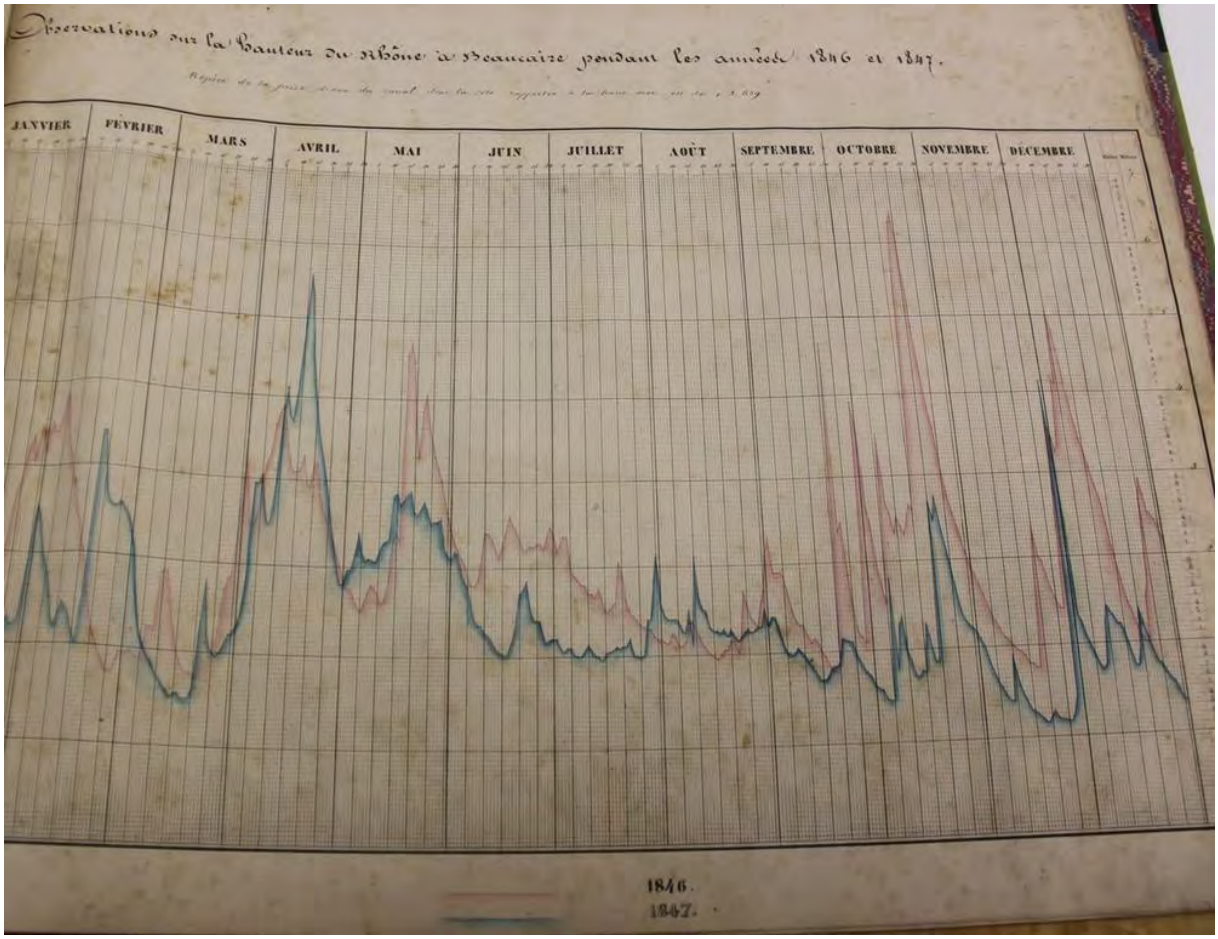


Figure 31. Niveaux à l'échelle de Beaucaire en octobre 1846 [O002]

1.5.4 Les crues d'octobre et décembre 1872

La crue du 21 octobre 1872 a atteint la cote de 6,88 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 10,36 m NGF. Le débit de pointe a été estimé à 8 400 m^3/s par Pardé [K001] et à 9 080 m^3/s par la CNR [J003] et [J004].

La crue du 4 décembre 1872 a atteint la cote de 6,50 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 9,98 m NGF. Le débit de pointe a été estimé à 7 700 m^3/s par Pardé [K001].

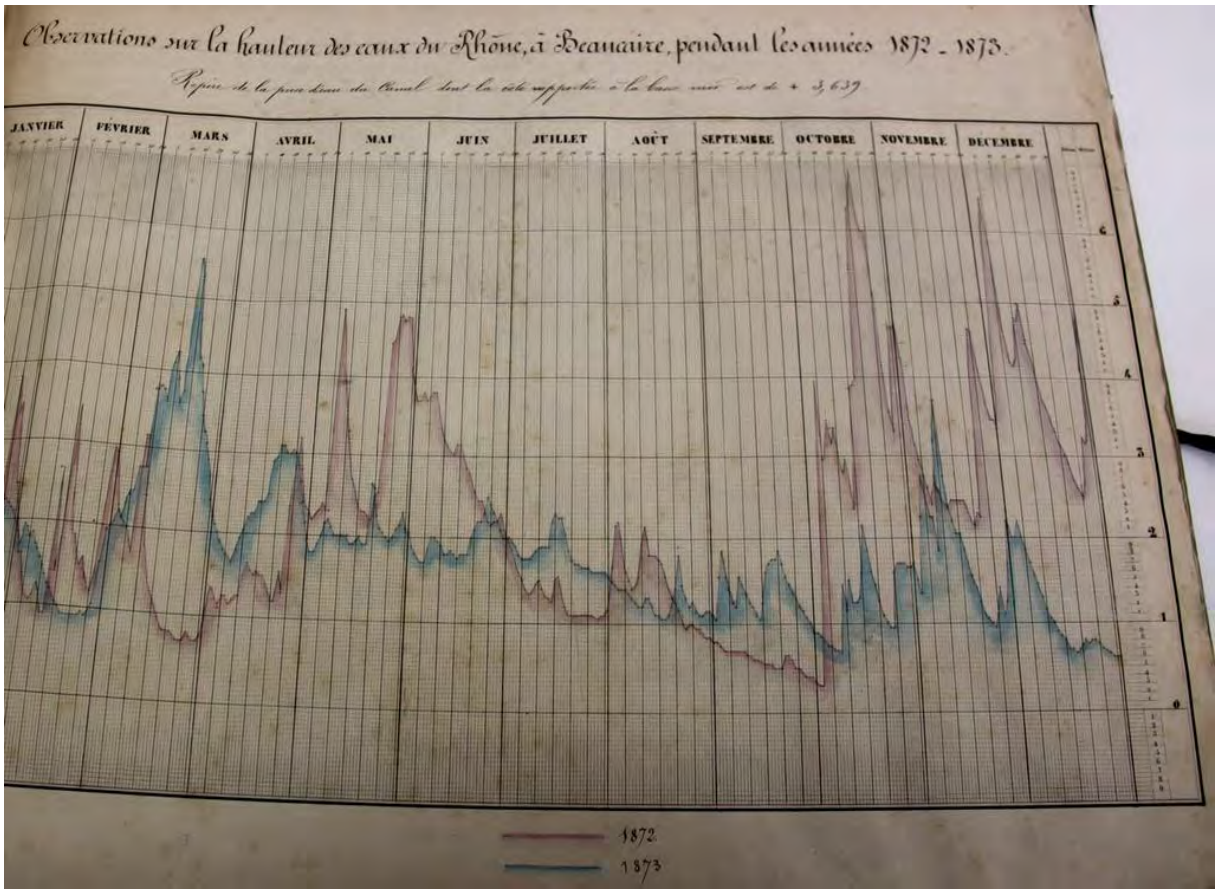


Figure 32. Niveaux à l'échelle de Beaucaire en octobre et décembre 1872 [O002]

1.5.5 La crue d'octobre 1882

La crue du 29 octobre 1882 a atteint la cote de 6,60 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 10,08 m NGF. Le débit de pointe a été estimé à 7 800 m^3/s par Pardé [K001] et à 8 390 m^3/s par la CNR [J003] et [J004].

1.5.6 Les crues d'octobre et novembre 1886

Deux crues bien distinctes se sont succédées, les 27 octobre et 12 novembre 1886.

La crue du 27 octobre 1886 a atteint la cote de 7,48 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 10,96 m NGF. Le débit de pointe a été estimé à 9 500 m^3/s par Pardé [K001].

La crue du 12 novembre 1886 a atteint la cote de 7,55 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 11,03 m NGF. Le débit de pointe a été estimé à 9 700 m^3/s par Pardé [K001] et à 10 200 m^3/s par la CNR [J003] et [J004].

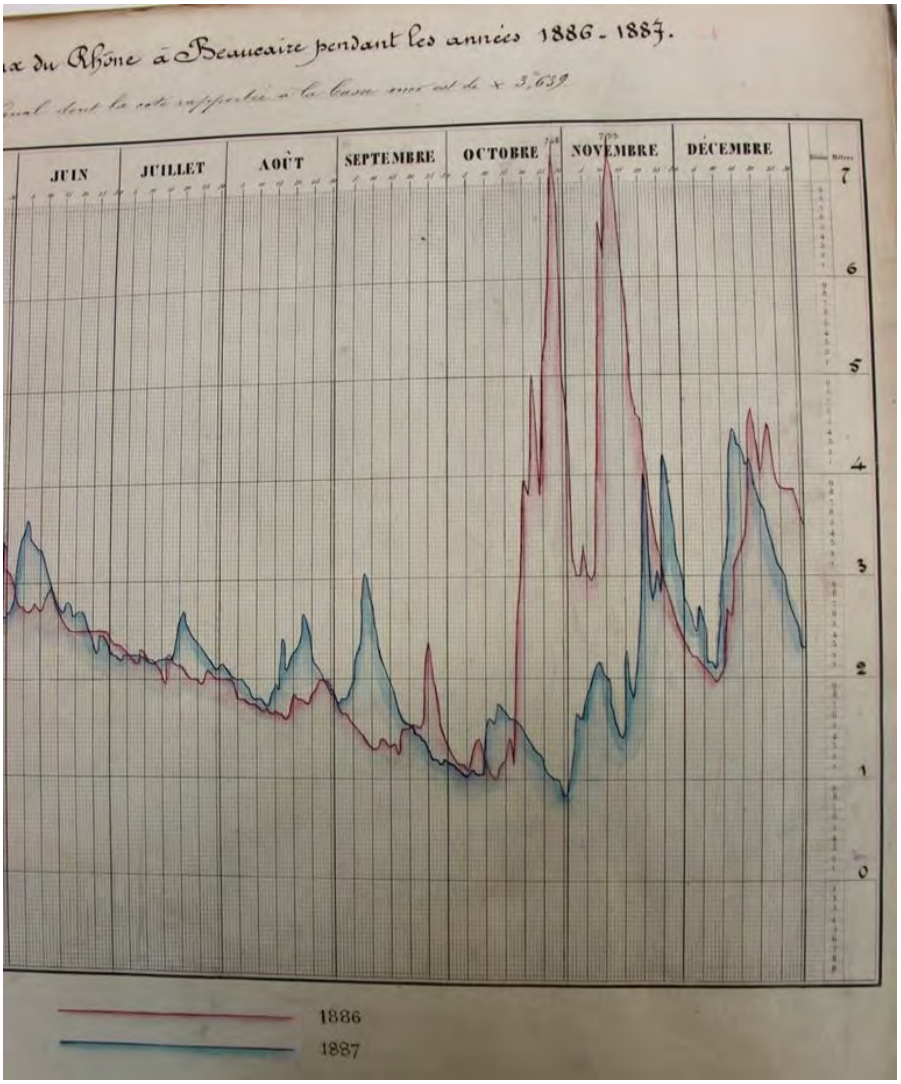


Figure 33. Niveaux à l'échelle de Beaucaire en octobre et décembre 1872 [O002]

1.5.7 La crue de janvier 1889

La crue du 1er janvier 1889 a atteint la cote de 6,81 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 10,29 m NGF. Le débit de pointe a été estimé à 8 300 m^3/s par Pardé [K001] et à 8 780 m^3/s par la CNR [J003] et [J004].

1.5.8 La crue de novembre 1896

La crue du 3 novembre 1896 a atteint la cote de 7,00 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 10,48 m NGF. Le débit de pointe a été estimé à 8 600 m^3/s par Pardé [K001] et à 9 060 m^3/s par la CNR [J003] et [J004].

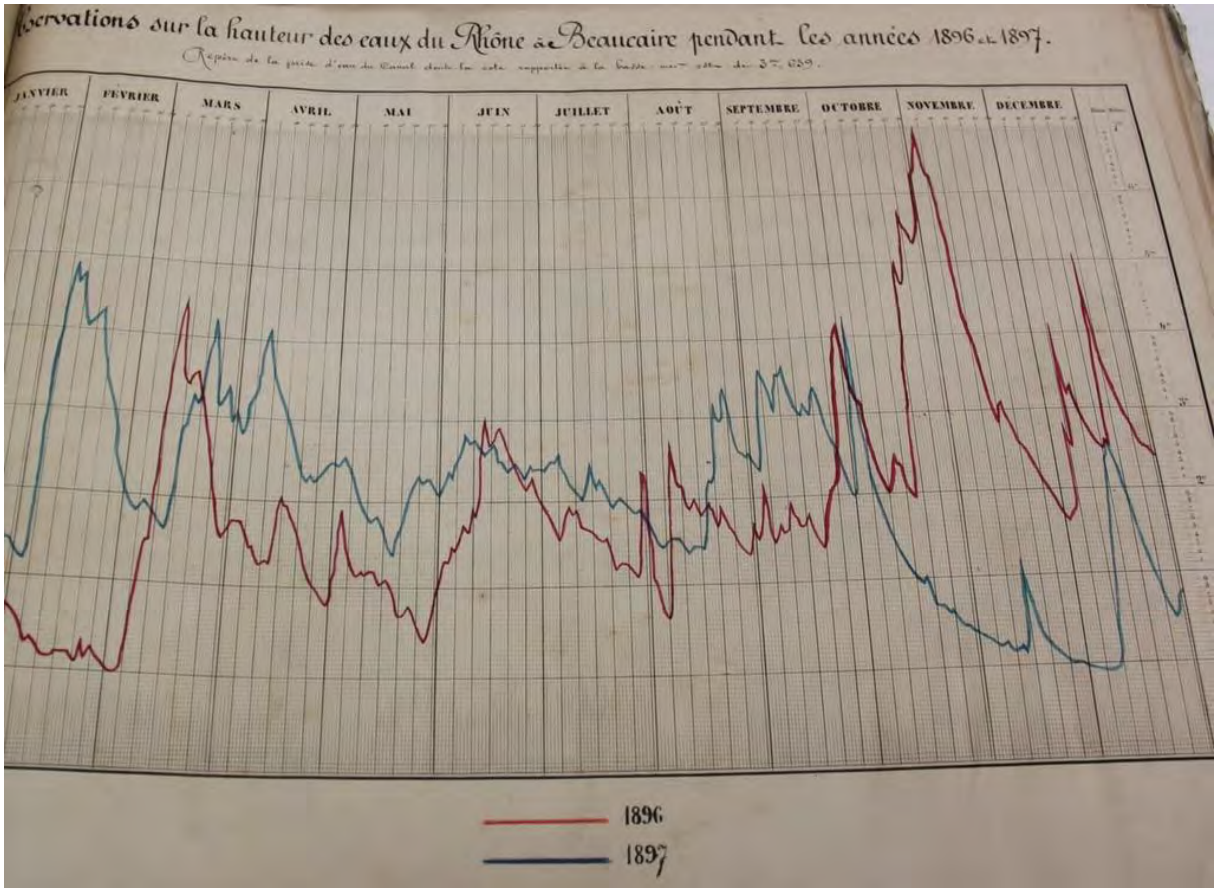


Figure 34. Niveaux à l'échelle de Beaucaire en novembre 1896 [O002]

1.6 LES GRANDES CRUES DU XX^EME SIECLE JUSQU'EN 1992

1.6.1 La crue de septembre 1900

La crue du 30 septembre 1900 a atteint la cote de 7,08 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 10,56 m NGF. Le débit de pointe a été estimé à 8 700 m^3/s par Pardé [K001] et à 8 940 m^3/s par la CNR [J003] et [J004].

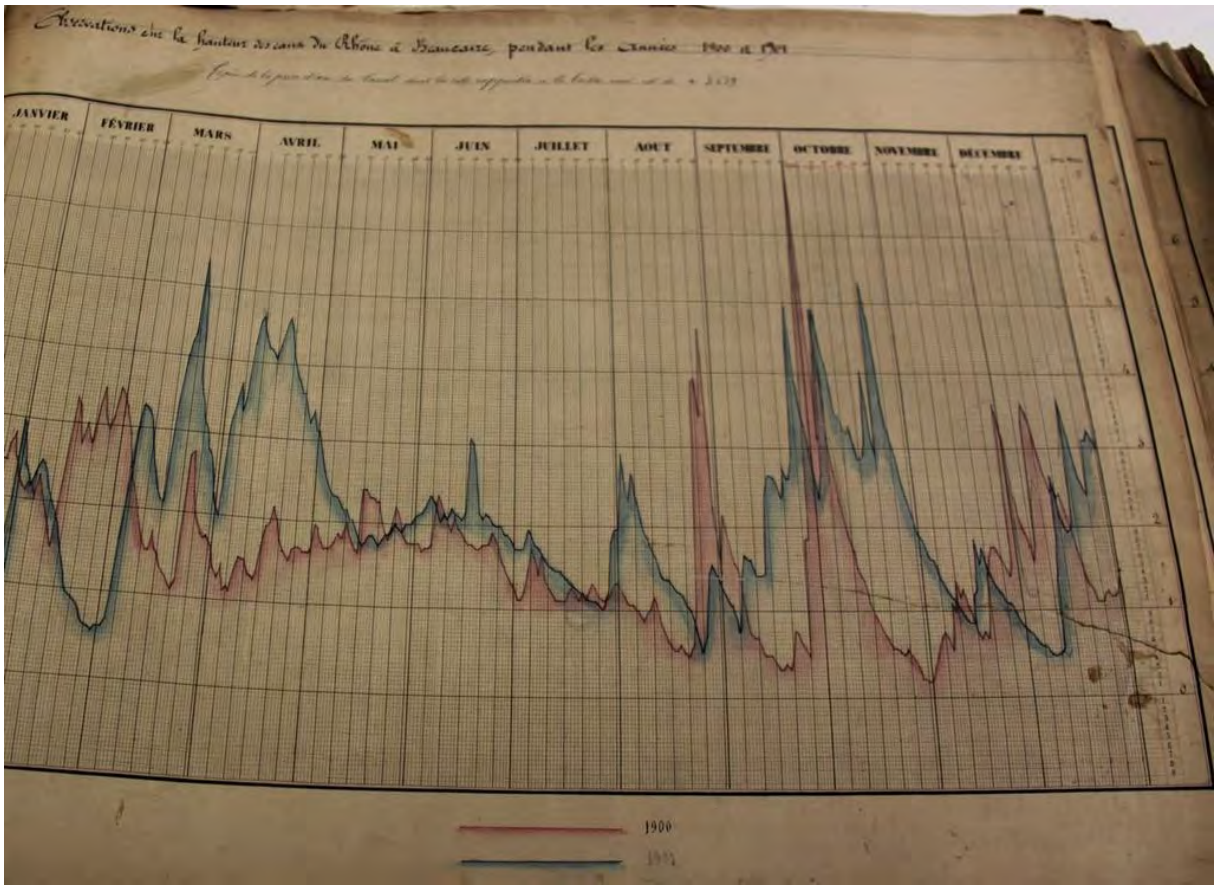


Figure 35. Niveaux à l'échelle de Beaucaire en septembre 1900 [O002]

1.6.2 Les crues d'octobre et de novembre 1907

La crue du 12 octobre 1907 a atteint la cote de 6,68 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 10,16 m NGF. Le débit de pointe a été estimé à 7 900 m^3/s par Pardé [K001].

La crue du 18 octobre 1907 a atteint la cote de 6,7 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 10,18 m NGF. Le débit de pointe a été estimé à 7 900 m^3/s par Pardé [K001].

La crue du 10 novembre 1907 a atteint la cote de 6,83 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 10,31 m NGF. Le débit de pointe a été estimé à 8 400 m^3/s par Pardé [K001] et à 8 500 m^3/s par la CNR [J003] et [J004].

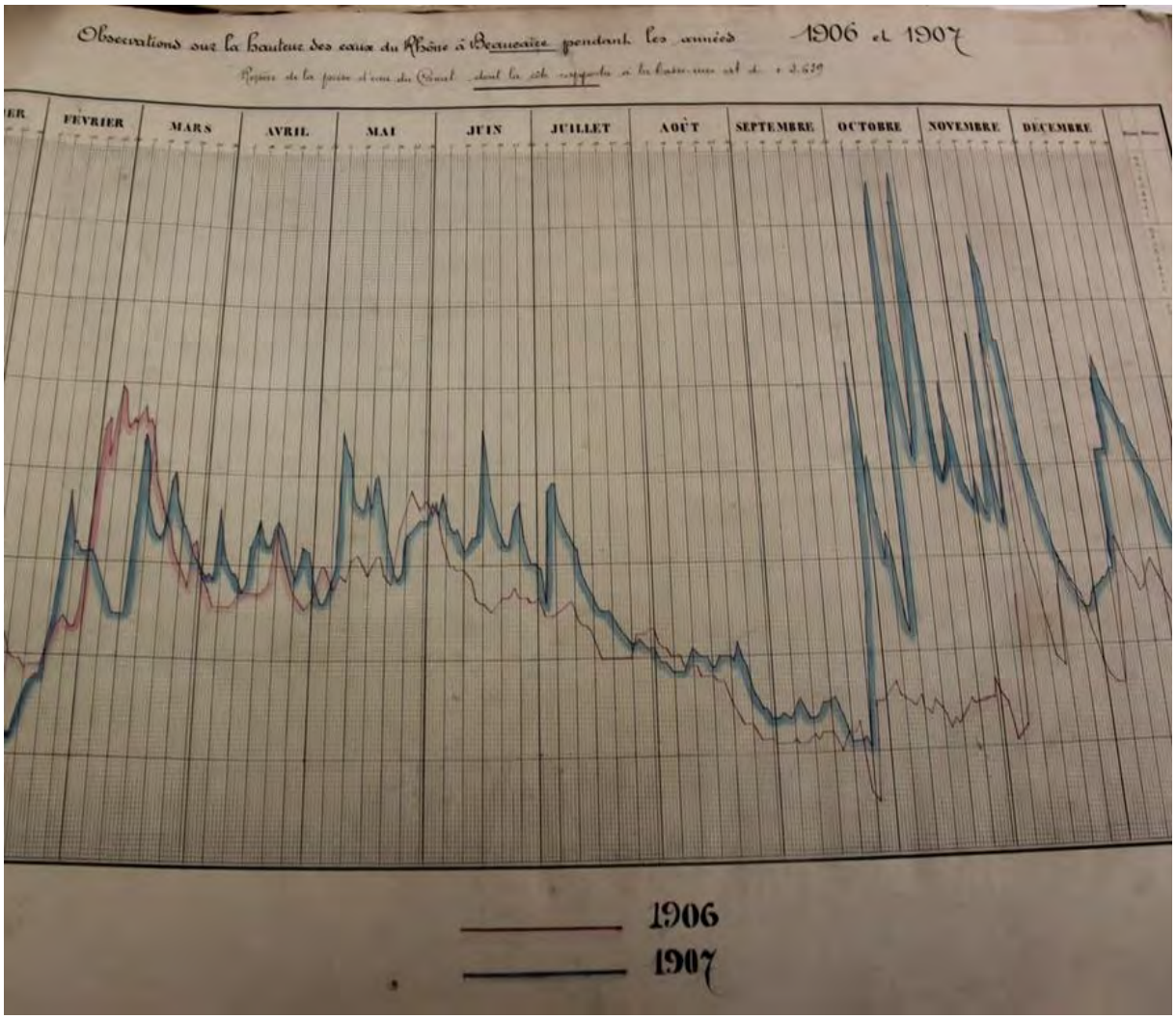


Figure 36. Niveaux à l'échelle de Beaucaire en octobre et novembre 1907 [O002]

1.6.3 La crue de décembre 1910

La crue du 8 décembre 1910 a atteint la cote de 7,02 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 10,50 m NGF. Le débit de pointe a été estimé à 8 600 m^3/s par Pardé [K001] et à 8 660 m^3/s par la CNR [J003] et [J004].

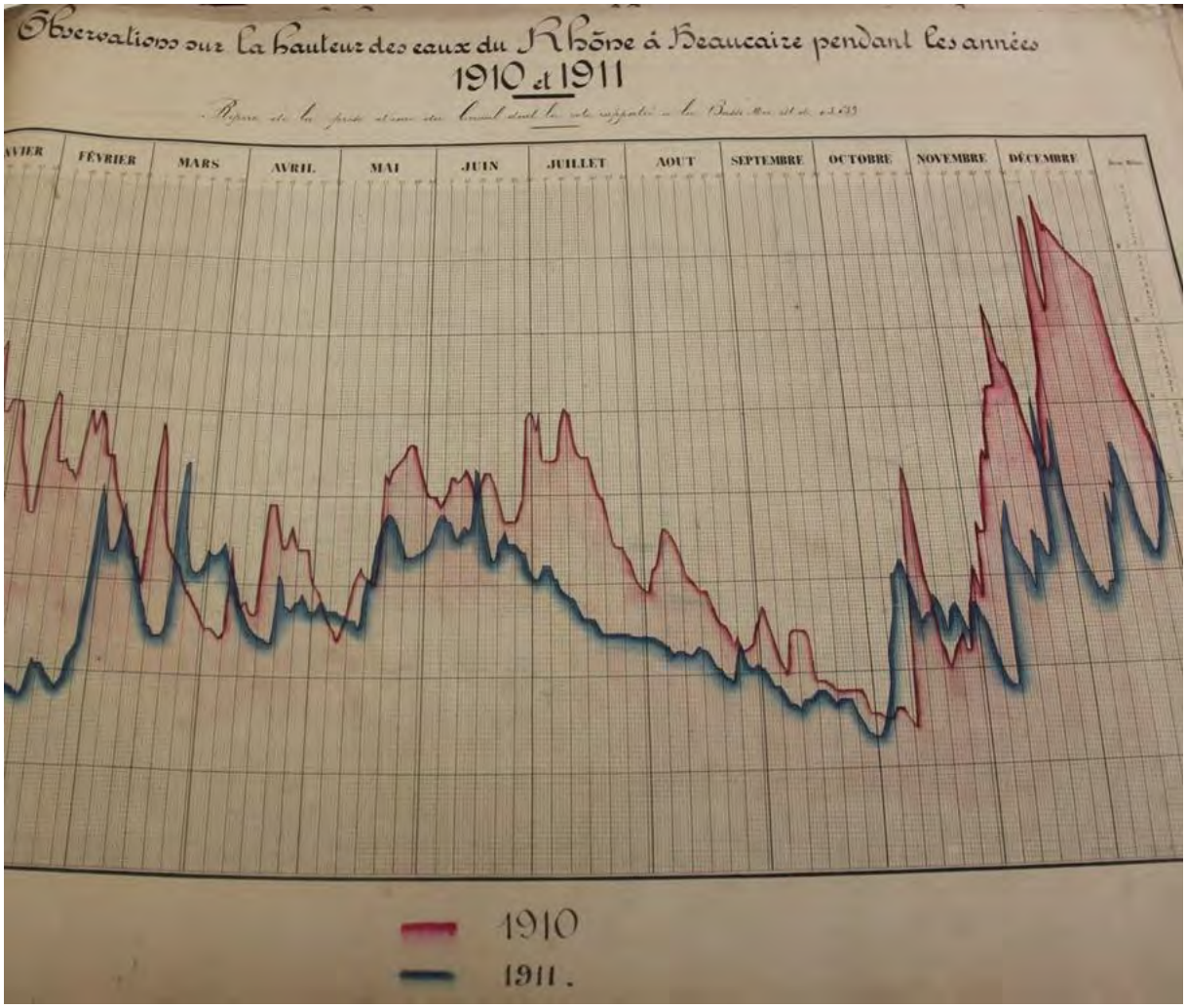


Figure 37. Niveaux à l'échelle de Beaucaire en décembre 1910 [O002]

1.6.4 La crue de novembre 1935

La crue du 14 novembre 1935 a atteint la cote de 7,68 m à l'échelle de Beaucaire, soit une cote de 11,16 m NGF. Le débit de pointe a été estimé à 9 500 m^3/s par Pardé [K001] et à 9 600 m^3/s par la CNR [J003] et [J004].

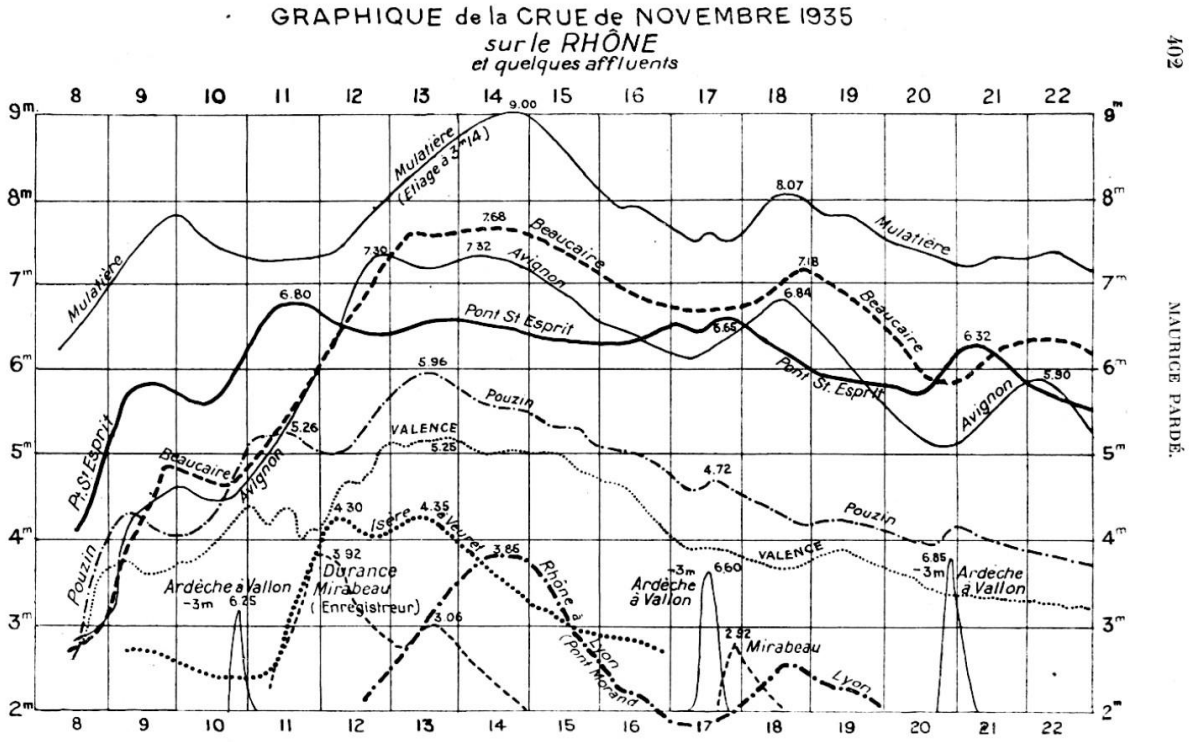


Figure 38. Limnigrammes de la crue de novembre 1935 (Pardé [K003])

1.6.5 La crue de novembre 1951

La crue a connu deux pics les 12 et 22 novembre 1951 avec des niveaux respectifs de 7.35 et 7,64 m à l'échelle de Beaucaire, soit des cotes de 10,83 et 11,12 m NGF.

Le débit de pointe du second pic a été estimé à 9 500 m^3/s par Pardé [K001] et à 9 170 m^3/s par la CNR [J003] et [J004].

1.7 LES CRUES DE 1993 A 2002

1.7.1 La crue d'octobre 1993

La crue a franchi le seuil de 8,15 m NGF à la station de Beaucaire/Tarascon (environ 6750 m^3/s) du 7/10/1993 en soirée jusqu'au 12/10/1993 en matinée pour atteindre son pic de crue le 10 octobre 1993 à 7h. Les principales caractéristiques de la crue d'octobre 1993 sont les suivantes.

Tableau 8. Caractéristiques hydrologiques et hydrauliques de la crue d'octobre 1993

Durée alerte 2 – groupe 1 - Q > 6 750 m^3/s	4,5 jours
Durée alerte 2 – groupe 2 – Q > 7 500 m^3/s	2,5 jours
Durée alerte 3 – groupe 1 – Q > 8 400 m^3/s	1,5 jour
Durée alerte 3 – groupe 2 – Q > 9 000 m^3/s	0 jour
Débit de pointe annoncé (anc. courbe tarage)	9 800 m^3/s
Débit de pointe (nouvelle courbe de tarage)	9 000 m^3/s
Cote maximum (m NGF)	9,93 m NGF

La figure ci-dessous extraite de DREAL RA [K205] illustre l'intensité des apports des affluents du Rhône.

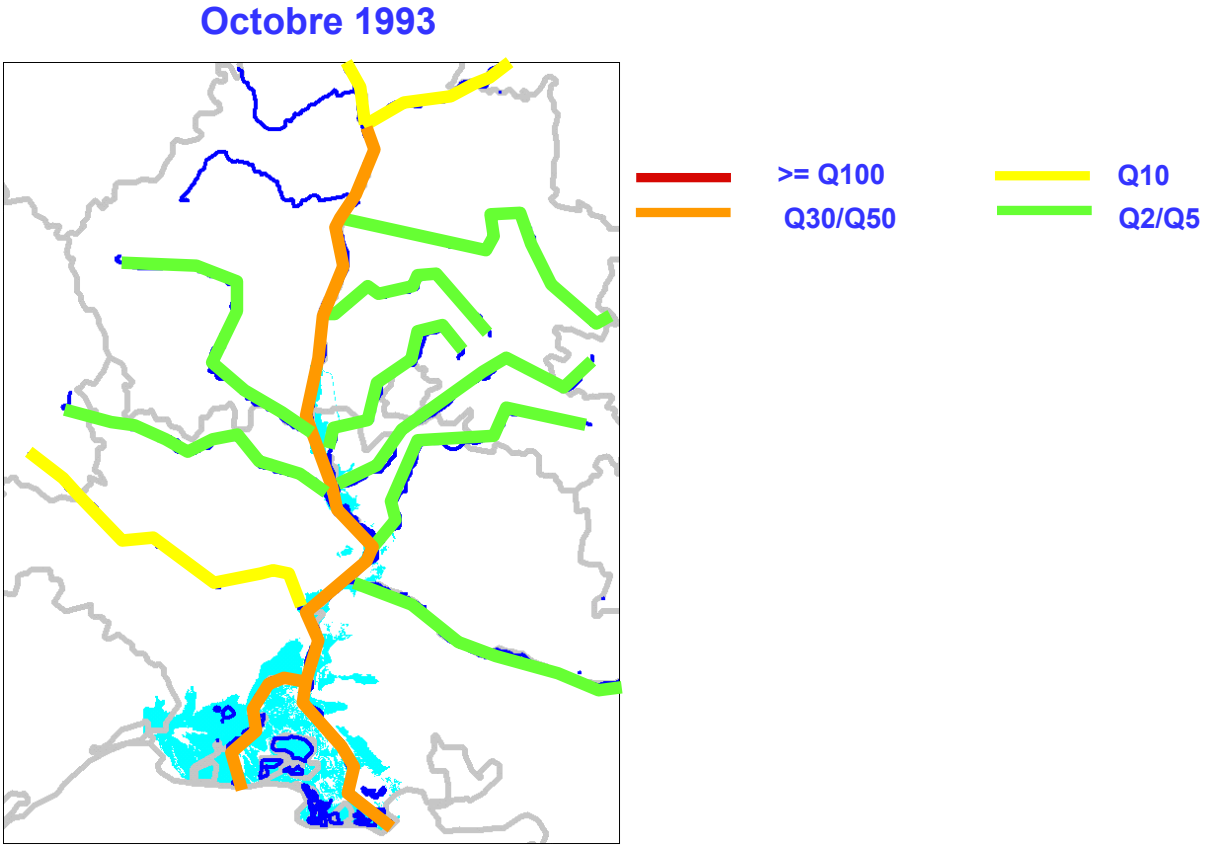


Figure 39. Crue du Rhône d'oct. 1993 et apports des affluents (source DREAL RA [K205])

L'évolution des limnigrammes aux différentes stations du Grand Delta figure ci-après. Les instants de formation des deux principales brèches (Figarès et Lauricet) y sont également indiqués.

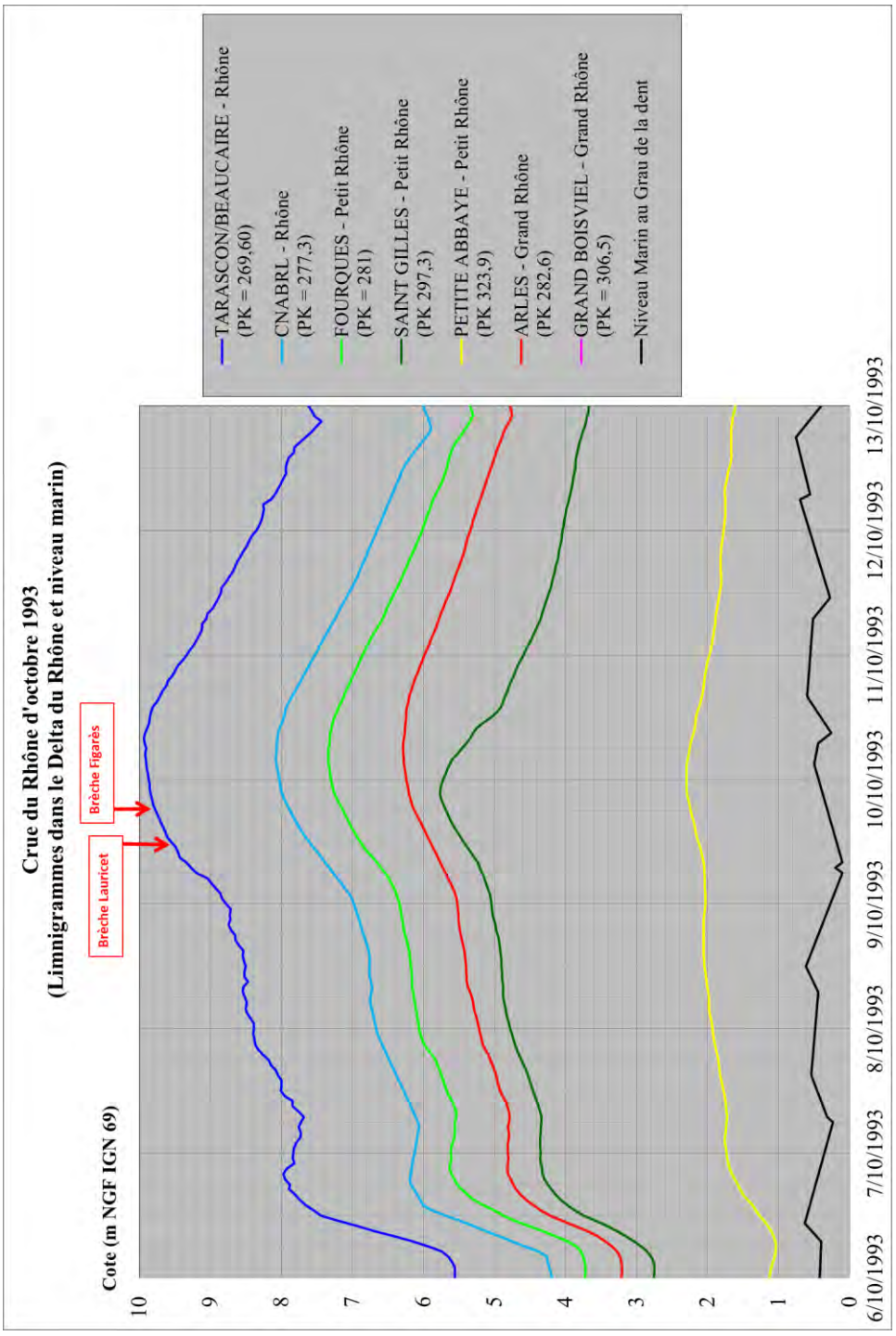


Figure 40. Crue d'octobre 1993 – Limnigrammes dans le Delta du Rhône et niveau marin

Les volumes de la crue sont les suivants :

- Volume de la crue pour Q > 4200 m^3/s : 2.8 milliards de m^3,
- Volume de la crue pour Q > 6000 m^3/s : 0.8 milliards de m^3.

1.7.2 La crue de janvier 1994

La crue a franchi le seuil de 8,15 m NGF (environ 6750 m^3/s) du 7/01/1994 (vers 10h30) en matinée jusqu'au 09/01/1994 en soirée (vers 18h00) pour atteindre son pic de crue le 8 octobre 1993 à 7h à la station de Beaucaire/Tarascon. Les principales caractéristiques de la crue de janvier 1994 sont les suivantes.

Tableau 9. Caractéristiques hydrologiques et hydrauliques de la crue de janvier 1994

Durée alerte 2 – groupe 1 - Q > 6 750 m^3/s	2,5 jours
Durée alerte 2 – groupe 2 – Q > 7 500 m^3/s	2 jours
Durée alerte 3 – groupe 1 – Q > 8 400 m^3/s	1,5 jour
Durée alerte 3 – groupe 2 – Q > 9 000 m^3/s	1 jour
Débit de pointe annoncé (anc. courbe tarage)	11 000 m^3/s
Débit de pointe (nouvelle courbe de tarage)	10 000 m^3/s
Cote maximum (m NGF)	10,50 m NGF

La figure ci-dessous extraite de DREAL RA [K205] illustre l'intensité des apports des affluents du Rhône (principalement la Durance).

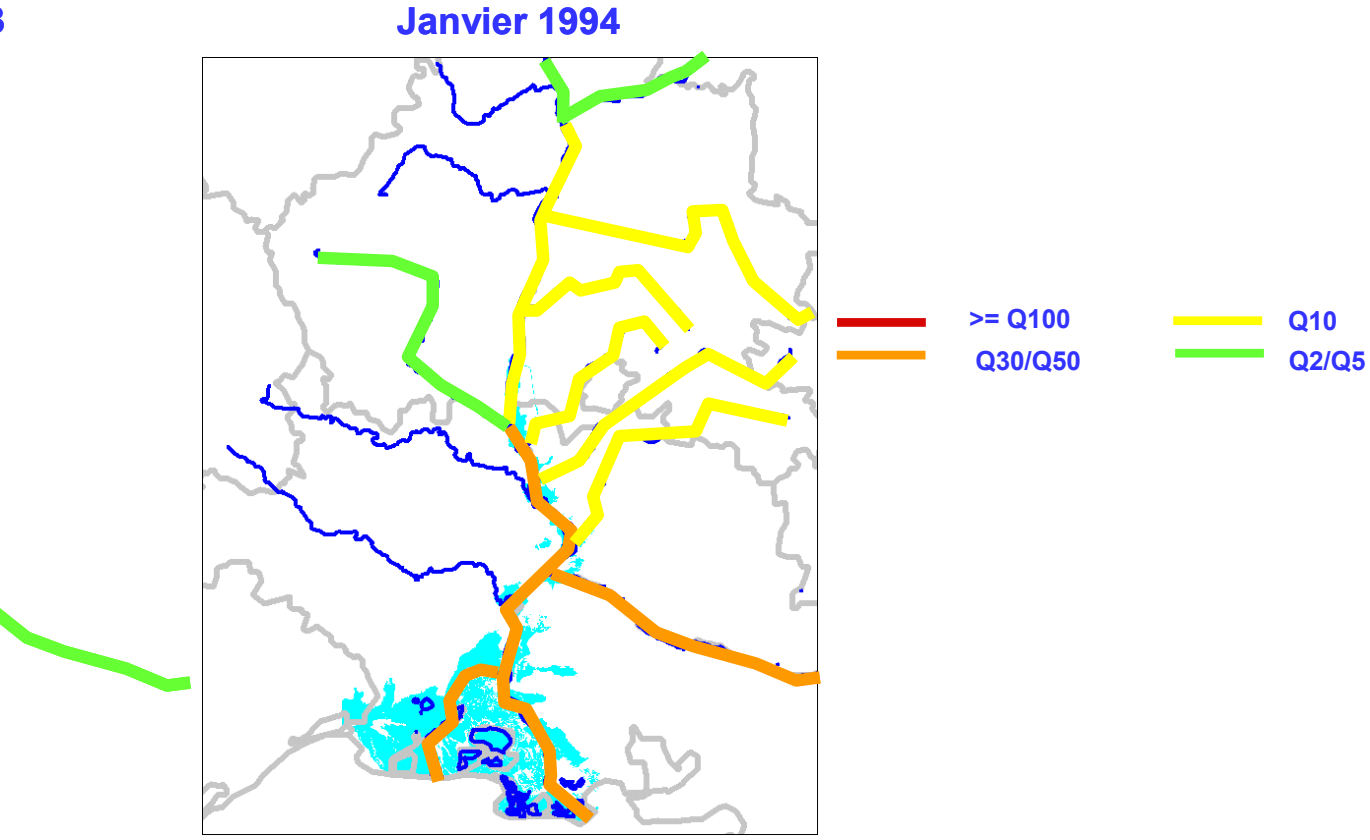


Figure 41. Crue de janvier 1994 et apport des affluents (DREAL RA [K205])

L'évolution des limnigrammes aux différentes stations du Grand Delta figure en page suivante. Les instants de formation des brèches de Beaumont et de Lauricet y sont également indiqués.

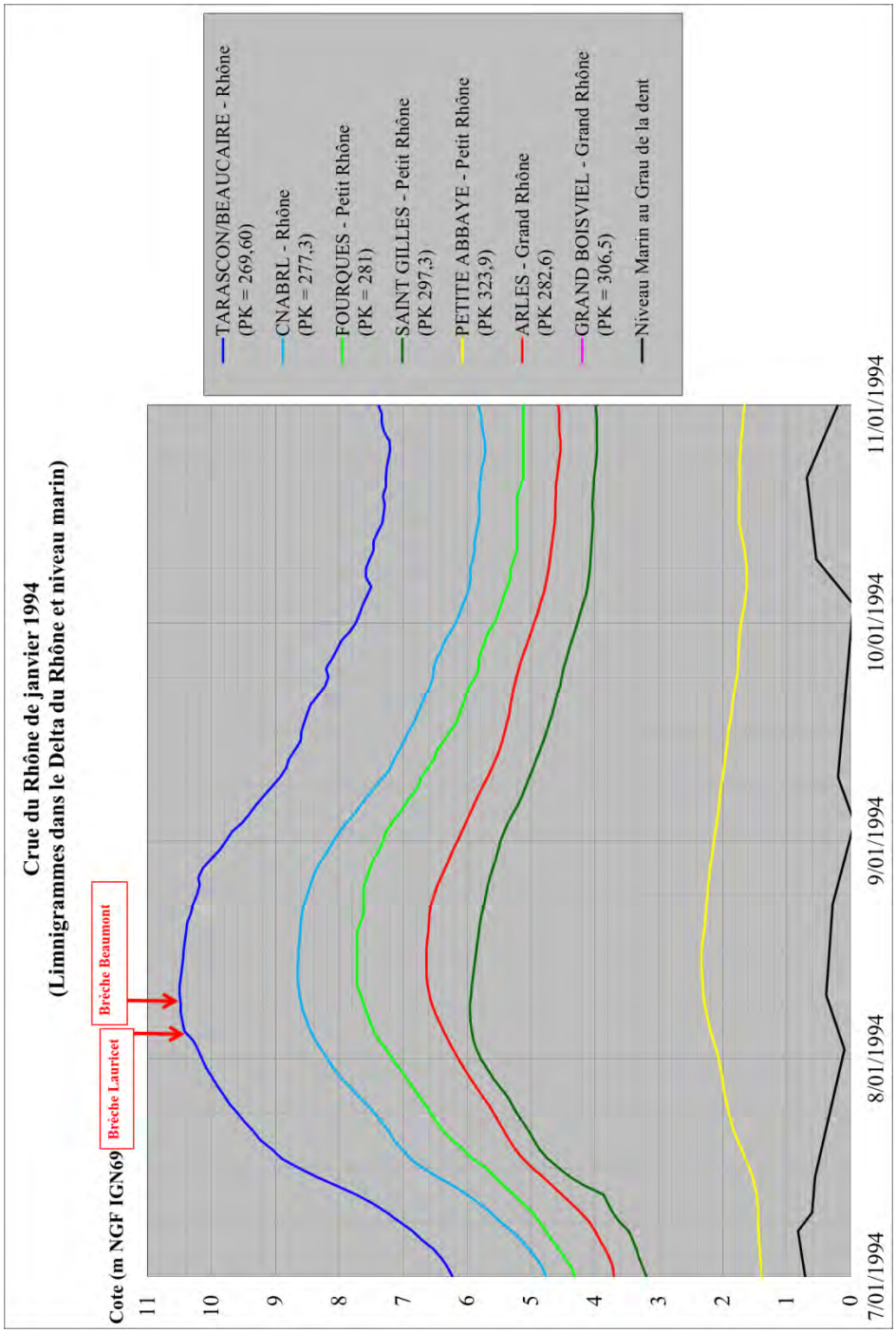


Figure 42. Crue de janvier 1994 – Limnigrammes dans le Delta du Rhône et niveau marin

Les volumes de la crue sont les suivants :

- Volume de la crue pour Q > 4200 m^3/s : 1.2 milliards de m^3,
- Volume de la crue pour Q > 6000 m^3/s : 0.55 milliards de m^3.

1.7.3 La crue de novembre 1994

La crue a franchi le seuil de 8,15 m NGF (environ 6750 m^3/s) du 6/11/1994 (vers 01h00) jusqu'au 07/11/1994 à 10h00. Elle a atteint son pic le 6 novembre 1994 à 16h00 à la station de Beaucaire/Tarascon. Les principales caractéristiques de la crue de novembre 1994 sont les suivantes.

Tableau 10. Caractéristiques hydrologiques et hydrauliques de la crue de nov. 1994

Durée alerte 2 – groupe 1 - Q > 6 750 m^3/s	1,5 jour
Durée alerte 2 – groupe 2 – Q > 7 500 m^3/s	1 jour
Durée alerte 3 – groupe 1 – Q > 8 400 m^3/s	0,5 jour
Durée alerte 3 – groupe 2 – Q > 9 000 m^3/s	3 heures
Débit de pointe annoncé (anc. courbe tarage)	9 800 m^3/s
Débit de pointe (nouvelle courbe de tarage)	8 900 m^3/s
Cote maximum (m NGF)	9,92 m NGF

L'évolution des limnigrammes aux différentes stations du Grand Delta, ainsi que les enregistrements du marégramme du Grau de la Dent figurent ci-après.

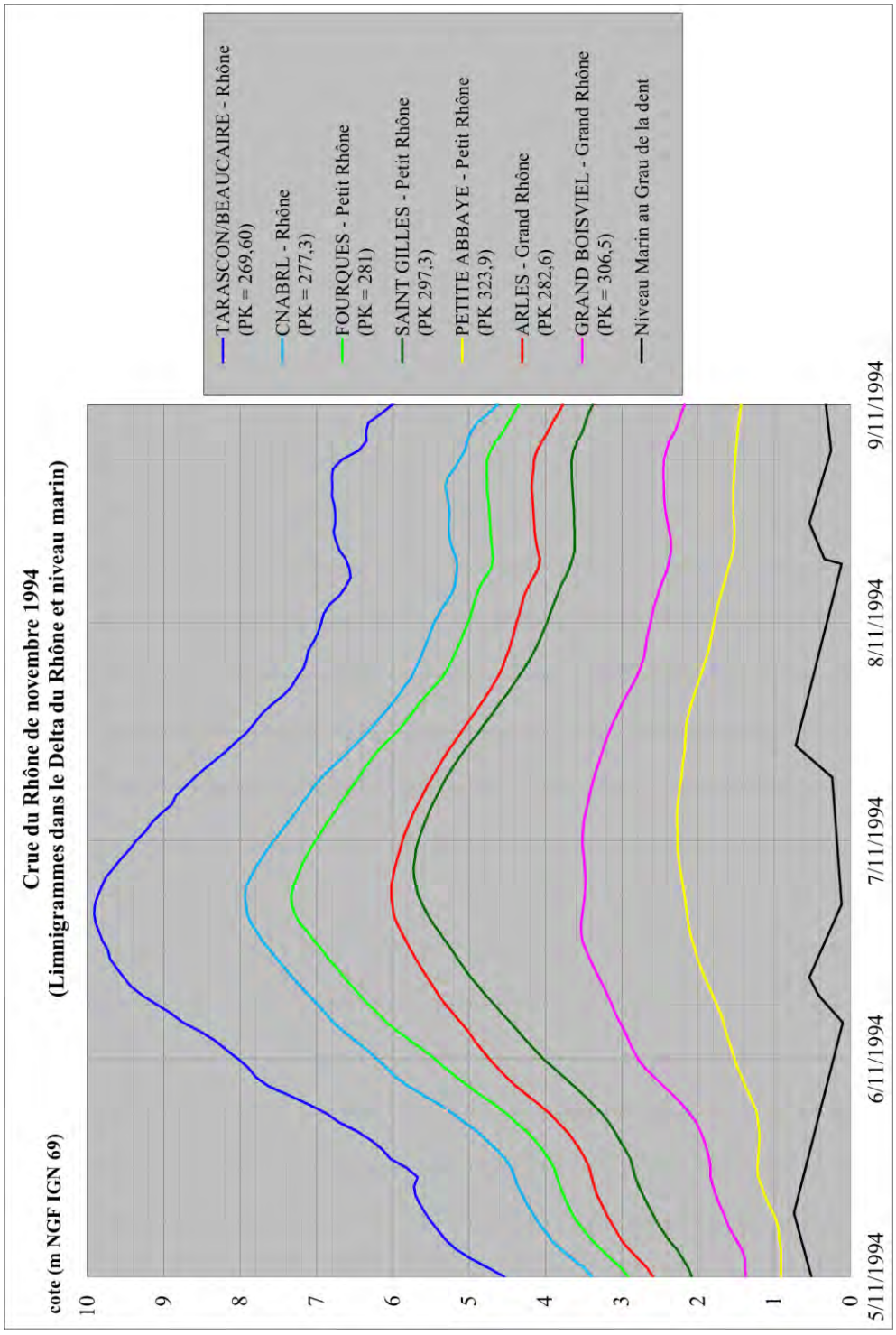


Figure 43. Crue de Nov. 1994 – Limnigrammes dans le Delta du Rhône

Les volumes de la crue sont les suivants :

- Volume de la crue pour Q > 4200 m^3/s : 0.8 milliards de m^3,
- Volume de la crue pour Q > 6000 m^3/s : 0.26 milliards de m^3.

1.7.4 La crue de novembre 1996

La crue a franchi le seuil de 8,15 m NGF (environ 6750 m^3/s) du 13/11/1996 à 11h00 jusqu'au 14/11/1994 à 12h00. Elle a atteint son pic le 13 novembre 1996 à 22h00 à la station de Beaucaire/Tarascon. Les principales caractéristiques de la crue de novembre 1996 sont les suivantes.

Tableau 11. Caractéristiques hydrologiques et hydrauliques de la crue de nov. 1996

Durée alerte 2 – groupe 1 - Q > 6 750 m^3/s	1 jour
Durée alerte 2 – groupe 2 – Q > 7 500 m^3/s	18 heures
Durée alerte 3 – groupe 1 – Q > 8 400 m^3/s	1 heure
Durée alerte 3 – groupe 2 – Q > 9 000 m^3/s	
Débit de pointe annoncé (anc. courbe tarage)	9 000 m^3/s
Débit de pointe (nouvelle courbe de tarage)	8 400 m^3/s
Cote maximum (m NGF)	9,48 m NGF

L'évolution des limnigrammes aux différentes stations du Grand Delta, ainsi que les enregistrements du marégramme du Grau de la Dent figurent ci-dessous.

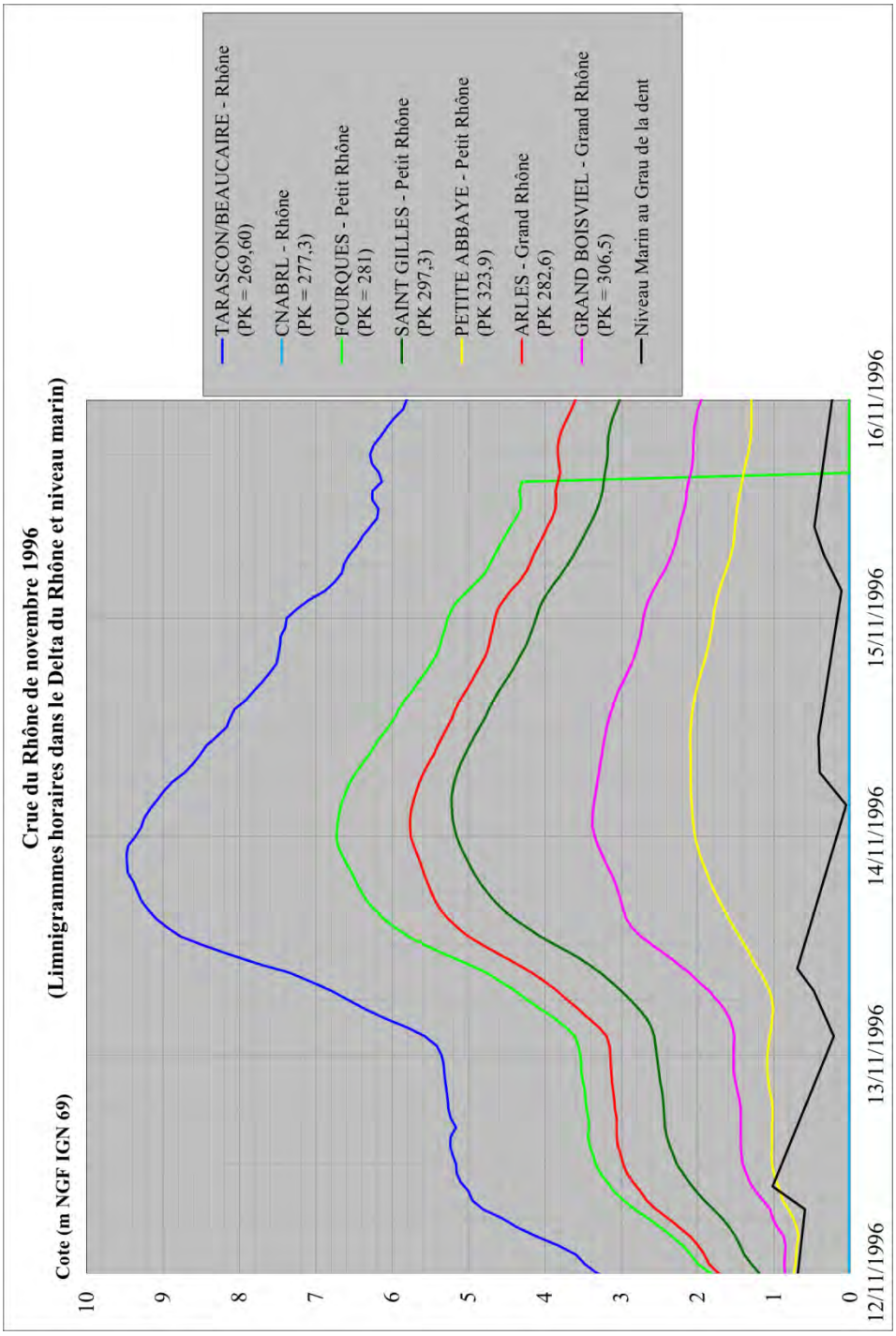


Figure 44. Crue de Nov. 1996 – Limnigrammes dans le Delta du Rhône

Les volumes de la crue sont les suivants :

- Volume de la crue pour Q > 4200 m^3/s : 0.5 milliards de m^3,
- Volume de la crue pour Q > 6000 m^3/s : 0.17 milliards de m^3.

1.7.5 La crue de septembre 2002

La crue de septembre 2002 est la crue la plus rapide depuis 1993. Elle a franchi le seuil de 8,15 m NGF (environ 6750 m^3/s) du 09/09/2002 à 17h00 jusqu'au 10/02/2002 à 11h00. Elle a atteint son pic le 10 septembre 2002 à 2h00 à la station de Beaucaire/Tarascon. Les principales caractéristiques de la crue de septembre 2002 sont les suivantes.

Tableau 12. Caractéristiques hydrologiques et hydrauliques de la crue de sept. 2002

Durée alerte 2 – groupe 1 - Q > 6 750 m^3/s	18 heures
Durée alerte 2 – groupe 2 – Q > 7 500 m^3/s	16 heures
Durée alerte 3 – groupe 1 – Q > 8 400 m^3/s	13 heures
Durée alerte 3 – groupe 2 – Q > 9 000 m^3/s	10 heures
Débit de pointe annoncé (anc. courbe tarage)	10 600 m^3/s
Débit de pointe (nouvelle courbe de tarage)	9 600 m^3/s
Cote maximum (m NGF)	10,30 m NGF

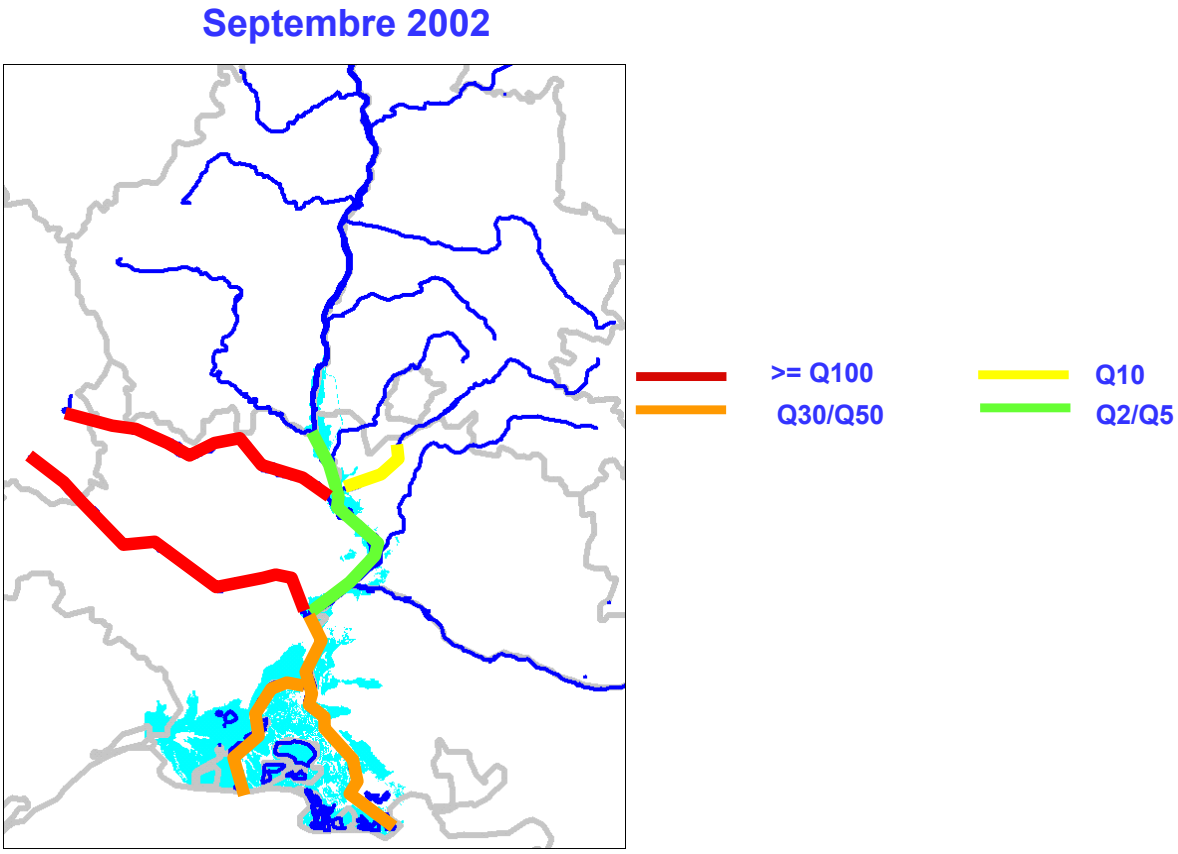


Figure 45. Crue de septembre 2002 – apports des affluents (source DREAL RA [K205])

L'évolution des limnigrammes aux différentes stations du Grand Delta, ainsi que les enregistrements du marégramme du Grau de la Dent figurent ci-dessous.

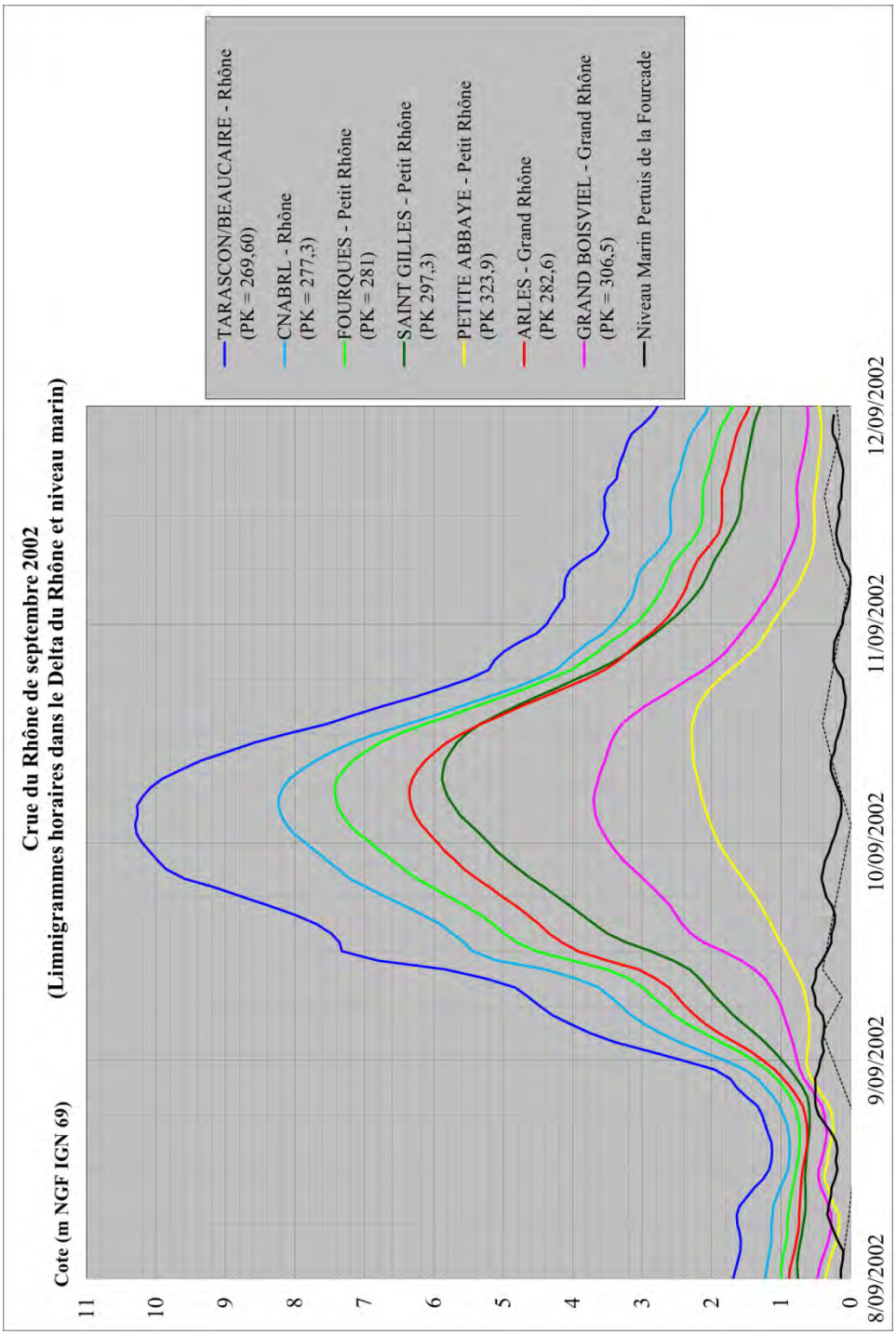


Figure 46. Crue de Sept. 2002 – Limnigrammes dans le Delta du Rhône

Les volumes de la crue sont les suivants :

- Volume de la crue pour Q > 4200 m^3/s : 0.37 milliards de m^3,
- Volume de la crue pour Q > 6000 m^3/s : 0.19 milliards de m^3.

1.7.6 La crue de novembre 2002

La crue de novembre 2002 s'est principalement caractérisée par sa longueur et ses trois pointes successives entre le 15/11/2002 et le 01/12/2002. Elle a franchi une première fois le seuil de 8,15 m NGF (environ 6750 m^3/s) le 16/11/2002 à 0h00 pour atteindre un 1er pic à la cote de 9,60 m NGF le 17/11/2002 à 14h et redescendre sous le seuil de 8,15 m NGF le 20/11/2002 à 2h00.
Le 22/11/2002 à 5h00, le seuil de 8,15 m NGF a été une nouvelle fois franchi. La crue a atteint son 2ème pic à la cote de 8,79 m NGF le 22/11/2002 à 13h00 pour redescendre sous le seuil de 8,15 m NGF, le même jour à 22h.
Le 24/11/2002, la crue franchit le seuil de 8,15 m NGF une 3ème fois pour atteindre son pic maximum le 26/11/2002 à 9h00 (cote de 10,15 m NGF). La crue est redescendue sous le seuil de 8,15 m NGF le 28/11/2002 à 19h

Les principales caractéristiques de la crue de novembre 2002 et ses trois pics sont les suivantes

Tableau 13. Caractéristiques hydrologiques et hydrauliques de la crue de novembre 2002

Durée alerte 2 – groupe 1 - Q > 6 750 m^3/s	9 jours
Durée alerte 2 – groupe 2 – Q > 7 500 m^3/s	6,5 jours
Durée alerte 3 – groupe 1 – Q > 8 400 m^3/s	2,5 à 3 jours
Durée alerte 3 – groupe 2 – Q > 9 000 m^3/s	1,5 jour
Débit de pointe 1er pic annoncé (anc. courbe tarage)	9 200 m^3/s
Débit de pointe 1er pic (nouvelle courbe de tarage)	8 500 m^3/s
Cote maximum 1er pic (m NGF)	9,60 m NGF
Débit de pointe 3ème pic annoncé (anc. courbe tarage)	10 300 m^3/s
Débit de pointe 3ème pic (nouvelle courbe de tarage)	9 500 m^3/s
Cote maximum 3ème pic (m NGF)	10,15 m NGF

La figure ci-après extraite de DREAL RA [K205] illustre l'intensité des apports des affluents du Rhône.

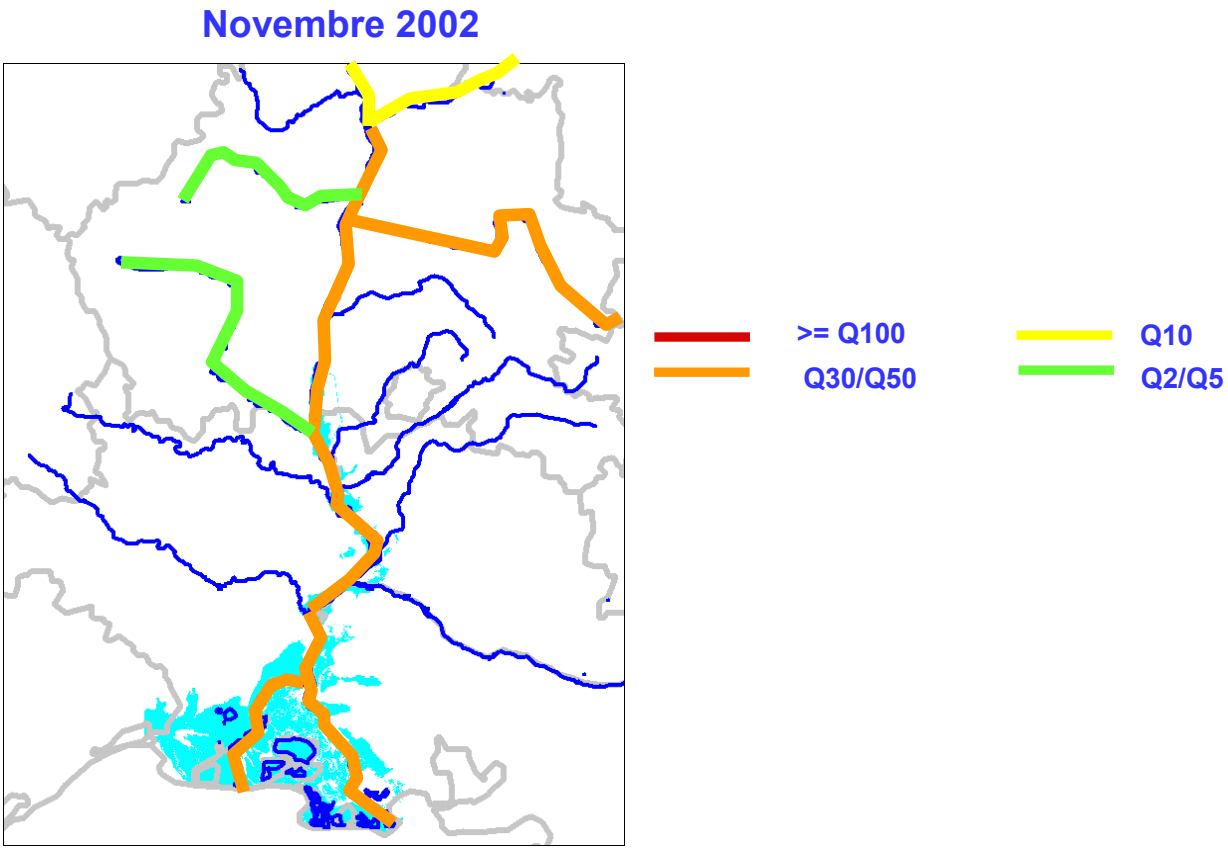


Figure 47. Crue de novembre 2002 – apports des affluents (source DREAL RA [K205])

L'évolution des limnigrammes aux différentes stations du Grand Delta figure en page suivante. L'instant de formation de l'unique brèche totale occasionnée dans le système juste en amont du mas de Claire Farine (PRD 309,0) et la période, pendant laquelle la digue en aval de Sylvéréal a surversé, sont également indiqués.

Les volumes de la crue sont les suivants :

- Volume de la crue pour Q > 4200 m^3/s : 4.1 milliards de m^3,
- Volume de la crue pour Q > 6000 m^3/s : 1.7 milliards de m^3.

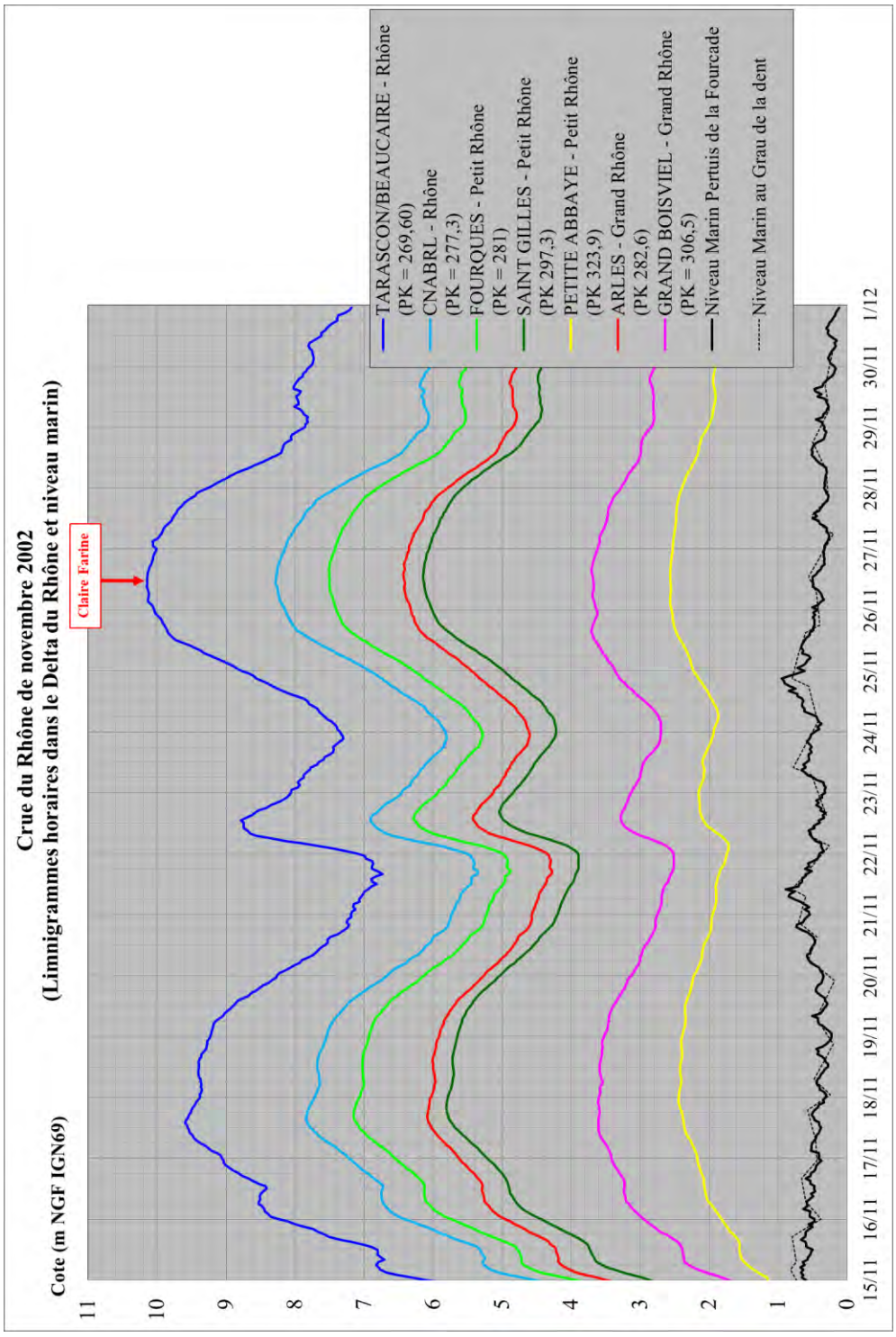


Figure 48. Crue novembre 2002 – limnigrammes stations du Grand Delta du Rhône

1.8 LA CRUE DES 3 ET 4 DECEMBRE 2003

La crue de décembre 2003 a franchi le seuil de 8,15 m NGF (environ 6750 m^3/s) du 02/12/2003 à 7h00 jusqu'au 05/12/2003 à 2h00. Elle a atteint son pic le 4 décembre 2003 à 3h00 à la station de Beaucaire/Tarascon. Les principales caractéristiques de la crue de décembre sont les suivantes.

Tableau 14. Caractéristiques hydrologiques et hydrauliques de la crue de déc. 2003

Durée alerte 2 – groupe 1 - Q > 6 750 m^3/s	2,9 jours
Durée alerte 2 – groupe 2 – Q > 7 500 m^3/s	2,6 jours
Durée alerte 3 – groupe 1 – Q > 8 400 m^3/s	2,3 jours
Durée alerte 3 – groupe 2 – Q > 9 000 m^3/s	2 jours
Débit de pointe annoncé (anc. courbe tarage)	13 000 m^3/s
Débit de pointe (nouvelle courbe de tarage)	11 600 m^3/s
Cote maximum (m NGF)	11,33 m NGF

Elle est la crue la plus importante du Rhône depuis 1856. La figure ci-dessous extraite de DREAL RA [O0112] illustre l'intensité des apports des affluents du Rhône.

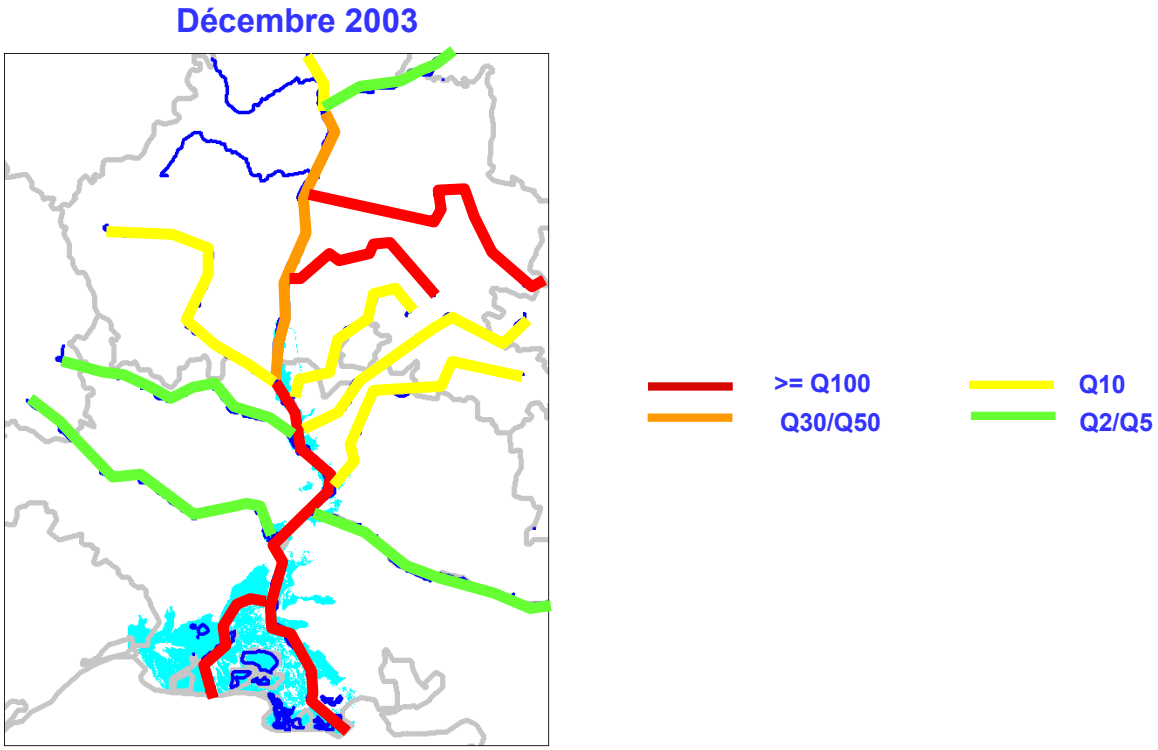


Figure 49. Crue de déc. 2003 – Apports des principaux affluents (source DREAL RA [K205])

Les limnigrammes dans le Delta du Rhône et le marégramme au Grau de la Dent figurent en page suivante.

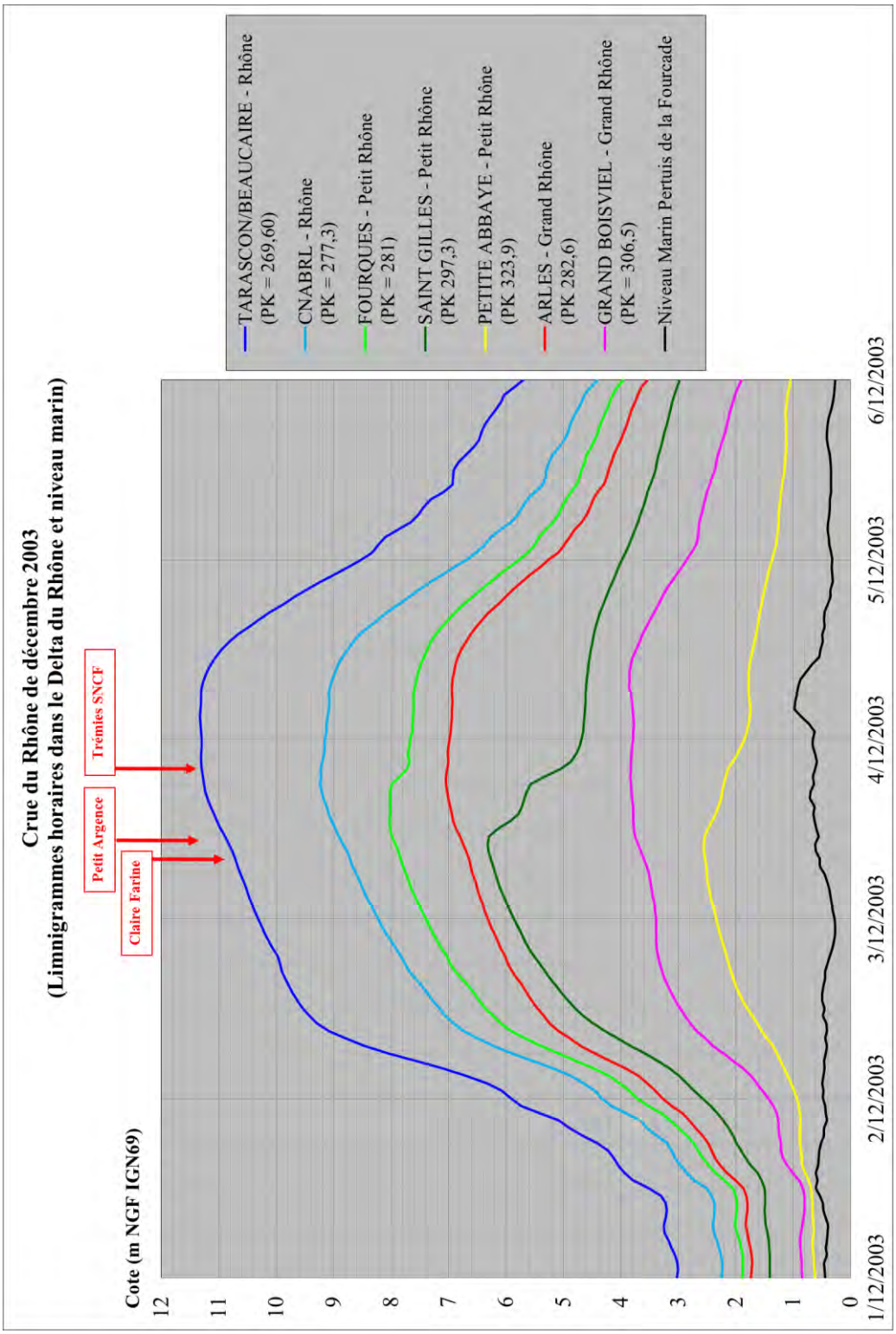


Figure 50. Crue de déc. 2003 : limnigrammes aux principales stations du Grand Delta et Marégramme au pertuis de la Fourcade

Les figures ci-après, extraites de l'étude de calage précis entre Beaucaire et Arles réalisées par la CNRingénierie [K100] illustrent respectivement :

- Les débits modélisés dans la brèche d'Argence, la brèche de Claire Farine et sur le Petit Rhône à Fourques ;
- Le débit sur le Petit Rhône en amont et en aval d'Argence ainsi que le débit dérivé dans la zone protégée au travers de la brèche d'Argence ;
- Le débit sur le Petit Rhône en amont et en aval de Claire Farine ainsi que le débit dérivé dans la zone protégée au travers de la brèche de Claire Farine;
- Les débits de pointe modélisés aux stations de Beaucaire/Tarascon, Arles et Fourques ;
- La ligne d'eau maximum modélisée sur le Rhône et Petit Rhône lors de la crue de décembre 2003 et la ligne d'eau modélisée pour la même crue en supposant l'absence de brèche ;
- La répartition Petit Rhône/Grand Rhône.

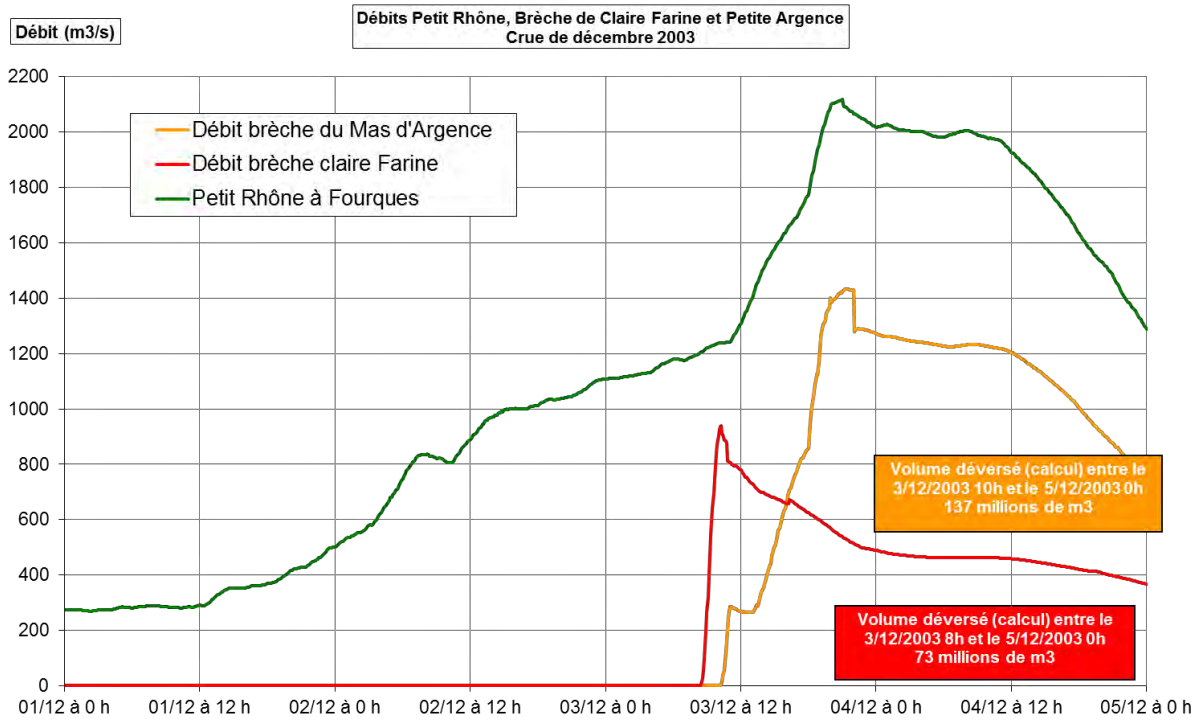


Figure 51. Débits modélisés dans la brèche d'Argence, la brèche de Claire Farine et sur le Petit Rhône à Fourques (source CNR [K100])

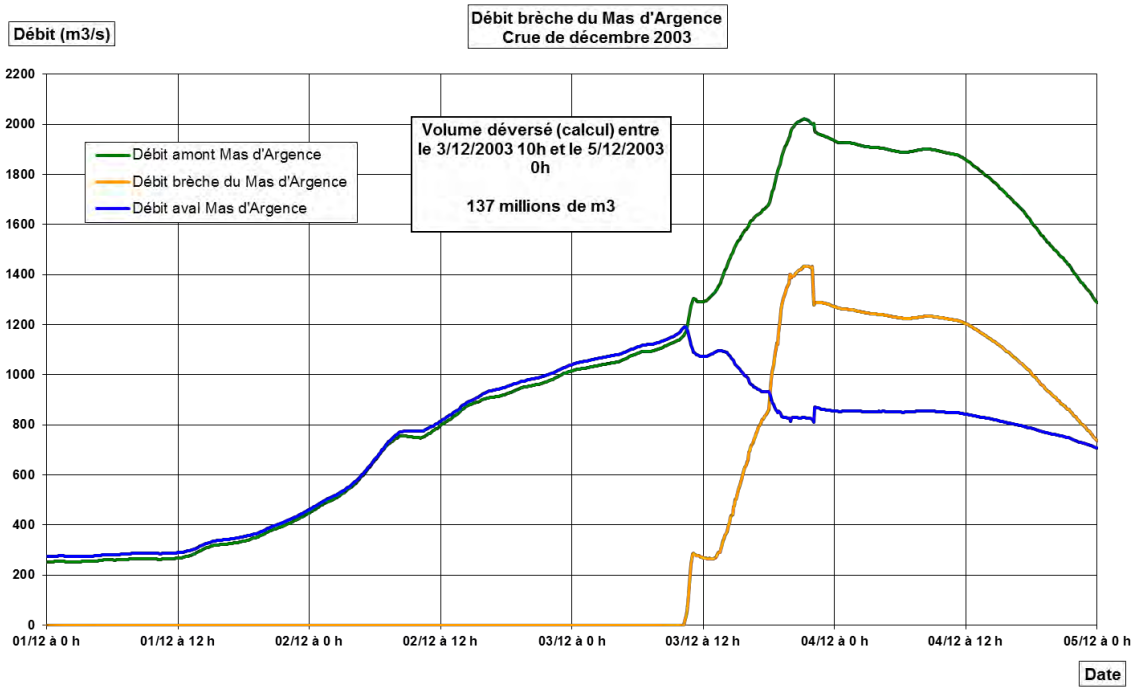


Figure 52. Débit sur le Petit Rhône en amont et en aval d'Argence et dans la brèche d'Argence (source CNRingénierie [K100])

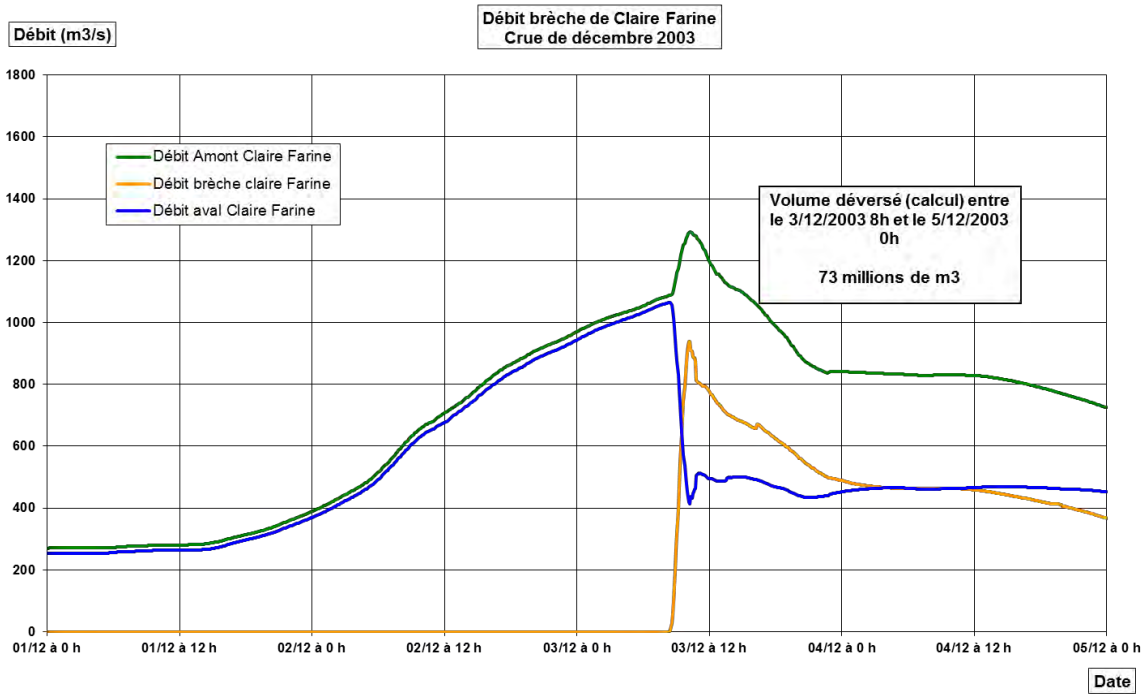


Figure 53. Débit sur le Petit Rhône en amont et en aval de Claire Farine et dans la brèche de Claire Farine (source CNRingénierie [K100])

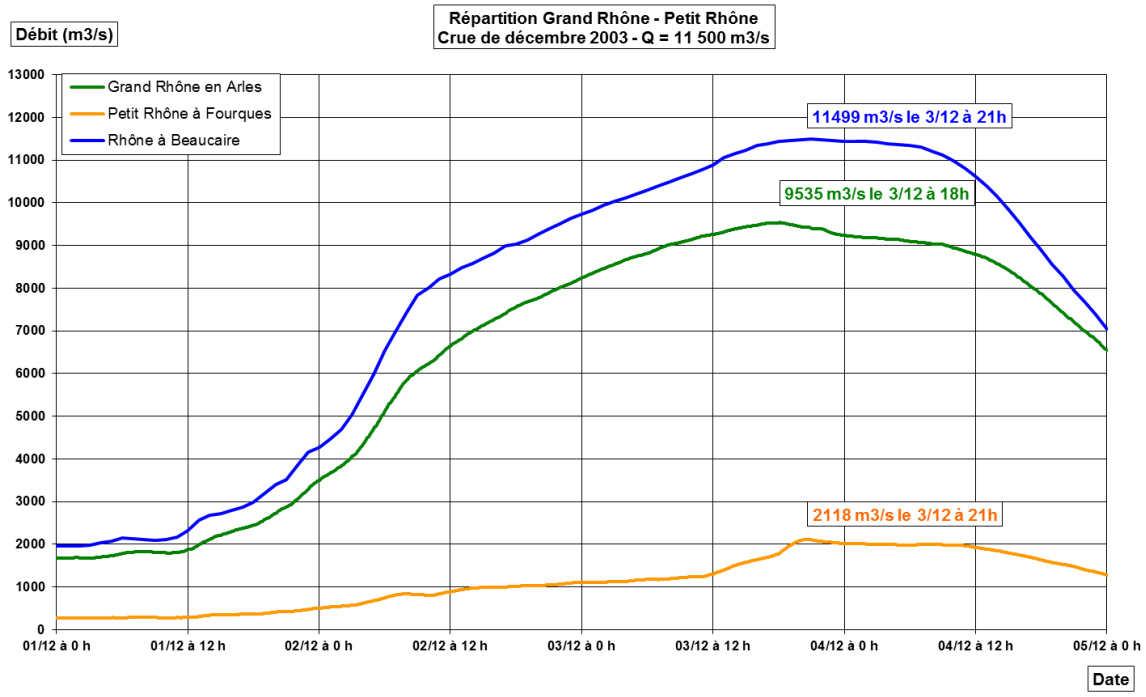


Figure 54. Débits de pointe modélisés aux stations de Beaucaire/Tarascon, Arles et Fourques

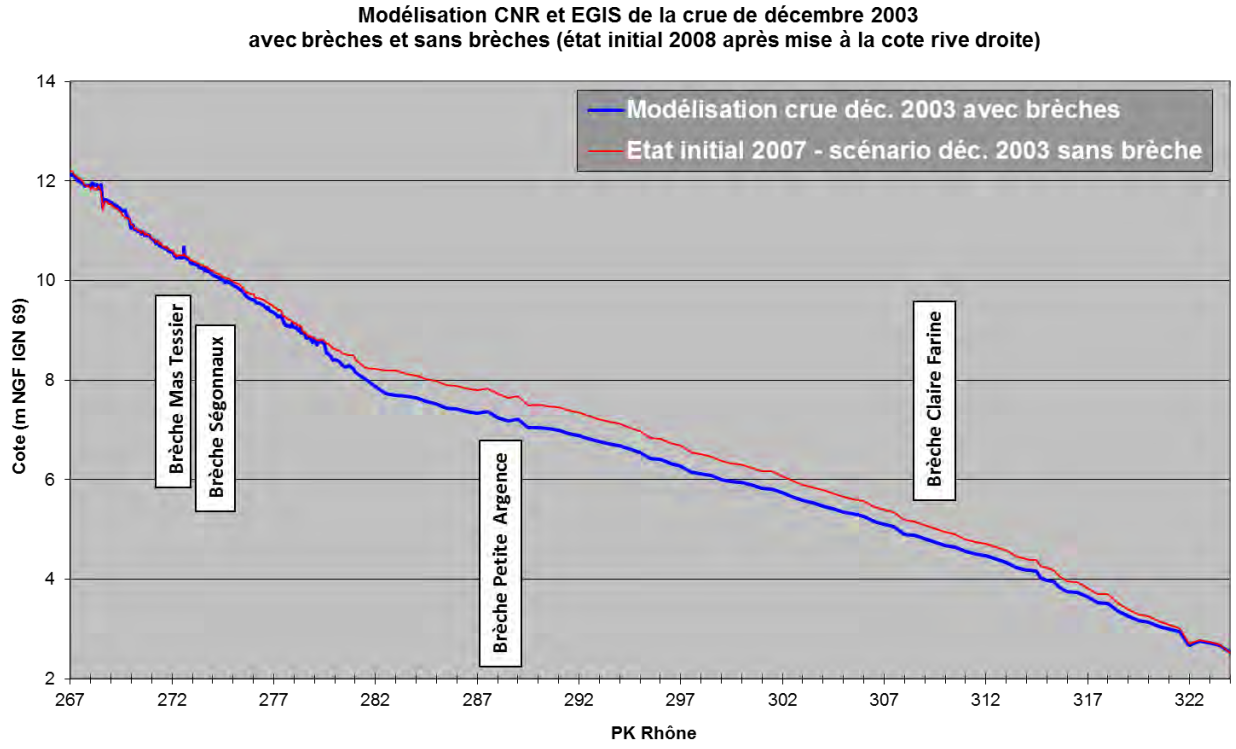


Figure 55. Lignes d'eau en décembre 2003 avec brèches et ligne d'eau de la crue de décembre 2003 dans l'état initial de 2003 avec déversement sans brèche (source CNR [K100] et EGISeau [K101]).

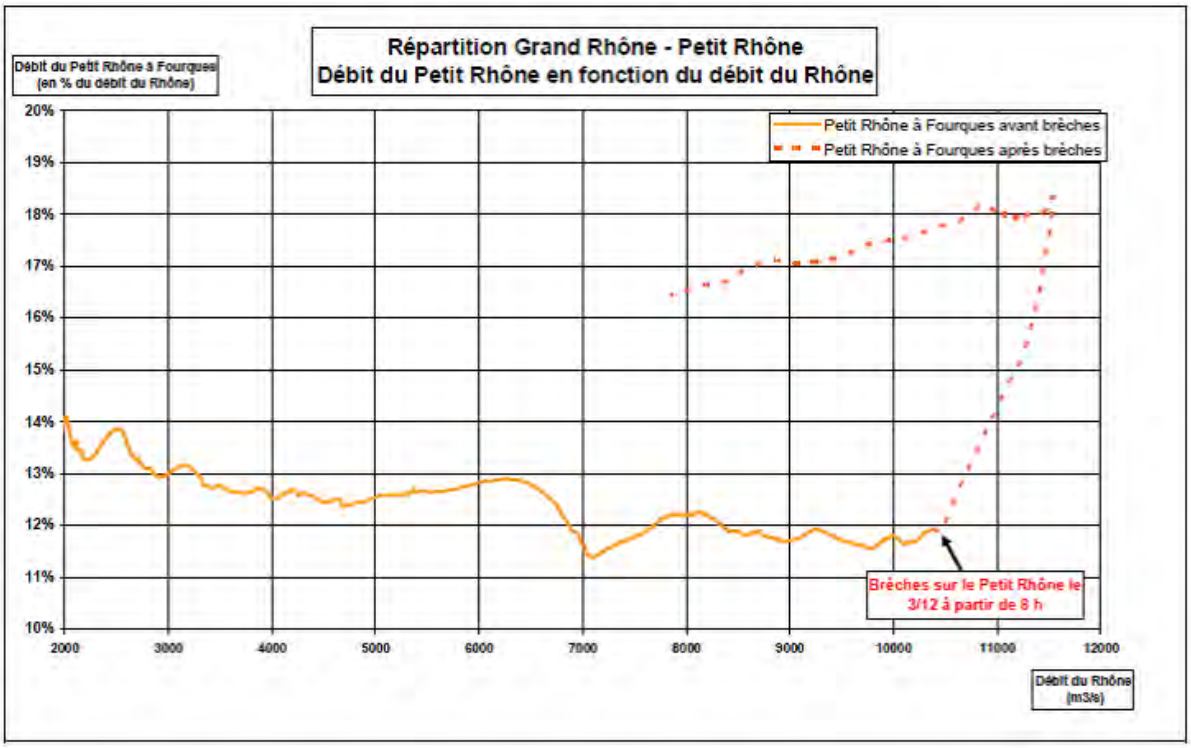


Figure 56. Répartition Grand Rhône/Petit Rhône en décembre 2003 (source CNR [K100])

Ces figurent permettent de mesurer l'importance des débits et volumes de déversement au travers des brèches.

Elles permettent également de voir l'appel de débit vers le Petit Rhône causé par les brèches sur le Petit Rhône et la modification de la répartition Petit Rhône/Grand Rhône. Le débit de pointe sur le Petit Rhône en l'absence de brèches dans le système aurait été de 1 378 m^3/s (source CNR [K100]) alors qu'il a été d'environ 2000 m^3/s en décembre 2003. De la même façon la répartition Petit Rhône/Grand Rhône est passée de 12 % à 18 %.

Cette augmentation de débit sur le Petit Rhône ne se traduit néanmoins pas en une augmentation de ligne d'eau comme en témoigne la figure ci-dessus.

On peut voir sur la figure ci-dessus que l'effet des brèches de Petit Argence et Claire Farine a sensiblement abaissé la ligne d'eau dans le Petit Rhône. En revanche sur le Rhône entre Beaucaire et Arles, cet abaissement n'a plus été que de 25 cm au droit de la prise d'eau BRL et de 5 cm au droit de la station de Beaucaire/Tarascon.

Ce fonctionnement est perceptible également sur les limnigrammes enregistrés par la CNR (Cf. figure ci-avant) en décembre 2003. Les niveaux baissent très sensiblement en aval de Petit Argence et Claire Farine dès la formation des brèches, alors qu'ils continuent d'augmenter en amont, compte tenu des apports du Bassin Versant.

1.9 CRUES DE NOVEMBRE 2014

Depuis 2003, aucune crue importante n'a été occasionnée. La dernière en date qui est la crue la plus forte est celle de novembre 2014 qui a atteint un débit de pointe de 7200 m3/s, après avoir connu un pic à 6900 m3/s quelques jours auparavant. La fin de ce mois de novembre 2014 a été couronnée par une tempête marine la plus importante depuis 1982 concomitamment avec une crue annuelle du Rhône.

La figure ci-dessous donne les limnigrammes et le marégramme aux différentes stations de mesure.

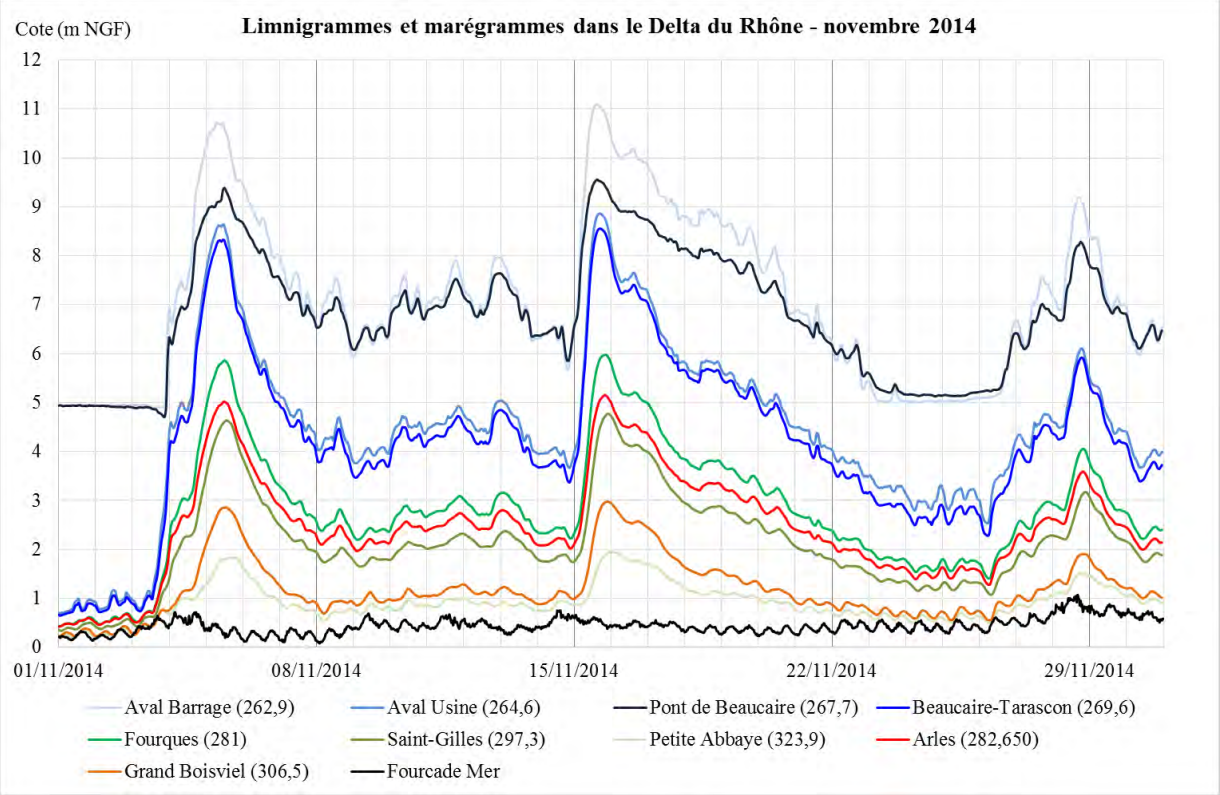


Figure 57. Crues novembre 2014 – limnigrammes

1.10 SYNTHESE CRUES RECENTES

1.10.1 Niveaux maximaux aux stations limnigraphiques du Delta

Les niveaux maximums des 8 crues supérieures à la crue décennale, depuis la réalisation des aménagements CNR, figurent ci-après. Ces altitudes sont en NGF IGN 69.

Figurent également dans ce tableau les niveaux à 8 heures avant la formation de la brèche de Claire Farine et à 10 heures avant la formation de la brèche de Petit Argence.

L'analyse de ces niveaux montre que le 3 décembre 2003 à 8 heures avant la formation de la première brèche (Claire Farine), jamais les niveaux n'avaient été aussi élevés aux stations de Beaucaire/Tarascon, BRL, Fourques, Arles et Saint Gilles. Pour les stations de Petite Abbaye et Grand Boisviel, ce n'est pas le cas, mais il est à noter que ces stations sont sous l'influence du niveau marin.

Ce « record » de niveau s'explique par l'efficacité des dispositifs de surveillance mis en place sur les deux rives, qui ont permis de résorber de nombreux désordres (22 brèches évitées en rive gauche) et retarder l'instant fatidique où la formation de brèches devenait inévitable.

Tableau 15. Hauteurs d'eau maximum aux stations limnimétriques - crues récentes (source CNR [K203])

Crues	Stations CNR et PK						
	Beaucaire Tarascon	**CNABRL**	**Fourques**	**Saint Gilles**	**Petite Abbaye**	**Arles**	**Grand Boisviel**
	PK 269,6	**PK277,3**	**PK 281**	**PK 297,3**	**PK 323,9**	**PK 282,6**	**PK 306,5**
10 octobre 1993	9,93	8,09	7,34	5,77	2,30	6,29	
8 janvier 1994	10,50	8,67	7,72	5,96	2,33	6,64	
6 novembre 1994	9,92	7,95	7,33	5,73	2,28	6,02	3,52
13 novembre 1996	9,48		6,73	5,23	2,10	5,77	3,38
10 septembre 2002	10,30	8,26	7,43	5,89	2,29	6,36	3,70
17 novembre 2002	9,60	7,85	7,15	5,81	2,45	6,09	3,61
26 novembre 2002	10,15	8,29	7,51	6,14	2,57	6,43	3,71
4 décembre 2003	11,33	9,24	8,03	6,32	2,56	7,05	3,84
3 déc. 2003 / 8h	10,72	8,72	7,84	6,27	2,54	6,65	3,60
3 déc. 2003 / 10 h	10,83	8,84	7,93	6,32	2,56	6,75	3,71

Les deux figurent ci-après permettent d'avoir une représentation de ces niveaux le long du Rhône, Grand Rhône et Petit Rhône.

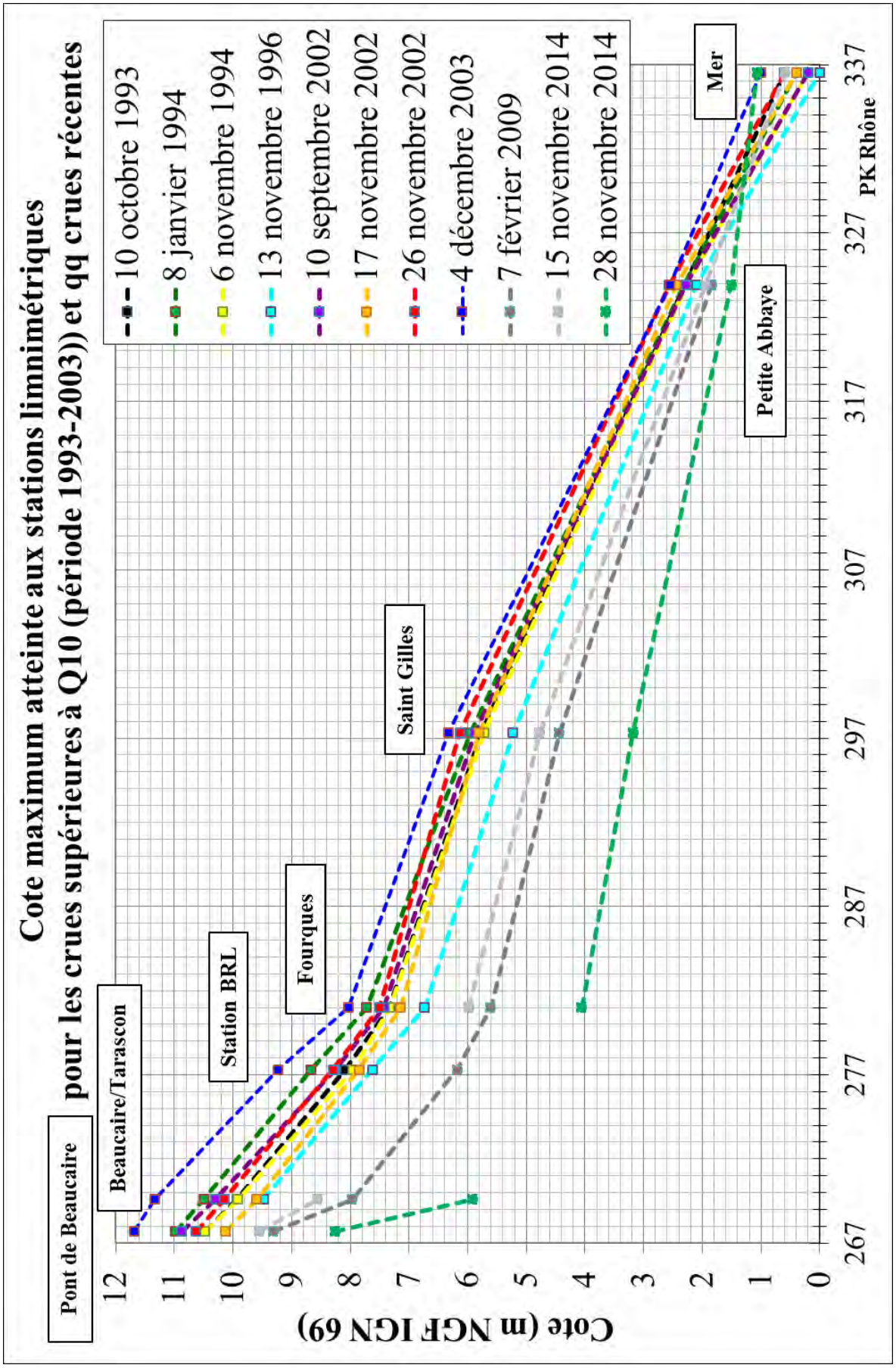

Cote maximum atteinte aux stations limnimétriques
pour les crues supérieures à Q10 (période 1993-2003)) et qq crues récentes
10 octobre 1993
8 janvier 1994
6 novembre 1994
13 novembre 1996
10 septembre 2002
17 novembre 2002
26 novembre 2002
4 décembre 2003
7 février 2009
15 novembre 2014
28 novembre 2014
Pont de Beaucaire
Beaucaire/Tarascon
Station BRL
Fourques
Saint Gilles
Petite Abbaye
Mer
Cote (m NGF IGN 69)
PK Rhône
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
267
277
287
297
307
317
327
337

Figure 58. Niveaux maximums des crues récentes le long du Rhône et Petit Rhône (CNR [K203])

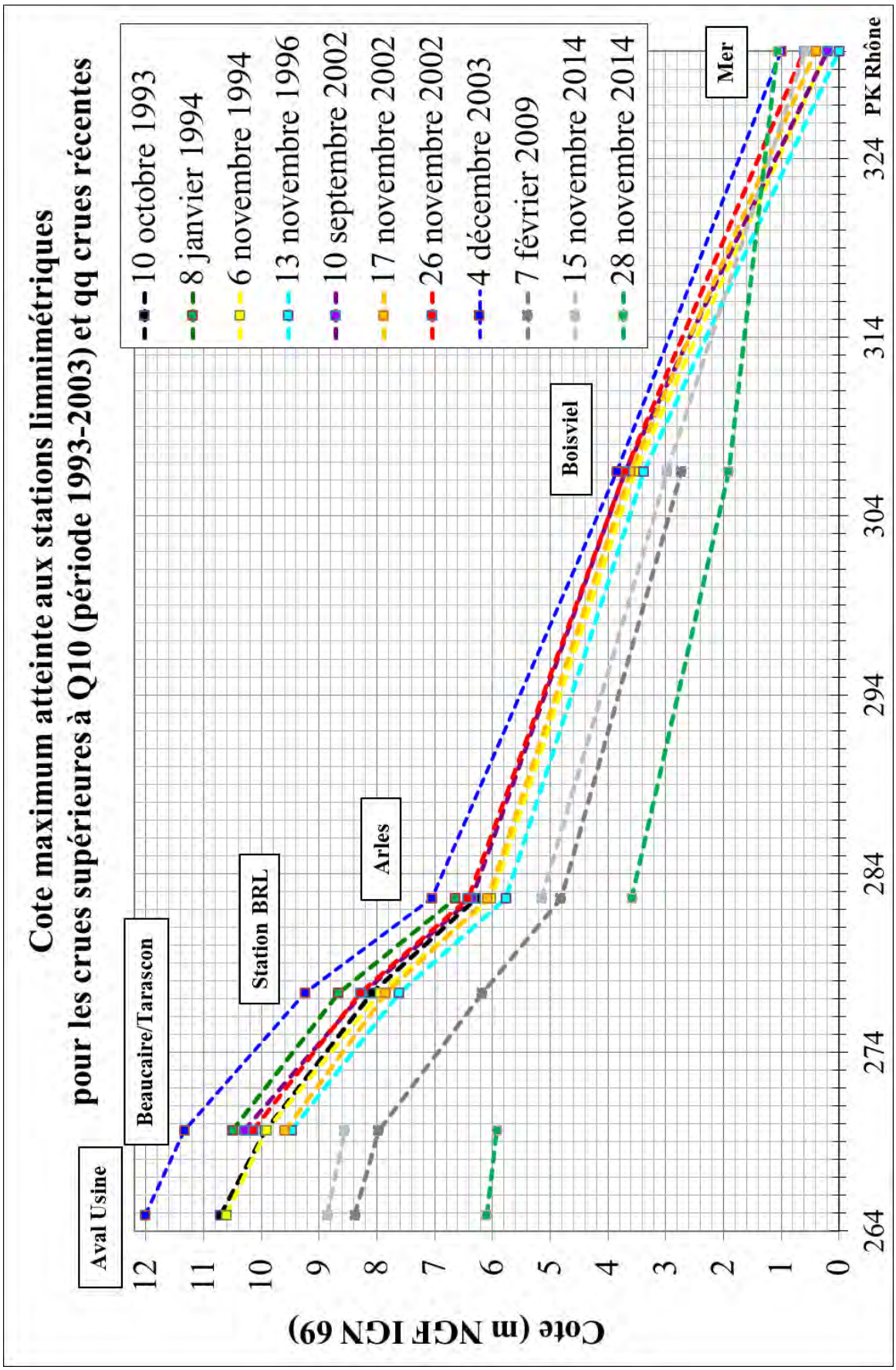


Figure 59. Niveaux maximums des crues récentes le long du Rhône et Grand Rhône (CNR [K203])

Ces figures appellent les commentaires suivants :

- Les niveaux atteints lors de la crue de décembre 2003 sont nettement supérieurs aux autres crues ;
- Les lignes d'eaux peuvent s'inverser suivant la forme de l'hydrogramme de crue en tête de Delta. On constate que pour les crues respectivement du 10 sept. 2002 et du 26 novembre 2002, pour lesquelles aucune brèche majeure n'est venue « perturber » la ligne d'eau : La crue de septembre 2002 a atteint des niveaux en tête de Delta supérieurs à celle de novembre 2002. Les niveaux de la crue du 26 novembre 2002 dépassent les niveaux de la crue du 10 septembre 2002 à partir de la station BRL sur le Rhône (PK 277,3). **Cet « inversement » s'explique par la différence de durée et donc de volume des crues**. Lors de la réalisation de l'étude de calage précis entre Beaucaire et Arles, la CNR a montré que le gradient de montée de crue (et donc la durée de crue) pouvait avoir une influence sur les niveaux de crue ; ainsi à débit égal, une crue plus rapide est mieux laminée et atteint des niveaux inférieurs à une crue longue (effet transitoire/permanent) ;
- Cet effet dû au laminage de la crue est très bien illustré par la crue de novembre 1996, qui est une crue cévenole très rapide avec un volume de crue comparable à la possibilité de laminage des plaines de Boulbon et du lit endigué entre Beaucaire et Arles. Cette crue présente des niveaux relativement élevés à Beaucaire/Tarascon qui vont diminuer très sensiblement au fur et à mesure de la propagation de l'onde de crue dans le Delta ;
- Si le niveau de la crue du 8 janvier 1994 est supérieur de 35 cm à la crue du 26 novembre 2002 à la station de Beaucaire/Tarascon, la ligne d'eau de la crue du 26 novembre 2002 devient supérieure au niveau de la crue du 8 janvier 1994 vers le PK 288. **Cette différence s'explique par les deux brèches** de Beaumont (PK 288) et Lauricet (PK 303) qui ont plafonné les niveaux en aval ;
- On note que les crues de novembre 1994 et d'octobre 1993 présentent des **lignes d'eau comparables**, alors qu'elles n'ont pas du tout été vécues de la même façon. **La crue d'octobre 1993 a causé une brèche inondante** avec un volume de déversement de 130 millions de m^3, alors que **la crue de novembre 1994 n'a pas occasionné de brèches** ;
- Les différences de niveaux entre ces crues deviennent très faibles à l'approche de l'embouchure (station de Grand Boisviel sur le Grand Rhône et station de Petite Abbaye sur le Petit Rhône). Cette diminution s'explique par **l'importance croissante du niveau marin sur les lignes d'eau en aval du Delta**.
- Cette influence est particulièrement notable pour la crue annuelle du 28 novembre 2014 qui a été concomitante avec la tempête marine. Les niveaux observés aux embouchures du PK 327 au PK 337 pour le Petit Rhône et du PK 319 au PK 3360 pour le Grand Rhône sont comparables à ceux observés lors des grandes crues récentes.

La figure en page suivante permet d'avoir une autre représentation des niveaux en fonction du débit en tête de Delta.

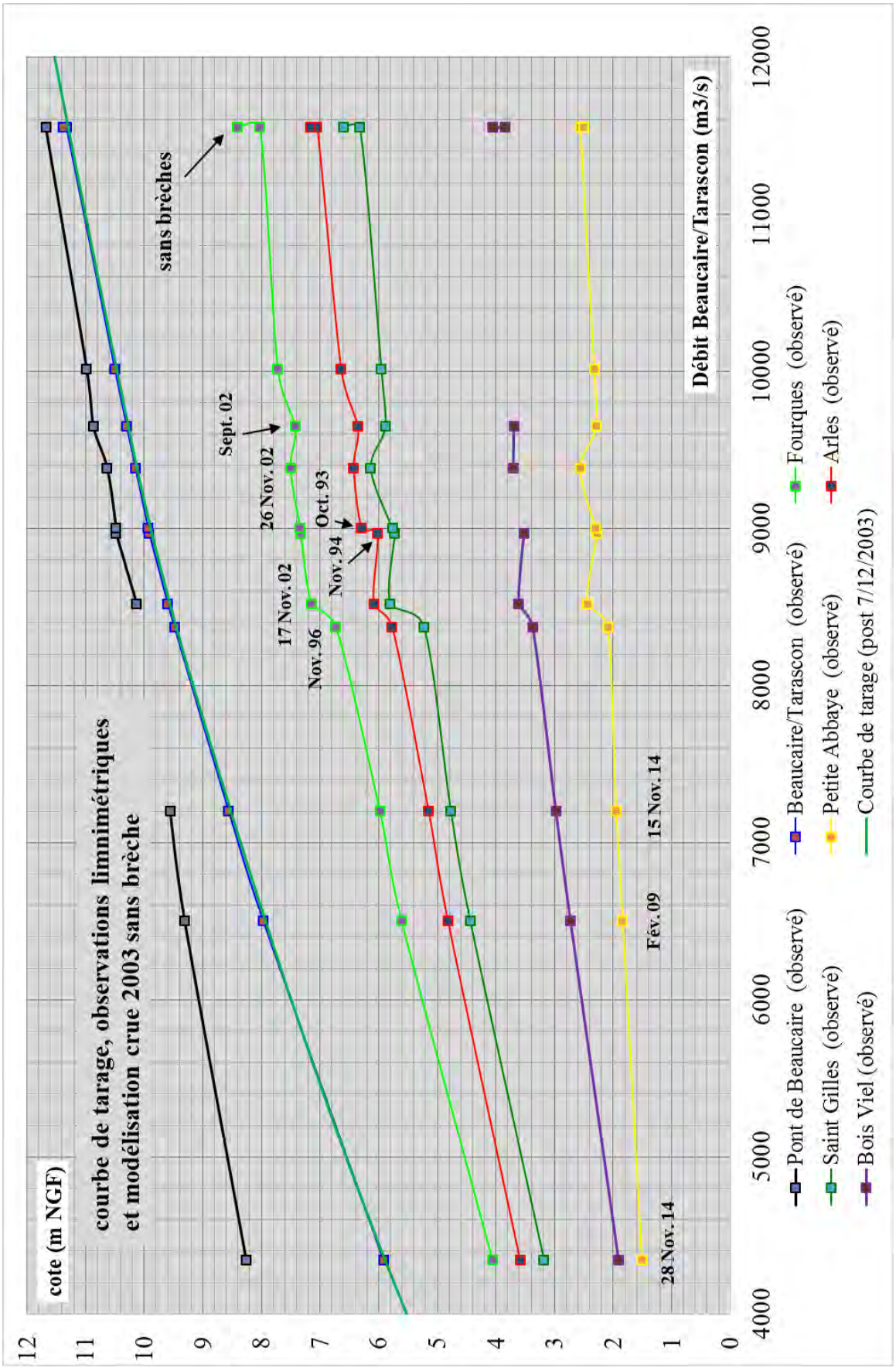


Figure 60. Débits à Beaucaire/Tarascon et niveaux observés aux principales stations limnigraphiques

1.11 COMPARAISON DES CRUES DE 2003, 1840 ET 1856

Reconstitué à partir des données des Ponts et Chaussées et du SPC Grand Delta, la figure ci-dessous donne les limnigrammes des crues de 1840, 1856 et 2003. Comme indiqué ci-avant, la crue de décembre 2003 a atteint des niveaux records.

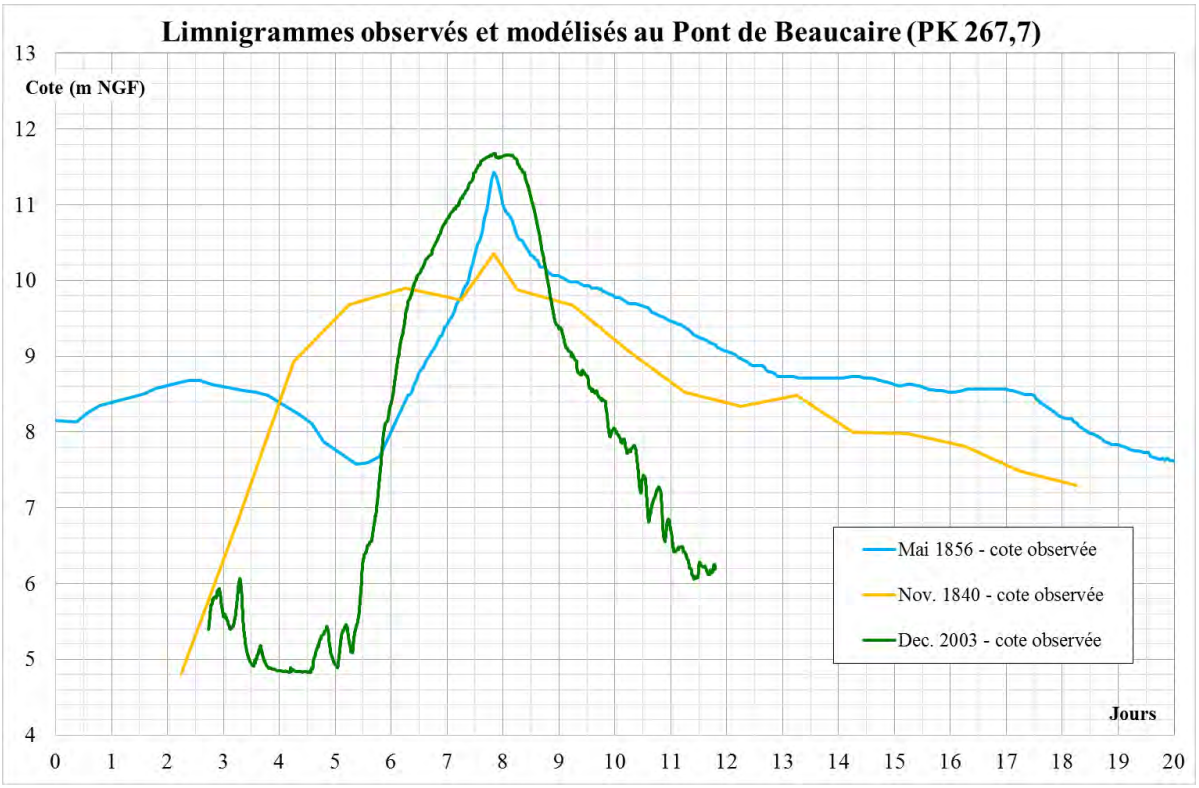


Figure 61. Niveaux observés en 1840, 1856 et 2003 au Pont de Beaucaire (267,7)

La figure suivante donne les mêmes limnigrammes mais en l'absence de brèches dans le système.
L'hydrogramme de mai 1856 sans brèche est quasiment deux fois plus épais que celui de décembre 2003 et celui de novembre 1840 sans brèche aurait été 2 fois plus épais que celui de mai 1856 sans brèche.

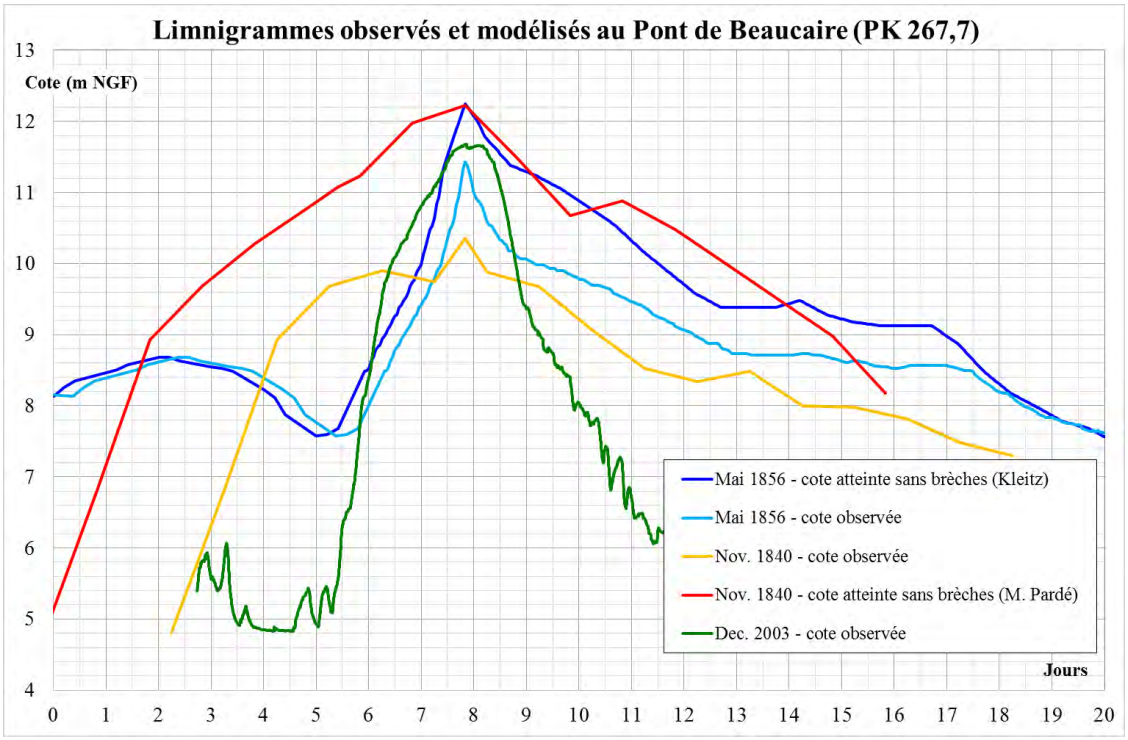


Figure 62. Niveaux observés en 1840, 1856 et 2003 et niveaux sans brèches pour 1840 et 1856 au Pont de Beaucaire (267,7)

Sur la figure ci-après sont ajoutés les trois limnigrammes calculés dans le cadre de l'étude de calage, eux-mêmes construits à partir de l'analyse hydrologique menée dans le cadre de l'EGR. On constate que l'hydrogramme de la crue de novembre 1840 est comparable à celui de la crue exceptionnelle.

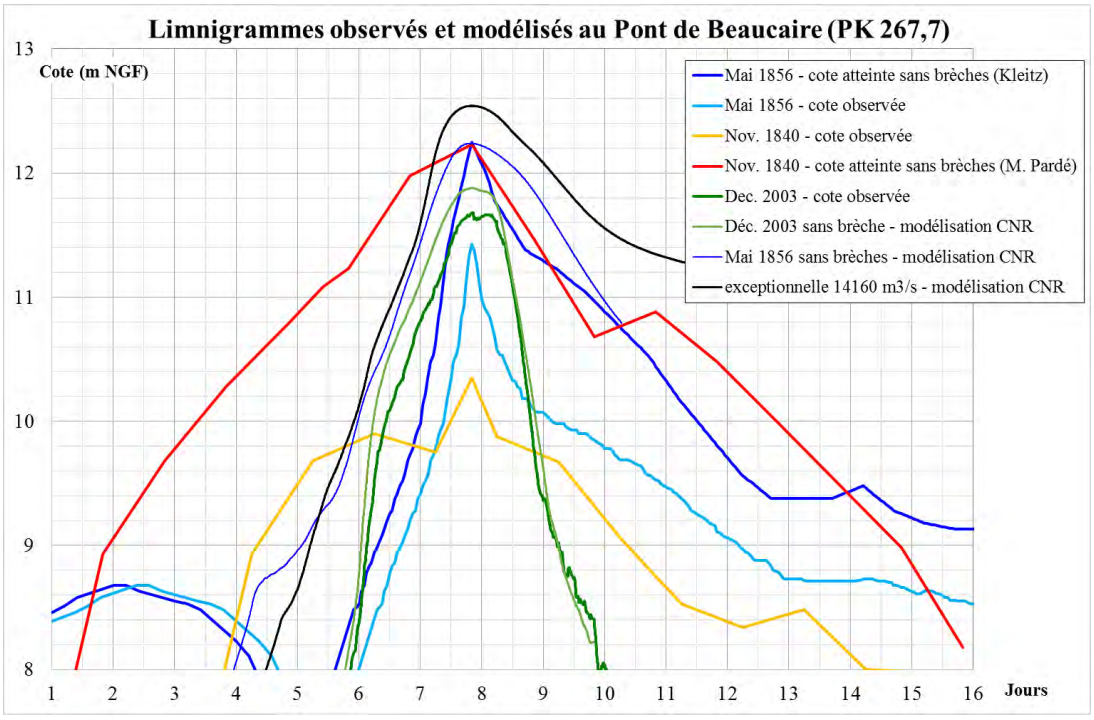


Figure 63. Niveaux observés, estimés sans brèche et calculés

1.12 HYDROLOGIE

1.12.1 Etude Globale Rhône 2000

Les périodes de retour des débits du Rhône à la station de Beaucaire/Tarascon ont été réévaluées en 2000, dans le cadre de l'Etude Globale Rhône [J001] réalisée par Territoire Rhône en partenariat avec l'Etat. Cette étude a été menée sur la base des crues enregistrées de 1920 à 1997. L'ajustement utilisé est la loi de Gumbel fréquemment utilisée pour déterminer la fréquence des valeurs extrêmes de débits. Les débits caractéristiques et leur période de retour figurent dans le tableau ci-dessous avec les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 80 %, sont :

Tableau 16. Débits de pointe à Beaucaire/Tarascon et périodes de retour (SAFEGE CETIIS [J001])

Période de retour	Débit de pointe	Intervalle de confiance à 80 %	
		Borne inférieure	Borne supérieure
2 ans	6 060 m^3/s	5 860 m^3/s	6 290 m^3/s
5 ans	7 460 m^3/s	7 150 m^3/s	7 870 m^3/s
10 ans	8 390 m^3/s	7 970 m^3/s	8 950 m^3/s
50 ans	10 440 m^3/s	9 760 m^3/s	11 350 m^3/s
100 ans	11 300 m^3/s	10 510 m^3/s	12 370 m^3/s
500 ans	13 300 m^3/s	12 250 m^3/s	14 720 m^3/s
1000 ans	14 160 m^3/s	13 000 m^3/s	15 730 m^3/s

Dans son avis du 26 mars 2013, le Comité Technique Permanent des Barrages et Ouvrages Hydrauliques a fait observer que pour préparer l'avenir, l'étude des crues de 2000 méritait d'être prochainement révisée à l'initiative des divers acteurs concernés du bassin du Rhône.

1.12.2 Ré-estimation des débits caractéristiques – DREAL RA 2014

En 2014, la DREAL Rhône-Alpes a commandé une étude à SAFEGE pour ré-estimer les débits caractéristiques aux stations hydrométriques du Rhône de Viviers et Beaucaire [J002]. Cette étude a repris la méthodologie utilisée dans l'étude EGR en recalant la fréquence des débits instantanés maximaux annuels sur période 1841 à 2011. Les résultats de cette étude figurent ci-dessous.

Tableau 17. Débits de pointe à Beaucaire/Tarascon et périodes de retour (SAFEGE 2014 [J002])

Période de retour	Débits instantanés maximaux annuels		Variation
	Période 1841-1997	Période 1841 - 2011	
2 ans	6 043 m^3/s	6 056 m^3/s	0.22 %
10 ans	8 379 m^3/s	8 442 m^3/s	0.75 %
50 ans	10 428 m^3/s	10 534 m^3/s	1.02 %
100 ans	11 294 m^3/s	11 419 m^3/s	1.11 %
500 ans	13 295 m^3/s	13 462 m^3/s	1.26 %
1000 ans	14 155 m^3/s	14 341 m^3/s	1.31 %

Cette étude n'a pas donné d'intervalles de confiance.

1.12.3 Analyse critique de l'étude menée en 2014

L'étude menée par la DREAL en 2014 s'est basée sur la période débutant au lendemain de la plus grande crue observée dans le Delta, celle de Novembre 1840. Débuter l'analyse statistique des crues l'année de la plus grande crue connue peut introduire un biais dans l'analyse ; a contrario exclure la valeur de débit de 1840 (13 000 m^3/s) de l'analyse statistique peut avoir une influence notable sur la détermination des fréquences associées aux périodes de retour.

On note également que le débit instantané maximal annuel retenu pour l'année 2002 est de 9600 m^3/s. Ce débit a été estimé en considérant la courbe de tarage en vigueur depuis le 4 décembre 2003. Ce choix n'est pas cohérent avec les valeurs retenues pour les crues de 1993, 1994 et 1996 qui sont basées sur la courbe antérieure à la crue de décembre 2003.

A notre sens, soit on considère que la crue de décembre 2003 a modifié la courbe de tarage et l'estimation des débits de 1993 à 2002 doit être réalisée suivant la courbe de tarage en vigueur lors de ces crues, soit on considère que les débits de cette période doivent être ré-évalués.

Dans tous les cas, le mix de courbes de tarage sur la période 1993-2002 doit être évité ou justifié par une étude détaillée.

Sur la période 1920-2013, on note des écarts sensibles entre les débits utilisés dans l'étude et ceux figurant dans la banque HYDRO sur la période 1920-1960. La moyenne des écarts est de 160 m^3/s. Les plus significatifs concernent :

- la crue de 1935 (10000 m^3/s banque hydro et 9600 m^3/s dans l'étude DREAL 2014),
- la crue de 1951 (9 950 m^3/s banque hydro et 9170 m^3/s dans l'étude DREAL 2014),
- la crue de 1958 (8 570 m^3/s banque hydro et 7920 m^3/s dans l'étude DREAL 2014).

La banque HYDRO précise que les débits calculés sur la période 1920-1970 sont des estimations à partir de moyenne.

On note également pour les crues plus anciennes à l'exception de celles de 1840 et 1856 des écarts sensibles entre les données utilisées par la DREAL en 2014 et Maurice Pardé.

Le tableau ci-dessous donne ces écarts.

Tableau 18. Ecarts entre les débits estimés par Pardé et ceux figurant dans DREAL 2014

Crues	H (m) PK 267.7	Pardé (crues de plus de 6 m) figurant dans [K001]	Débits DREAL 2014	Ecart Pardé/DREAL 2014
27/10/1841	6,9	8 500	8 150	4%
3/11/1843	6,79	9 000	9 460	-5%
19/10/1846	6,45	7 400	8 720	-15%
31/05/1856	8,77	12 500	12 500	0%
28/10/1864	6,25	7 100	8 100	-12%
21/10/1872	6,87	8 400	9 080	-7%
29/10/1882	6,6	7 800	8 390	-7%
12/11/1886	7,55	9 700	10 200	-5%
1/01/1889	6,81	8 300	8 780	-5%
23/09/1890	6,04	6 700	7 260	-8%
22/10/1891	6,34	7 100	7 800	-9%
2/11/1896	7	8 600	9 060	-5%
30/09/1900	7,08	8 700	8 940	-3%
10/11/1907	6,83	8 400	8 500	-1%
08/12/1910	7,02	8 600	8 660	-1%
04/11/1914	6,34	7 100	7 480	-5%
21/05/1917	6,56	7 700	7 850	-2%
07/01/1919	6,8	8 300	8 280	0%
14/11/1935	7,68	9 500	9 600	-1%
22/11/1951	7,64	9 500	9 170	4%

La figure ci-dessous illustre :

- Les courbes de tarage historiques au pont de Beaucaire,
- La régression réalisée à partir des débits figurant dans le RIC du SPC et les hauteurs d'eau mesurées,
- Les débits estimés par Pardé dans [K001] et [K003],
- Les débits figurant dans l'étude de la DREAL 2014 [J002],
- Les débits des crues de 1993 à 2003 estimés suivant la nouvelle courbe de tarage,
- Les débits des crues de 1993 à 2002 estimés suivant l'ancienne courbe de tarage.

On constate que les débits anciens estimés par Pardé en prenant en compte l'effet des brèches présentent un bon alignement situé légèrement en deçà de la « courbe » qu'on dénommera « SYMADREM » construite au pont de Beaucaire par corrélation avec la courbe de tarage actuelle. Les seuls écarts concernent la crue de 1827, ce qui peut s'expliquer par le fait que l'échelle était certes existante mais la mesure de débits pas encore établie, et la crue de 1843 dont le niveau sans l'effet des brèches n'a pas été recalculé par Pardé, ce qui explique qu'il soit en retrait par rapport à l'alignement.

Les débits 1993-2002 estimés suivant l'ancienne courbe de tarage sont alignés sur la courbe de tarage des Ponts et Chaussées de 1875.

Les couples hauteurs/débits extraits de l'étude DREAL 2014 sont très diffus tantôt alignés sur la courbe de 1875, tantôt alignés sur Pardé, tantôt sur la courbe SYMADREM.

Les débits alignés sur la courbe de 1875 sont ceux de 1843, 1846, 1864.

Les débits alignés sur la courbe du SNRS (1920-1951) sont ceux des années 1910 à 1919 ainsi que ceux de 1935 et 1951, ce qui peut s'expliquer facilement par la mise en place de la courbe précitée.

Comme indiqué dans les chapitres relatifs aux crues historiques, les données extraites de DREAL 2014 et qui reprennent les données historiques de la CNR ne prennent pas en compte l'effet des brèches (à l'exception de la crue de 1856) qui ont pour effet de minorer le débit qui passerait très probablement en traversée de Beaucaire/Tarascon dans l'état actuelle.

Les mesures de débits des crues de 1993-2002 non remis en cause par la conférence de consensus mais mis en cause par DUBAND semblent effectivement élevées au regard des données historiques. Elles constituent de véritables horsains dans la série historique et doivent être selon nous remises en cause.

Les données de Pardé corrigées de l'effet des brèches sont cohérentes et proches de la courbe corrélée suivant la courbe de tarage actuelle.

L'étude des débits instantanés maximaux annuels est souvent menée en retenant la valeur maximale de l'année civile. Dans le cas des crues du Rhône aval, on a vu plus haut que les crues importantes, qui structurent l'ajustement statistique se produisent, à l'exception de la crue de mai 1856, dans la période s'étalant du mois de septembre au mois de janvier avec une concentration sur les mois d'octobre et de novembre. Le choix de retenir la valeur maximale de l'année civile a pour conséquence de supprimer de l'échantillon statistique certaines crues marquantes, ce qui peut avoir une influence sur la détermination des fréquences. On peut citer deux exemples récents : 1994 et 2002.

En 1994, deux crues importantes ont été observées, celle de janvier 1994 qui figure dans l'échantillon statistique et celle de novembre 1994 écartée de l'échantillon. De la même façon, en 2002, deux crues importantes ont également été observées, celle de septembre 2002, retenue dans l'échantillon et celle de novembre 2002, écartée de l'analyse.

Dans le cadre de l'étude de dangers, nous avons pris le parti de reprendre l'analyse hydrologique en testant plusieurs hypothèses pour en mesurer la sensibilité sur la détermination des débits caractéristiques :

- Hypothèse 1a : échantillon de l'étude DREAL 2014 étendu à la période 1830 – 2015 ;
- Hypothèse 1b : échantillon de l'étude DREAL 2014 étendu à la période 1830 – 2015 en retenant une valeur de débit max pour l'année 2002 suivant la courbe de tarage en vigueur en 2002 ;
- Hypothèse 1c : échantillon de l'étude DREAL 2014 étendu à la période 1830 – 2015 en retenant pour l'estimation des débits de la période 1993 – 2002 la courbe de tarage actuelle ;
- Hypothèse 2a : Hypothèse 1a mais en retenant à la place de l'année civile une année glissante du 1er novembre de l'année n au 31 octobre de l'année n+1 ;

- Hypothèse 2b : Hypothèse 1b mais en retenant à la place de l'année civile une année glissante du 1er novembre de l'année n au 31 octobre de l'année n+1 ;
- Hypothèse 2c : Hypothèse 1c mais en retenant à la place de l'année civile une année glissante du 1er novembre de l'année n au 31 octobre de l'année n+1 ;
- Hypothèse 3 : Hypothèse 2c en retenant pour les crues anciennes importantes les débits estimés par Pardé.

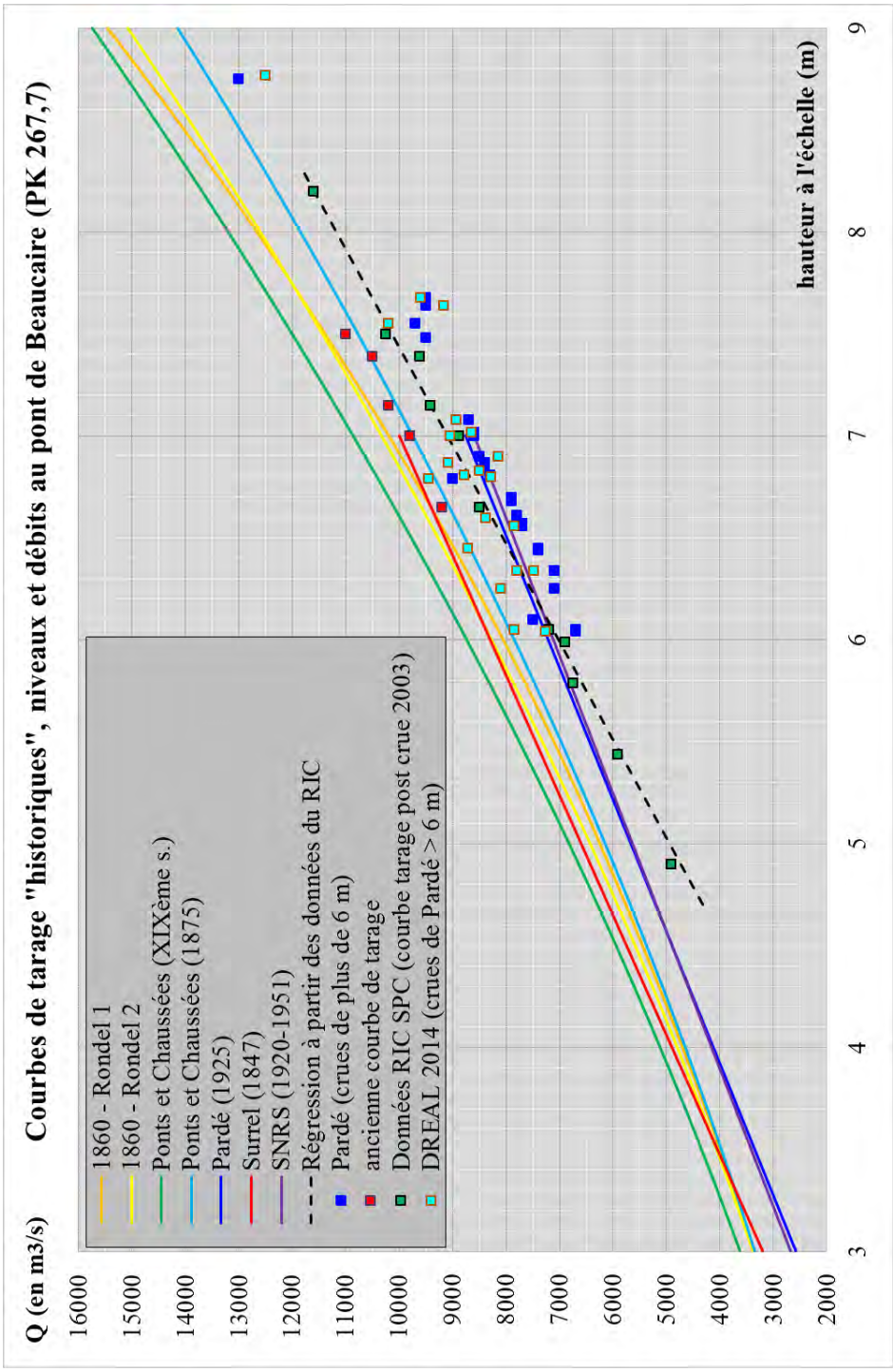


Figure 64. Pont de Beaucaire (267.7) – Débits, Hauteurs et Courbes de tarage historiques

1.12.4 Méthode d'ajustement

A l'instar des études EGR 2000 et DREAL 2014, l'ajustement statistique a été mené suivant une loi de Gumbel. D'autres fonctions de répartition existent, on citera les lois de Fréchet ou de Weibull. Une loi à 3 paramètres ou plus (comme celle de Weibull) décrit en général correctement l'échantillon des observations mais en extrapolation les incertitudes seront plus grandes. Une loi à 2 paramètres décrit parfois moins bien les fréquences observées. En revanche en extrapolation les incertitudes seront moins grandes que pour une loi à k > 2 paramètres. La fonction de répartition de Gumbel est exprimée sous la forme suivante :

$$F(x) = \exp(-\exp(-u))$$

Avec :

$$u = \frac{x - x_0}{s}$$

u : variable réduite de Gumbel
x : quantile
x_0 : paramètre de position (mode)
s : paramètre d'échelle appelé également gradex

Pour l'estimation des paramètres, on utilise la méthode graphique et la méthode des moments

Pour la méthode graphique, on classe les débits max annuels (année civile ou année glissante) du plus petit au plus grand (1 à n) en attribuant pour chaque valeur de rang i, une fréquence expérimentale au non dépassement dite de Hazen égale à :

$$F(i) = \frac{i - 0.5}{n}$$

La variable réduite de Gumbel u s'exprime en fonction de la fréquence de la façon suivante :

$$u = -Ln(-Ln(F))$$

Ainsi en portant en ordonnées les valeurs de x en fonction de leur fréquence expérimentale au non-dépassement selon un axe gradué arithmétiquement en u, on doit obtenir une droite passant par exemple par $u = 0$ pour $x = x_0$ et $u \pm 1$ pour $x = x_0 \pm s$, ce qui permet de déterminer immédiatement x_0 et s.

L'estimation des paramètres par la méthode des moments est la suivante :

$$s = 0{,}78\ \sigma_x$$
$$x_0 = x_m - 0{,}577s$$

Avec :

σ_x : écart type de l'échantillon des n valeurs de débits x
x_m : moyenne de l'échantillon

Bernier et Veron [X029] ont étudié les intervalles de confiance de la loi de Gumbel à 70 et 95 % sans en donner d'expression analytique.

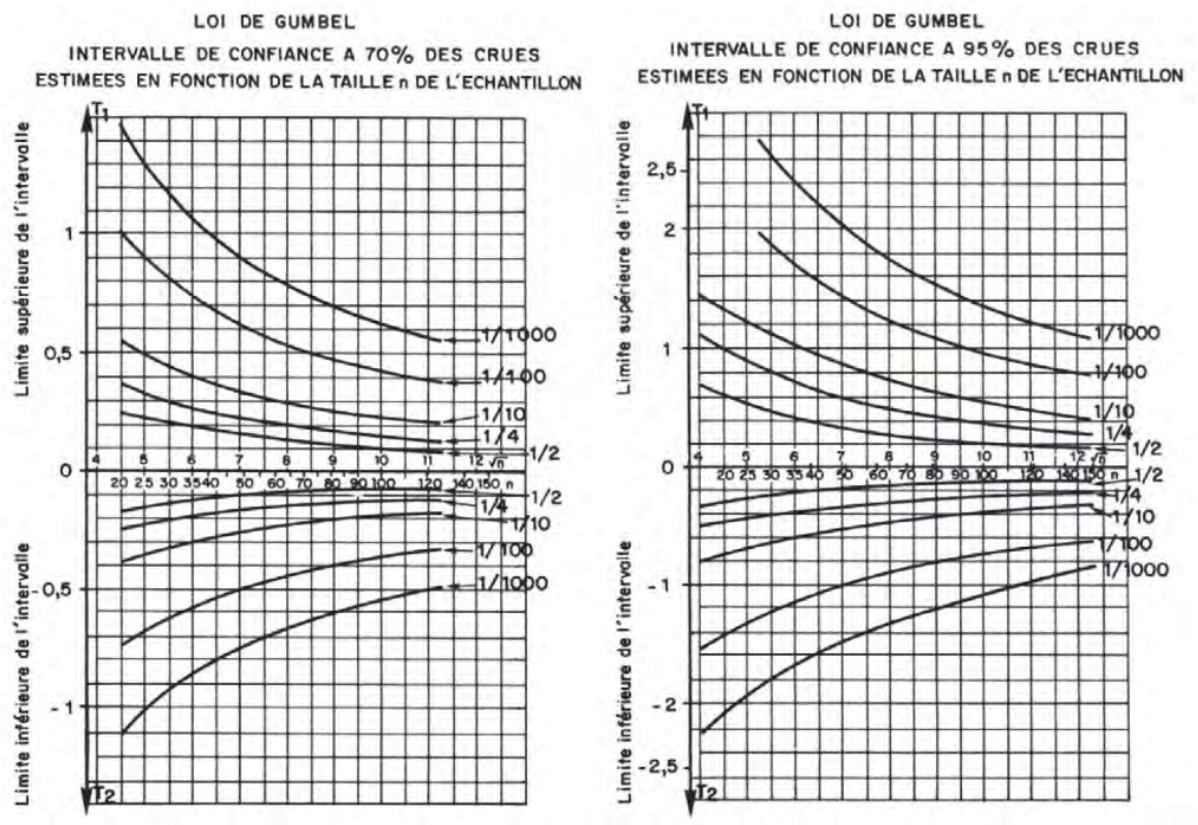


Figure 65. Abaques de Bernier et Vernon donnant les intervalles de confiance à 70 et 95 % d'une loi de Gumbel

Lang (1995) décrit dans Djerboua (2001) [X039] en donne la formulation suivante :

L'intervalle de confiance à α % sur un quantile X_F s'exprime en fonction de l'écart type σ_x par :

$$X_F - T_2 . \sigma_x \leq X_F \leq X_F + T_1 . \sigma_x$$

$$T_{1,2} = \frac{\pm u_\alpha^2(0.57 + 1.1u_F) + u_\alpha\sqrt{n.(1 + 1.14u_F + 1.1u_F^2) - 0.775u_\alpha^2}}{n - 1.1u_\alpha^2}$$

Avec :
les signes + et – correspondant respectivement à T_1 et T_2.
n : taille de l'échantillon
u_α : est la variable réduite de Gauss correspondant à la fréquence au non dépassement (1-(1-α)/2)
u_F : est la variable réduite de Gumbel correspondant à la fréquence au non dépassement F, ramenée à sa moyenne et son écart-type :

$$u_F = \frac{-Ln\big(-Ln(F)\big) - 0.577}{1.28}$$

1.12.5 Hypothèse 1a : échantillon DREAL 2014 étendu à la période 1830 – 2015

L'échantillon retenu pour l'ajustement comprend :

- Les débits figurant dans DREAL 2014 [J002] pour la période 1841-2011 ;
- Les débits du SPCGD pour la période 2012-2015 ;
- Un débit de 13 000 m^3/s pour la crue de Novembre 1840 ;
- Les débits ci-après pour la période 1830-1840 estimés à partir des niveaux maximum relevés au pont de Beaucaire et figurant aux archives départementales de l'Hérault [O002] et la formule de Rondel décrite dans Pichard 2015 [H0004].

Tableau 19. Débits instantanés maximaux annuels (année civile) sur la période 1830-1839

Date Max annuel	Débit Instantané
18/11/1830	5 800 m^3/s
3/03/1831	4 400 m^3/s
7/10/1832	3 500 m^3/s
27/12/1833	4 400 m^3/s
1/9/1834	6 300 m^3/s
13/10/1835	4 500 m^3/s
9/10/1836	8 100 m^3/s
6/5/1837	3 400 m^3/s
23/03/1838	4 900 m^3/s
8/10/1839	7 000 m^3/s

La figure ci-dessous donne :

- La distribution des débits suivant la fréquence empirique de Hazen ;
- l'ajustement graphique de la distribution des débits suivant une loi de Gumbel ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

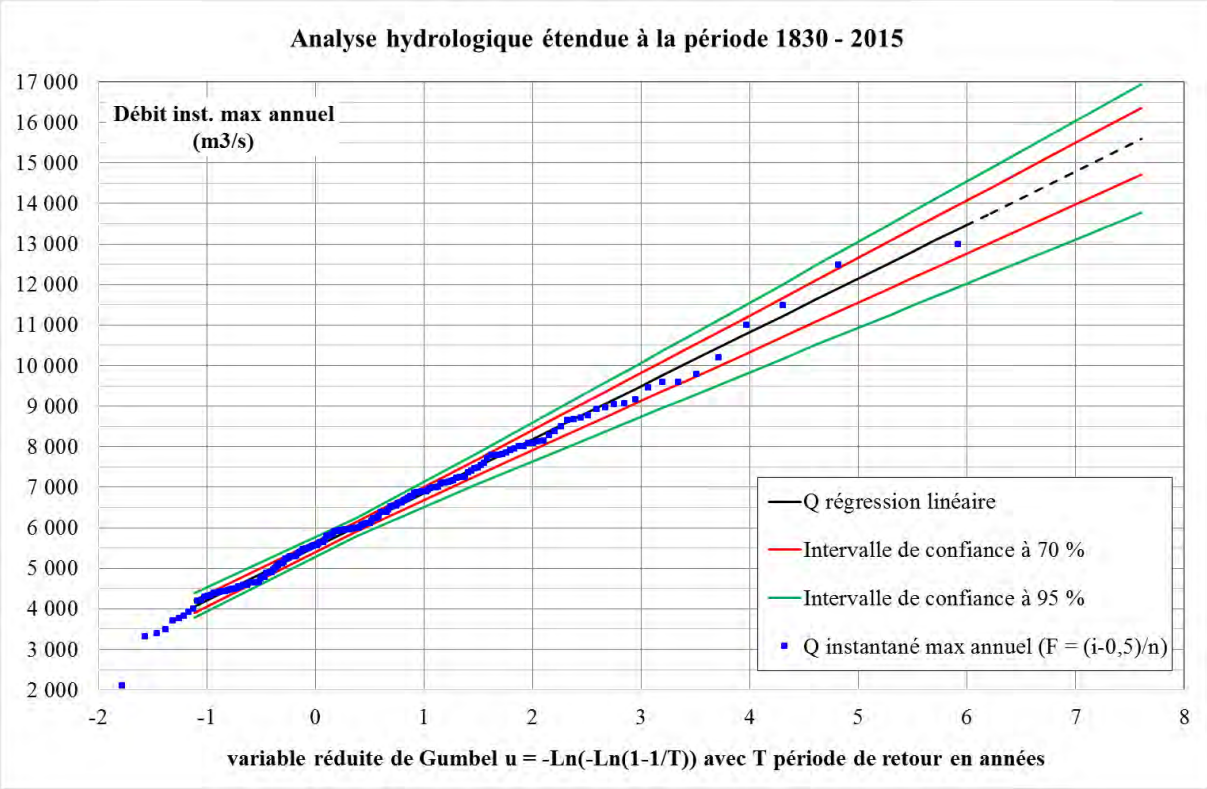


Figure 66. Hyp. 1a : ajustement statistique des maximaux annuels

Le tableau ci-dessous donne les paramètres de position x_0 et d'échelle s (gradex) déterminés suivant la méthode graphique et la méthode des moments. L'utilisation de l'une ou l'autre des méthodes donne d'un écart dans la détermination des débits caractéristiques inférieur à 0,1 %.

Tableau 20. Hyp 1a : paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel

Méthode	x_0	s
Graphique	5 528	1 325
Moments	5 527	1 322

Le tableau ci-dessous donne pour différentes périodes de retour :

- Le débit instantané maximal annuel (année civile) arrondi à 100 m^3/s ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

Tableau 21. Hyp 1a : Période de retour, débit max et intervalles de confiance

Période de retour T (années)	Débit instantané max annuel (m^3/s)	Intervalle de confiance à 70 %		Intervalle de confiance à 95 %	
		borne inf.	borne sup.	borne inf.	borne sup.
1	4 100	3 900	4 200	3 800	4 400
2	6 000	5 900	6 100	5 800	6 200
5	7 500	7 300	7 700	7 100	7 800
10	8 500	8 200	8 800	7 900	9 000
15	9 100	8 700	9 400	8 400	9 600
20	9 500	9 100	9 800	8 700	10 000
25	9 800	9 400	10 100	9 000	10 400
30	10 000	9 600	10 400	9 200	10 600
50	10 700	10 200	11 100	9 700	11 400
75	11 200	10 700	11 700	10 200	12 000
100	11 600	11 100	12 100	10 500	12 500
200	12 500	11 900	13 100	11 300	13 500
250	12 800	12 200	13 400	11 500	13 800
300	13 100	12 400	13 700	11 700	14 100
400	13 500	12 800	14 100	12 000	14 500
500	13 800	13 000	14 400	12 300	14 900
1000	14 700	13 900	15 400	13 000	15 900
2000	15 600	14 700	16 400	13 800	16 900

L'extension de l'analyse à la période 1830-2015 et l'introduction de la crue de novembre 1840 contribue à augmenter les débits caractéristiques de 100 à 400 m^3/s suivant l'importance des périodes de retour. Cette augmentation de débit correspond à un pourcentage de 1 à 3 %, ce qui est notable mais reste en deçà de l'incertitude liée à l'estimation des débits (pour mémoire ± 5 % en décembre 2003).

L'intervalle de confiance à 95 % de cet ajustement correspond à l'intervalle de confiance à 80 % de l'étude EGR, ce qui s'explique par l'importance de l'échantillon qui est de 186 années dans la présente analyse contre 78 années dans l'EGR.

1.12.6 Hypothèse 1b : échantillon DREAL 2014 étendu à la période 1830 – 2015 avec Q_{2002} estimé suivant CT_{2002}

Cette hypothèse diffère de la précédente uniquement par la valeur du débit de l'année 2002 qui est estimé à 10 500 m^3/s à la place de 9600 m^3/s pour être conforme avec la courbe de tarage en vigueur en 2002.

La figure ci-dessous donne :

- La distribution des débits suivant la fréquence empirique de Hazen ;
- l'ajustement graphique de la distribution des débits suivant une loi de Gumbel ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

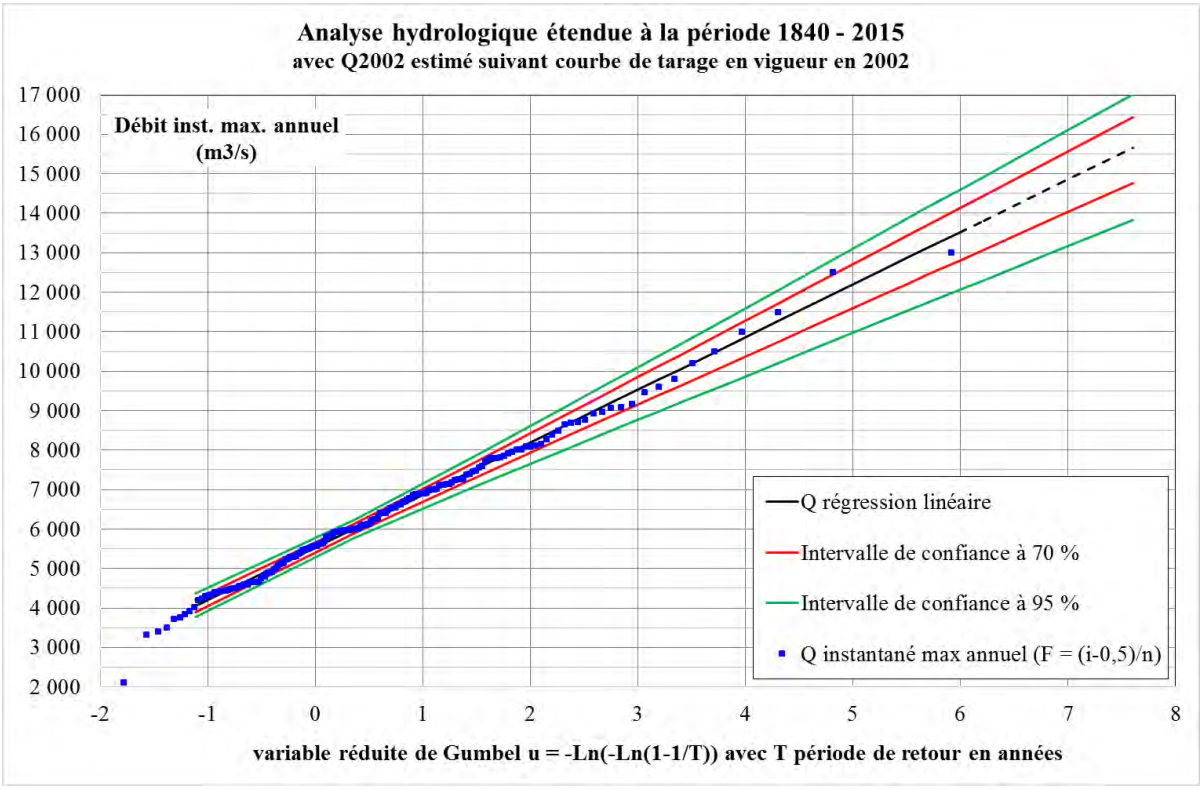


Figure 67. Hyp. 1b : ajustement statistique des maximaux annuels

Le tableau ci-dessous donne les paramètres de position x_0 et d'échelle s (gradex) déterminés suivant la méthode graphique et la méthode des moments. L'utilisation de l'une ou l'autre des méthodes donne d'un écart dans la détermination des débits caractéristiques inférieur à 0,1 %. Par rapport à l'hypothèse 1, le gradex est légèrement augmenté (une dizaine de m^3/s)

Tableau 22. Hyp 1b : paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel

Méthode	x_0	s
Graphique	5 527	1 334
Moments	5 527	1 330

Le tableau ci-dessous donne pour différentes périodes de retour :

- Le débit instantané maximal annuel (année civile) arrondi à 100 m^3/s ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

Tableau 23. Hyp 1b : Période de retour, débit max et intervalles de confiance

Période de retour T (années)	Débit instantané max annuel (m^3/s)	Intervalle de confiance à 70 %		Intervalle de confiance à 95 %	
		borne inf.	borne sup.	borne inf.	borne sup.
1	4 000	3 900	4 200	3 800	4 400
2	6 000	5 900	6 100	5 800	6 200
5	7 500	7 300	7 700	7 100	7 900
10	8 500	8 200	8 800	7 900	9 000
15	9 100	8 800	9 400	8 400	9 600
20	9 500	9 100	9 800	8 700	10 100
25	9 800	9 400	10 100	9 000	10 400
30	10 000	9 600	10 400	9 200	10 700
50	10 700	10 300	11 100	9 800	11 500
75	11 300	10 800	11 700	10 200	12 100
100	11 700	11 100	12 100	10 500	12 500
200	12 600	12 000	13 100	11 300	13 500
250	12 900	12 200	13 500	11 500	13 900
300	13 100	12 500	13 700	11 700	14 200
400	13 500	12 800	14 100	12 100	14 600
500	13 800	13 100	14 400	12 300	14 900
1000	14 700	13 900	15 400	13 100	16 000
2000	15 700	14 800	16 400	13 800	17 000

L'impact introduit par cette mise en cohérence du débit de 2002 « ne modifie pas » sensiblement les débits caractéristiques. Les écarts restent en deçà du mécanisme d'arrondi.

1.12.7 Hypothèse 1c : échantillon DREAL 2014 étendu à la période 1830 – 2015 avec Q_{1993} à Q_{2002} estimés suivant CT_{2003}

Dans cette hypothèse, les débits instantanés maximaux annuels retenus pour les crues de 1993 à 2003 sont estimés suivant la courbe de tarage actuelle modifiée suite à la conférence de consensus.
Les débits retenus pour les crues de 1993, 1994, 1996 et 2002 sont ceux figurant dans le RIC du SPC Grand Delta [K204]. Le tableau ci-dessous donne les modifications de débit

Tableau 24. Estimation des débits de pointe des crues de 1993 à 2002 suivant les courbes de tarage

Crue	Estimation ancienne courbe de tarage	Estimation nouvelle courbe de tarage
Octobre 1993	9 800 m^3/s	8 950 m^3/s
Janvier 1994	11 000 m^3/s	10 250 m^3/s
Novembre 1996	8 980 m^3/s	8 430 m^3/s
Septembre 2002	10 500 m^3/s	9 620 m^3/s

La figure ci-dessous donne :

- La distribution des débits suivant la fréquence empirique de Hazen ;
- l'ajustement graphique de la distribution des débits suivant une loi de Gumbel ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

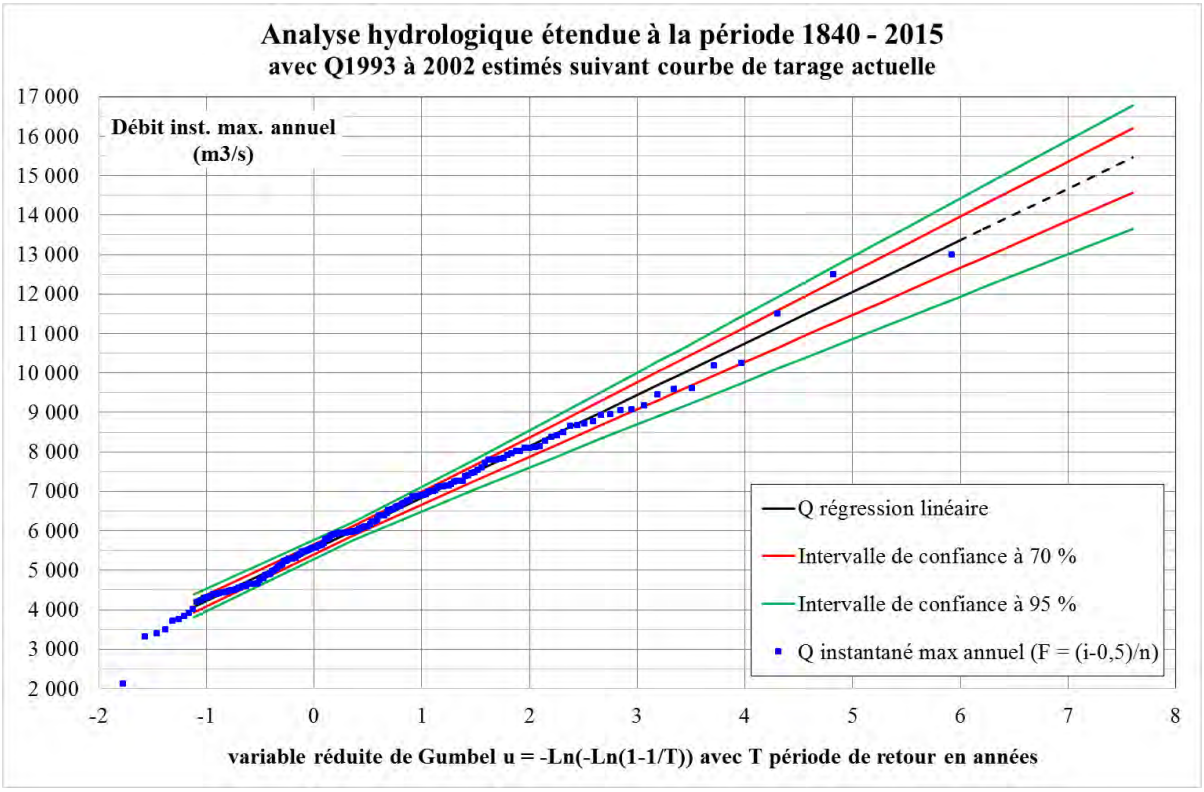


Figure 68. Hyp. 1c : ajustement statistique des maximaux annuels

Le tableau ci-dessous donne les paramètres de position x_0 et d'échelle s (gradex) déterminés suivant la méthode graphique et la méthode des moments. L'utilisation de l'une ou l'autre des méthodes donne d'un écart dans la détermination des débits caractéristiques inférieur à 0,1 %. Par rapport à l'hypothèse 1a, le gradex est diminué d'une vingtaine de m^3/s et d'une trentaine de m^3/s par rapport à l'hypothèse 1b.

Tableau 25. Hyp 1c : paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel

Méthode	x_0	s
Graphique	5 527	1 306
Moments	5 526	1 304

Le tableau ci-dessous donne pour différentes périodes de retour :

- Le débit instantané maximal annuel (année civile) arrondi à 100 m^3/s ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

Tableau 26. Hyp 1c : Période de retour, débit max et intervalles de confiance

Période de retour T (années)	**Débit instantané max annuel (m^3/s)**	**Intervalle de confiance à 70 %**		**Intervalle de confiance à 95 %**	
		borne inf.	**borne sup.**	**borne inf.**	**borne sup.**
1	4 100	3 900	4 200	3 800	4 400
2	6 000	5 900	6 100	5 800	6 200
5	7 500	7 300	7 700	7 100	7 800
10	8 500	8 200	8 700	7 900	8 900
15	9 000	8 700	9 300	8 300	9 500
20	9 400	9 000	9 700	8 700	10 000
25	9 700	9 300	10 000	8 900	10 300
30	9 900	9 500	10 300	9 100	10 600
50	10 600	10 200	11 000	9 700	11 300
75	11 200	10 600	11 600	10 100	11 900
100	11 500	11 000	12 000	10 400	12 400
200	12 400	11 800	13 000	11 200	13 400
250	12 700	12 100	13 300	11 400	13 700
300	13 000	12 300	13 500	11 600	14 000
400	13 400	12 700	13 900	11 900	14 400
500	13 600	12 900	14 300	12 200	14 700
1000	14 500	13 700	15 200	12 900	15 800
2000	15 500	14 600	16 200	13 700	16 800

La « ré-estimation » des débits de 1993 à 2002 suivant la nouvelle courbe de tarage contribue à baisser par rapport à l'hypothèse 2, les débits cinquantennal et centennal de 100 m^3/s et le débit milénal de 200 m^3/s.

Par rapport à l'étude DREAL 2014, cette hypothèse induit une hausse des débits caractéristiques proche de 1 %.

1.12.8 Hypothèse 2a : échantillon étendu à la période 1830 – 2015 (1er nov. au 31 oct.)

Cette hypothèse est identique à l'hypothèse 1a, mais pour le choix de l'année, on retient à la place de l'année civile, une année glissante du 1er novembre de l'année n au 31 octobre de l'année n+1.

Ce choix est orienté par la particularité du Delta d'être exposé aux fortes crues dans la période s'étalant de septembre à janvier avec une concentration importante des événements sur les mois d'octobre et de novembre.

Cette hypothèse forte mais sans doute plus représentative de l'exposition au risque a pour conséquences d'introduire des crues importantes qui ne figuraient pas dans l'échantillonnage initial et d'en supprimer en moindre proportion. Parmi les principaux changements :

- La crue d'octobre 1841 (8160 m^3/s) est supprimée de l'échantillonnage,
- La crue de décembre 1872 (8500 m^3/s) est introduite dans l'échantillonnage,
- La crue du 28 octobre 1886 (10 000 m^3/s) est introduite,
- La crue du 31 décembre 1888 (7 460 m^3/s) est supprimée,
- La crue du 24 octobre 1977 (8 125 m^3/s) est supprimée,
- La crue du 8 novembre 1994 (9 750 m^3/s ou 8 900 m^3/s suivant courb. tarage) est introduite,
- La crue du 26 novembre 2002 (10 200 m^3/s ou 9 420 m^3/s suivant courb. tarage) est introduite,

La figure ci-dessous donne :

- La distribution des débits suivant la fréquence empirique de Hazen ;
- l'ajustement graphique de la distribution des débits suivant une loi de Gumbel ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

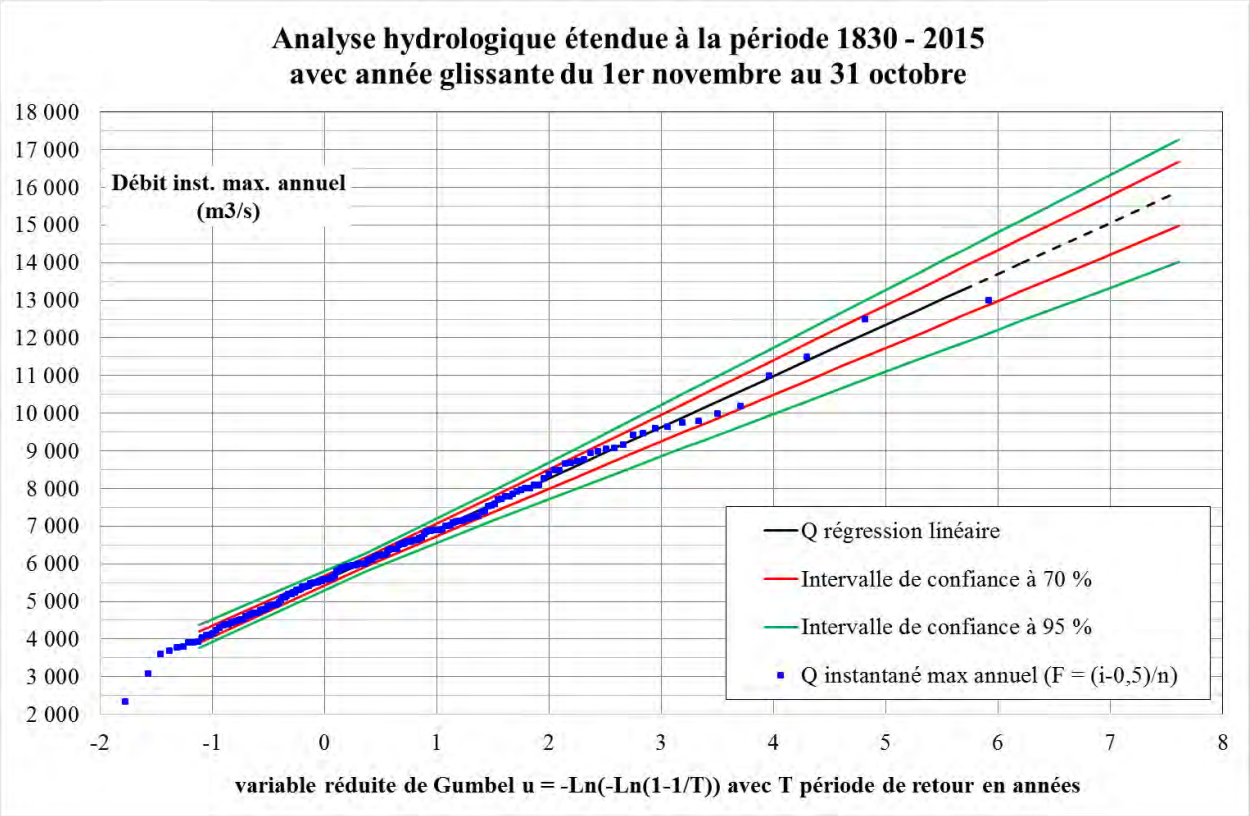


Figure 69. Hyp. 2a : ajustement statistique des maximaux annuels sur une année glissant de Nov. à Oct.

Le tableau ci-dessous donne les paramètres de position x_0 et d'échelle s (gradex) déterminés suivant la méthode graphique et la méthode des moments. L'utilisation de l'une ou l'autre des méthodes donne d'un écart dans la détermination des débits caractéristiques inférieur à 0,1 %. Par rapport à l'hypothèse 1a, le gradex est augmenté d'une trentaine de m^3/s.

Tableau 27. Hyp 2a : paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel

Méthode	x_0	s
Graphique	5 557	1 359
Moments	5 557	1 355

Le tableau ci-dessous donne pour différentes périodes de retour :

- Le débit instantané maximal annuel (année civile) arrondi à 100 m^3/s ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

Tableau 28. Hyp 2a : Période de retour, débit max et intervalles de confiance

Période de retour T (années)	Débit instantané max annuel (m^3/s)	Intervalle de confiance à 70 %		Intervalle de confiance à 95 %	
		borne inf.	borne sup.	borne inf.	borne sup.
1	4 000	3 900	4 200	3 800	4 400
2	6 100	5 900	6 200	5 800	6 300
5	7 600	7 400	7 800	7 200	7 900
10	8 600	8 300	8 900	8 000	9 100
15	9 200	8 800	9 500	8 500	9 700
20	9 600	9 200	9 900	8 800	10 200
25	9 900	9 500	10 300	9 100	10 500
30	10 200	9 700	10 500	9 300	10 800
50	10 900	10 400	11 300	9 900	11 600
75	11 400	10 900	11 900	10 300	12 200
100	11 800	11 200	12 300	10 700	12 700
200	12 800	12 100	13 300	11 400	13 700
250	13 100	12 400	13 600	11 700	14 100
300	13 300	12 600	13 900	11 900	14 400
400	13 700	13 000	14 300	12 200	14 800
500	14 000	13 200	14 600	12 500	15 100
1000	14 900	14 100	15 700	13 200	16 200
2000	15 900	15 000	16 700	14 000	17 300

Par rapport à l'étude DREAL 2014, cette hypothèse a pour conséquence d'augmenter les débits caractéristiques de 2 à 4 %, ce qui correspond à une hausse sensible mais qui reste en deçà des incertitudes liées à l'estimation des débits.

Par rapport à l'hypothèse 1a, l'augmentation est comprise entre 1 et 2 %, s'explique par une augmentation dans l'échantillon de crues importantes (oct. 1886, nov. 1994 et nov. 2002) non compensée par le retrait en moindre proportion de crues moyennes.

1.12.9 Hypothèse 2b : échantillon étendu à la période 1830 – 2015 avec Q_{2002} estimé suivant CT_{2002} (1er nov. au 31 oct.)

Cette hypothèse est identique à l'hypothèse 1b, mais pour le choix de l'année, on retient à la place de l'année civile, une année glissante du 1er novembre de l'année n au 31 octobre de l'année n+1.

Les débits des crues de septembre 2002 et novembre 2002 sont estimés respectivement à 10 500 m^3/s et 10 200 m^3/s à la place de 9 600 et 9 420 m^3/s pour être conforme avec la courbe de tarage en vigueur en 2002.

La figure ci-dessous donne :

- La distribution des débits suivant la fréquence empirique de Hazen ;
- l'ajustement graphique de la distribution des débits suivant une loi de Gumbel ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

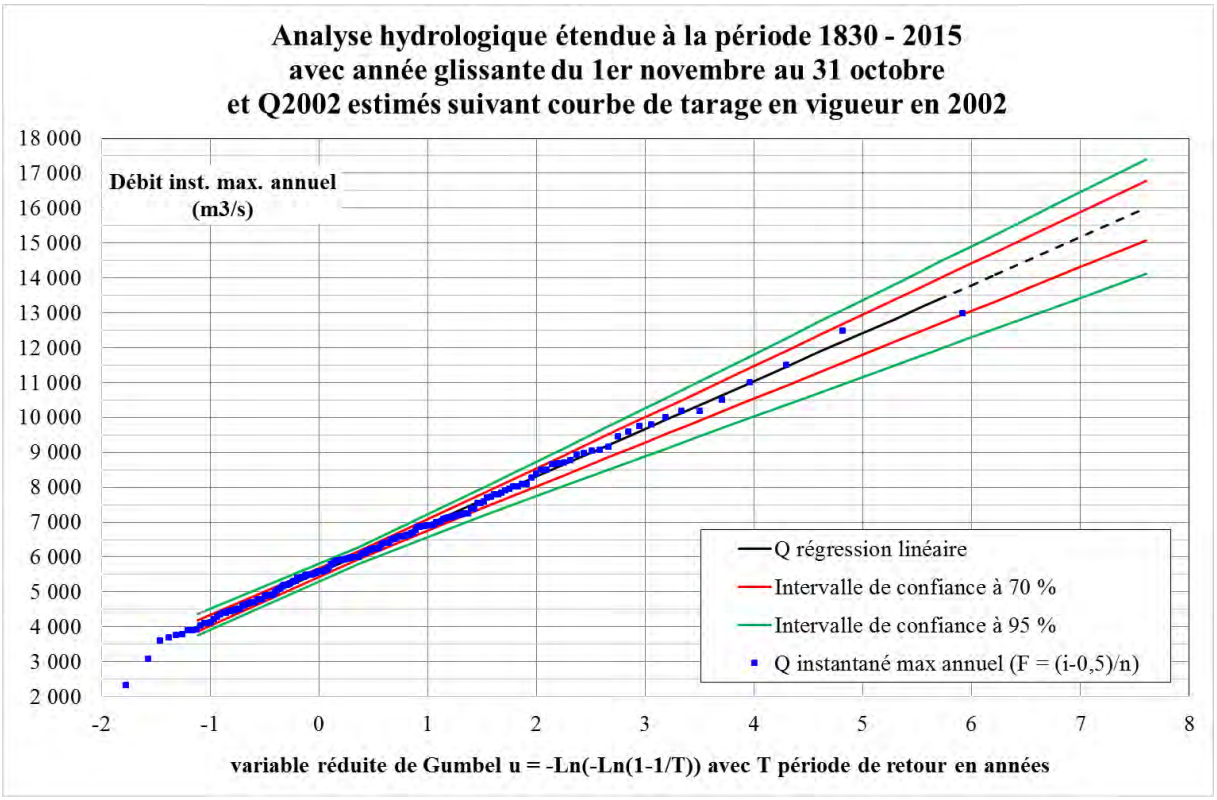


Figure 70. Hyp. 2b : ajustement statistique des maximaux annuels sur une année glissant de Nov. à Oct.

Le tableau ci-dessous donne les paramètres de position x_0 et d'échelle s (gradex) déterminés suivant la méthode graphique et la méthode des moments. L'utilisation de l'une ou l'autre des méthodes donne d'un écart dans la détermination des débits caractéristiques inférieur à 0,1 %. Par rapport à l'hypothèse 1b, le gradex est augmenté d'une quarantaine de m^3/s et d'une quinzaine de m^3/s par rapport à l'hypothèse 2a.

Tableau 29. Hyp 2b : paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel

Méthode	x_0	s
Graphique	5 557	1 374
Moments	5 558	1 369

Le tableau ci-dessous donne pour différentes périodes de retour :

- Le débit instantané maximal annuel (année civile) arrondi à 100 m^3/s ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

Tableau 30. Hyp 2a : Période de retour, débit max et intervalles de confiance

Période de retour T (années)	Débit instantané max annuel (m^3/s)	Intervalle de confiance à 70 %		Intervalle de confiance à 95 %	
		borne inf.	borne sup.	borne inf.	borne sup.
1	4 000	3 900	4 200	3 800	4 400
2	6 100	5 900	6 200	5 800	6 300
5	7 600	7 400	7 800	7 200	8 000
10	8 600	8 300	8 900	8 000	9 100
15	9 200	8 900	9 500	8 500	9 800
20	9 600	9 300	10 000	8 900	10 200
25	10 000	9 500	10 300	9 100	10 600
30	10 200	9 800	10 600	9 300	10 900
50	10 900	10 400	11 300	9 900	11 700
75	11 500	10 900	11 900	10 400	12 300
100	11 900	11 300	12 400	10 700	12 700
200	12 800	12 200	13 400	11 500	13 800
250	13 100	12 500	13 700	11 800	14 200
300	13 400	12 700	14 000	12 000	14 400
400	13 800	13 000	14 400	12 300	14 900
500	14 100	13 300	14 700	12 500	15 200
1000	15 000	14 200	15 800	13 300	16 300
2000	16 000	15 100	16 800	14 100	17 400

Par rapport à l'étude DREAL 2014, cette hypothèse a pour conséquence d'augmenter les débits caractéristiques de 2 à 5 %, ce qui correspond à une hausse sensible qui avoisine les incertitudes liées à l'estimation des débits.

Par rapport à l'hypothèse 2a, l'augmentation est inférieure à 1 %.

Par rapport à l'hypothèse 1b, l'augmentation est comprise entre 1 et 2 % pour les mêmes raisons que celles évoquées pour l'hypothèse 2a.

1.12.10 Hypothèse 2c : échantillon étendu à la période 1830 – 2015 avec Q_{1993} à Q_{2002} estimés suivant CT_{2003} (1^{er} nov. au 31 oct.)

Dans cette hypothèse, les débits instantanés maximaux sur année glissante retenus pour les crues de 1993 à 2003 sont estimés suivant la courbe de tarage actuelle modifiée suite à la conférence de consensus.
Les débits retenus pour les crues de 1993, 1994, 1996 et 2002 sont ceux figurant dans le RIC du SPC Grand Delta [K204]. Le tableau ci-dessous donne les modifications de débit

Tableau 31. Estimation des débits de pointe des crues de 1993 à 2002 suivant les courbes de tarage

Crue	Estimation ancienne courbe de tarage	Estimation nouvelle courbe de tarage
Octobre 1993	9 800 m^3/s	8 950 m^3/s
Janvier 1994	11 000 m^3/s	10 250 m^3/s
Novembre 1994	9 750 m^3/s	8 890 m^3/s
Novembre 1996	8 980 m^3/s	8 430 m^3/s
Septembre 2002	10 500 m^3/s	9 620 m^3/s
Novembre 2002	10 200 m^3/s	9 420 m^3/s

La figure ci-dessous donne :

- La distribution des débits suivant la fréquence empirique de Hazen ;
- l'ajustement graphique de la distribution des débits suivant une loi de Gumbel ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

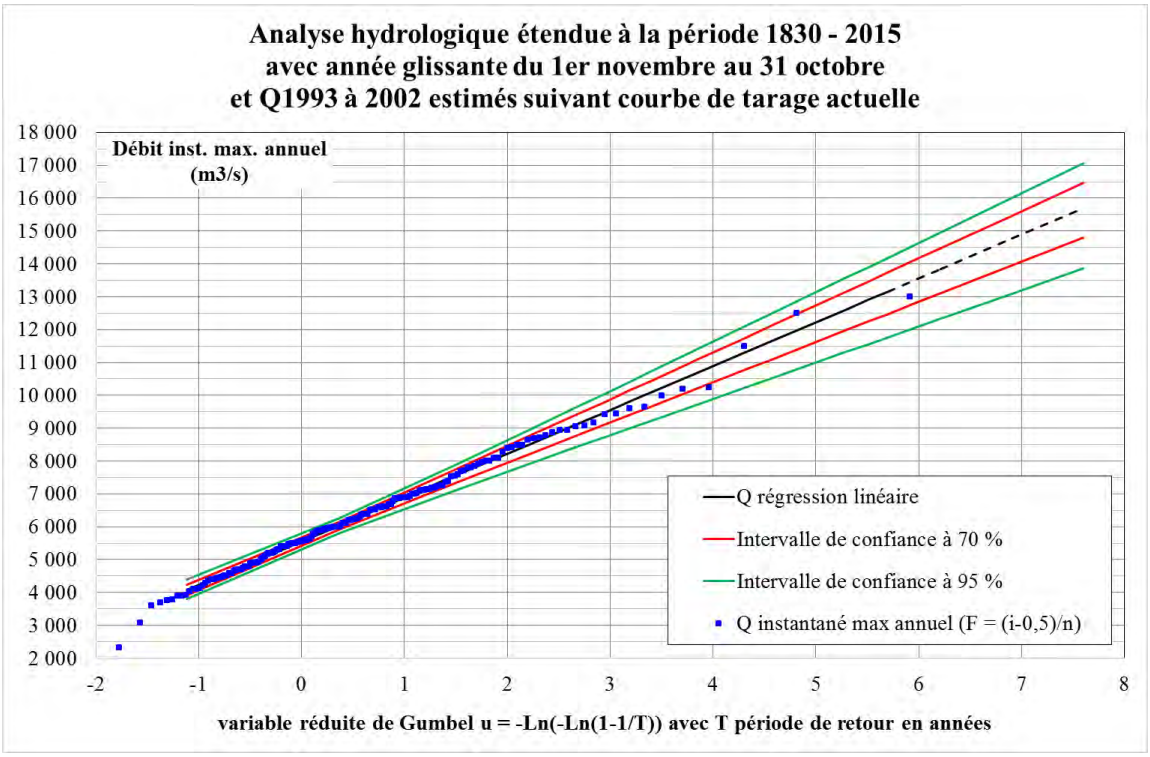


Figure 71. Hyp. 2c : ajustement statistique des maximaux annuels

Le tableau ci-dessous donne les paramètres de position x_0 et d'échelle s (gradex) déterminés suivant la méthode graphique et la méthode des moments. L'utilisation de l'une ou l'autre des méthodes donne d'un écart dans la détermination des débits caractéristiques inférieur à 0,1 %.

Par rapport à l'hypothèse 2a, le gradex est diminué d'une trentaine de m^3/s et d'une quarantaine de m^3/s par rapport à l'hypothèse 2b.

Tableau 32. Hyp 2c : paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel

Méthode	x_0	s
Graphique	5 555	1 334
Moments	5 555	1 331

Le tableau ci-dessous donne pour différentes périodes de retour :

- Le débit instantané maximal annuel (année civile) arrondi à 100 m^3/s ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

Tableau 33. Hyp 2c : Période de retour, débit max et intervalles de confiance

Période de retour T (années)	**Débit instantané max annuel (m^3/s)**	**Intervalle de confiance à 70 %**		**Intervalle de confiance à 95 %**	
		borne inf.	**borne sup.**	**borne inf.**	**borne sup.**
1	4 100	3 900	4 200	3 800	4 400
2	6 000	5 900	6 200	5 800	6 300
5	7 600	7 300	7 700	7 100	7 900
10	8 600	8 300	8 800	8 000	9 000
15	9 100	8 800	9 400	8 400	9 600
20	9 500	9 100	9 800	8 800	10 100
25	9 800	9 400	10 200	9 000	10 400
30	10 100	9 700	10 400	9 200	10 700
50	10 800	10 300	11 200	9 800	11 500
75	11 300	10 800	11 800	10 200	12 100
100	11 700	11 100	12 200	10 600	12 500
200	12 600	12 000	13 200	11 300	13 600
250	12 900	12 300	13 500	11 600	13 900
300	13 200	12 500	13 700	11 800	14 200
400	13 500	12 800	14 200	12 100	14 600
500	13 800	13 100	14 500	12 300	15 000
1000	14 800	13 900	15 500	13 100	16 000
2000	15 700	14 800	16 500	13 900	17 100

La « ré-estimation » des débits de 1993 à 2002 suivant la nouvelle courbe de tarage contribue à baisser par rapport à l'hypothèse 2b, les débits centennal et milénal de 200 m^3/s.

Par rapport à l'étude DREAL 2014, cette hypothèse a pour conséquence d'augmenter les débits caractéristiques de 2 à 4 %, ce qui correspond à une hausse sensible mais qui reste en deçà des incertitudes liées à l'estimation des débits.

Par rapport à l'hypothèse 2b, la diminution est de 1 à 2 %.

Par rapport à l'hypothèse 1c, l'augmentation est comprise entre 1 et 2 % pour les mêmes raisons que celles évoquées pour l'hypothèse 2a.

1.12.11 Hypothèse 3 : échantillon étendu à la période 1830 – 2015 avec Q_{1993} à Q_{2002} estimés suivant CT_{2003} et crues anciennes suivant Pardé (1er nov. au 31 oct.)

Dans cette hypothèse, les débits instantanés maximaux sur année glissante retenus pour les crues de 1993 à 2003 sont estimés suivant la courbe de tarage actuelle modifiée suite à la conférence de consensus. Est également modifié le débit de la crue de 1876 qui est ramené à 8200 m^3/s contre 8690 m^3/s.
Les débits retenus pour les crues anciennes sont ceux de Pardé [K001] et [K003] pour les raisons évoquées précédemment.

La figure ci-dessous donne :

- La distribution des débits suivant la fréquence empirique de Hazen ;
- l'ajustement graphique de la distribution des débits suivant une loi de Gumbel ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

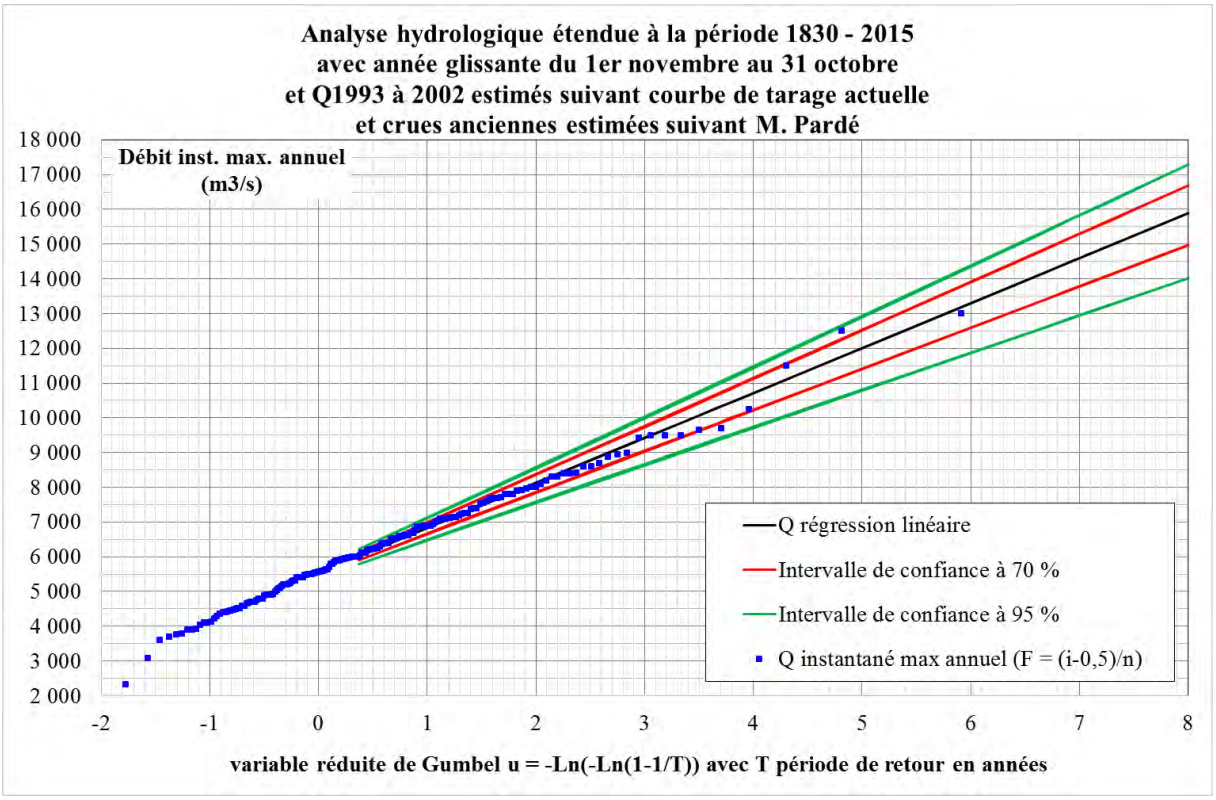


Figure 72. Hyp. 3 : ajustement statistique des maximaux annuels

Le tableau ci-dessous donne les paramètres de position x_0 et d'échelle s (gradex) déterminés suivant la méthode graphique et la méthode des moments. L'utilisation de l'une ou l'autre des méthodes donne d'un écart dans la détermination des débits caractéristiques inférieur à 0,1 %.

Par rapport à l'hypothèse 2c, le gradex est diminué d'une quarantaine de m^3/s et d'une dizaine de m^3/s par rapport à l'hypothèse 1c.

Tableau 34. Hyp 3 : paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel

Méthode	x_0	s
Graphique	5 541	1 294
Moments	5 541	1 292

Le tableau ci-dessous donne pour différentes périodes de retour :

- Le débit instantané maximal annuel (année civile) arrondi à 100 m^3/s ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 70 % ;
- Les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle de confiance à 95 % ;

Tableau 35. Hyp 3 : Période de retour, débit max et intervalles de confiance

Période de retour T (années)	Débit instantané max annuel (m^3/s)	Intervalle de confiance à 70 %		Intervalle de confiance à 95 %	
		borne inf.	borne sup.	borne inf.	borne sup.
1	4 100	4 000	4 300	3 800	4 400
2	6 000	5 900	6 100	5 800	6 200
5	7 500	7 300	7 700	7 100	7 800
10	8 500	8 200	8 700	7 900	8 900
15	9 000	8 700	9 300	8 300	9 500
20	9 400	9 000	9 700	8 600	9 900
25	9 700	9 300	10 000	8 900	10 300
30	9 900	9 500	10 300	9 100	10 500
50	10 600	10 100	11 000	9 600	11 300
75	11 100	10 600	11 600	10 100	11 900
100	11 500	11 000	12 000	10 400	12 300
200	12 400	11 800	12 900	11 100	13 300
250	12 700	12 000	13 200	11 400	13 700
300	12 900	12 300	13 500	11 600	13 900
400	13 300	12 600	13 900	11 900	14 300
500	13 600	12 900	14 200	12 100	14 700
1000	14 500	13 700	15 200	12 900	15 700
2000	15 400	14 500	16 100	13 600	16 700

La prise en compte des débits de Pardé contribue à baisser sensiblement le débit centennal de 200 m^3/s et le débit milénal de 300 m^3/s.

1.12.12 Synthèse

Le tableau ci-dessous synthétise pour différentes périodes de retour les débits instantanés maximaux annuels suivant les hypothèses précitées.

Tableau 36. Synthèse des débits caractéristiques

T (ans)	Débits instantanés maximaux annuels								
	Année civile					Année glissante de nov. à oct.			
	EGR	DREAL	Hyp1a	Hyp1b	Hyp1c	Hyp2a	Hyp2b	Hyp2c	Hyp3
2	6 100	6 100	6 000	6 000	6 000	6 100	6 100	6 000	6 000
5	7 500	7 500	7 500	7 500	7 500	7 600	7 600	7 600	7 500
10	8 400	8 400	8 500	8 500	8 500	8 600	8 600	8 600	8 500
50	10 400	10 500	10 700	10 700	10 600	10 900	10 900	10 800	10 600
100	11 300	11 400	11 600	11 700	11 500	11 800	11 900	11 700	11 500
500	13 300	13 500	13 800	13 800	13 600	14 000	14 100	13 800	13 600
1000	14 200	14 400	14 700	14 700	14 500	14 900	15 000	14 800	14 500

La figure en page suivante illustre graphiquement ces résultats

Les écarts entre les débits caractéristiques sont compris entre :

- 0 et 200 m^3/s pour une crue décennale,
- 0 et 600 m^3/s pour une crue centennale,
- 0 et 800 m^3/s pour une crue millénale.

Ces écarts peuvent paraitre importants mais demeurent dans la fourchette d'incertitudes des débits.

L'analyse hydrologique réalisée dans le cadre de l'EGR s'est basée sur la période 1920-1998 qui correspond à une période de veille hydrologique du Rhône. Si les résultats de cette dernière ont, jusqu'à aujourd'hui, servi de références, ils constituent la fourchette basse des différentes estimations et il serait prudent de ne plus y faire référence.

L'étude DREAL 2014 couvre une période 171 années incluant la crue de décembre 2003 et celle de mai 1856 mais ne prenant pas en compte la crue de novembre 1840, ce qui peut paraître difficilement compréhensible quand on sait que c'est cette dernière qui a laissé le plus de stigmates dans le territoire.

La prise en compte de la crue de 1840 dans les différentes hypothèses introduit un biais statistique que nous avons essayé de réduire en démarrant l'analyse à 1830 et en poursuivant l'analyse jusqu'en 2015. La prise en compte de cette crue dans l'analyse augmente sensiblement les valeurs des débits caractéristiques, mais permet d'être à notre sens plus proche de la réalité.

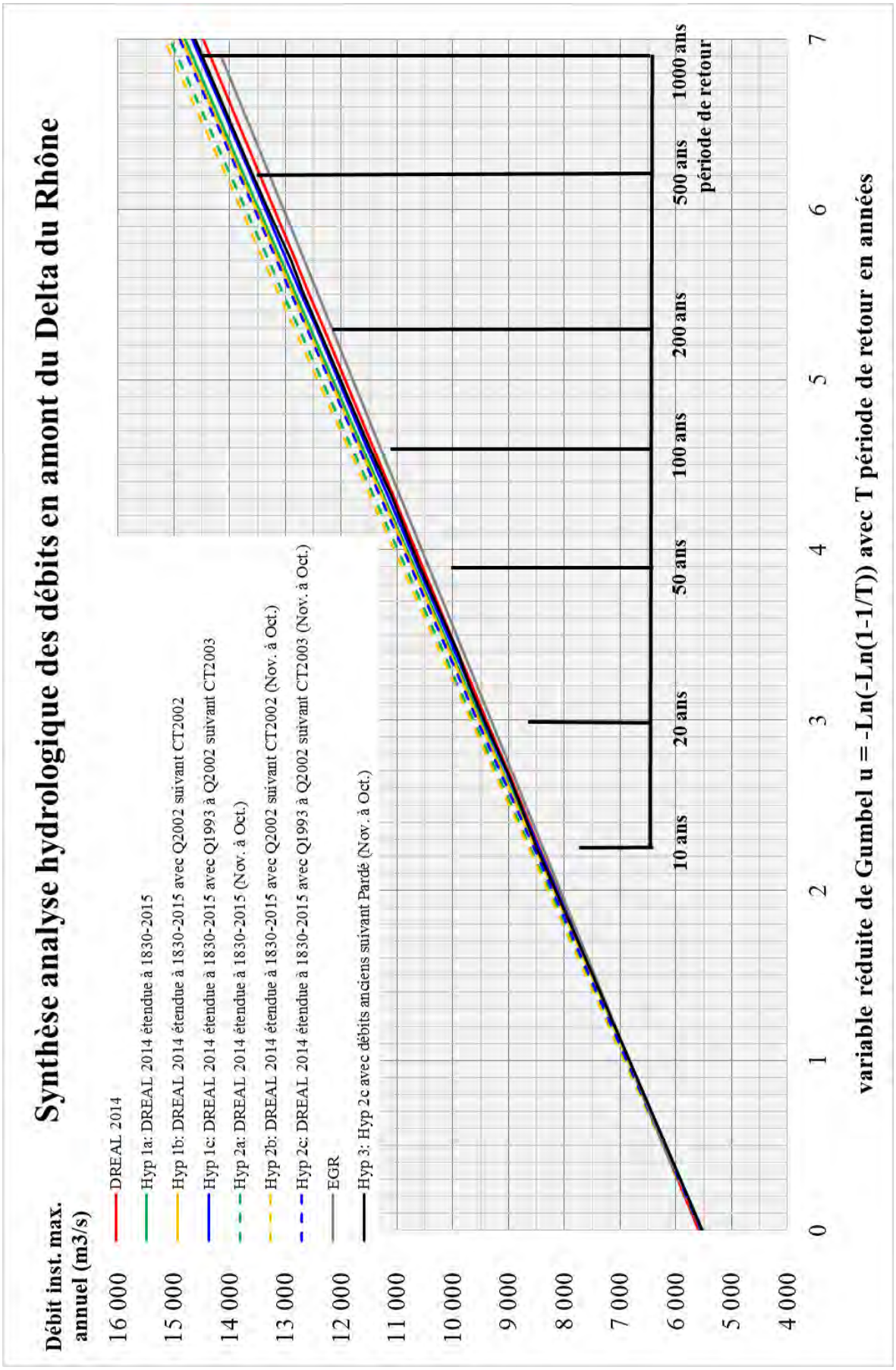

Synthèse analyse hydrologique des débits en amont du Delta du Rhône
Débit inst. max. annuel (m3/s)
16 000
15 000
14 000
13 000
12 000
11 000
10 000
9 000
8 000
7 000
6 000
5 000
4 000
DREAL 2014
Hyp 1a: DREAL 2014 étendue à 1830-2015
Hyp 1b: DREAL 2014 étendue à 1830-2015 avec Q2002 suivant CT2002
Hyp 1c: DREAL 2014 étendue à 1830-2015 avec Q1993 à Q2002 suivant CT2003
Hyp 2a: DREAL 2014 étendue à 1830-2015 (Nov. à Oct.)
Hyp 2b: DREAL 2014 étendue à 1830-2015 avec Q2002 suivant CT2002 (Nov. à Oct.)
Hyp 2c: DREAL 2014 étendue à 1830-2015 avec Q1993 à Q2002 suivant CT2003 (Nov. à Oct.)
EGR
Hyp 3: Hyp 2c avec débits anciens suivant Pardé (Nov. à Oct.)
10 ans
20 ans
50 ans
100 ans
200 ans
500 ans
1000 ans
période de retour
0
1
2
3
4
5
6
7
variable réduite de Gumbel u = -Ln(-Ln(1-1/T)) avec T période de retour en années

Figure 73. Synthèse hydrologique suivant les différentes hypothèses

On constate également que le fait de retenir dans l'analyse une période annuelle s'étendant du 1er novembre au 31 octobre permet d'introduire dans l'échantillon des crues importantes qui n'y figuraient pas.

Compte tenu de l'importance des crues supérieures à la décennale entre 1993 et 2002 (7), le choix de la courbe de tarage dans l'estimation des débits a également un impact sur la valeur des débits caractéristiques de l'ordre de 200 m^3/s pour les crues supérieures à la centennale.

On note que l'estimation des débits de 1993 à 2002 suivant l'ancienne courbe de tarage n'est pas homogène avec les observations passées et le débit de 2003 déterminé par la conférence de consensus sans pouvoir donner d'explications.

L'hypothèse 3 qui a pris en compte pour les débits structurants l'analyse les débits estimés par Pardé et corrigés des effets des brèches et pour les débits plus récents la courbe de tarage actuellement en vigueur permet d'avoir une série historique plus homogène au regard des observations faites au pont de Beaucaire et la stabilité bathymétrique dans ce tronçon du fleuve soulignée par les travaux de Raccasi [M007] et les travaux de Pichard [H004].

En l'état actuel de nos connaissances, cette hypothèse nous semble être la plus pertinente.
Dans l'attente des résultats de l'étude hydrologique commandée récemment par la DREAL Auvergne Rhône-Alpes, nous retiendrons pour le reste de l'étude l'hypothèse dite « 3 ».

Tableau 37. Période de retour, débit max et intervalles de confiance retenu

Période de retour T (années)	Débit instantané max annuel (m^3/s)	Intervalle de confiance à 70 %		Intervalle de confiance à 95 %	
		borne inf.	borne sup.	borne inf.	borne sup.
1	4 100	4 000	4 300	3 800	4 400
2	6 000	5 900	6 100	5 800	6 200
5	7 500	7 300	7 700	7 100	7 800
10	8 500	8 200	8 700	7 900	8 900
15	9 000	8 700	9 300	8 300	9 500
20	9 400	9 000	9 700	8 600	9 900
25	9 700	9 300	10 000	8 900	10 300
30	9 900	9 500	10 300	9 100	10 500
50	10 600	10 100	11 000	9 600	11 300
75	11 100	10 600	11 600	10 100	11 900
100	11 500	11 000	12 000	10 400	12 300
200	12 400	11 800	12 900	11 100	13 300
250	12 700	12 000	13 200	11 400	13 700
300	12 900	12 300	13 500	11 600	13 900
400	13 300	12 600	13 900	11 900	14 300
500	13 600	12 900	14 200	12 100	14 700
1000	14 500	13 700	15 200	12 900	15 700
2000	15 400	14 500	16 100	13 600	16 700

Si chaque année est considérée comme indépendante au sens des probabilités de l'année précédente, la probabilité de dépassement sur les n prochaines années d'une crue de période de retour T_0 est (toutes choses étant supposées égales par ailleurs et notamment aucune modification du lit ou des processus hydrologiques) est :

$$P = 1-(1 - 1/T_0)^n$$

Tableau 38. Probabilité de dépassement des crues caractéristiques étudiées dans le Plan Rhône sur les n prochaines années

Débit (m^3/s)	Période de retour (ans) arrondie	Probabilité de dépassement (en %) sur les n prochaines années				
		1 an	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans
8 500	10	10	65	93	99	100
9 500	20	5	40	72	92	99
10 500	50	2	18	40	64	87
11 500	100	1	10	22	39	63
12 500	200	1	5	12	22	39
14 160	800	0.1	1	3	6	12

Ainsi la crue exceptionnelle a 12 % de chances d'être dépassée dans les 100 prochaines années et 1 % de chance d'être dépassée sur les 10 prochaines années.

Une crue de type mai 1856 (crue de référence) a 39 % de chances d'être dépassée dans les 100 prochaines années et 5 % de chance d'être dépassée sur les 10 prochaines années.

Une crue de type décembre 2003 (crue centennale) a 63 % de chances d'être dépassée dans les 100 prochaines années et 10 % de chance d'être dépassée sur les 10 prochaines années.

Une crue de type 10500 a 87 % de chances d'être dépassée dans les 100 prochaines années et 18 % de chance d'être dépassée sur les 10 prochaines années.

Une crue de type 9500 (novembre 2002) a 99 % de chances d'être dépassée dans les 100 prochaines années et 40 % de chance d'être dépassée sur les 10 prochaines années.

1.13 MODELISATION HYDRAULIQUE DES CRUES

1.13.1 Construction et calage du modèle

Le modèle utilisée pour le calcul des lignes d'eau et le calage des ouvrages entre Beaucaire et Arles s'étend depuis l'aval du barrage de Vallabrègues jusqu'à la mer sur le Petit Rhône et à 4 km de l'embouchure sur le Grand Rhône. C'est un modèle 2D (code TELEMAC développé par EDF), qui a été développé par la $CNR_{ingénierie}$. Il a permis le calage des ouvrages entre Beaucaire et Arles [K100]. Il comporte 270 000 mailles de calculs. Ce modèle est le principal modèle développé dans le Plan Rhône, il permet de fournir l'ensemble des données nécessaires aux autres modèles. Pour définir l'impact global du programme de sécurisation, il a été, dans le cadre de prestations supplémentaires confiées à la CNRingénierie [K103], couplé au modèle du Grand Rhône [K102] qui s'étend jusqu'à l'embouchure (315 000 mailles de calcul au total). L'étendue du modèle [K103] figure ci-dessous.

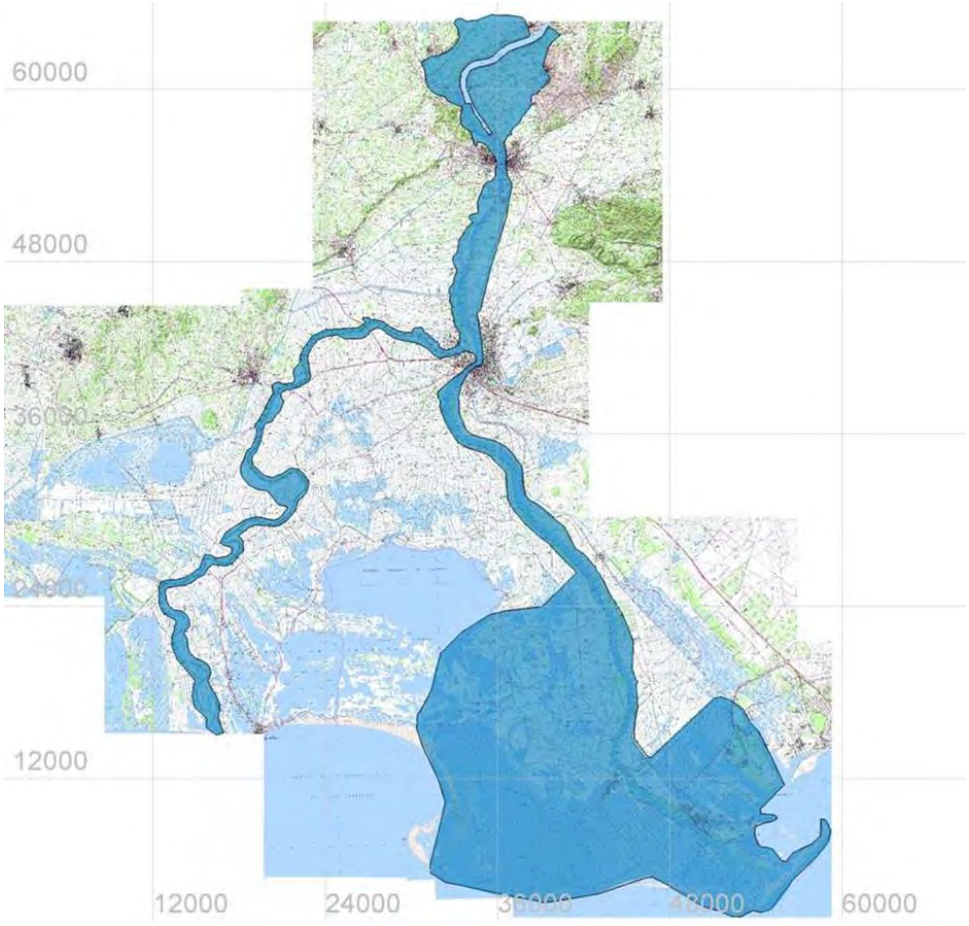


Figure 74. Etendue du modèle de l'étude de calage (source CNR [K103])

Les conditions limites amont du modèle sont :

- Débit du Vieux Rhône (barrage de Vallabrègues)
- Débit du Rhône usiné (usine hydro-électrique de Beaucaire)
- Débit du Gardon

Les conditions limites aval du modèle sont :

- Les marégrammes au Grau de la Dent (translaté au PK326 pour le Grand Rhône pour l'étude de calage)

Le modèle, calé sur la crue de décembre 2003 à partir des 9 limnigrammes de la CNR et des laisses de crues levées par la DREAL, la CNR et RFF, a une précision absolue estimée à 10 cm dans le lit mineur, 20 cm en traversée d'Arles, et 30 cm dans le lit majeur, soit l'ordre de précision des mesures (sources [K100], [K102] et [K103]).

1.13.2 Scénarios de crues étudiées

4 scénarios de crues ont été considérés initialement pour les études d'impact hydraulique.

La crue 10500 correspond à la crue occasionnant les premiers déversements sur les digues. Elle correspond également au débit enregistré à la station de Beaucaire/Tarascon lors de la crue de décembre 2003, quand la première brèche a été occasionnée dans le système.

Dans le cadre de l'impact global du programme de sécurisation, un 5ème scénario a été ajouté à la demande de l'Etat, il correspond à la crue 9500 qui a été calée sur l'hydrogramme de novembre 2002.

Tableau 39. scénarios de crues modélisées dans le programme du SYMADREM-Plan Rhône [K103]

Crues	Débit de pointe Beaucaire/Tarascon	Période de retour	Niveau marin
Crue 9500 (≅ crue de nov. 2002)	9 500 m^3/s	T ≈ 20 ans	Marégramme nov. 2002 (Max 0,95 NGF)
Crue 10500 (crue de janv. 1994 avec pointe translatée)	10 500 m^3/s	T ≈ 50 ans	Marégramme janv. 1994 (Max 0,81 NGF)
Crue 11500 (déc. 2003 sans brèche)	11 500 m^3/s ± 5 %	T ≈ 100 ans	Marégramme déc. 2003 (Max 0,98 NGF)
Crue 12500 (mai 1856 dans les conditions actuelles d'écoulement et sans brèche)	12 500 m^3/s	T ≈ 200 ans	Marégramme déc. 2003 translaté à 1,3 NGF. et concomitant avec pointe de crue
Crue 14160 scénario exceptionnelle	14 160 m^3/s	T ≈ 800 ans	Marégramme constant à 1,5 NGF

Les hypothèses concernant l'aléa marin relatif à ces crues ont été établies à partir de données du CEREGE. Dans sa thèse [ULMANN 2007] du CEREGE a estimé les périodes de retour des surcotes marines pour différentes stations du Golfe de Lyon. Elles sont les suivantes :

Tableau 40. surcote marine et période de retour (source CEREGE)

Station	Surcotes (cm NGF) durant une période d'octobre à mars pour un temps de retour de :			
	5 ans	**10 ans**	**50 ans**	**100 ans**
Port-Vendres	75	81	95	100
Sète	98	102	119	126
Grau-de-la-Dent	80	86	100	106

En sus de ces surcotes marines, la dérive tendancielle de montées des eaux a été prise en compte avec une dérive à moyen/long terme probable d'ici à 2050 comprise (au moment de l'étude de calage) d'après le CEREGE, entre 20 cm (cas de figure moyen) et 40 cm (cas de figure extrême).
En décembre 2003, les niveaux marins enregistrés aux stations du Grau de la dent (proche de l'embouchure du Grand Rhône) et du pertuis de la Fourcade (proche de l'embouchure du Petit Rhône) au moment de la pointe étaient identiques.

Dans un 1er temps, pour la réalisation de l'étude de calage précis entre Beaucaire et Arles [K100], un niveau marin constant de 1,3 m NGF a été retenu pour l'ensemble des crues à l'exception de la crue de décembre 2003, pour laquelle, le marégramme observé en décembre 2003 a été retenu. Ces hypothèses n'ont eu aucune influence sur le calage des ouvrages entre Beaucaire et Arles, compte tenu de l'absence d'impact du niveau marin sur ce tronçon du fleuve pour les fortes crues.

Cette hypothèse de niveau marin constant à 1,3 NGF s'est avérée problématique pour la modélisation de l'aléa fluvial à proximité des embouchures [K102] ; en effet, le niveau marin constant noyait l'aval et ne permettait pas de bien comprendre le comportement des crues du Rhône. En accord avec les services de l'Etat, les hypothèses suivantes ont été retenues :

- Crue 9500 : marégramme observé en novembre 2002 ;
- Crue 10500 : marégramme observé en janvier 1994 ;
- Crue 12500, marégramme de décembre 2003, translaté dans le temps et en niveau pour atteindre 1,3 NGF au moment du pic de crue ;
- Crue 14160 (crue de sûreté) : niveau marin constant à 1,5 NGF.

Le niveau marin de 1,5 m NGF du scénario de crue exceptionnelle correspond à une surcote marine de 1,1 m NGF, d'une période de retour légèrement supérieure à 100 ans avec une dérive extrême de montée des eaux, d'ici à 2050, de 40 cm.

Les hydrogrammes et marégrammes des 5 scénarios modélisés figurent ci-dessous.

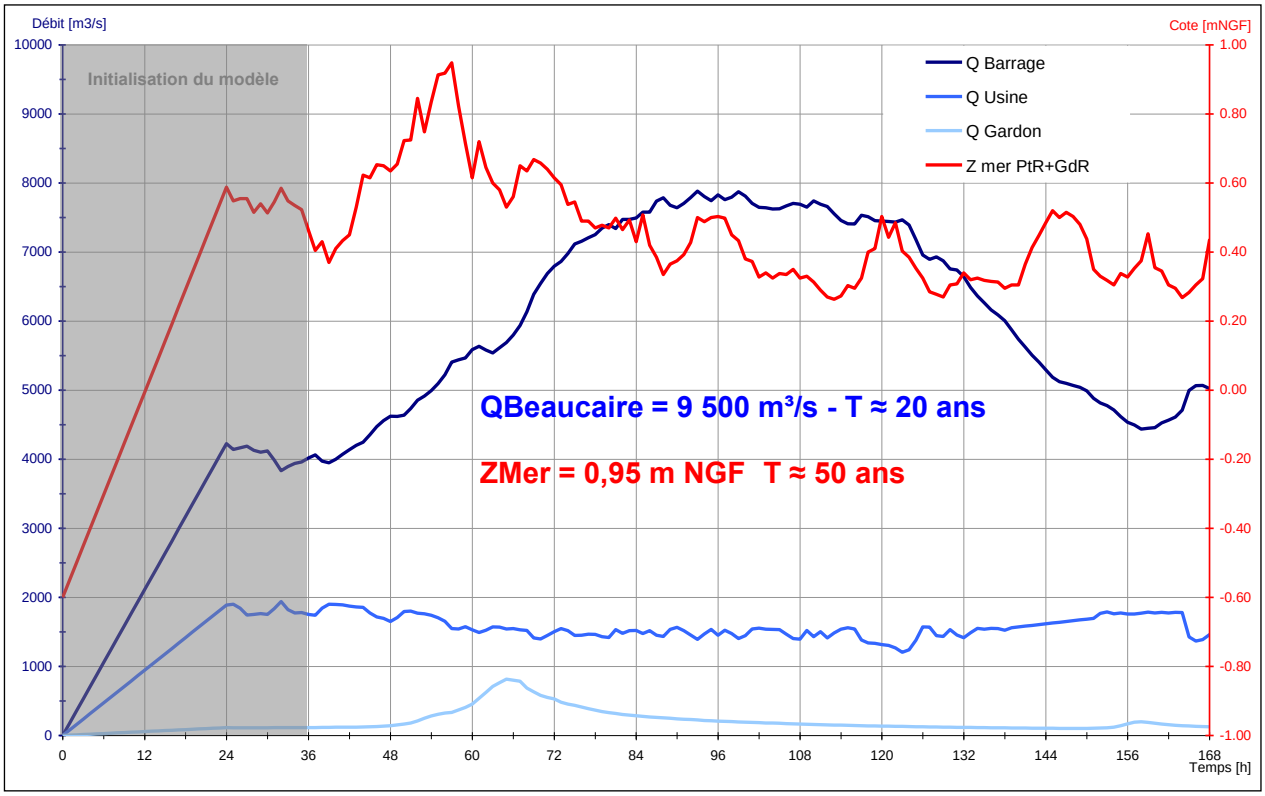


Figure 75. Hydrogramme et marégramme de la crue 9500

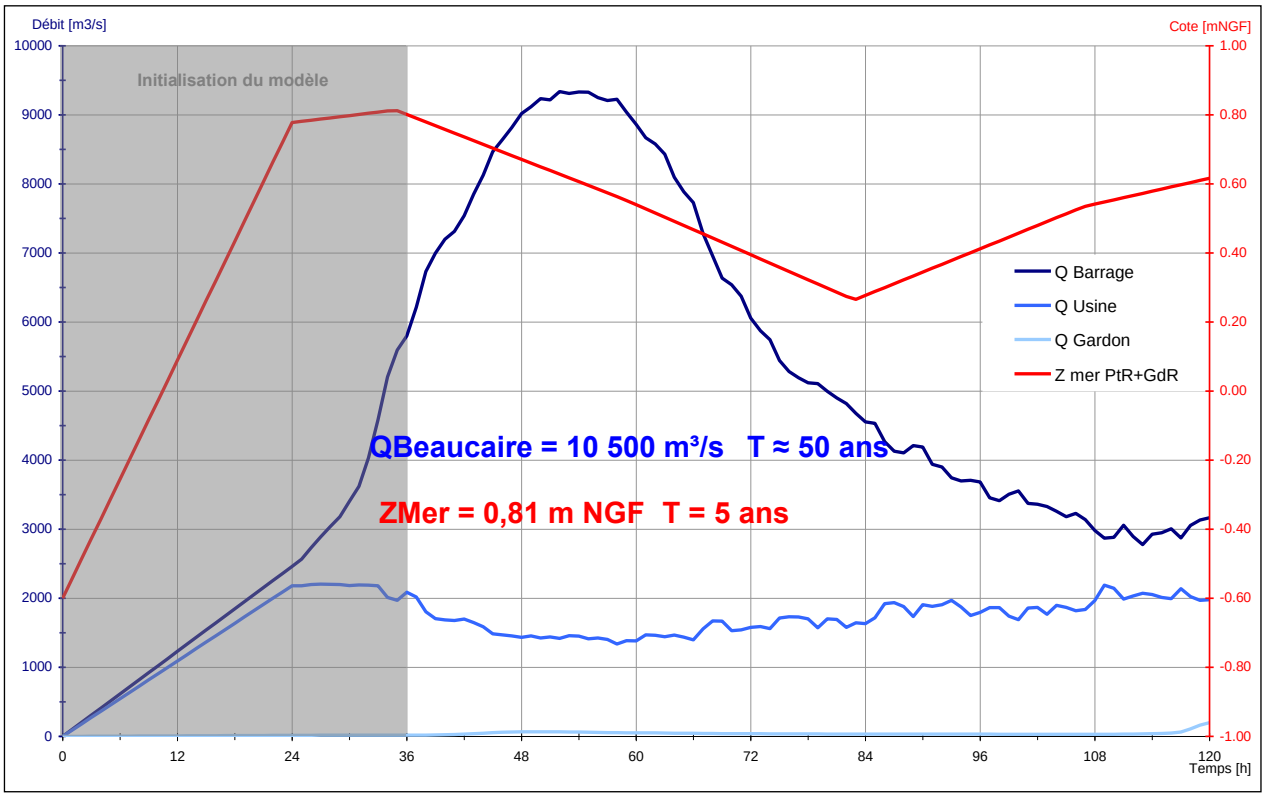


Figure 76. Hydrogramme et marégramme de la crue 10500

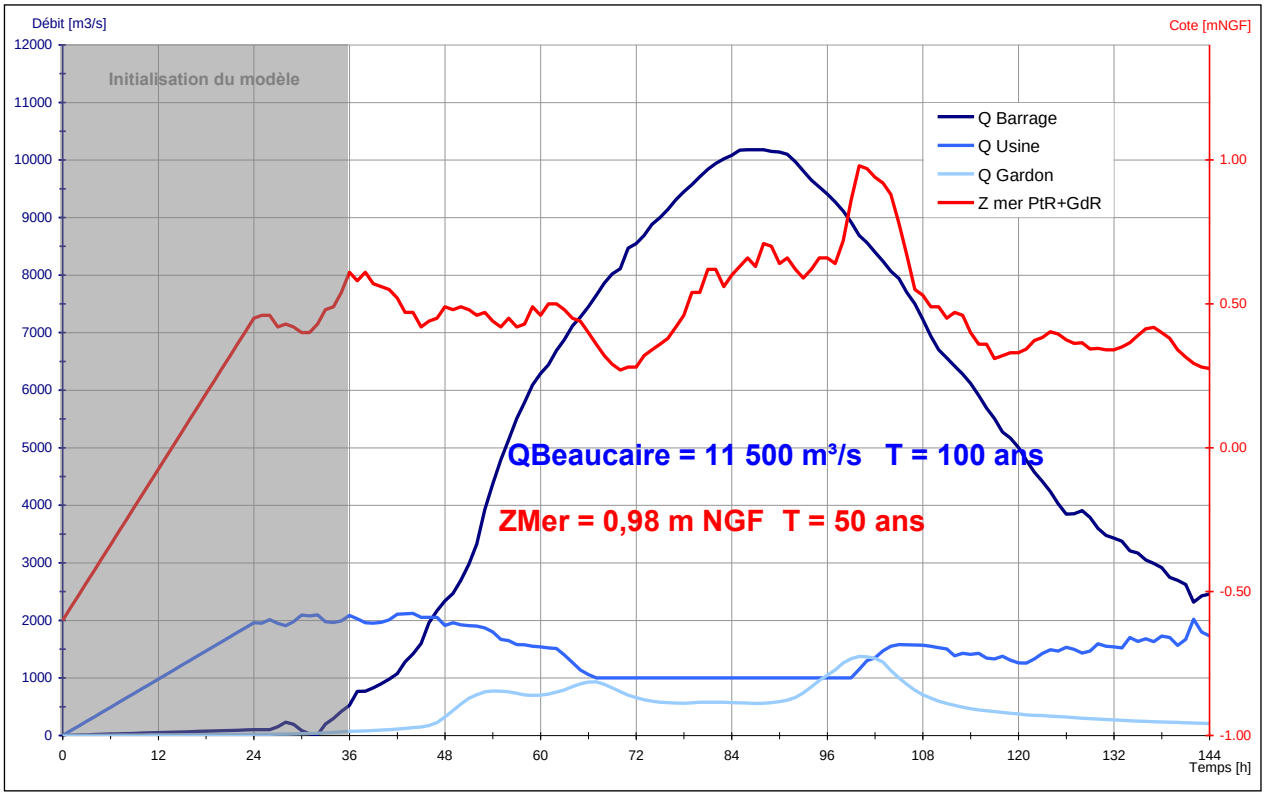


Figure 77. Hydrogramme et marégramme de la crue 11500

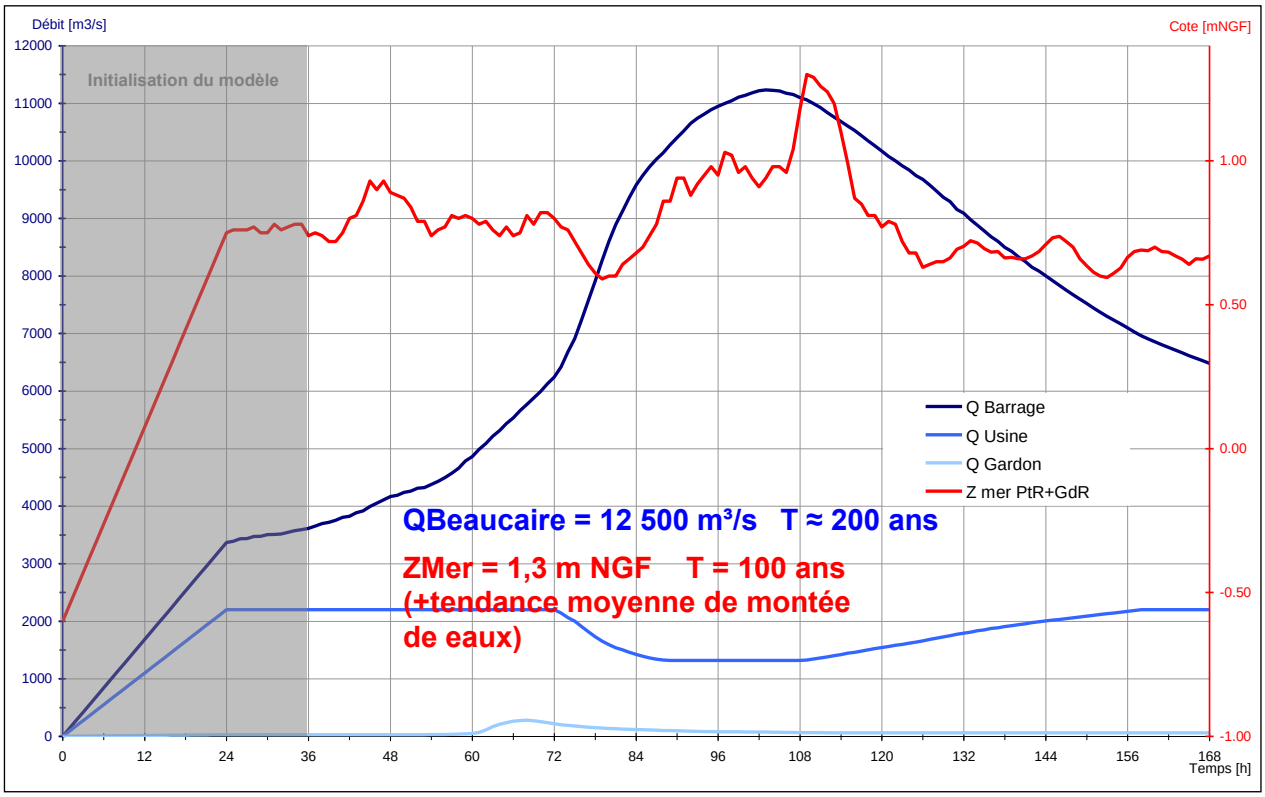


Figure 78. Hydrogramme et marégramme de la crue 12500

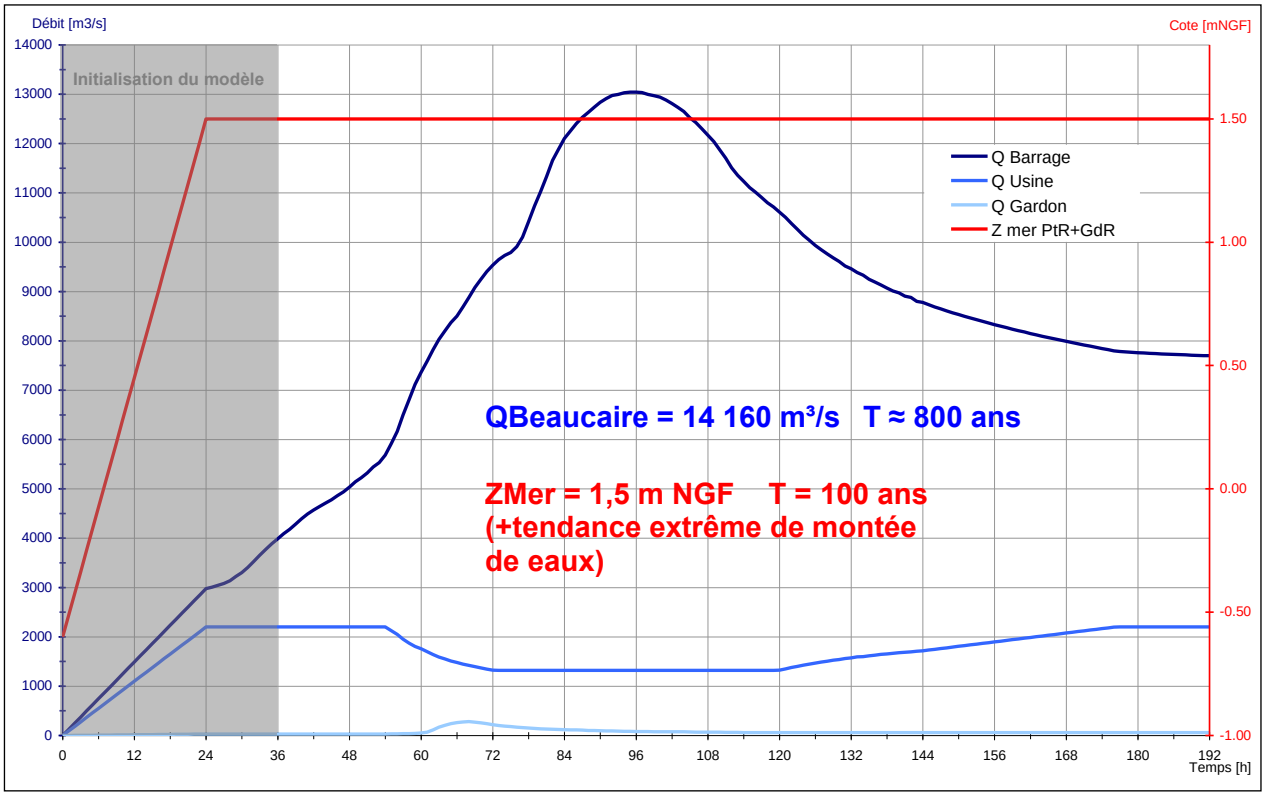


Figure 79. Hydrogramme et marégramme de la crue 14160

1.13.3 Analyse de sensibilité du modèle et incertitudes sur les niveaux modélisés

L'étude de calage précis entre Beaucaire et Arles réalisée par la CNR$_{ingénierie}$ [K100] a fait l'objet de deux analyses de sensibilité :

- une analyse de sensibilité lors de la phase de calage du modèle, qui a porté sur les paramètres suivants : débit, rugosité, bathymétrie pour définir la précision de calage du modèle.
- une analyse de sensibilité lors du calage des ouvrages, qui a porté sur les paramètres suivants : gradient de crue, niveau marin pour définir l'incertitude du modèle.

Cette analyse de sensibilité a été réalisée par bief homogène du Rhône et sur la crue de calage de décembre 2003 « En effet, l'analyse de sensibilité sur le modèle total cumulerait de l'aval vers l'amont les incertitudes liées aux différentes données d'entrée. Le fonctionnement hydraulique des biefs amont serait alors faussé par un fonctionnement hydraulique modifié par l'analyse de sensibilité sur les biefs aval, et conduirait donc à estimer la sensibilité locale au Strickler par un calcul mené dans une zone éloignée du point de fonctionnement nominal » source CNR [K100].

Le modèle Grand Rhône de l'étude de calage a été repris par la CNRingénierie dans le cadre de l'étude de renforcement de la digue de Salin de Giraud [K102]. Il a été prolongé jusqu'à l'embouchure avec la mer et a été recalé sur la crue de décembre 2003. Il est à noter que la prise en compte de la mobilité des fonds à l'embouchure a été rendue nécessaire lors de la phase de calage pour retrouver les niveaux d'eau observés en déc. 2003 en traversée de Salin

de Giraud/Port-Saint-Louis-du-Rhône. Ce modèle a également fait l'objet d'une analyse de sensibilité.
Un modèle lit endigué a également été développé sur le Petit Rhône [K101] par EGISeau pour le calage des digues du Petit Rhône. Ce modèle a également fait l'objet d'une analyse de sensibilité.

Les conclusions des différentes analyses de sensibilité du modèle figurent ci-dessous.

1.13.4 Sensibilité sur les valeurs de débit

La conférence de consensus a conclu que le débit de pointe à Beaucaire était de 11 500 m^3/s ± 5 %. Les modèles ont été testés avec un hydrogramme de crue majoré de 5 %, ce qui correspond à un débit de pointe de 12 075 m^3/s et un hydrogramme de crue minoré de 5 %, ce qui correspond à un débit de pointe de 10 925 m^3/s.

La variation de l'hydrogramme à Beaucaire/Tarascon de ± 5% a une influence sur les niveaux plus ou moins importante selon les tronçons et les conditions d'écoulement (Cf. Tableau ci-dessous).

D'une manière générale, la variation de l'hydrogramme à la station de Beaucaire/Tarascon de ± 5% engendre :

- une variation de ± 3.5% dans le Grand Rhône à Arles se traduisant par une variation de ± 20 cm sur les niveaux (une variation de ± 5% sur le débit du Grand Rhône se traduit par une variation de ± 30 cm en traversée d'Arles [K102])
- une variation de ± 17% dans le Petit Rhône à Fourques se traduisant par une variation de ± 60 cm sur les niveaux (soit ± 20 cm pour une variation de débit dans le Petit Rhône de ± 5%)

Tableau 41. Sensibilité du modèle à une variation de 5 % sur l'hydrogramme de décembre 2003 à Beaucaire/Tarascon

Modèle étude de calage	Limnigrammes observés	Sensibilité débit (cm)
modèle Rhône amont	Aval barrage de Vallabrègues	± 20 cm
modèle Rhône Beaucaire/Arles	Beaucaire/Tarascon	± 20 cm
	CNARBRL	± 15 cm
modèle Grand Rhône	Arles	± 20 cm
	Grand Boisviel	± 20 cm
modèle Petit Rhône	Fourques	± 60 cm (avant brèches)
	Saint Gilles	± 60 cm (avant brèches)
	Petite Abbaye	-20 ou +10 cm avant brèches

1.13.5 Sensibilité sur les coefficients de rugosité

L'objectif a été de traduire physiquement l'impact d'une variation sensible de coefficient de Strickler sur les lignes d'eau. On rappelle qu'une des conclusions de la conférence de

consensus [O2003 09] a été de montrer que le transport solide lors de la crue de décembre 2003 avait été intense, ce qui s'est traduit par une modification de coefficient de résistance à l'écoulement.

L'influence de la variation de ± 5 points sur le coefficient de Strickler sur les niveaux des différents modèles est résumée dans le tableau ci-dessous.
La fourchette de précision, associée à une variation du coefficient de Strickler, est d'autant plus grande que l'on s'éloigne de la condition limite aval.

Tableau 42. Sensibilité du modèle à une variation de 5 points dans le lit mineur du cours d'eau

Modèles	Limnigrammes observés	Sensibilité 5 points de rugosité (cm)
modèle Rhône amont	Aval barrage de Vallabrègues	-45 / +60 cm
Modèle Rhône Beaucaire/Arles	Beaucaire/Tarascon	± 40 cm
	CNARBRL	± 20 cm
Modèle Grand Rhône (étude Salin de Giraud)	Arles	± 40 cm
	Grand Boisviel	± 20 cm
Modèle Petit Rhône CNR	Fourques	± 20 cm (avant brèches)
	Saint Gilles	± 10 cm (avant brèches)
	Petite Abbaye	± 1 cm (avant brèches)
Modèle Petit Rhône $EGIS_{eau}$	Fourques à la Mer	0 à 40 cm (avant brèches)

1.13.6 Sensibilité sur la bathymétrie

L'objectif a été de testé les variations de niveaux entre la bathymétrie 2002 et la bathymétrie 2007.

L'influence de la variation de bathymétrie sur les niveaux des modèles Rhône amont/Rhône/Grand Rhône est synthétisée dans le tableau ci-dessous :

La reconstitution des fonds de 2002 a pour conséquence une augmentation générale des niveaux d'eau calculés. Le niveau maximal est augmenté de 19 cm à Arles.

Tableau 43. Sensibilité du modèle aux variations bathymétriques entre 2002 et 2007

Modèle étude de calage	Limnigrammes observés	Sensibilité (cm)
modèle Rhône amont	Aval barrage de Vallabrègues	2 cm
Modèle Rhône Beaucaire/Arles	Beaucaire/Tarascon	+ 3 cm
	CNARBRL	+ 3 cm
Modèle Grand Rhône	Arles	+ 19 cm
	Grand Boisviel	+ 12 cm

1.13.7 Conclusion de l'analyse de sensibilité des paramètres débit, rugosité et bathymétrie

La conclusion de la CNR sur les modèles Rhône et Grand Rhône a été que les modèles sont bien calés et représentent correctement les écoulements sur l'ensemble du secteur modélisé. La précision sur les niveaux maxima calculés est de :

- ± 10 cm en valeur absolue dans le lit mineur (calage sur les limnigrammes mesurés),
- ± 30 cm dans le lit majeur (fourchette plus lâche due à la précision moindre des laisses de crue).

La répartition Grand Rhône – Petit Rhône s'inscrit bien dans la fourchette communément admise (Petit Rhône : 11 à 13 % du débit total).

Le modèle a tendance à surestimer les niveaux calculés dans le Petit Rhône pour des débits (dans le Petit Rhône) inférieurs à 700 m^3/s, mais reproduit correctement les niveaux observés pour des débits supérieurs. Ce biais n'est pas préjudiciable pour les phases de calage au regard des débits considérés (de 10 500 à 14 000 m^3/s à Beaucaire/Tarascon, soit environ de 1 100 à 1 800 m^3/s dans le Petit Rhône).

Les coefficients de rugosité retenus pour le calage du modèle semblent particulièrement faibles, notamment :

- sur le Gardon,
- sur le Vieux Rhône de Vallabrègues,
- sur le Rhône de Beaucaire à Arles,
- sur le Grand Rhône d'Arles au seuil de Terrin,
- sur le Petit Rhône de Fourques à Saint Gilles.

Selon la conférence de consensus, la crue de décembre 2003 a été atypique, avec un transport solide intense. Les incertitudes sur les données d'entrée du modèle (hydrogramme à Beaucaire, rugosité du lit, variations bathymétriques du lit) sont telles qu'une analyse de sensibilité sur ces paramètres a été menée, afin d'évaluer les fourchettes de précision (dans les calculs de niveaux d'eau) associées.

Ces fourchettes de précision sont les suivantes :

- ± 5% sur l'hydrogramme à Beaucaire => ± 20 cm sur les niveaux calculés,
- ± 5 points de rugosité dans le lit mineur => ± 40 cm sur les niveaux calculés,
- évolution bathymétrique entre 2002 et 2007 => jusqu'à + 15 cm sur les niveaux calculés.

Elle montre la consistance hydraulique de la modélisation et valide l'utilisation du modèle pour différents scénarios de crues.

1.13.8 Influence du niveau marin sur les lignes d'eaux

Le niveau marin a, sur le Grand Rhône, un impact en crue jusqu'en traversée d'Arles et sur le Petit Rhône jusqu'à Saint Gilles. Il est à noter que cet impact décroît par paliers.

Sur le Grand Rhône, les grands paliers sont d'aval en amont :

- L'embouchure (8 derniers km),
- Resserrement en traversée de Salin de Giraud,
- Coude de Chamone (PK 315,5).

Sur le Petit Rhône, le principal palier est :

- l'aval du Bac du Sauvage, où on note l'absence de digue en rive droite,
- les digues en rive droite en aval de Sylvéréal => ces digues déversent à partir de 8 000 à 9000 m^3/s débit à Tarascon), ce qui de ce fait « contrôlent » la ligne d'eau en amont.

Les deux figures ci-après, extraites de l'étude de calage, illustrent respectivement l'impact du niveau marin sur le Grand Rhône et Petit Rhône.

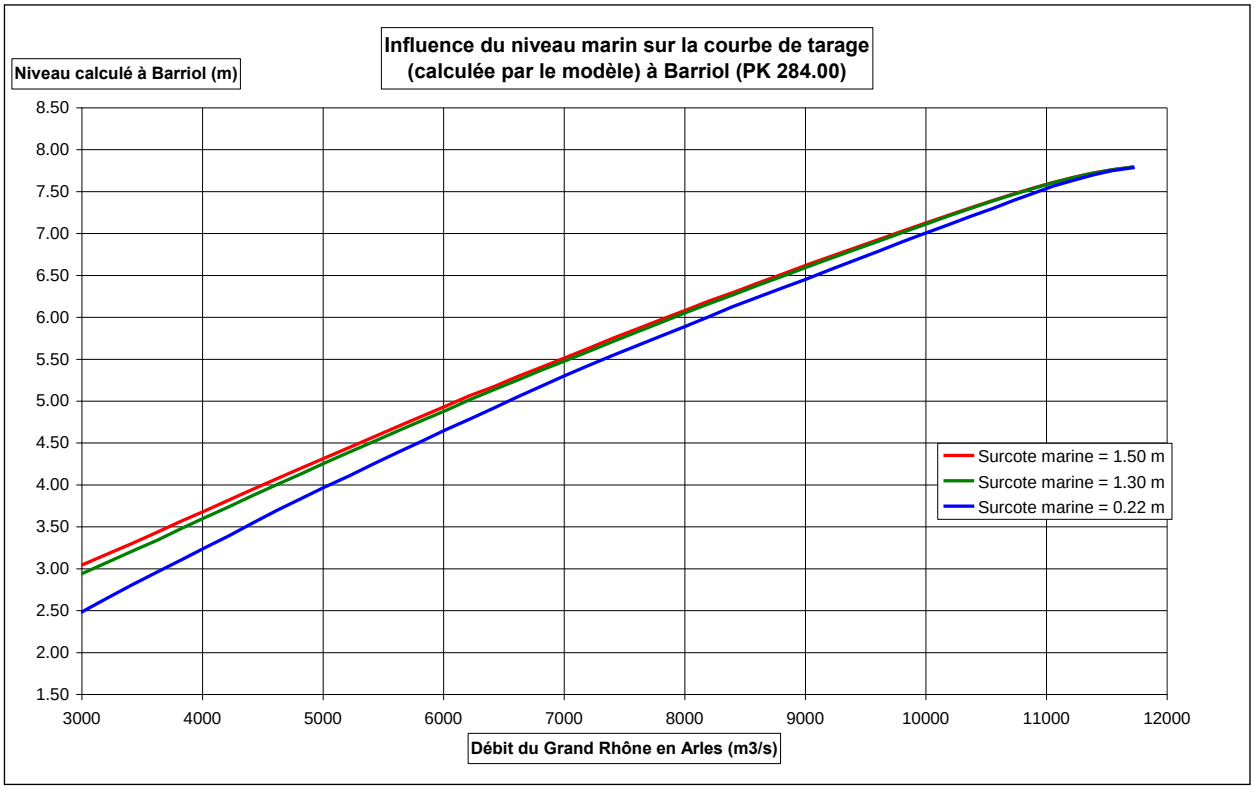


Figure 80. Influence du niveau marin sur la courbe de tarage (calculé par le modèle) à Barriol (PK284) (source CNR [K100])

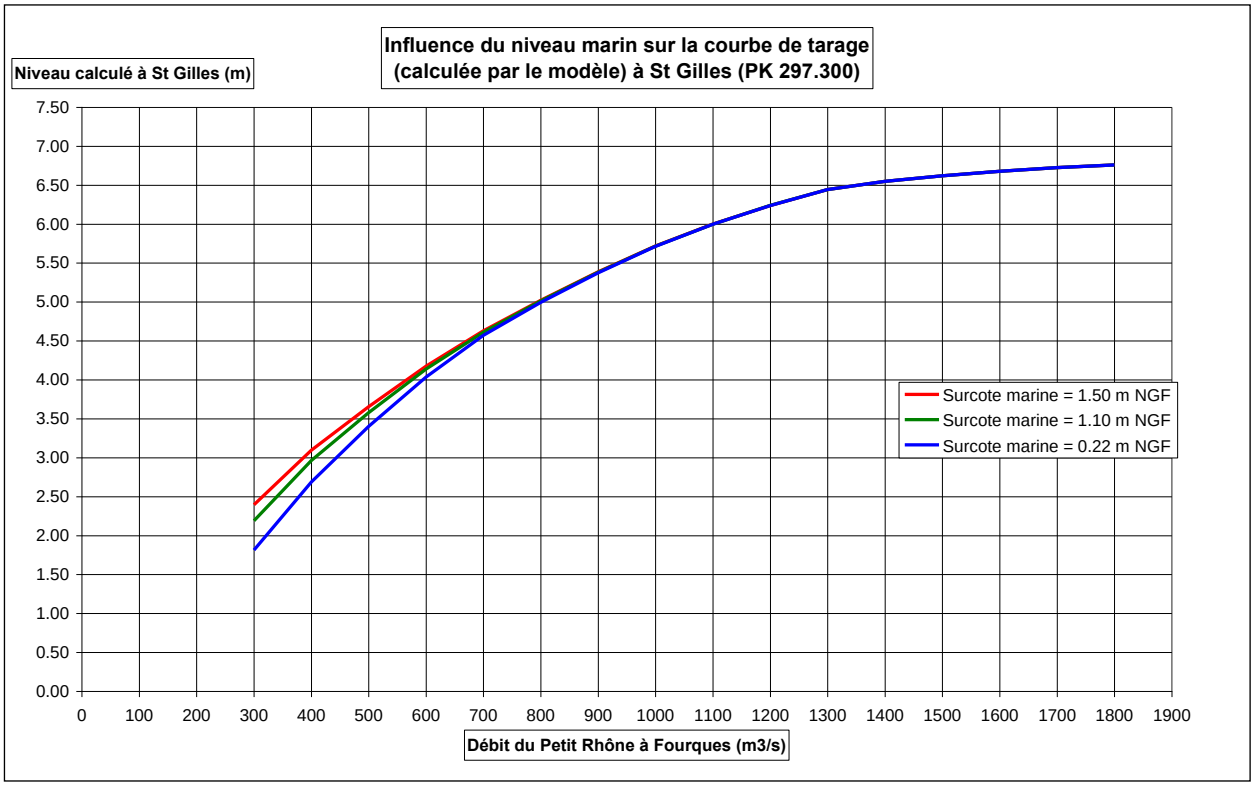


Figure 81. Influence du niveau marin sur la courbe de tarage (calculé par le modèle) à Saint Gilles (PK297,3) (source CNR [K100])

Les conclusions de cette analyse ont été que l'influence de la surcote marine sur le fonctionnement des ouvrages résistants à la surverse à réaliser en amont d'Arles (Plan Rhône) est :

- nulle sur le Petit Rhône en amont de Saint Gilles
- quasiment nulle sur le Grand Rhône en amont de Barriol

1.13.9 Influence du gradient de crue

Les niveaux maximum atteints en crue dépendent du gradient de crue de cette dernière. Pour un même débit de pointe, les niveaux maximum atteints sont d'autant plus élevés que la crue est lente.

Un test de sensibilité sur la crue de décembre 2003 (dans la configuration hydraulique de 2003) a été mené afin de comparer les niveaux maximum atteints pour les scénarios suivants :

- Hydrogramme 2003 – Marégramme 2003 (Z max = 0.98 m NGF),
- Hydrogramme 2003 deux fois plus rapide – Marégramme aval deux fois plus rapide,
- Hydrogramme 2003 deux fois plus lent – Marégramme aval deux fois plus lent.

La figure suivante au PK Rhône 284 (aval écluse d'Arles – digue de Barriol) compare les relations $Niveau_{2003}= f(Q_{2003})$ pour les trois gradients de crue considérés avec la courbe de tarage établie en régime permanent avec une surcote marine de 1.30 m NGF.

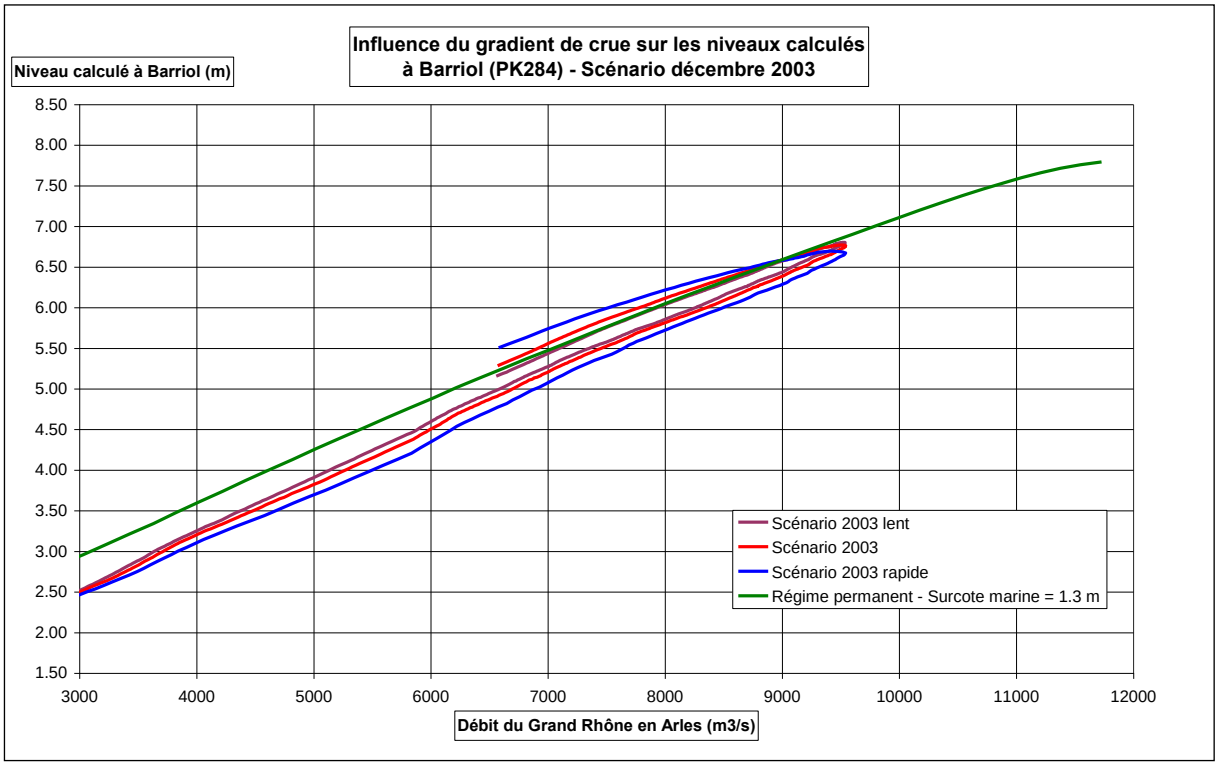


Figure 82. Influence du gradient de crue sur les niveaux maximum à Barriol (source CNR [K100])

Ces deux figures illustrent bien « la raquette hydraulique » : pour un même débit, les niveaux atteints sont supérieurs à la décrue qu'en montée de crue, cette différence étant d'autant plus importante que les gradients de crue et décrue sont élevés.

L'influence de la durée de crue sur les niveaux du Grand Rhône a été estimée à 10/15 cm par la CNR [K100]. Ainsi une crue plus longue à débit constant donne des niveaux plus hauts qu'une crue plus courte (différence entre régime permanent et régime transitoire).

L'illustration de cet effet sur le Petit Rhône est perceptible sur la crue du 17 novembre 2002, qui est une crue généralisée et celle du 13 novembre 1996, qui est une crue cévenole.

Ces deux crues ont présenté des niveaux maximums en tête de delta très proche, mais ont eu des gradients de montée totalement différents. En effet, la crue du 17 novembre 2002 a mis environ 50 heures pour passer de 7 NGF à 9,60 NGF (hauteur maximum), alors que la crue du 13 novembre 1996 est passée de 7 NGF à 9,48 NGF en seulement 15 heures.

La figure ci-dessous illustre les deux limnigrammes à la station de Beaucaire/Tarascon

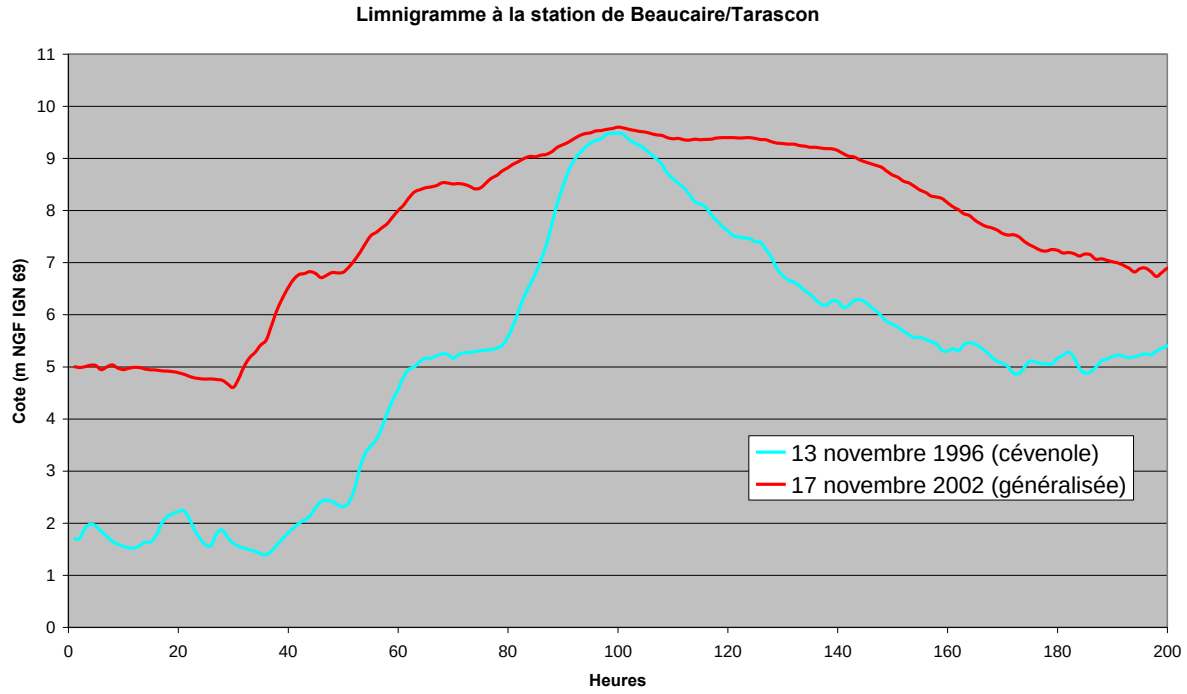


Figure 83. Comparaison des limnigrammes des crues du 17 nov. 2002 et 13 nov. 1996

Alors que les deux crues ont présenté une différence de 12 cm en tête de Delta, cette différence est passée à :

Sur le Rhône :

- Au PK 277,3 (station BRL) : 23 cm

Sur le Petit Rhône :

- Au PK 281 (Fourques) : 42 cm
- Au PK 297,3 (Saint Gilles) : 58 cm
- Au PK 323,9 (Petite Abbaye) : 35 cm

Sur le Grand Rhône :

- Au PK 282,6 (Arles) : 32 cm
- Au PK 306,5 (Boisviel) : 23 cm

La figure ci-dessous permet de mesurer cet impact sur le Rhône et Petit Rhône.

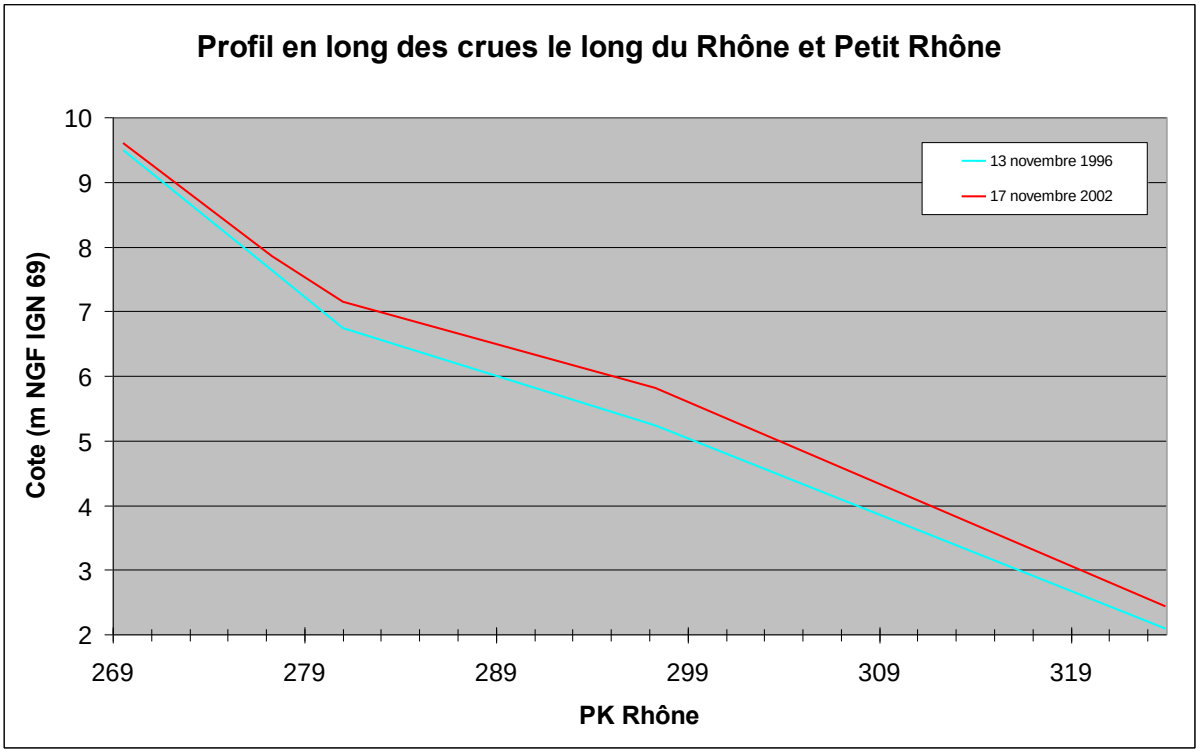


Figure 84. Comparaison des profils en long des crues du 17 nov. 2002 et 13 nov. 1996

1.13.10 Influence des brèches

D'autres paramètres perturbent la ligne d'eau. Ces sont les brèches, qui ont des impacts notables sur la ligne d'eau aval [W004].

En aval d'une brèche qui vient de se produire, le lit endigué propage un hydrogramme de crue obtenu par différence entre l'hydrogramme amont et celui qui est dérivé vers le lit majeur au travers de la brèche. La ligne d'eau est abaissée en proportion de la réduction de débit.

Vers l'amont, l'effet hydraulique est d'une toute autre nature. Une brèche, tant qu'elle débite, induit un abaissement de la ligne d'eau par effet de remous. Cela peut constituer un avantage local, par exemple en arrêtant un débordement qui aurait commencé. Mais cela est rarement déterminant sur de longues distances, car peu à peu l'effet des pertes de charges tout au long du cours d'eau « dilue » le bénéfice de l'abaissement aval.

La figure ci-dessous traduit l'impact des quatre brèches sur la ligne d'eau du Rhône et Petit Rhône en décembre 2003 :

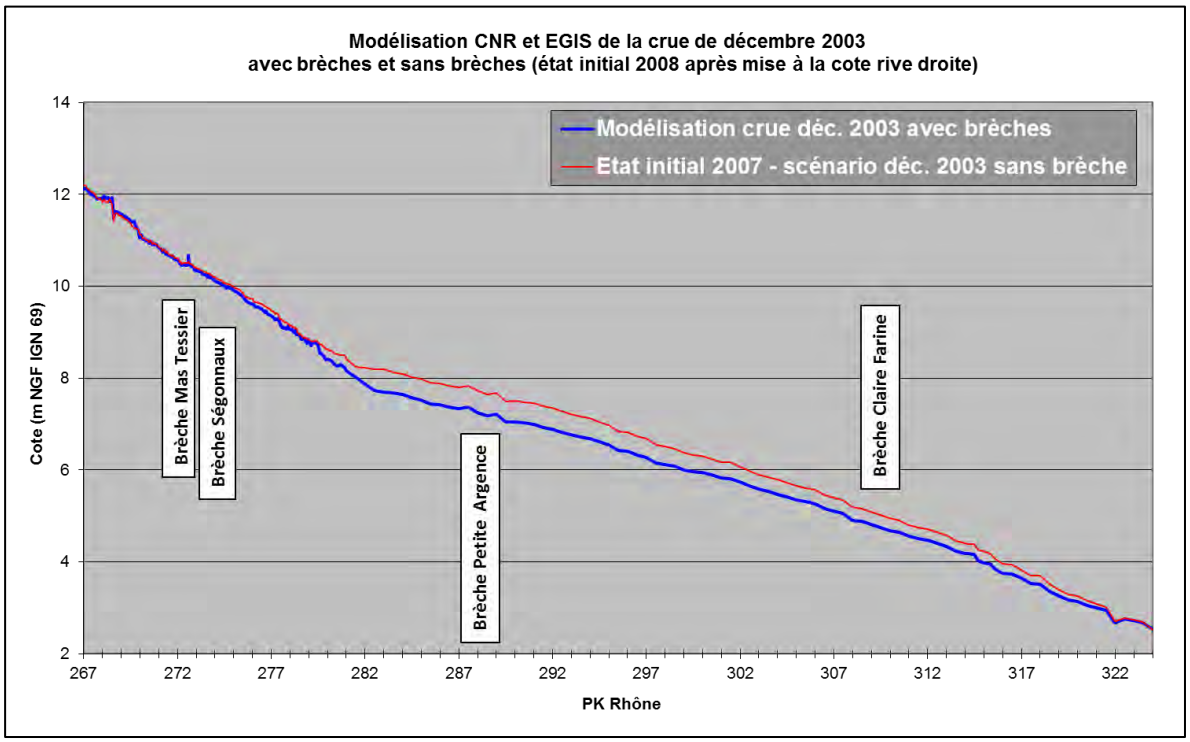


Figure 85. Lignes d'eau en décembre 2003 avec brèches et ligne d'eau de la crue de décembre 2003 dans l'état initial de 2003 avec déversement sans brèche.

Il est cependant à noter que l'état initial 2007 tient compte des travaux de mise à la cote côté Gard du PK 276 au PK 290 qui étaient prévus avant la crue de décembre 2003. Ces travaux ont néanmoins peu d'influence.

Il en ressort que les brèches sur le Petit Rhône, en se produisant une dizaine d'heures avant la pointe de crue et en dérivant 210 millions de m^3 ont eu pour effet de plafonner la ligne d'eau sur le Petit Rhône Aval, qui sans cela aurait encore plus débordé sur les digues rive droite et rive gauche. Au moment de la formation de la brèche d'Argence, le Rhône avait déjà surversé la digue au droit de Claire Farine, les digues étaient en limite de surverse, voire en début de surverse en amont d'Argence, au droit de Figarès (rive gauche) et en aval de l'écluse de Saint Gilles.

La figure ci-dessous extraite de l'étude de calage précis entre Beaucaire et Arles montre qu'en décembre 2003, la répartition Petit Rhône Grand Rhône était d'environ 12 % jusqu'à l'apparition des brèches sur le Petit Rhône qui ont créé un appel de débit sur le Petit Rhône et modifié complètement le fonctionnement du système et donc les niveaux d'eau.

Pour expliquer simplement ce phénomène : les brèches abaissent les niveaux dans le lit du fleuve mais l'impact des brèches en amont étant plus faibles, les niveaux continuent de monter compte tenu de l'augmentation du débit. Ceci a pour conséquence d'accroitre la pente hydraulique entre le Rhône et le Petit Rhône et se traduit par une augmentation de débit dans le Petit Rhône.

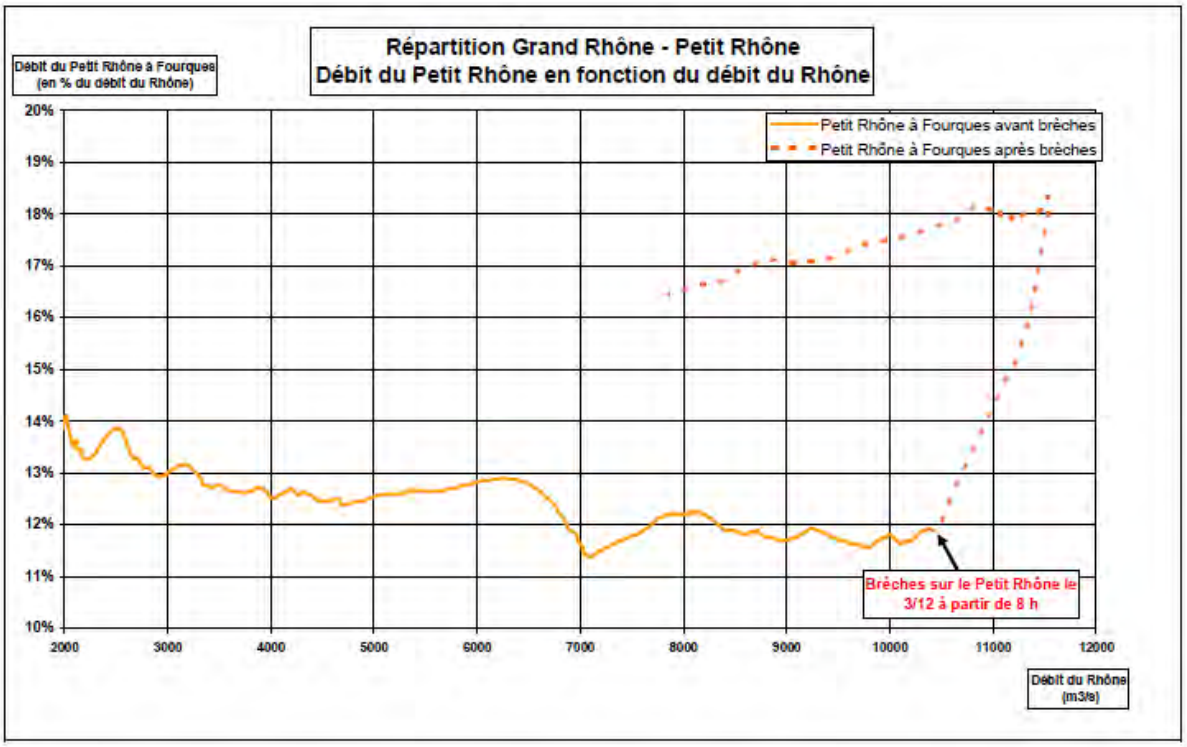


Figure 86. Répartition Grand Rhône/Petit Rhône en décembre 2003 (source CNR [K100])

1.13.11 Influence de la répartition des débits entre le Vieux Rhône et Rhône dérivé

Les scénarios modélisés ont été construits sur la base de conditions limites amont sur le débit du Gardon et les débits transitant respectivement par le barrage de Vallabrègues et l'usine hydro-électrique de Beaucaire.

L'hypothèse retenue sur le Rhône usiné est un débit de 1500 m3/s, qui correspond aux consignes de la CNR. C'est ce débit qui a été retenu pour l'ensemble des scénarios à l'exception du scénario 2003 pour lequel un débit de 1 000 m3/s a été retenu (débit estimé en 2003).

Le barrage de Vallabrègues ayant été dimensionné avec l'hypothèse sécuritaire d'un non fonctionnement de l'usine hydro-électrique, des modélisations « usine fermée » ont été réalisées sur la base de l'Etat initial. Les résultats extraits de l'étude de calage figurent dans le tableau ci-après. Compte tenu de l'impact du programme de sécurisation, on peut estimer que ces impacts seront comparables dans l'état après sécurisation des ouvrages.

Tableau 44. Impact de la fermeture de l'usine sur les niveaux

Localisation	Impact sur les niveaux (en cm)			
	Crue 10500	**Crue 11500**	**Crue 12500**	**Crue 14160**
Digue Aramon	+ 45 cm	+ 21 cm	+ 23 cm	+ 15 cm
Digue Comps	+ 45 cm	+ 23 cm	+ 24 cm	+ 17 cm
Aval Barrage	+ 47 cm	+ 25 cm	+ 29 cm	+ 23 cm
Digue Marguilliers	+ 40 cm	+ 22 cm	+ 24 cm	+ 21 cm
Plaine Boulbon	- 10 cm	- 8 cm	- 10 cm	- 12 cm
Banquette de Beaucaire	+ 6 à 7 cm	0 à - 2 cm	- 2 cm	- 2 cm
Quais de Tarascon	- 3 à - 4 cm	- 2 cm	- 2 cm	- 2 cm
Station Beaucaire/Tarascon	+ 2 cm	- 2 cm	- 2 cm	- 2 cm
Station BRL	+ 1 cm	- 2 cm	- 2 cm	- 2 cm
Station Fourques	+ 1 à 2 cm	- 2 cm	- 1 cm	- 1 cm
Station Arles	+ 1 à 2 cm	- 2 cm	- 1 cm	- 1 cm

La fermeture de l'usine a pour conséquences d'augmenter sensiblement les niveaux sur le Vieux Rhône. L'impact est très sensible au droit des digues d'Aramon, digues de Comps et digue des Marguilliers pour l'ensemble des scénarios.
L'impact est moins sensible pour la plaine de Boulbon situé sur le Rhône usiné.

L'impact est notable au droit des digues du centre-ville de Beaucaire (à la hausse) et du centre-ville de Tarascon (à la baisse) pour une crue de 10500 m3/s. Pour les crues supérieures, cet impact est quasiment nul.
Sur le Rhône en aval de la station de Beaucaire/Tarascon, cet impact est quasiment nul pour l'ensemble des crues étudiées.

1.14 COMPARAISON ENTRE NIVEAUX MODELISES ET NIVEAUX OBSERVES

La figure ci-dessous illustre la superposition de la courbe de tarage de la station de Beaucaire/Tarascon, l'enveloppe de 5 % correspondant à l'incertitude donnée par la conférence de consensus sur le débit de pointe de la crue de déc. 2003 et les niveaux calculés par la CNR dans le cadre de l'étude de calage.

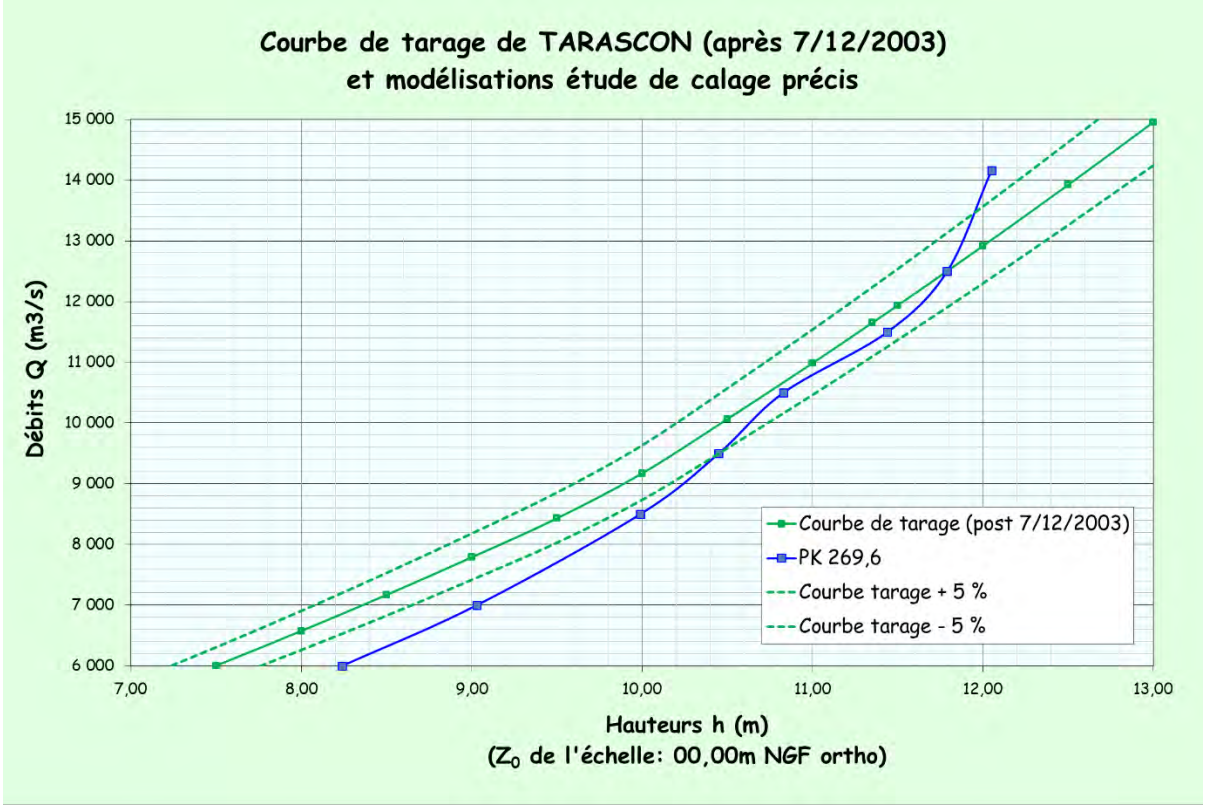


Figure 87. Courbe de tarage et niveaux modélisés

On constate que les niveaux modélisés correspondant aux crues comprises entre 9 500 m^3/s (T ≅ 20 ans) et 12 500 m^3/s (T ≅ 200 ans) sont contenus dans l'enveloppe de 5 %. Le modèle de l'étude de calage a été calé uniquement sur la crue de décembre 2003, l'écart pour les petits débits peut donc s'expliquer par des choix de coefficients de Strickler légèrement trop faibles pour le lit mineur. L'écart pour la crue exceptionnelle s'explique très aisément par le fait que la courbe de tarage a été extrapolée sur les mesures de débits passées et ne tient pas compte des déversements entre Beaucaire et Arles pour les crues supérieures à 11 500 m3/s, qui tendent à plafonner les niveaux.

Les figures ci-après donnent en fonction du débit à Beaucaire/Tarascon les niveaux observés aux principales stations limnimétriques et les niveaux modélisés dans le cadre de l'étude de calage.

Au droit du Pont de Beaucaire, pour les débits compris entre 9 500 et 12 500 m^3/s, l'écart est inférieur à 20 cm ce qui confirme l'incertitude de 20 cm donnée par la CNR sur le calcul des niveaux. Pour les débits inférieurs à 9 500 m^3/s, l'écart tend à croitre pour atteindre 60 cm.
Pour toute la gamme de débits, les niveaux modélisés, qui sont ceux pris en compte dans l'analyse de risques sont supérieurs aux niveaux observés lors des crues passées, ce qui est sécuritaire.

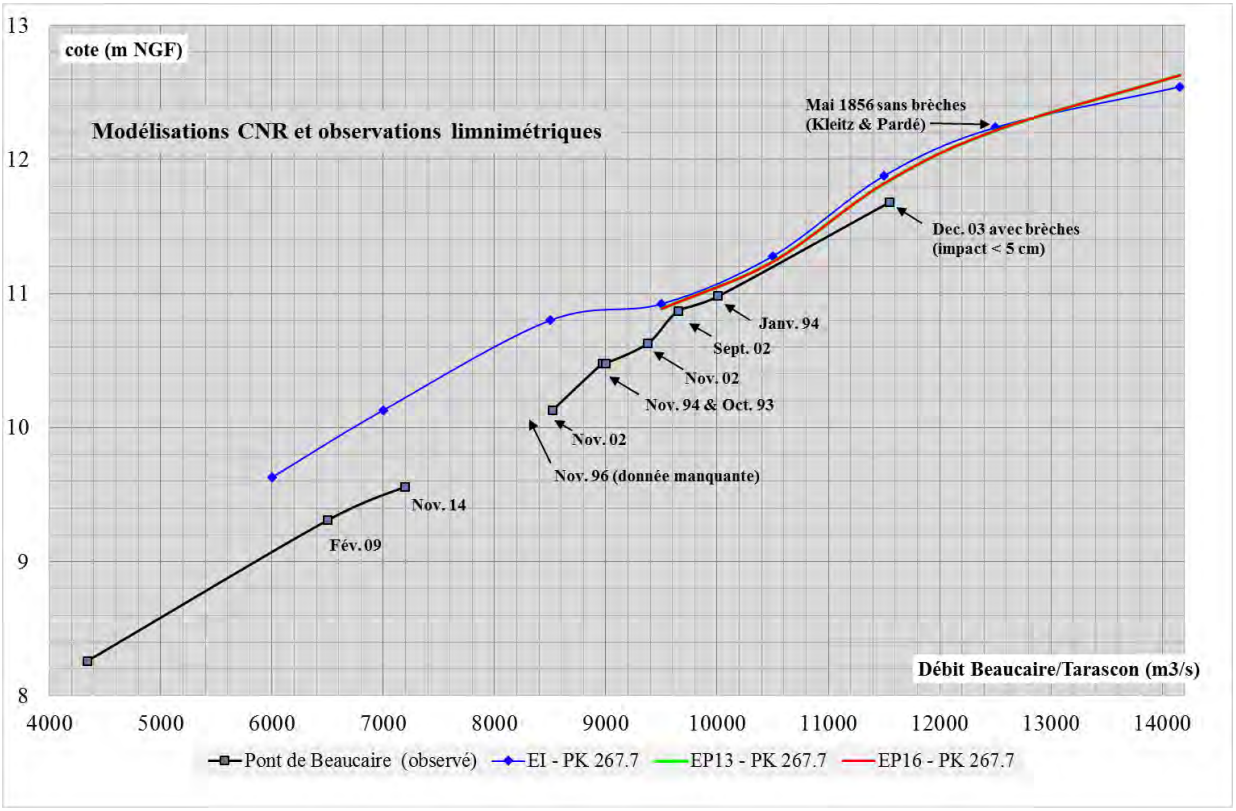


Figure 88. Pont de Beaucaire (267,7) – niveaux observés et niveaux modélisés

Au droit de la station de Beaucaire/Tarascon, pour les débits compris entre 9 500 et 12 500 m^3/s, l'écart est également inférieur à 20 cm. Pour les débits inférieurs à 9 500 m^3/s, l'écart tend à croitre pour atteindre 50 cm.

Pour toute la gamme de débits, les niveaux modélisés, qui sont ceux pris en compte dans l'analyse de risques sont supérieurs aux niveaux observés lors des crues passées, ce qui est sécuritaire.

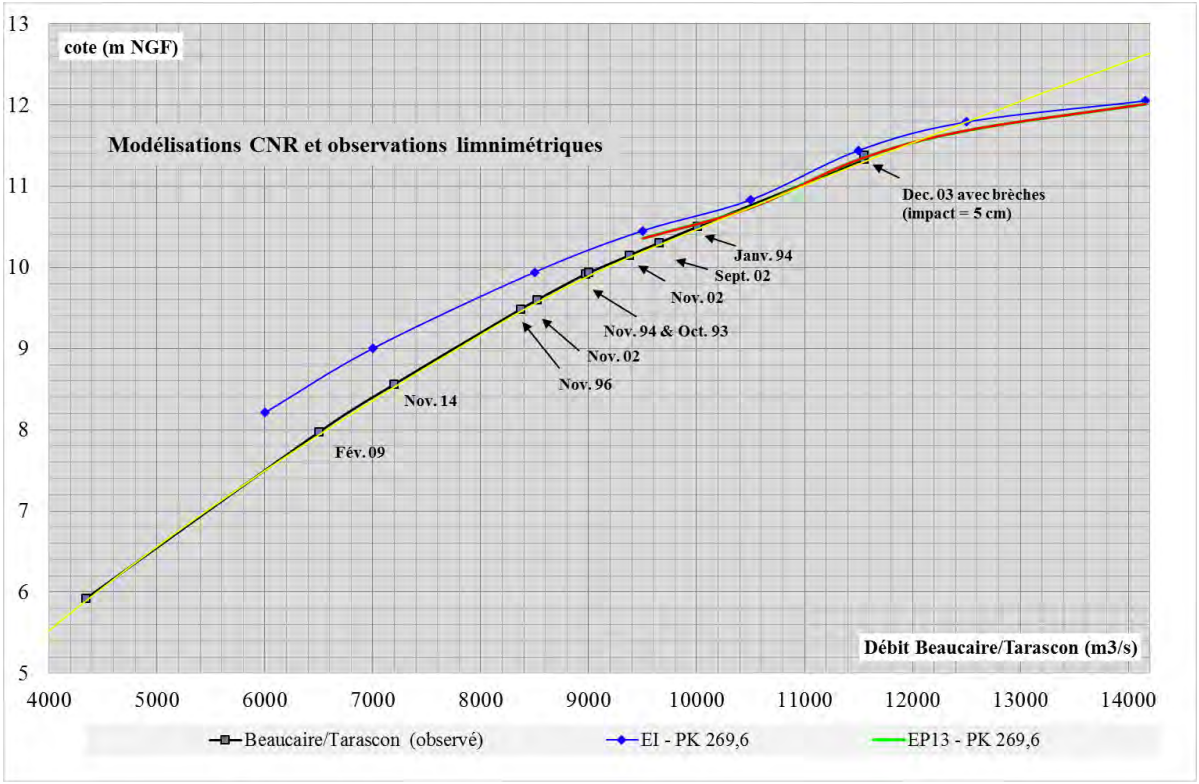


Figure 89. Station de Beaucaire/Tarascon (269.6) – niveaux observés et niveaux modélisés

Au droit des trois stations du Petit Rhône, respectivement Fourques, Saint-Gilles et Petite-Abbaye, les écarts sont plus disparates mais s'expliquent soit par la formation de brèches, soit la durée de crue, soit les incertitudes sur les débits qui sont relativement importantes sur le Petit Rhône (Cf. chapitres précédents)

Pour toute la gamme de débits considérés, les niveaux modélisés, qui sont ceux pris en compte dans l'analyse de risques sont supérieurs aux niveaux observés lors des crues passées, à l'exception de la gamme 8500-9500 pour la station de Fourques, la crue de 8500 pour la station de Saint-Gilles et la crue de 9500 pour Petite Abbaye, où les niveaux observés sont plus élevés que les niveaux modélisés.

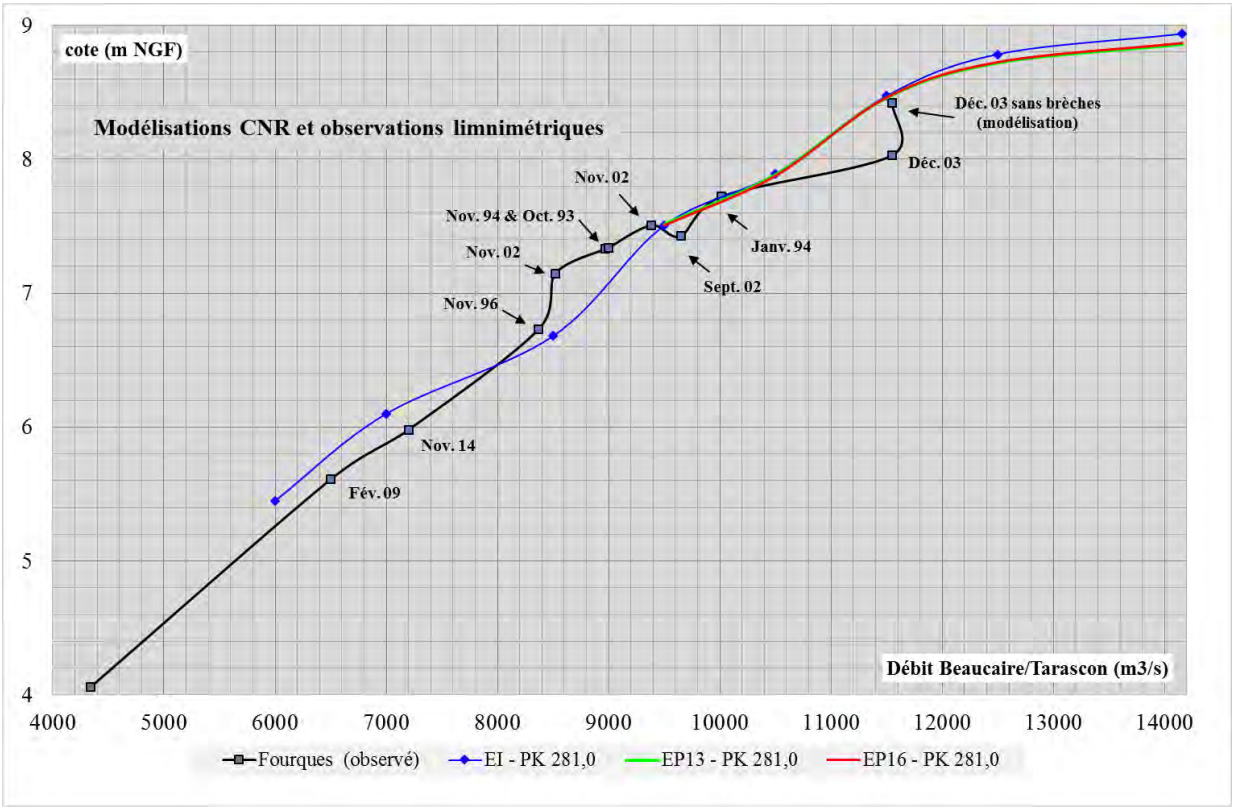


Figure 90. Station de Fourques (281) – niveaux observés et niveaux modélisés

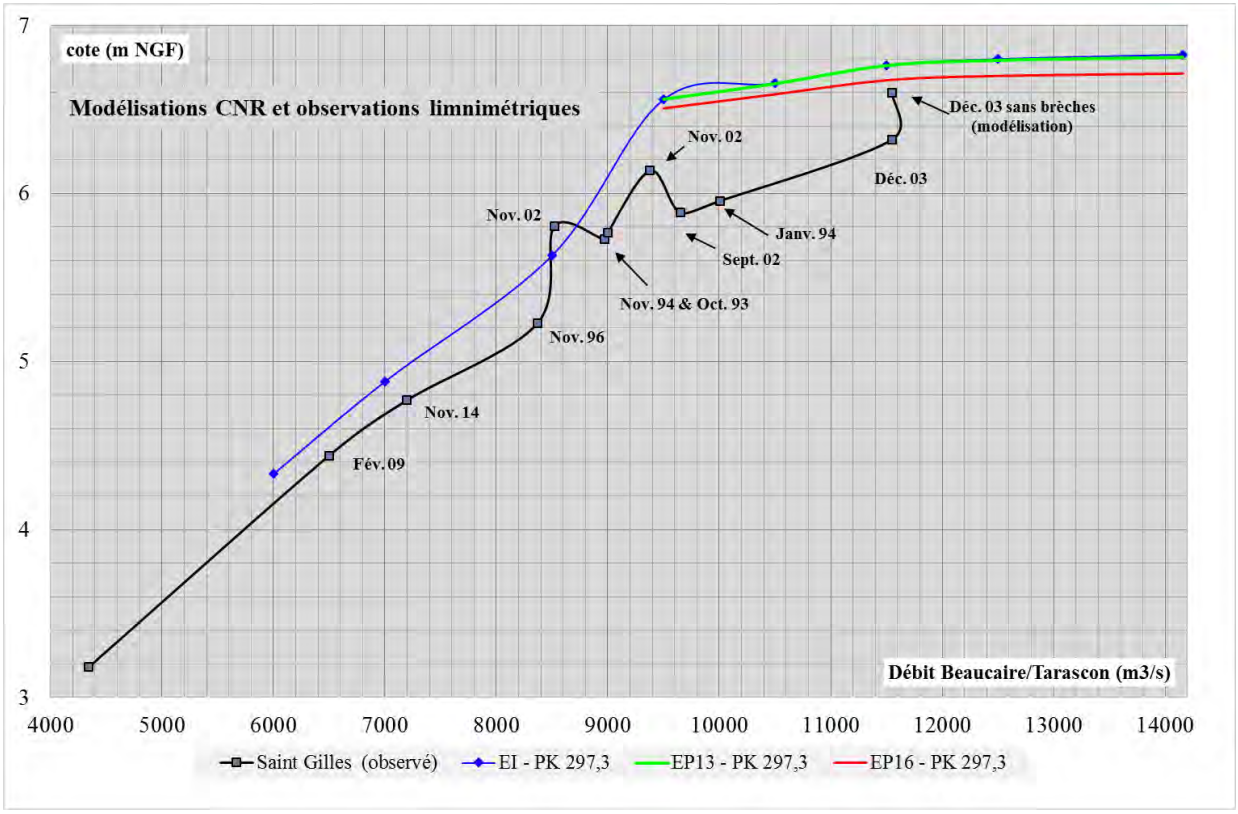


Figure 91. Station de Saint-Gilles (297.3) – niveaux observés et niveaux modélisés

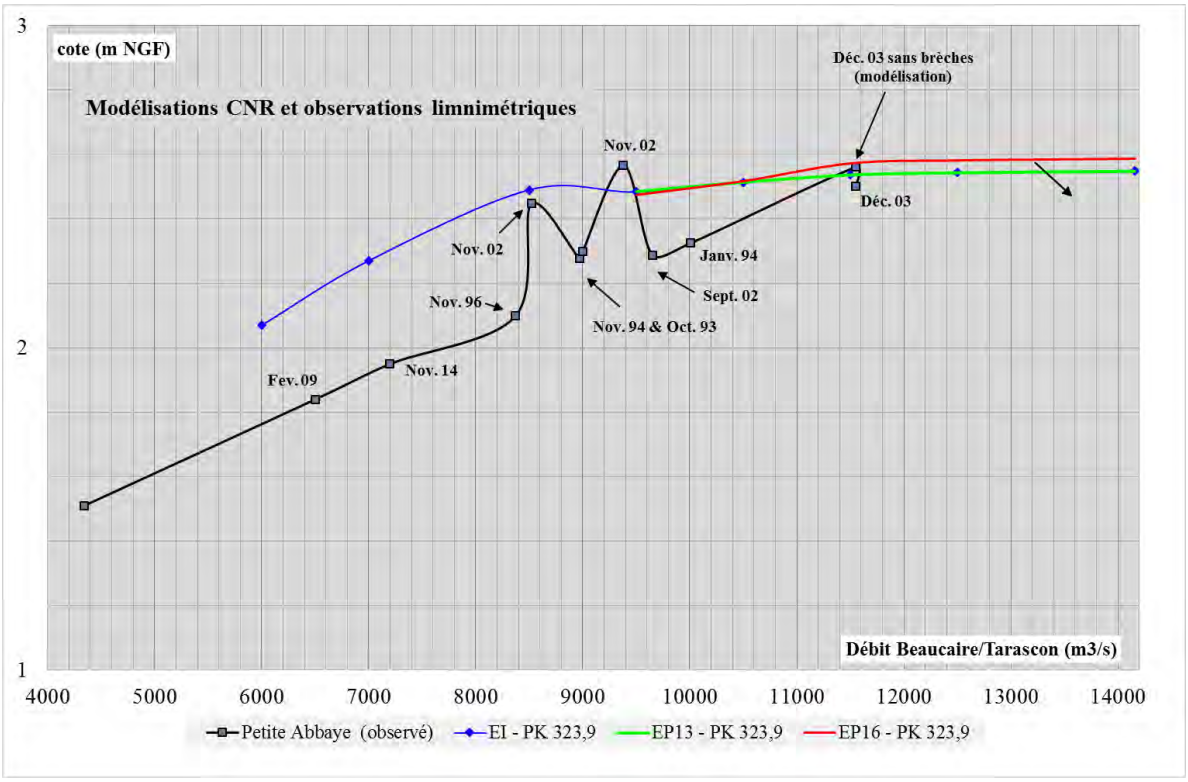


Figure 92. Station de Petite Abbaye (323,9) – niveaux observés et niveaux modélisés

Sur le Grand Rhône au droit de la station d'Arles, pour les débits inférieurs à 11 000 m^3/s, les niveaux observés sont supérieurs aux niveaux modélisés avec un écart qui reste inférieur à 20 cm, précision annoncée par la CNR.

Au droit de la station de Grand Bois Viel, pour les débits supérieurs ou égaux à 9500 m^3/s, les niveaux modélisés sont supérieurs ou égaux aux niveaux observés. Pour les débits inférieurs à 9500 m^3/s, c'est l'inverse avec des écarts qui n'excèdent pas 20 cm.

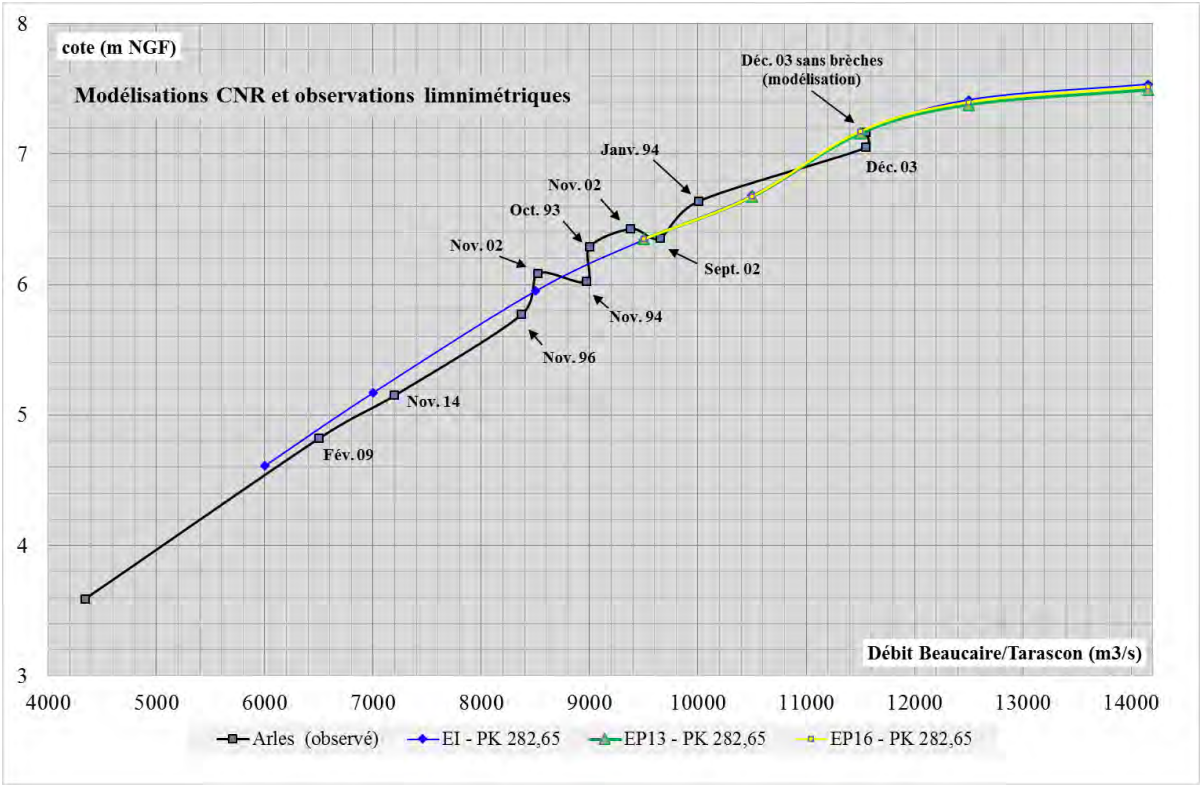


Figure 93. Station d'Arles (282,6) – niveaux observés et niveaux modélisés

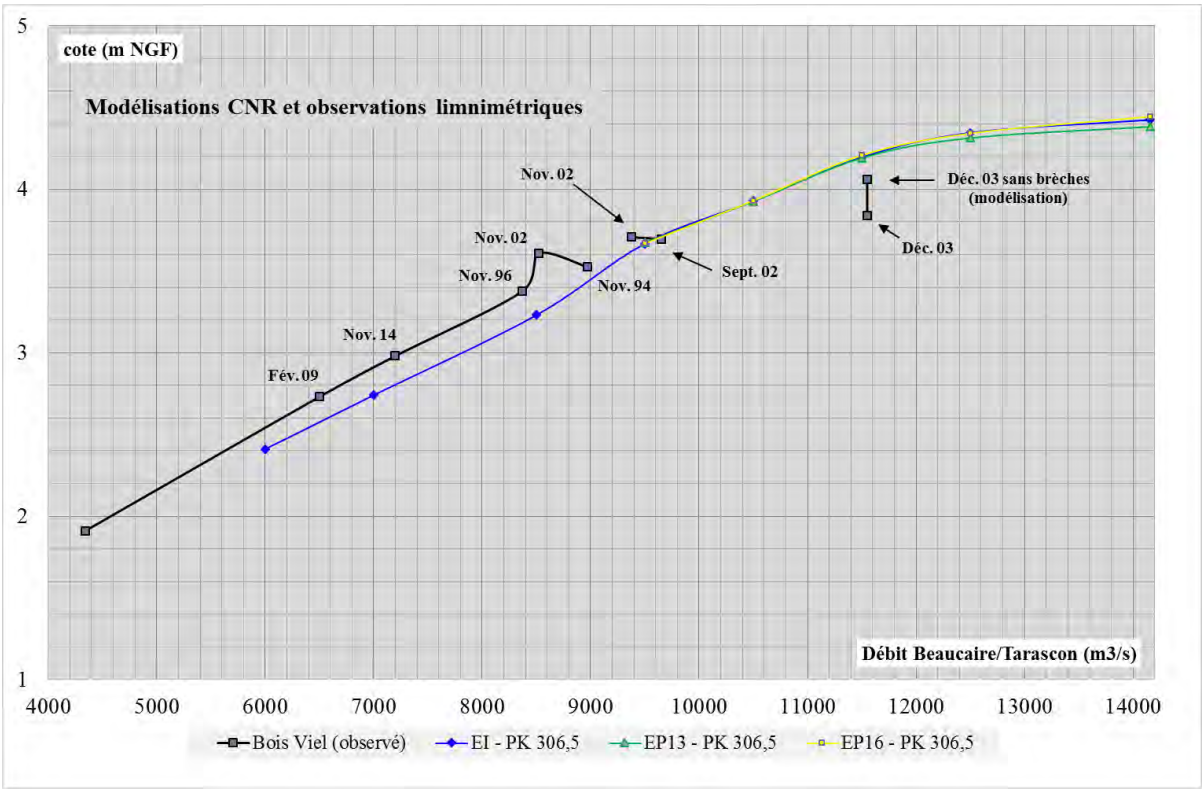


Figure 94. Station Grand Bois Viel (306,5) – niveaux observés et niveaux modélisés

2 GEOMORPHOLOGIE ET MORPHODYNAMIQUE

2.1 GEOMORPHOLOGIE DU DELTA - BEAUCAIRE A LA DIFFLUENCE

A l'aval du défilé de Beaucaire-Tarascon, les bordures de la plaine alluviale sont formées par les chaînons sud du massif des Alpilles à l'Est, les nappes alluviales du Pléistocène ancien (Costières du Gard) à l'Ouest ; elles s'écartent rapidement, amorçant le grand triangle deltaïque. La contrainte structurale s'efface donc et ne réapparait que ponctuellement dans la traversée d'Arles (pointement rocheux de l'Hauture).

La plaine holocène s'est édifiée sur une nappe caillouteuse pléistocène, formée de galets de quelques centimètres à quelques décimètres, plus ou moins cimentés par une matrice sablo-argileuse. Son toit plonge avec une pente de 1 % vers un littoral fossile situé vers – 120 m NGF. Il est à - 70 m NGF au droit des Saintes-Maries-de-la-Mer.

Au cours de l'Holocène, le Rhône a colmaté progressivement cette forme en creux, en ajustant son profil en long à la remontée holocène du niveau marin et à la progradation vers le sud de son embouchure. Cette évolution induit un affaiblissement de la pente de la vallée et du thalweg (0,03 % actuellement), qui favorise une tendance structurelle à l'accumulation sédimentaire. A partir de Beaucaire/Tarascon, les alluvions holocènes sont donc superposées aux dépôts caillouteux de la dernière période froide, et non plus emboîtés en contrebas.

Dans le cadre sa thèse, RACCASI [M007] a précisé la topographie du toit de la nappe pléistocène, qui figure ci-après.

Plusieurs secteurs d'affleurement du toit du cailloutis pléistocène dans le chenal actuel sont ainsi mis en évidence : sur le Rhône entre Beaucaire et le PK 275, puis sur la partie amont du Grand Rhône. Sur le tronçon de Beaucaire à la diffluence, le plongement du toit de la nappe de galets en aval du PK275 correspond à une limite sensible de la morphologie fluviale :

Ces différences morphologiques de part et d'autres du PK 275 coïncident avec la rupture de pente du toit de la nappe pléistocène.

En amont du PK 275, la plaine présente les indices de divagations historiques du chenal en rive gauche. Ces divagations n'affectent pas la partie occidentale de la plaine alluviale ; où domine un alluvionnement par exhaussement. Le chenal du Rhône semble être fixé sur sa position actuelle au moins depuis le Petit Age Glaciaire, où il prend un faciès en tresse, marqué par un fort exhaussement vertical, qui construit une topographie en « toit » de la plaine alluviale.

En aval du PK 275, la position du chenal semble plus stable au cours de l'holocène. Son exhaussement aboutit à l'apparition d'une plaine d'inondation « en toit » dans laquelle les inondations se propagent de plus en plus loin depuis 6000 ans. La plaine moderne, achevée au cours du Petit Age Glaciaire, comprend un bourrelet alluvial large et haut et une plaine d'inondation en « gouttière ».

Au sein du bourrelet alluvial, le lit mineur du Rhône est caractérisé au cours des derniers siècles et au moins jusqu'en 1876, par un style en tresses, à bancs de galets et îles mobiles. La mobilité latérale y est cependant réduite par le bourrelet limoneux, édifié par les crues.

A partir des années 1880, cette mobilité est fortement réduite par l'aménagement des casiers dit « Girardons »

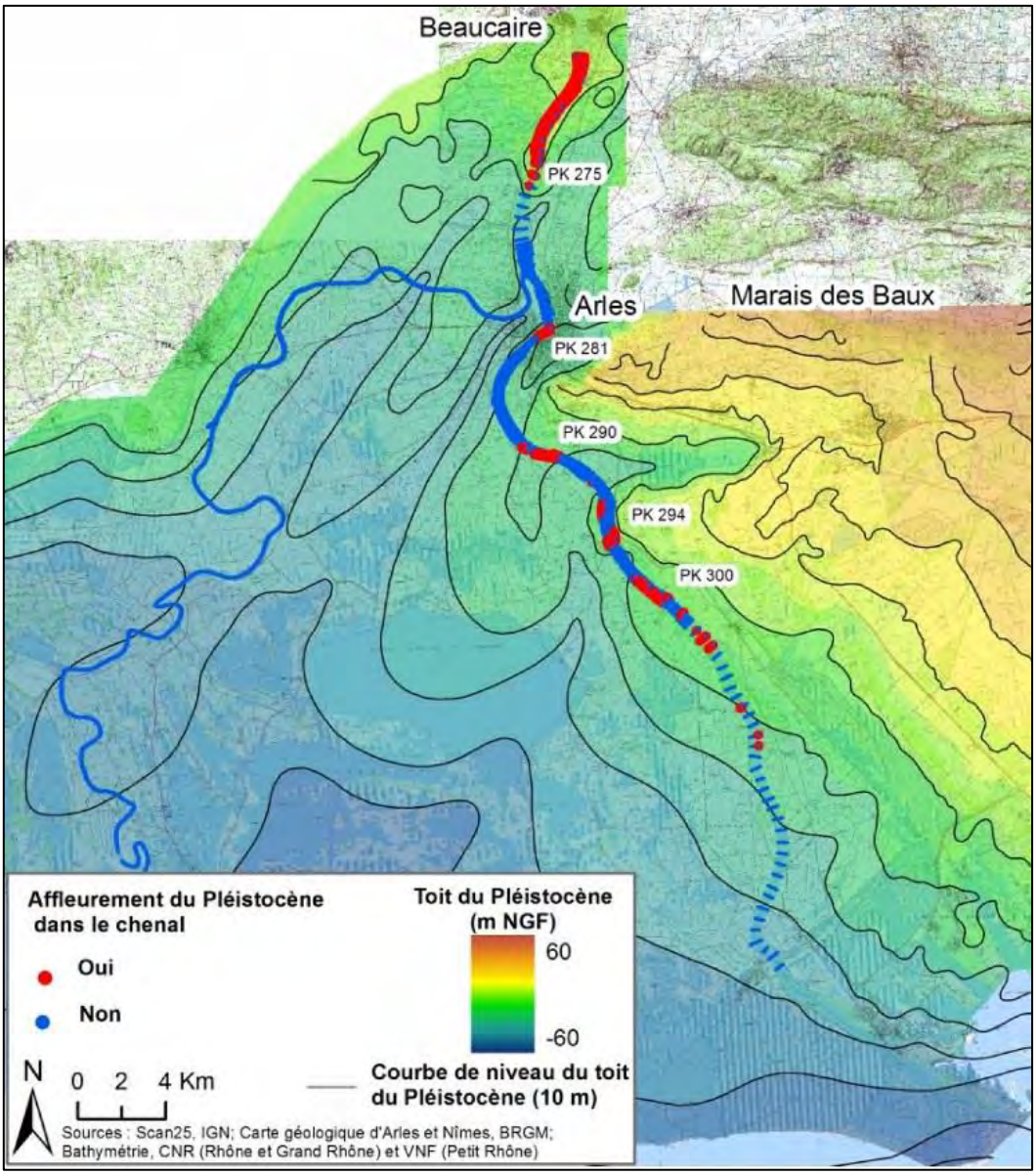


Figure 95. Toit du pléistocène et secteur d'affleurement de la couche de cailloutis dans le chenal du Rhône, construit à partir des cartes géologiques (Thèse Raccasi [M007])

2.2 GEOMORPHOLOGIE DU DELTA - DIFFLUENCE AUX EMBOUCHURES

La plaine actuelle correspond au sommet d'une accumulation deltaïque, formant un prisme sédimentaire épais de plus de 70 m au Sud. Les dépôts, à faciès fluviatiles (alluvions du Rhône), saumâtres (lagunes salées) ou littoraux (cordons sableux) s'organisent de façon complexe, et reposent à leur base sur une nappe alluviale pléistocène caillouteuse. Les apports du fleuve ont permis une avancée des terres émergées, progradantes depuis environ 7000 ans à partir d'un maximum transgressif situé au nord de l'Etang du Vaccarès : les cordons littoraux successifs sont matérialisés par des dépôts sableux coquilliers, formant des points hauts et alignés globalement Est-Ouest au centre du delta, Sud-Est/Nord-Ouest en Petite Camargue (Vella, 1999).

Les deux figures (Fassetta 2004), illustrent respectivement les étapes de l'édification holocène du Delta du Rhône et l'évolution paléographique du delta du Rhône au cours de l'holocène récent.

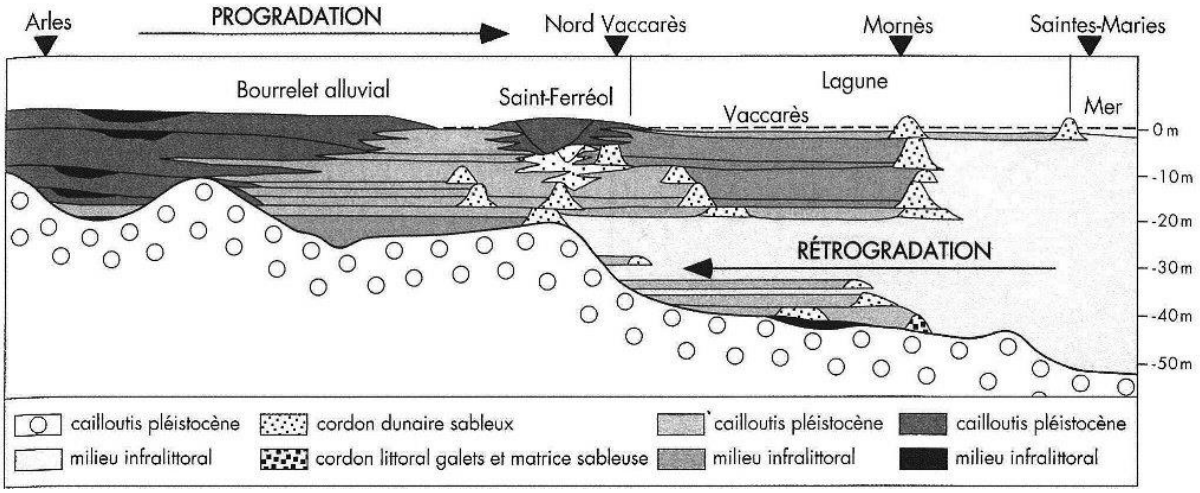


Figure 96. étapes de l'édification holocène du Delta du Rhône

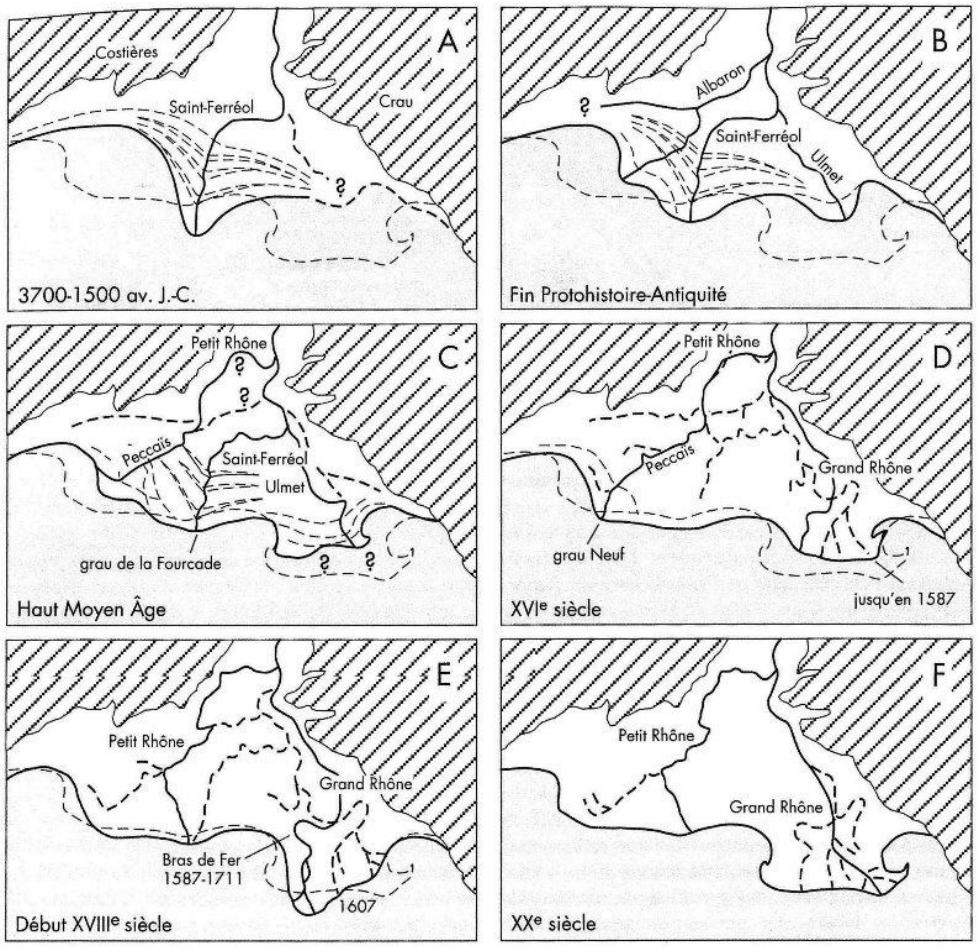


Figure 97. l'évolution paléographique du delta du Rhône au cours de l'holocène récent

Le fleuve a été divisé, selon les périodes, en plusieurs bras, dont le tracé et les embouchures se sont déplacés au cours du temps. La diffluence, dans le secteur d'Arles, est conditionnée par la présence d'un « haut fond » du substrat pléistocène, mais sa position est mobile au cours de l'Holocène. Les chenaux fluviaux successifs, abandonnés par défluviations, sont encore visibles en surface : les plus anciens (entre 6500 et 2000 BC) sont situés à l'Ouest : Rhônes d'Albaron, des Torradons, de Saint-Ferréol ; les plus récents sont situés au centre et à l'Est du delta : Rhône d'Ulmet (romain à médiéval), du Grand Passon (médiéval), du Bras de Fer (1586-1711), Grand Rhône (depuis 1711). Entre le début du XI^{ème} siècle et la fin du XVème siècle, les Rhônes de Saint-Ferréol et d'Ulmet sont progressivement colmatés, avant d'être artificiellement coupés du Grand Rhône vers 1440 (Fassetta, 2004). Quelques bras secondaires médiévaux ont fonctionné en Petite Camargue, où l'aval du Petit Rhône actuel a été tardivement privilégié par la fermeture artificielle du Rhône de Peccais en 1552. Ces bras ont édifié des bourrelets alluviaux, constitués de sables limoneux, bien drainés naturellement, qui dominent la plaine inondable marécageuse.

Le chenal du Grand Rhône n'est établi sur sa position actuelle à l'aval du seuil de Terrin (qui correspond à une remontée du substrat dur pleistocène) que depuis 1711. La présence d'îlots sableux mobiles jusqu'au milieu du XIXème siècle, traduit encore l'existence d'un style tressé Le chenal est bordé par des bourrelets alluviaux épais, comparables à ceux du palier d'Arles. Son embouchure, divisée en 3 exutoires, est caractérisée par une rapide propagation entre le XVIII^{ème} et la fin du XIX^{ème} siècle (jusqu'à 80 m/an, Maillet, 2005). Les bras

occidental (Piémanson) et central (Roustan) sont barrés et le bras de Pégoulier est endigué en 1850, avant que ne soit privilégiée définitivement l'embouchure de Roustan en 1895.

Le Petit Rhône est caractérisé par un chenal unique, à tracé sinueux en méandres. Cette configuration est sans doute associée à une charge solide peu abondante et fine et à un profil en long très affaibli par la longueur du bras (60 km). Les levées de berges sont étroites et peu élevées. Elles sont –et ont été- fréquemment recoupées par des brèches, prolongées par des cônes d'épandages sableux dans la plaine alluviale.

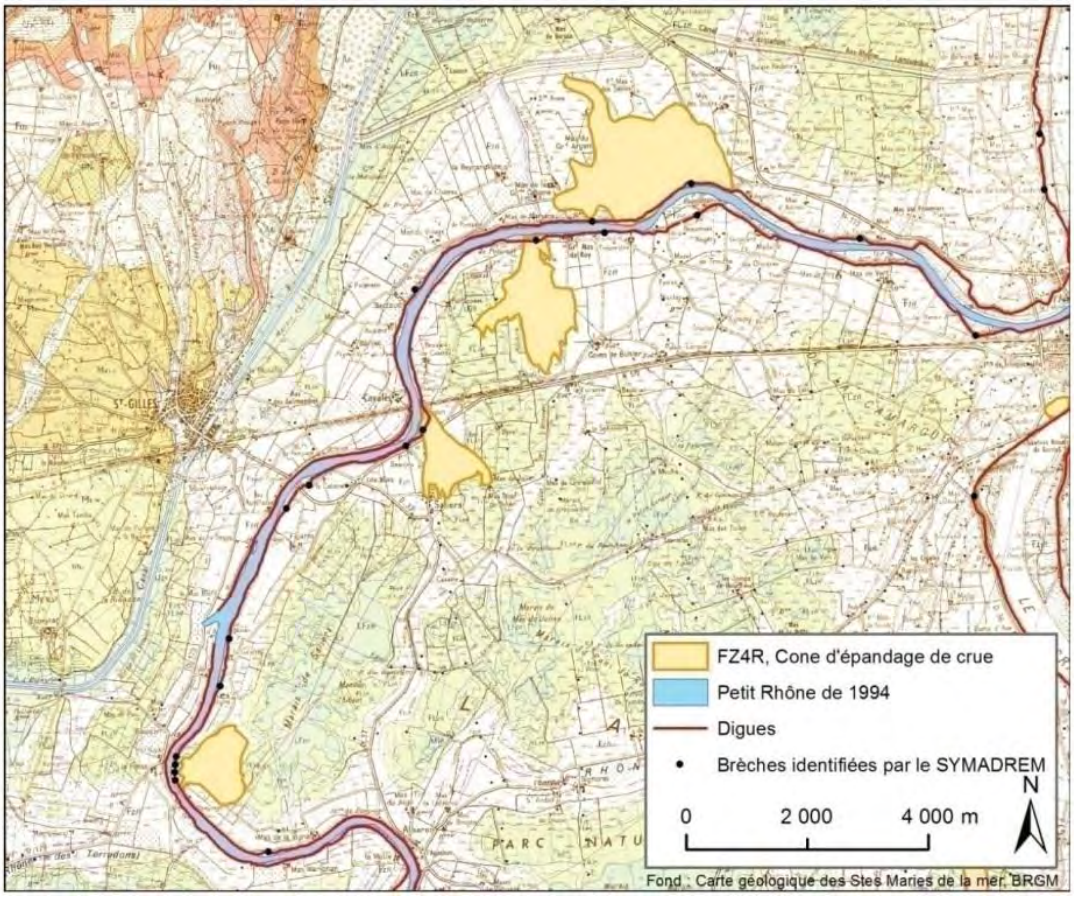


Figure 98. Localisation de paléo-brèches à partir de l'analyse de la carte géologique (Raccasi/CEREGE 2010)

La ligne d'eau est située actuellement au-dessus de la plaine inondable pour un débit annuel (4200 m^3/s). Le petit Rhône a tendance à stocker sa charge sédimentaire, ce qui explique le recul rapide de son embouchure depuis le milieu du XIX^{ème} siècle. La montée séculaire du niveau marin et les surcotes, plus fréquentes et plus hautes au cours du XX^{ème} siècle, constituent une entrave importante au bon écoulement des eaux de crues, aggravant le risque d'inondation à proximité des embouchures.

Les deux figures ci-dessous (Fassetta 2004) illustrent ces différents paléochenaux respectivement au cours de l'Antiquité tardive/Haut Moyen Âge et depuis le Moyen Âge. Les principaux paléo-chenaux recoupant les chenaux actuels ont été coloriés par le SYMADREM en rouge.

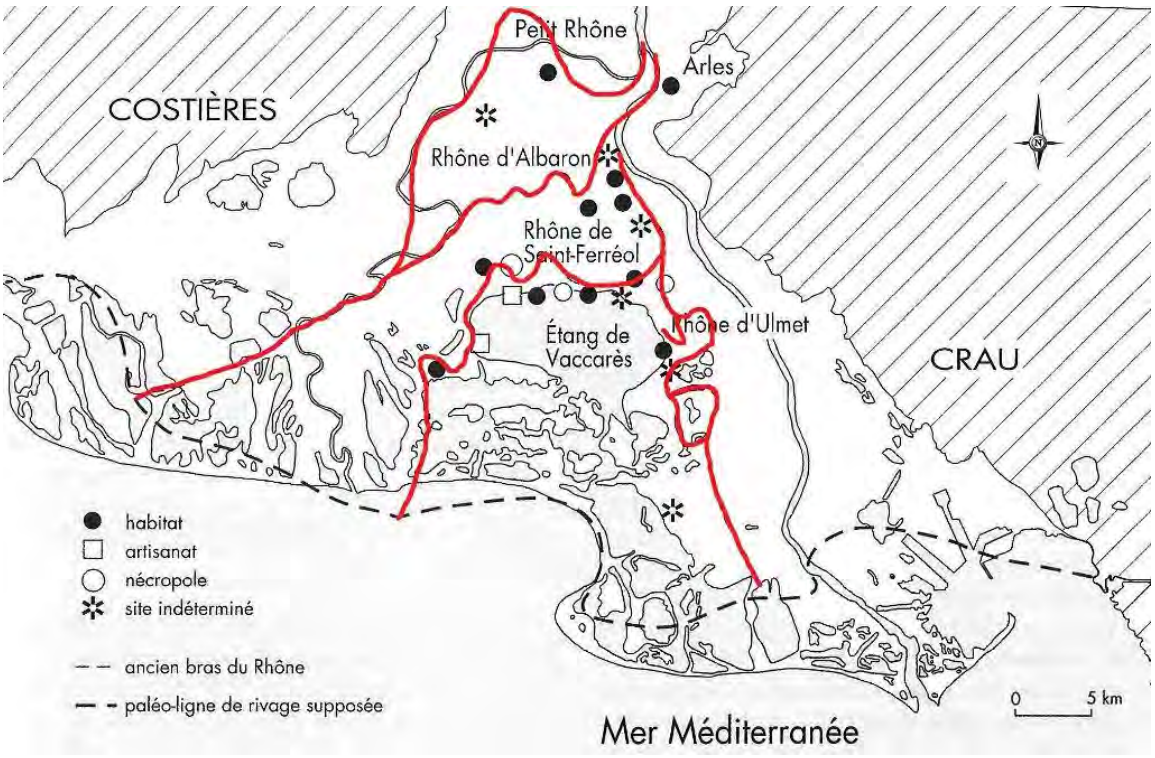


Figure 99. L'occupation du sol et le contexte hydrologique du delta du Rhône au cours de l'antiquité tardive/haut Moyen Âge (Fassetta 2004)

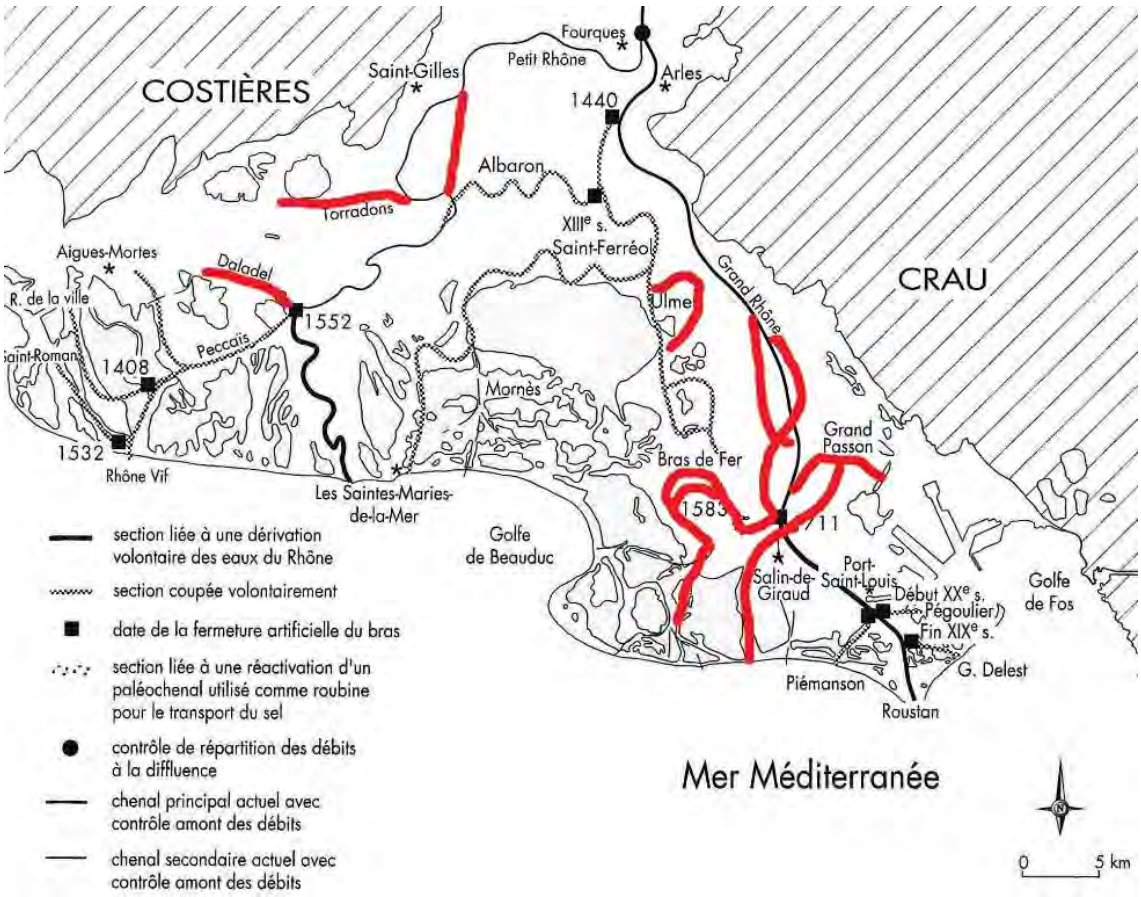


Figure 100. L'artificialisation du delta du Rhône depuis le Moyen Âge (Fassetta 2004)

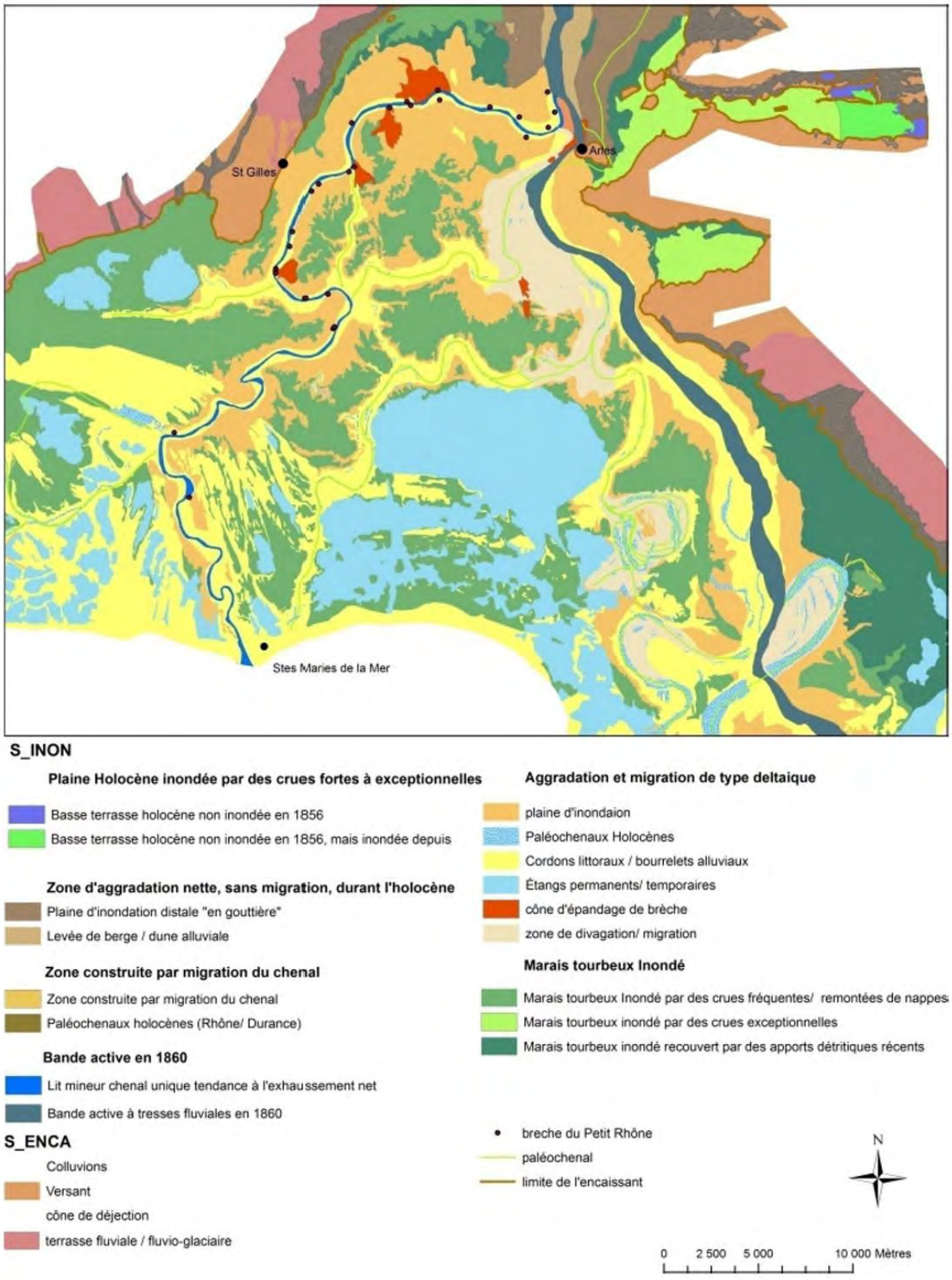


Figure 101. Atlas paléo-environnement – DREAL

2.3 CHRONOLOGIE DES AMENAGEMENTS HYDRAULIQUES

Les interventions humaines sur l'hydrographie et l'hydraulique ont pu influencer le fonctionnement des plaines alluviale et deltaïque bien avant le milieu du XIX^{ème} siècle.
Dans le delta du Rhône, on sait que le fonctionnement des paléochenaux de Saint-Ferréol et d'Ulmet est largement dépendant des aménagements hydrauliques à partir des XIème-XIIème siècles (Rossiaud, 1994 ; Arnaud-Fassetta, 1998) . Le fonctionnement du Rhône de Saint-Ferréol est artificiellement prolongé de deux siècles à partir des XIII^{ème}-XIV^{ème} siècles ; le Rhône d'Ulmet est brutalement coupé au XVème siècle alors que son hydrodynamisme lui permettait encore de fonctionner.

La décision de dévier artificiellement les eaux de ces bras vers la branche orientale du delta (Grand Rhône-Grand Passon) s'inscrit dans une double volonté de concentrer les écoulements dans quelques bras seulement, afin de limiter l'encombrement des graus, et de protéger la Camargue des inondations qui deviennent plus fréquentes dès la fin du XIV^{ème} siècle (première phase du Petit Age Glaciaire).

Par ailleurs, la mise en place des digues dans la plaine d'inondation, commencée dès les XIIème- XIIIème siècles (Stouff, 1993) aura pour conséquence l'atterrissement des chenaux secondaires au cours du Moyen Age (Saint-Ferréol, Ulmet) puis des Temps Modernes (Grand Passon, Bras de Fer).

Entre Pont-Saint-Esprit et Beaucaire-Tarascon (tronçon T2), plus des deux-tiers du linéaire fluvial (berges, îles) ont été aménagés entre la fin du XVIIIème siècle et 1870. Les aménagements sont de deux types : équipements hydrauliques (digues, protection de berge, comme les perrés et les enrochements, épis dans le chenal). Plus localement, il s'agit de remblais d'infrastructure, d'ouvrages d'art et de structures destinées à minimiser l'impact de l'aléa de crue au niveau des traversées urbaines ou des fronts d'urbanisation. Cependant, ne disposant pas des dates de construction précise des ouvrages, il est difficile d'étudier leurs impacts lors de la crue de 1856. Après les crues de 1840 et 1856, le « Service Spécial du Rhône » (SSR) est chargé de l'aménagement du Rhône pour prévenir les inondations et augmenter la capacité navigable du fleuve.

En aval de Beaucaire-Tarascon et dans l'aire deltaïque en particulier (tronçon T3), le premier aménagement d'envergure fut la mise en place de la Digue à la Mer (1856-1859), qui eut pour effet de supprimer les incursions des eaux de tempêtes marines dans le delta inférieur.
Déconnectées des cordons littoraux, les lagunes de Basse-Camargue (le système Vaccarès) se métamorphosèrent alors en étangs côtiers. Le second aménagement majeur fut l'endiguement du Rhône, qui fut achevé en 1869. Les digues, censées protéger la Camargue des inondations fluviales, limitèrent dès lors les apports de limons fertiles et d'eau douce par le Rhône, obligeant les agriculteurs camarguais à réaliser des travaux de drainage et d'irrigation afin de pallier les remontées d'eau salées dans les sols. Vers 1875, le drainage des zones marécageuses vers l'étang de Vaccarès fut amélioré en réaménageant les anciens bras du Rhône en grands collecteurs débouchant dans l'étang (Heurteaux, 1993).

Le SSR réalise dans un premier temps une homogénéisation des digues insubmersibles dans la plaine d'inondation et met en place les premiers ouvrages de rectification du chenal. Des digues submersibles sont alors construites à l'entrée des bras secondaires (lône) pour les déconnecter du chenal principal. Des épis sont également mis en place pour orienter le flux du

chenal. En conséquence, le système est linéarisé, le volume d'eau dans le chenal est augmenté ce qui a pour but de faciliter la navigation. Dans les années 1890, l'ingénieur en chef Girardon prend la tête du SSR et continue le programme de rectification du chenal principal. Il fait construire un nouveau type d'aménagement, des casiers, qui portent son nom. Ils sont constitués de digues longitudinales, reliées à la berge par des tenons, submersibles au-dessus du niveau d'étiage. Ces Casiers Girardon sont mis en place sur le Grand Rhône et entre Beaucaire et Arles de 1911 à 1921 et un dernier aménagement est mis en place en rive droite au Mas de Saujan (exutoire de la Lône du Pillet) en 1938, sous contrôle de la Compagnie Nationale du Rhône (CNR), créée depuis 1933 pour gérer et exploiter la puissance hydraulique du fleuve.

En 1933, la Compagnie Nationale du Rhône « CNR » est créée afin de gérer et exploiter la puissance hydraulique du fleuve. Des barrages hydrauliques sont construits à partir de l'amont. Cette phase d'aménagement concerne d'abord l'amont du Rhône, pendant une trentaine d'années. Tandis qu'à l'aval du système rhodanien, seuls les casiers sont entretenus de façon plus ou moins régulière.

Sur le Petit Rhône, des déflecteurs latéraux sont installées au début des années 1970, entre le défluent et l'Écluse de Beaucaire. Ils sont destinés à concentrer le flux dans la partie centrale du chenal, afin d'améliorer la navigation.

2.4 SYNTHESE DES PALEO-CHENAUX

Le SYMADREM a exhumé de ces archives une carte géomorphologique de l'île de Camargue réalisée en 1970 par la direction départementale de l'agriculture et BRL pour le compte du Ministère de l'Agriculture. Cette carte identifie les anciens lits du Rhône susvisés et d'autres lits secondaires.

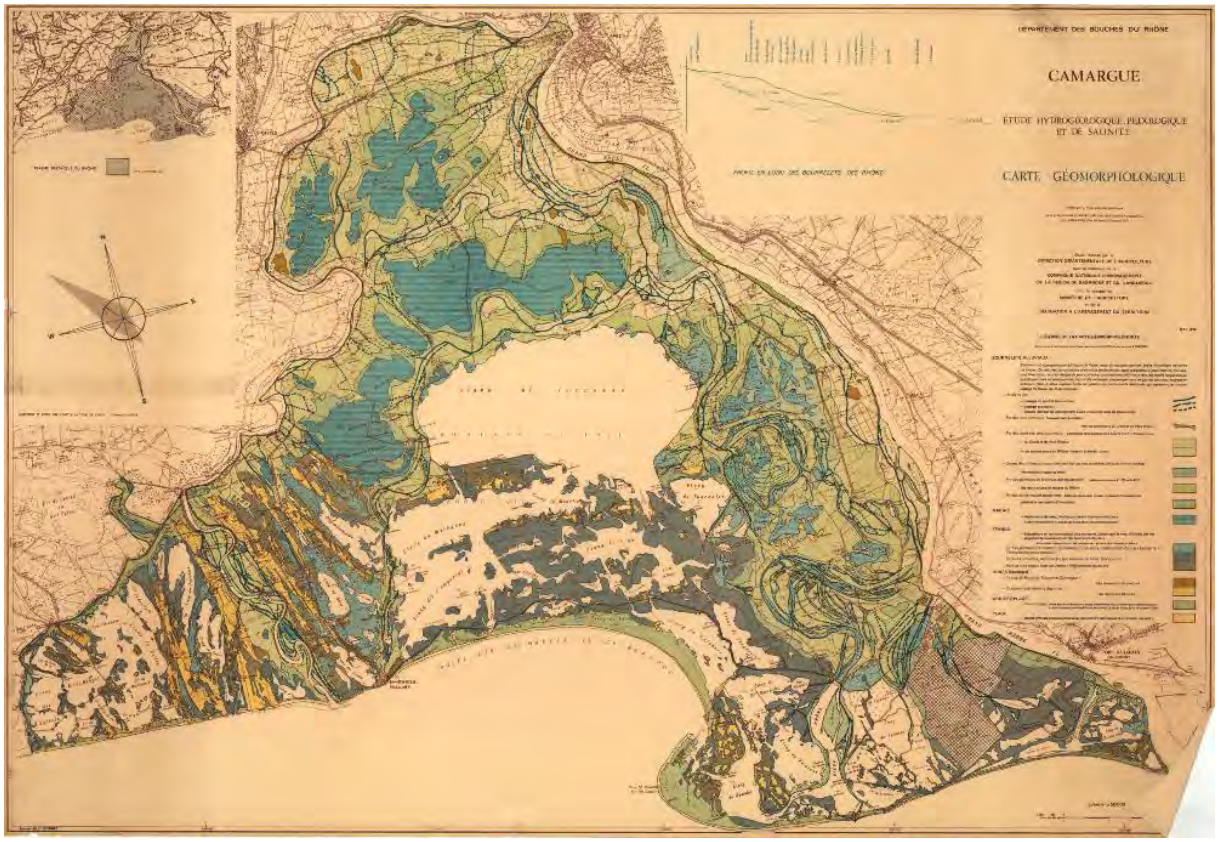


Figure 102. Carte géomorphologique (DDA 1970 [M003])

En 2008, l'IGN a réalisé dans le cadre du Plan Rhône une modèle numérique de terrain de précision de l'ensemble du Delta du Rhône par méthode laser aéroporté. Les variations topographiques permettent une identification précise des différents bourrelets alluviaux des anciens lits du Rhône. Le SYMADREM a procédé à une superposition du MNT de l'IGN avec les anciens lits de la carte géomorphologique. La carte ainsi établi figure ci-dessous. Ont également été ajouté les paléo-chenaux au droit de la digue de la Montagnette (étude BRL) et du remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles (étude SAFEGE).

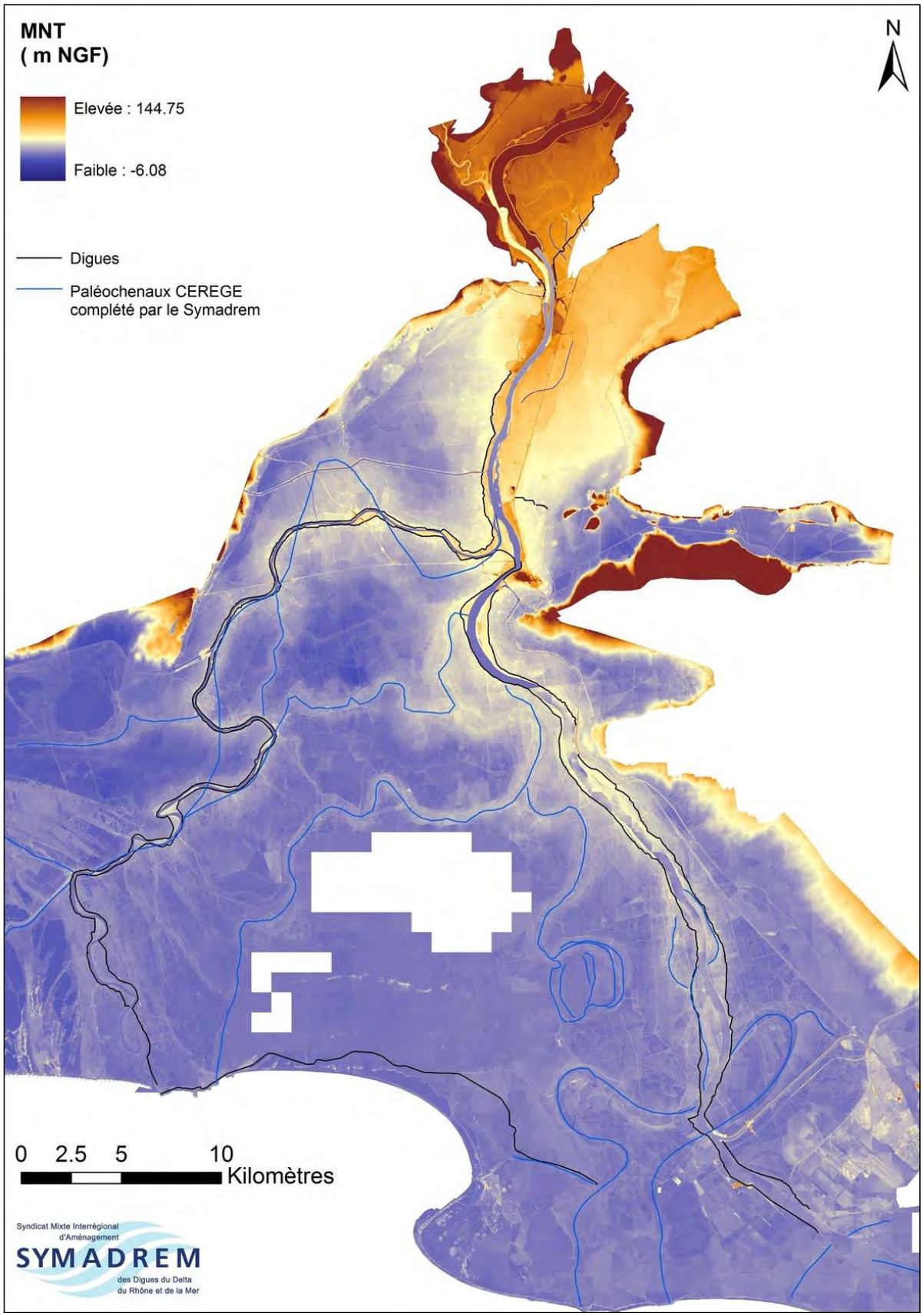


Figure 103. BDT IGN et paléo-chenaux

2.5 MORPHO-DYNAMIQUE DU RHONE ENTRE BEAUCAIRE ET ARLES

Le tronçon du Rhône entre Beaucaire et Fourques a connu depuis 150 ans une évolution morphologique provoquée par les aménagements locaux mais également par les aménagements à l'échelle globale du fleuve (réduction du transport solide). Cette évolution s'est traduite par (C. Antonelli) :

- Une simplification du chenal, guidé par des digues submersibles, les épis et les casiers ;
- Un approfondissement du chenal compensant la réduction de largeur et provoqué également la diminution des apports solides grossiers.

Les grandes phases d'aménagement rappelées ci-dessous :

- La construction de digues « insubmersibles » entre 1840 et 1870 ;
- La construction de digues submersibles qui déconnectent les lônes du chenal principal, favorisent les dépôts et réduisent la largeur du lit entre 1860 et 1880 ;
- La construction des casiers dits « Girardon » qui linéarisent le chenal et induisent un surcreusement du fond et une sursédimentation des berges entre 1880 et 1930 ;
- La mise en place des barrages le long du Rhône et sur ses affluents depuis 1930 jusqu'en 1980.

Les deux figures suivantes réalisées par le CEREGE montrent la situation des aménagements et l'occupation des sols en 1876 et 2003.

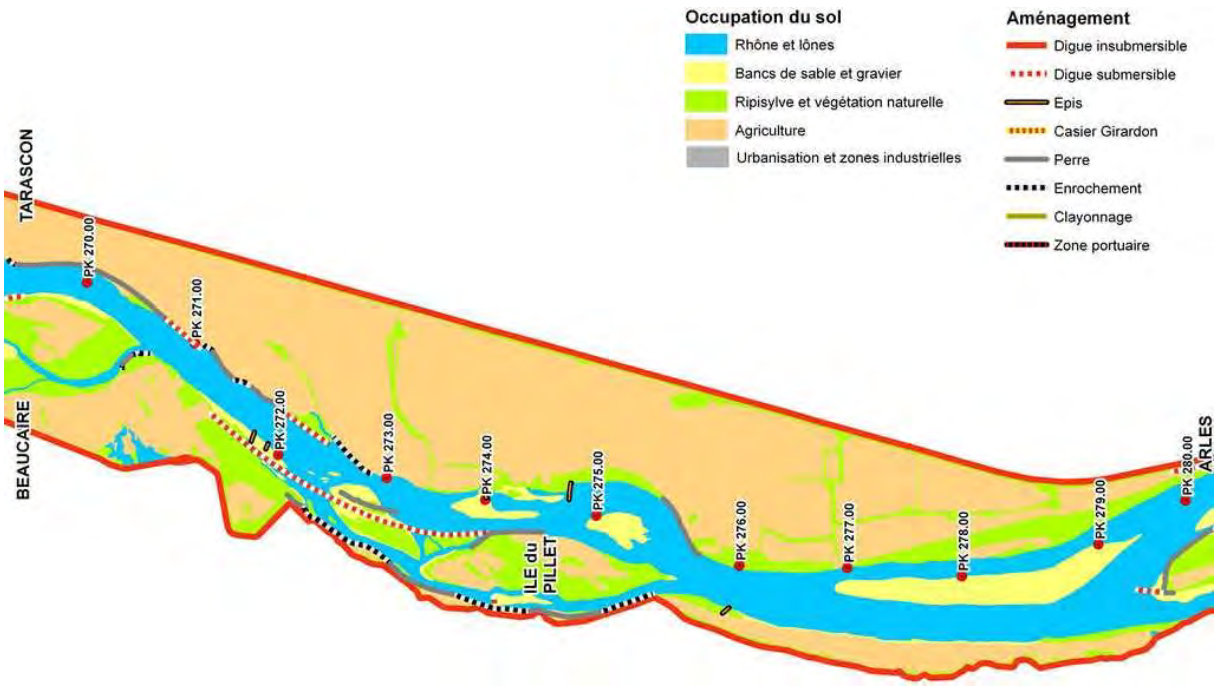


Figure 104. Occupation des sols en 1876 (CEREGE)

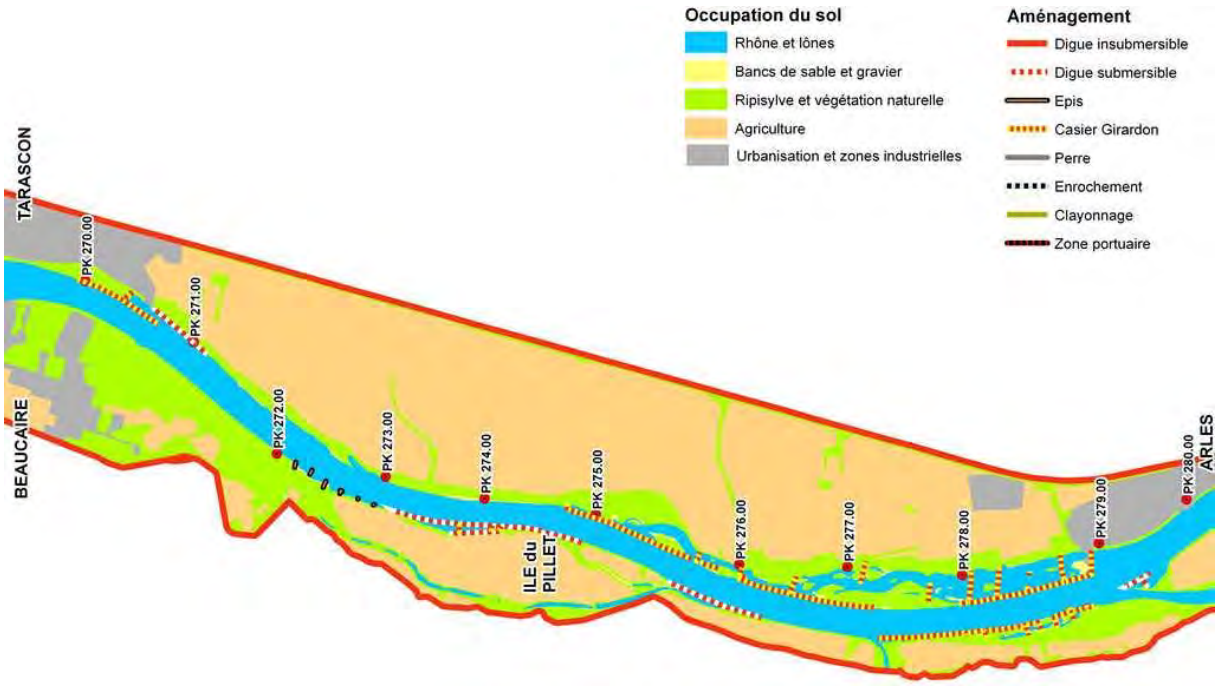


Figure 105. Occupation des sols en 2003 (CEREGE)

Raccasi (2010) a dans le cadre de sa thèse construit, à partir de la carte des ponts et chaussées de 1876 et des relevés bathymétriques de l'époque un modèle numérique de terrain et modèle bathymétrique du tronçon qu'il a comparé avec la situation actuelle

La comparaison des deux modèles figure ci-dessous

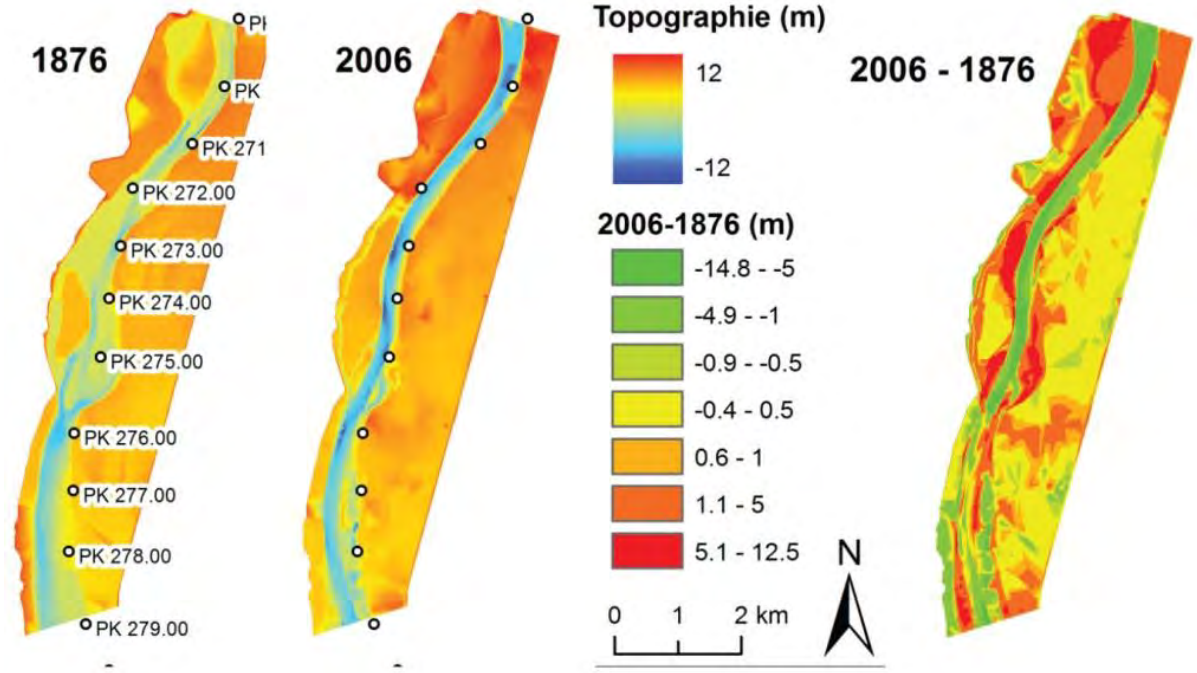


Figure 106. Comparaison de la topographie en 1876 et 2006 sur le tronçon Beaucaire/Arles (Raccasi 2010).

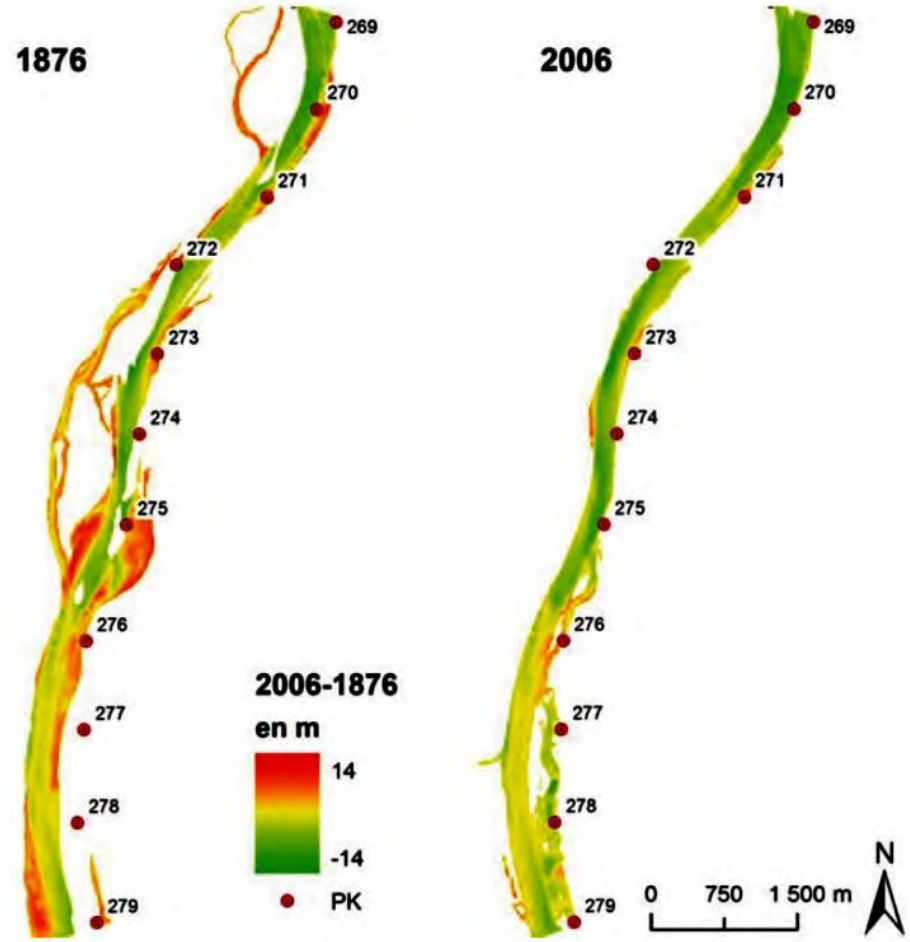


Figure 107. Comparaison bathymétrie 1876 et 2006 sur le tronçon Beaucaire/Arles (Raccasi 2010)

La superposition des MNT de 1876 et de 2006 permet d'obtenir une spatialisation des secteurs en accumulation et en érosion au cours des 150 dernières années. L'évolution du chenal et de ses marges est différenciée de part et d'autre du PK 276. En amont de ce point, l'incision du chenal est très importante (4 à 14 m). En aval, l'incision du chenal principal est beaucoup plus faible (1 à 5 m). Le bilan global de l'évolution montre une accumulation globale de 22 millions de m^3 pour une érosion de 13 millions de m3. Ce sont principalement les berges du fleuve qui concentrent la sédimentation, tout particulièrement en rive droite. La plaine en rive gauche n'a pas subi d'accrétion remarquable (érosion de 0,2 millions de m^3).

Le chenal s'est globalement approfondi, simplifié et rétracté. L'atterrissement des bras secondaires laisse apparaître un chenal unique sans tressage. Le tracé du fleuve est désormais caractérisé par de larges sinuosités, déterminées, puis fixées par les aménagements successifs. La mobilité de l'axe du talweg est restée faible, de quelques dizaines de mètres vers l'ouest au PK 272 ou vers l'est au PK 275.

Le profil 271,8 ci-dessous, qui est un des rares profils non perturbé par la présence d'une lône ou d'un aménagement aux deux dates, met en évidence la rétraction du chenal avec une progradation de la berge en rive droite de 200 m de large sur 2 m de haut correspondant à une diminution de la surface disponible pour l'écoulement de 700 m². Cette rétraction a induit un

ajustement vertical, le talweg s'incise de plus de 4 m permettant un gain de surface d'écoulement de 900 m².

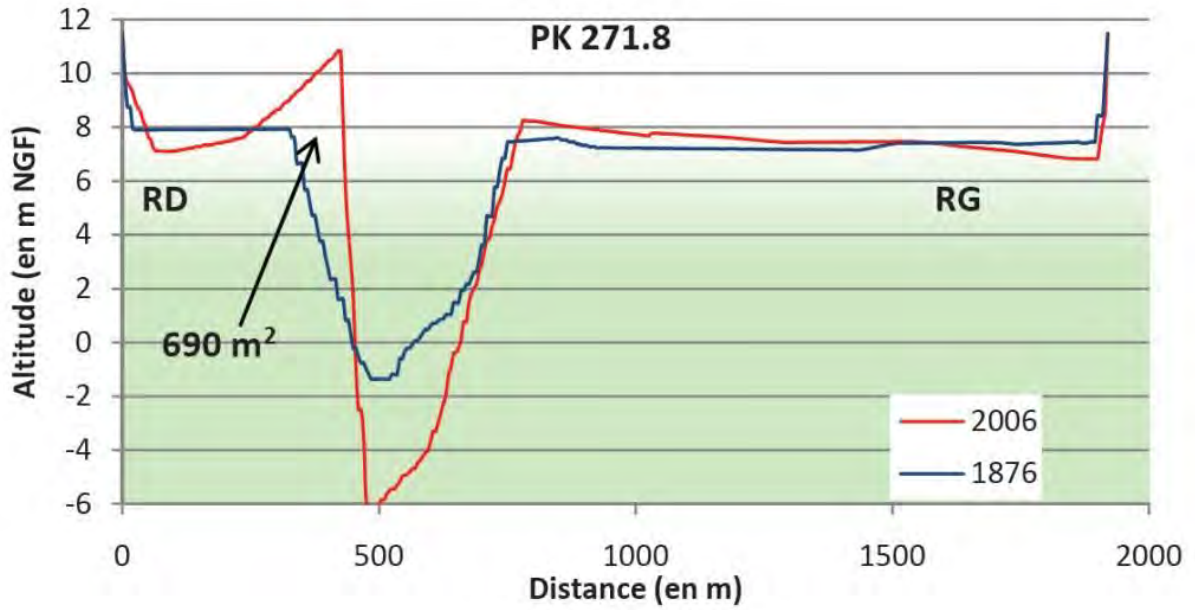


Figure 108. Evolution topographique du profil 271,8 entre 1876 et 2006

Les aménagements mis en place en aval de Beaucaire entre 1870 et 1938, pour améliorer la navigation, induisent une linéarisation du chenal et la disparition du tressage, puis la rétraction et l'approfondissement du chenal. A cette mutation du chenal s'ajoute depuis les années 1950 une accrétion importante des berges qui amplifie le phénomène d'enfoncement du chenal (Raccasi 2010).

En définitive aucune évolution morphodynamique importante n'est à craindre dans le futur sur ce tronçon que ce soit une évolution tendancielle lente ou une évolution brutale au cours d'une crue (ISL 2012).

2.6 MORPHO-DYNAMIQUE DU PETIT RHONE

2.6.1 Présentation général de la morpho-dynamique du Petit Rhône

Le chenal du Petit Rhône est contraint par des digues de protections contre les crues qui limitent ses possibilités de divagation. Le confortement des digues dans la deuxième moitié du XIXème siècle a été complété d'un confortement quasi systématique des berges concaves du Petit Rhône par enrochements (SE en rouge dans la carte des ponts et chaussées de 1876) et localement par la réalisation de perrés (SP en bleu dans la carte ci-dessous).

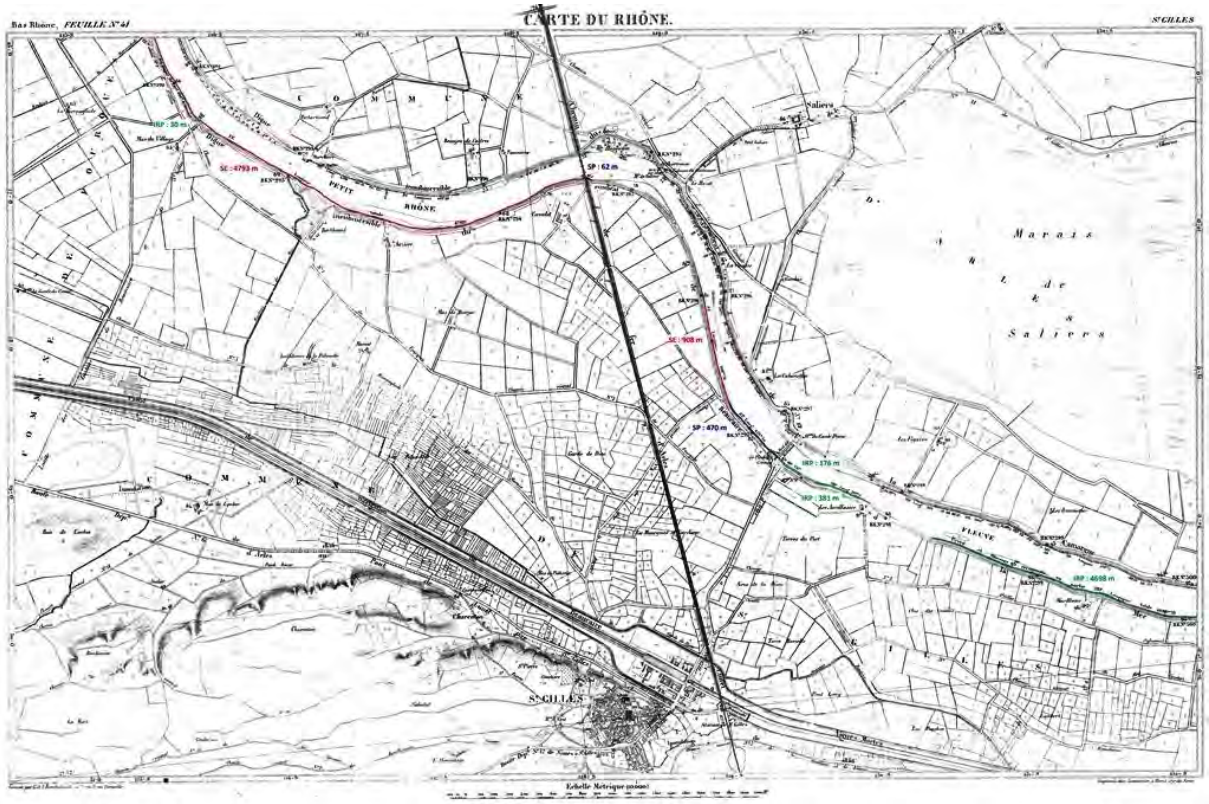


Figure 109. Carte des ponts et chaussées de 1876 (protection en enrochements en rouge et perré en bleu)

Des aménagements pour la navigation (panneaux de fonds unique sur le Rhône) et une écluse au PK300 ont été réalisés par la CNR mais gérés par VNF entre 1976 et 1981. Il s'agit de dalles en béton, dont la hauteur varie entre 0,50 m et 1 m, qui sont superposées et fixées à des pieux constitués par des profilés HE 160.

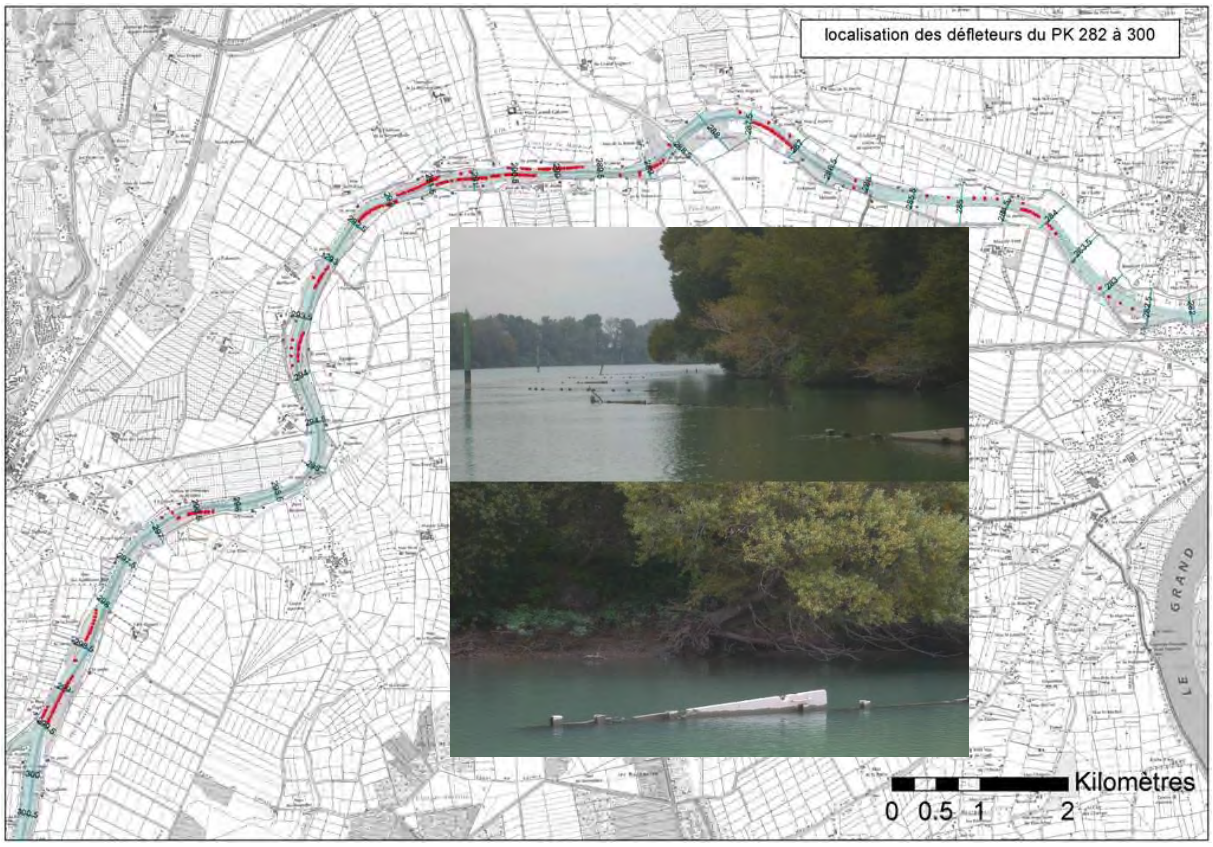


Figure 110. Panneaux de fonds sur l'amont du Petit Rhône (source EGISeau [K101])

A l'instar du Rhône entre Beaucaire et Arles, Raccasi (2008) a procédé à la création de MNT historique et l'analyse de l'évolution du chenal en 2D, puis en 3D à deux échelles de temps (1876-2004) et (2001-2004). La première échelle de temps donne des éléments intéressants pour l'appréciation de la mobilité du fleuve à très long terme (150 ans). La seconde échelle de temps donne quant à elle des éléments intéressants pour apprécier la mobilité des berges et du fond du chenal à l'échelle d'une crue puisqu'elle permet de couvrir la période 2002/2003 où 3 crues se sont succédées, la crue de septembre 2002 intense et très brève, la crue de novembre 2002, moins intense mais longue (15 jours) et la crue centennale de décembre 2003, dont l'hydrogramme reste pointu si l'on compare avec la crue de mai 1856, crue de référence du Rhône.

2.6.2 Evolution en plan entre 1876 et 2008

Entre 1876 et 1994, la largeur du chenal s'est réduite en moyenne de 20 m. Mais cette évolution est hétérogène dans le temps et l'espace (tableau ci-dessous).

Tableau 45. Evolution de la largeur du chenal du Petit Rhône entre 1876 et 1994. La limite amont/aval du chenal est fixée à l'écluse de Saint Gilles, limite de la zone navigable (PK300)

Date	Largeur moyenne (en m)		
	Totalité	Amont de St Gilles	Aval de St Gilles
1994	126	129	125
1945	127	129	125
1876	145	156	139

Elle est pratiquement achevée en 1945. Elle est plus importante à l'aval (réduction de 10% de la largeur initiale, 17 m en moyenne), qu'en amont (réduction de 8%, 4 m en moyenne).
La figure ci-dessous montre qu'à une échelle plus fine les accumulations latérales se situent indifféremment dans les intrados ou les extrados des méandres.

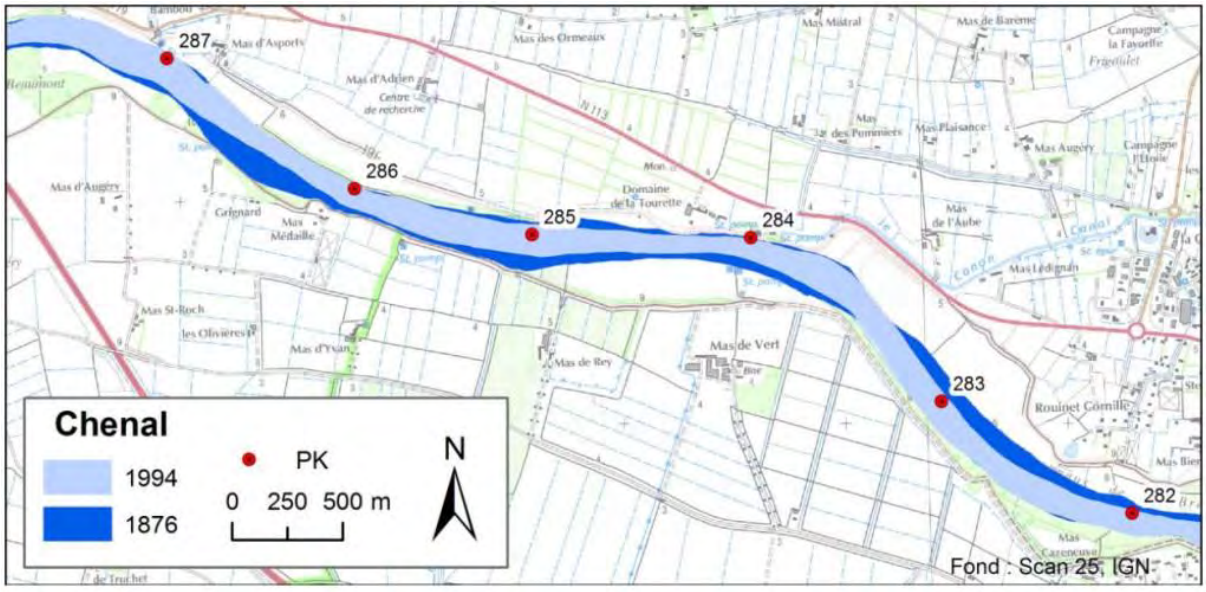


Figure 111. Rétrécissement du chenal entre 1876 et 1994 (raccasi 2008)

Cette évolution montre que les aménagements mis en place pour la navigation dans le chenal n'ont pas d'impact sur la largeur du système. En effet, ils sont positionnés entre 1945 et 1994 et sur cette période la largeur du chenal n'évolue pas. De plus, la tendance au rétrécissement du chenal est plus marquée sur l'aval du système non aménagé qui est le milieu le plus mobile mais dont la largeur reste également stable après 1945.

Dans le cadre de l'étude morphodynamique préalable au décorsetage limité des digues du Petit Rhône, EGISeau a quantifié l'évolution en plan du chenal suivant les périodes suivantes : 1876-1945 / 1945 – 1979 / 1979 – 1994 / 1994-2008.

Les secteurs étudiés et quantifiés figurent ci-dessous.

Tableau 46. Avancement/Recul sur le Petit Rhône (EGISeau [K101])

PK Rhône	1876 - 1945		1945 - 1979		1979 - 1994		1994 – 2008	
	Ava.	Rec.	Ava.	Rec.	Ava.	Rec.	Ava.	Rec.
PRG 282,0 – 282,5	9	0	0	0	0	0	0	0
PRG 282,8 - 283	0	0	18	0	0	0	0	0
PRG 285,9 – 286,4	26	0	18	0	0	20 (médaille)	0	0
PRG 289,0 - 290,3	31	0	35	0	0	27(aval autoroute)	20	0
PRG 291,3 – 292,0	16	0	8	0	0	0	24	0
PRG 293,0 – 293,8	0	0	0	0	0	0	0	0
PRG 294,1 – 294,8	28	0	0	0	14	0	0	20
PRG 295,1 – 295,7	0	0	0	0	0	0	0	0
PRG 295,9 – 296,6	0	0	0	0	0	0	0	0
PRG 297,6 – 298,7	0	0	22	0	0	16	0	0
PRG 300,6 – 305,6	18	0	0	12	0	0	12	0
PRD 300,7 – 308,1	0	0	22	0	0	38	23	0
PRG 305,5 – 306,4	14	0	0	0	0	8	19	0
PRD 308,6 – 310,6	34	0	13	0	0	24	35	0
PRD 312,4 – 314,4	31	0	0	12	0	13	18	0
PRD 314,6 – 317,0	31	0	40	0	0	35	33	0
PRD 317,9 – 319,2	40	0	0	0	0	9	24	0
PRD 320,1 – 320,8	22	0	0	0	0	13	22	0
PRD 322,5 – 324,4	17/25	0	0	10/16	0/12	0	0/19	0
PRD 330,2 – 330,7	26	0	25	0	0	23	0	16
PRD 333,7 – 337,0	0	84	0	0	20	0	0	30

2.6.3 Synthèse de l'évolution en plan entre 1876 et 2007

La synthèse suivante est basée sur l'exploitation de la superposition des cartes de 1876 et des prises de vue aériennes précises (FLIMAP, 2007). Cette superposition a été effectuée par le service technique du SYMADREM. La précision du calage est estimée 5 à 10 m environ, selon les secteurs.

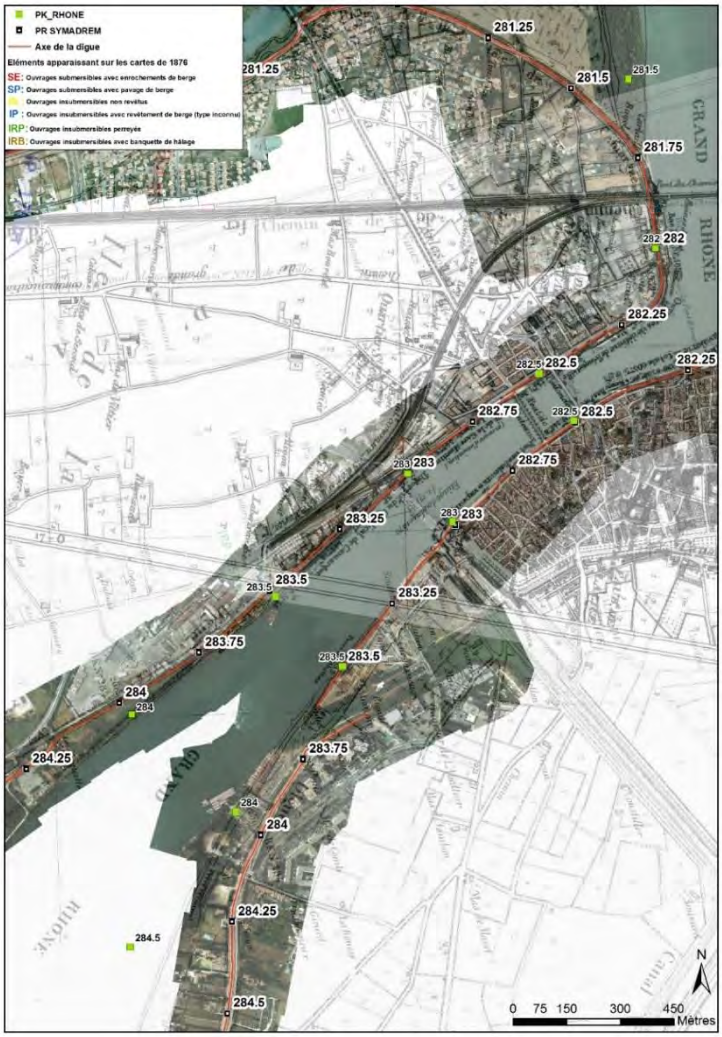


Figure 112. Exemple de superposition des cartes de 1876 et des prises de vue aériennes de 2007 en traversée d'Arles.

Différents termes ont été employés pour quantifier l'évolution entre 1876 et 2007 :

- Le terme stable signifie qu'il n'y a pas d'évolution notable entre 1876 et 2007 ;
- Le terme érosion signifie que la berge a été érodée ;
- Le terme accrétion signifie qu'il y a eu du dépôt. Cette accrétion peut-être quantifiée (accrétion de 30 m, par exemple). Cependant, il se peut qu'elle ne le soit pas. En effet, certaine prise de photo aérienne ne sont pas suffisamment éloignée de la berge pour pouvoir estimer l'accrétion ;
- Le terme indéfini signifie qu'il est impossible de déterminer s'il y a eu accrétion ou érosion, les prises de photo ne recoupant pas les cartes de 1876. Cependant, en utilisant d'autres images satellites, il est possible de conclure quant à l'évolution (accrétion, érosion, stabilité).

Les tableaux ci-dessous résument les observations ainsi faites à l'aide de la superposition.

Petit Rhône Rive Gauche

Petit Rhône Rive Gauche	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
281 – 282,5	stable	plusieurs érosions ponctuelles repérées (PRG 281)	inférieure à 20 m
282,75 – 283,5	stable	ancien épi toujours visible au PRG 283	supérieure à 20 m et localement inférieure à 20 m au droit du PRG 283
283,75	érosion de 20 m	aucun	supérieure à 20 m
284 – 285,5	accrétion de 10 à 75 m		
285,75	accrétion de 10 à 75 m	la berge constitue le pied de digue	inférieure à 20 m
286 – 286,25	stable	la berge constitue le pied de digue	
286,5 – 287,75	accrétion de 20 m	aucun	supérieure à 20 m
288 – 288,5	stable		
288,75 – 291,25	accrétion de 10 à 50 m	du 289,25 au PRG 290 : zone d'accrétion antérieure qui s'érode actuellement	inférieur à 20 m du PRG 289,25 au PRG 290, sinon supérieure à 20 m
291,5 - 292	stable	zone de dépôt	inférieure à 20 m
292,25 - 293	accrétion de 10 à 50 m	aucun	
293,25 – 293,5	stable	zone de dépôt	
293,75 – 294,25	accrétion de 20 à 50 m	aucun	supérieure à 20 m
294,5 – 296,25	stable	du PRG 295,5 au PRG 296,25 : érosion locale	inférieur à 20 m et localement supérieure à 20 m au droit des PRG 294,75 et 295
296,5 - 297	accrétion de 10 à 50 m	aucun	supérieure à 20 m
297,25 – 298,5	stable	aucun	supérieure à 20 m du PRG 297,25 au 297,75 et inférieur à 20 m du PRG 297,75 au 298,5
298,75 - 300	accrétion de 10 à 100 m	aucun	supérieure à 20 m
300,25	stable		
300,5	érosion de 20 m		
300,75 – 301,75	stable	aucun	inférieure à 20 m
302 – 302,25	érosion de 10 et 20 m		
302,5 – 304,5	stable		
304,75 – 306,25	accrétion de 10 m	aucun	supérieure à 20 m du PRG 305,5 au PRG 306, sinon inférieure à 20 m
306,5 – 308,25	stable	aucun	inférieure à 20 m
308,5 - 309	accrétion de 10 à 20 m	aucun	supérieure à 20 m
309,25 – 309,5	stable		

309,75	accrétion de 10 m		
310	stable	aucun	inférieure à 20 m
310,25	accrétion de 10 m		
310,5 - 311	stable		
311,25	accrétion de 10 m		
311,5 – 312,25	stable		
312,5 – 312,75	érosion de 10 m	aucun	supérieure à 20 m
313 – 313,5	stable		
313,75	accrétion de 20 m		
314 – 317,25	stable	aucun	supérieure à 20 m du PRG 314 au PRG 315 et PRG 316 au PRG 316,75 sinon inférieure à 20 m
317,5	accrétion de 20 m	aucun	supérieure à 20 m
317,75 - 318	stable		
318,25	accrétion de 10 m		
318,5 - 320	stable	aucun	supérieure à 20 m du PRG 318,5 au PRG 318,75 sinon inférieure à 20 m
320,25	accrétion de 10 m	aucun	inférieure à 20 m
320,5 – 321,75	stable	aucun	supérieure à 20 m au PRG 320,75 et du PRG 321,5 au PRG 321,75 sinon inférieure à 20 m
322 – 322,25	accrétion de 30 m	aucun	supérieure à 20 m
322,5 – 322,75	stable		
323 – 323,75	accrétion de 10 à 20 m		
324	stable		
324,25 – 324,5	accrétion de 10 m		
324,75 - 326	stable	du PRG 325,5 au PRG 325,75 : présence de nombreux cabanons sur la berge	inférieure à 20 m
326,25	érosion de 10 m	aucun	supérieure à 20 m
326,5 – 328,5	accrétion de 10 m		
328,75 - 329	accrétion de 100 m		
329,25 - 330	indéfini (érosion)		
330,25	érosion de 75 m	aucun	inférieure à 20 m
330,5	stable		
330,75 - 331	érosion de 20 à 50 m		
331,25 – 332,25	indéfini (érosion)	aucun	supérieure à 20 m
332,5 - 333	érosion de 10 à 50 m		

En comparant la carte de 1876 et celle de 2007 sur ce dernier secteur en érosion, on remarque principalement que les extrados se sont érodés, alors que des limons se sont déposés sur les intrado. La sinuosité sur ce secteur reste ainsi sensiblement la même.



Figure 113. Evolution en plan PK 332 au 335 (PRG)

Petit Rhône Rive Gauche	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
333,25 – 334	stable	aucun	supérieure à 20 m du PRG 333,25 au PRG 333,5 sinon inférieure à 20 m
334,25 - 335	érosion de 10 à 100 m	aucun	supérieure à 20 m seulement à PRG 335, sinon inférieure à 20 m
335,25 – 335,75	accrétion de 20 à 100 m	aucun	supérieure à 20 m seulement à PRG 335,75 sinon inférieure à 20 m
336 – 336,25	érosion de 75 m	aucun	inférieure à 20 m
336,5	stable	aucun	
336,75 - 337	érosion de 20 à 60 m	enrochements type épis (digue mer)	

Cette comparaison nous permet d'affirmer qu'entre 1876 et 2007, hormis quelques zones érodées notamment sur la partie aval à partir du PRG 326, l'ensemble des rives du Petit Rhône rive gauche est stable ou en accrétion.

Petit Rhône Rive Droite

Petit Rhône Rive Droite	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
279,5 – 280,75	accrétion de 20 à 200 m	aucun	supérieure à 20 m
281	érosion de 10 m		
281,25 – 283,5	accrétion de 10 à 60 m		
283,75 – 284,75	stable	aucun	supérieure à 20 m du PRD 283,75 au PRD 284,25 sinon inférieure à 20 m
285 – 286	accrétion de 10 à 60 m	aucun	supérieure à 20 m au PRD 285,25 / 285,75 / 286, sinon inférieure à 20 m
286,25 – 288,25	stable	aucun	supérieure à 20 m sauf du PRD 287,5 au PRD 287,78
288,5 – 288,75	érosion de 10 m	brèche d'Argence 2003 (PRG 288)	supérieure à 20 m
289	accrétion de 10 m	aucun	
289,25	stable		
289,5 – 290,5	accrétion de 10 à 30 m		
290,75	stable	aucun	inférieure à 20 m
291 - 292	accrétion de 10 à 30 m		
292,25 - 293	stable		
293,25	accrétion de 10 m	aucun	supérieure à 20 m
293,5 – 294,5	stable	PRD 294,4 érosion localisée	inférieure à 20 m à partir du PRD 294, sinon supérieure à 20 m
294,75 - 295	accrétion de 20 à 30 m	aucun	supérieure à 20 m
295,25	érosion de 10 m		
295,5 – 297	accrétion de 5 à 20 m	aucun	supérieure à 20 m uniquement au PRD 295,5, sinon inférieur à 20 m
297,25	stable	pont de Saint-Gilles	inférieure à 20 m
297,5 – 298,75	accrétion de 5 à 75 m	aucun	supérieure à 20 m à partir du PRD 298, sinon inférieur à 20 m
299 – 299,25	stable	aucun	inférieure à 20 m
299,5	érosion de 10 m		
299,75		construction de l'écluse de Saint-Gilles	
300 – 300,25	stable	aucun	inférieure à 20 m
300,5 – 300,75	accrétion de 10 m		
301 - 304	stable		
304,25 – 304,75	érosion de 10 m		
305 – 306,25	stable		

306,5 – 308,75	accrétion de 10 m	aucun	supérieure à 20 m sauf au PRD 307,5
309 - 311	stable	aucun	supérieure du PRD 309,25 au PRD 310 et au PRD 311, sinon inférieure à 20 m
311,25 – 311,5	accrétion de 10 m	aucun	supérieure à 20 m
311,75 – 313,75	stable	aucun	inférieure à 20 m à partir du PRD 312,75 sinon supérieure à 20 m
314 – 314,25	accrétion de 10 m	aucun	PRD 314 : inférieure à 20 m PRD 314,25 : supérieure à 20 m
314,5 - 315	stable	érosion de pied de berge	supérieure à 20 m uniquement au PRD 314,5
315,25 – 316	accrétion de 10 à 50 m	aucun	inférieure à 20 m uniquement au PRD 315,25
316,25 – 317,5	stable	aucun	supérieure à 20 m sauf ponctuellement au PRD 316,25 et 317,5
317,75 – 318	accrétion de 10 à 30 m	aucun	supérieure à 20 m
318,25 – 318,5	stable	aucun	inférieure à 20 m
318,75 – 319,25	accrétion de 10 à 20 m	aucun	supérieure à 20 m sauf au PRD 318,75
319,5 – 319,75	stable	aucun	supérieure à 20 m
320	accrétion de 10 m		
320,25 – 320,5	stable	aucun	inférieure à 20 m
320,75 – 321,5	accrétion de 10 à 20 m	aucun	supérieure à 20 m sauf au PRD 321,5
321,75 – 322,5	stable	aucun	inférieure à 20 m
322,75	accrétion de 30 m		
323 – 323,75	stable		
324 – 324,5	érosion de 5 à 15 m	aucun	inférieure à 20 m sauf au PRD 324,5
324,75 – 326,25	accrétion de 10 à 20 m	aucun	supérieure à 20 m
326,5	stable		
326,75	accrétion de 10 m		
327	stable	aucun	inférieure à 20 m
327,25 – 328,75	érosion de 10 à 100 m	aucun	inférieure à 20 m sauf au PRD 328,75
329 – 329,5	accrétion de 75 à 100 m	aucun	supérieure à 20 m
329,75	érosion de 150 m		
330	stable		

Cette comparaison nous permet d'affirmer qu'entre 1876 et 2007, hormis quelques zones érodées, l'ensemble des rives du Petit Rhône rive droite est stable ou en accrétion.

2.6.4 Morphologie du chenal en 1876 et en 2004

En 1876, le Petit Rhône est un chenal unique, avec un seul bras secondaire visible à l'aval entre les PK 325 et 326, en rive gauche, sur la partie convexe du méandre.

L'organisation de la répartition seuils/mouilles (Raccasi 2008 [M007]) et la morphologie du chenal montrent une distinction entre l'amont et l'aval, de part et d'autre du PK 300 :

- A l'amont, de la diffluence au PK 300, le chenal est relativement homogène, quasi rectiligne (I_s 1.3), avec une profondeur variant entre 1 et 6 m (de 7.4 à 2.6 m NGF). Les mouilles, peu profondes et de grande amplitude, se localisent principalement en rive concave dans les sections étroites (PK 283.5 à 284.5, 288 à 289.5, 292 à 293.5 et 295 à 296). Les seuils s'inscrivent dans les parties les plus linéaires du chenal et sont généralement associés à des atterrissements, notamment au PK 285 et du PK 298 au 299, avec l'apparition d'une île. Un dernier seuil moins marqué (entre 1 et 2 m) est présent entre les PK 293 et 294.
- Sur la partie aval, du PK 300 à l'embouchure, le chenal est plus profond (entre 2 et 9 m dans l'axe d'écoulement). Le profil en long est également plus chaotique avec une répartition seuils/mouilles plus dense qu'à l'amont en raison de la sinuosité. Les mouilles, profondes de 6 à 9 m, sont également situées dans la concavité des méandres et dans les secteurs de resserrement du chenal : 14 sont recensées, d'amplitudes variables. Les seuils les plus importants sont, eux, comme sur la partie amont, situés dans les secteurs rectilignes les plus larges.

En 1876, avant les principaux aménagements, le chenal du Petit Rhône présente donc une morphologie hétérogène, avec une forte différentiation entre l'amont et l'aval du PK 300.

En 2004, le Petit Rhône est aménagé et dragué pour la navigation depuis une trentaine d'années jusqu'au PK 300. Après la crue de 2003, une topo-bathymétrie a été levée par VNF pour quantifier l'impact de l'événement sur la morphologie du chenal jusqu'à l'embouchure (Raccasi 2008 [M007]).

Dans la partie amont, la profondeur est maintenue artificiellement à 3 m minimum dans le chenal navigable pour permettre le passage des péniches jusqu'à l'écluse de Saint Gilles. Le chenal montre une alternance de seuils et de mouilles profondes. Les mouilles les plus profondes (de -12 à -5 m) se trouvent entre la diffluence et le PK 283, puis du PK 288.5 à 289 (aval du Pont de l'autoroute) et enfin entre les PK 295 et 295.5 (aval du pont de la voie ferrée). En dehors de ces secteurs profonds, l'aménagement du chenal (dragages, panneaux de fond) empêche la formation de seuils et la profondeur est assez régulière, variant entre 3 et 5 m.

A partir de l'écluse de Saint Gilles, le Petit Rhône n'est plus classé comme navigable ; aucun aménagement ne permet le maintien de la profondeur minimale pour la navigation. Jusqu'à la mer, il y a dans les méandres une alternance de seuils et de mouilles profondes. Les mouilles (PK 314.7, 318, 324 et 325) sont profondes de -14 à -16 m, la plus profonde se situant au PK 322 (Pont de Sylvéréal) à -18 m NGF. Les seuils sont bien marqués (inférieurs à 1 m de profondeur). A l'aval du PK 329.5, débute le méandre ombiliqué, à partir duquel la profondeur reste inférieure à -6 m jusqu'à l'embouchure. La ligne de talweg se projette en rive concave dans toutes les sinuosités, notamment du PK 334 au PK 335, où elle longe la digue de protection contre les crues. Depuis 150 ans, le volume global érodé représente 9,7

millions de m^3, les accumulations sont de 4,0 millions de m^3, soit un bilan négatif de 5,7 millions de m^3. Ces volumes ne concernent que le chenal et n'intègrent pas une éventuelle accrétion des berges.

Sur la partie amont, les panneaux de fond favorisent l'érosion du plancher alluvial, pour le maintien de la navigation. Depuis 150 ans, 3,9 millions de m^3 ont été érodés, principalement sur le fond de la partie navigable du chenal, là où des seuils limitant la navigation en 1876 (PK 285, 293-294 et 298-299) ont été supprimés. Les dépôts sédimentaires sont minimes ($0.9.10^6$ m^3) et se concentrent en deux points : d'une part sur les bords du chenal, dont ils réduisent la largeur ; d'autre part, dans les anciennes mouilles, qu'ils colmatent sur des épaisseurs de 2 m au maximum (PK 288). Le bilan global entre la diffluence et le PK 300 (écluse de Saint-Gilles) est donc de -3.0 millions de m^3. Il faut remarquer cependant que depuis la mise en place de l'écluse de Saint Gilles, le chenal est régulièrement dragué (volumes non quantifiés d'après VNF) : il existe donc une difficulté d'interprétation dans ce tronçon.

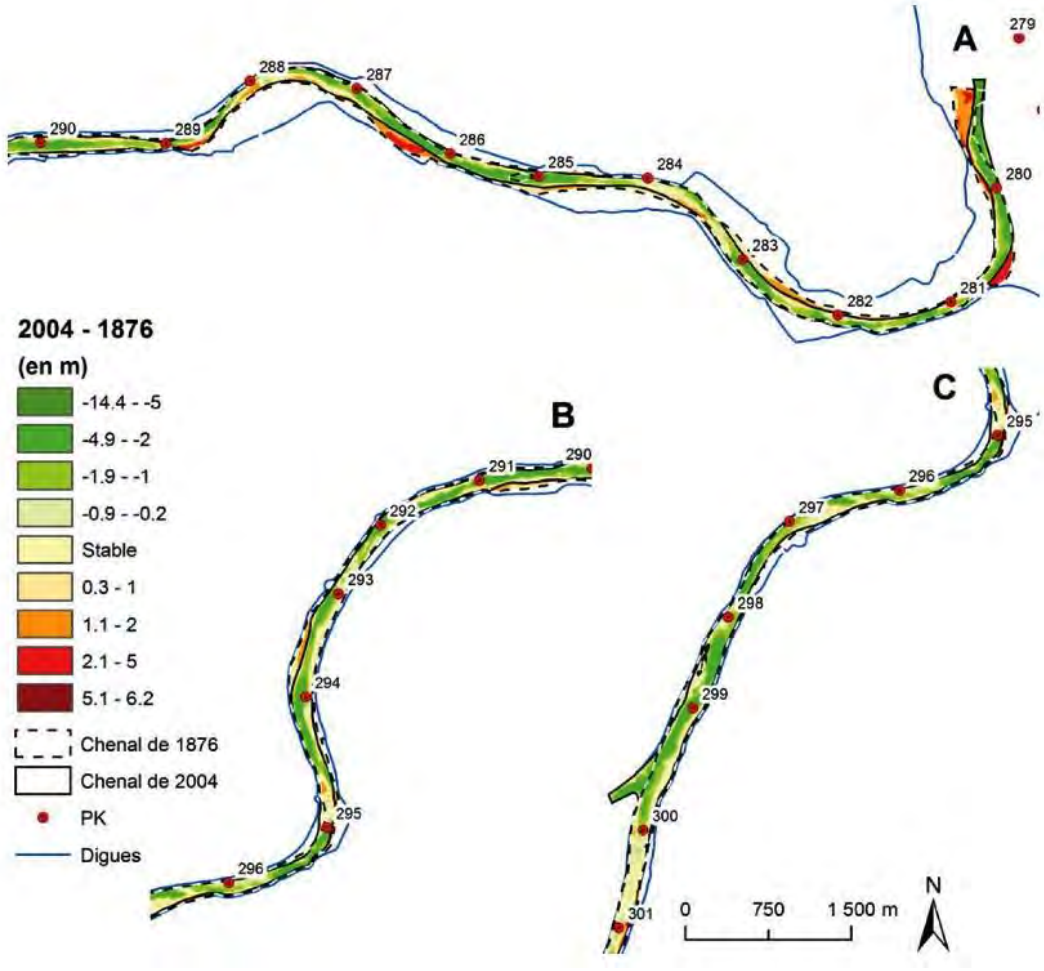


Figure 114. Evolution bathymétrique du Petit Rhône entre 1876 et 2004 de la diffluence au PK 300

Sur la partie aval, le bilan sédimentaire suit la même tendance, mais dans des proportions moins importantes ; l'érosion est de 5.8 millions de m^3, l'accumulation de 3.1 millions de m^3 (bilan de -2.7 millions de m^3). La répartition de ces volumes accumulés ou érodés montre deux types de fonctionnement différents (figure ci-dessous), avec un changement du type de morphogenèse au PK 329 :

En amont de ce point, la position du chenal entre 1876 et 2004 n'évolue pas (si ce n'est le rétrécissement déjà mis en évidence). Le différentiel montre une évolution topographique très contrastée. L'accumulation sur les seuils atteint 2 m aux PK 310, 315.5 et 319, en opposition avec le fonctionnement des mouilles qui se creusent généralement de plus de 5 m (PK 302.8, 313.5, 318.2) et localement jusqu'à 12 m (PK 314.6, 322 et 324). Le bilan sédimentaire de ce secteur est négatif, avec 1.7 millions de m^3 d'accumulation et 2.6 millions de m^3 d'érosion (bilan -1.0 millions de m^3).

A l'aval du PK 329 et jusqu'à l'embouchure, le chenal a un espace de liberté plus important du fait de l'absence de digues à partir du PK 331 en rive gauche. Entre 1876 et 2004 le chenal s'est donc déplacé dans cet espace, et en 2004, il n'a plus la même morphologie qu'en 1876, comme l'a montré l'analyse de la divagation du méandre aval. Le bilan sédimentaire reste négatif, mais est moins important (1.7 millions de m^3) et correspond à un enfoncement du talweg, qui passe de -7 m à -10 m (3.2 millions de m^3 d'érosion et 1.4 millions de m^3 d'accumulation).

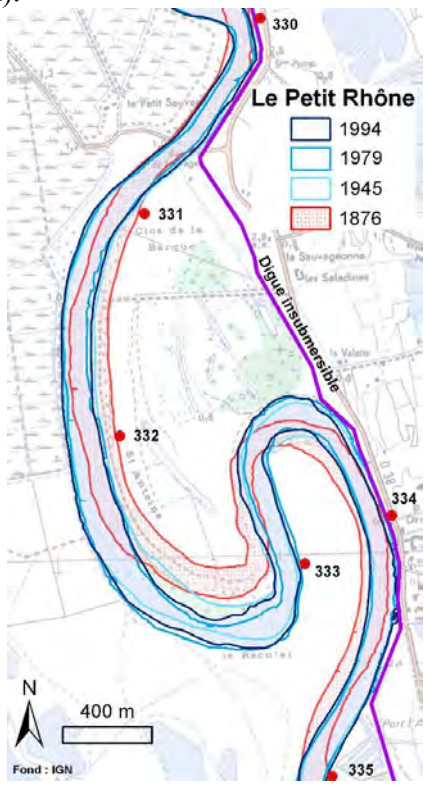


Figure 115. Evolution en plan du Petit Rhône de 1876 à 1994 à proximité de l'embouchure avec la mer

Afin d'être comparés entre eux, ces résultats sont ramenés à une valeur d'érosion par kilomètre sur chacun des trois secteurs. Le bilan érosif est de :

- 0.15 millions de m^3/km à l'amont,
- 0.03 millions de m^3/km entre les PK 300 et 329,
- 0.22 millions de m^3/km de l'aval du PK 329 jusqu'à l'embouchure.

Donc les mutations du système sont plus importantes à l'aval dans le secteur où le chenal peut divaguer librement en rive droite, puis sur le secteur amont aménagé pour la navigation qui

subit des dragages permanents. Par contre entre les PK 300 et 329, le Petit Rhône évolue dans des proportions moins importantes. C'est aussi l'endroit où le bilan des différents apports sédimentaires et de l'érosion est proche de zéro. Il est possible de penser que dans ce secteur, le chenal a acquis un équilibre dynamique qui a assimilé l'impact des digues de protection.

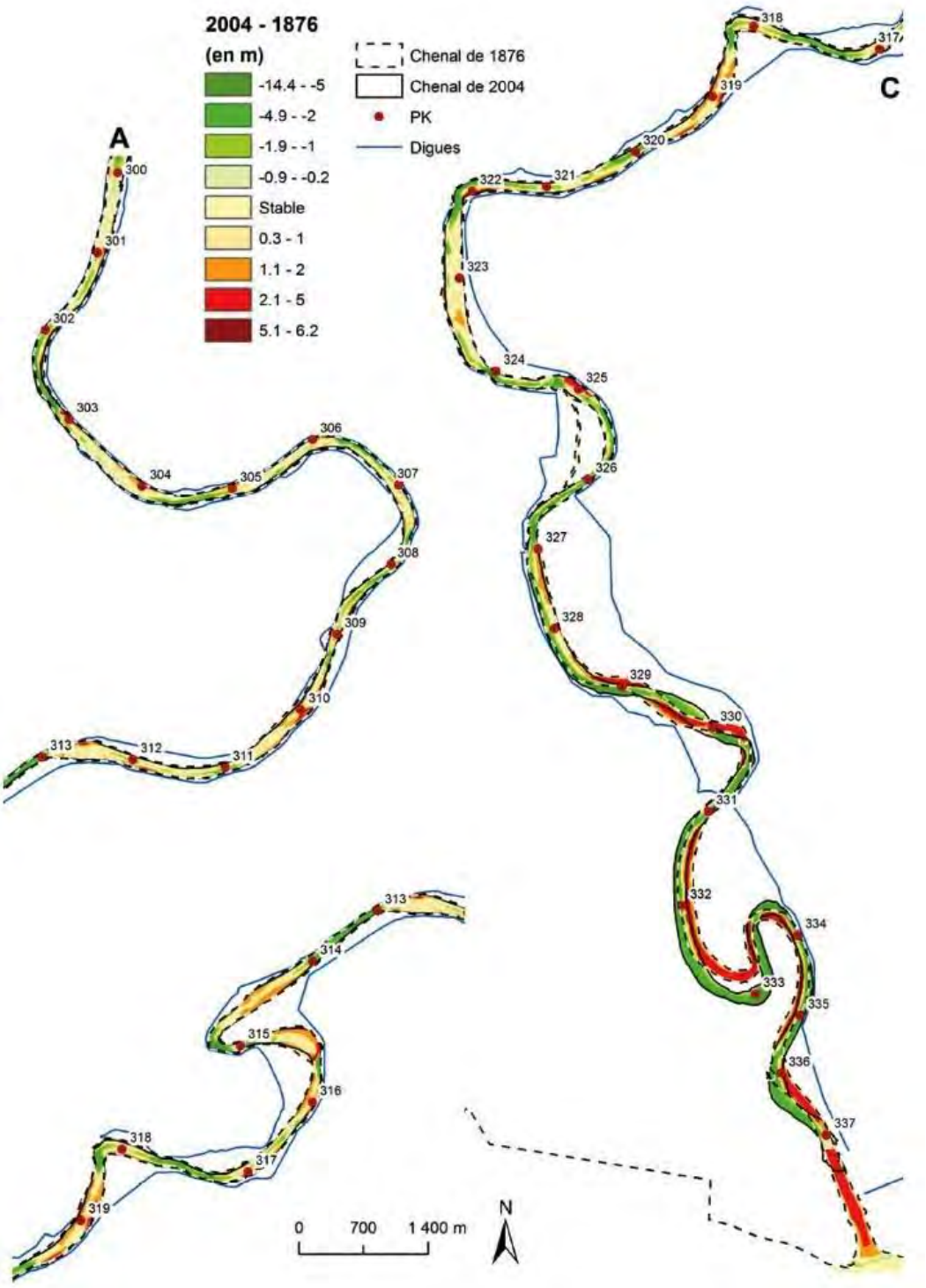


Figure 116. Evolution bathymétrique du Petit Rhône entre 1876 et 2004 du PK 300 à la mer

Cette évolution est différente dans l'espace :

A l'amont (de la diffluence au PK 300), les panneaux de fond favorisent l'érosion dans l'axe du plancher alluvial du chenal par concentration des flux, ainsi que des atterrissements en pied de berges. Positionnés dans les zones de seuils, dont ils ont provoqué ou accéléré l'érosion, ils facilitent le colmatage des mouilles à l'aval. A ces aménagements s'ajoutent des dragages fréquents qui maintiennent le tirant d'eau à 3 m pour la navigation. Donc une partie des
3.10^6 m^3 soustraits au système amont date de la deuxième moitié du XX^e siècle. La partie du bras délivre 3.10^6 m^3 vers l'aval.

En aval de l'écluse de Saint Gilles jusqu'au PK 329, le chenal n'est plus aménagé, mais les digues de protection contre les inondations persistent. Dans ce milieu laissé à l'état « naturel », le chenal fonctionne selon les lois naturelles de l'hydrodynamique : il se colmate au niveau des seuils, alors que l'incision s'amplifie dans les mouilles déjà présentes en 1876. L'analyse 2D montre une stabilisation de la largeur du chenal dans la deuxième moitié du XX$_e$ siècle. Les pertes sédimentaires ont donc majoritairement eu lieu entre 1876 et 1950. Le bilan du transit est de 4.10^6 m^3 vers l'aval.

A l'aval du PK 329, la digue de rive droite disparaît et le chenal retrouve un espace de liberté plus important, les méandres évoluant tant qu'ils ne sont pas bloqués par la digue de rive gauche. Donc l'érosion du système, continue sur toute la période d'étude, est ici aussi plus importante lors de la phase de mobilité des méandres.

La figure ci-dessous résume l'évolution morphologique du Petit Rhône. Depuis 150 ans, c'est 5.7 10^6 m^3 qui ont était soustrait au chenal et exportés au-delà de l'embouchure.

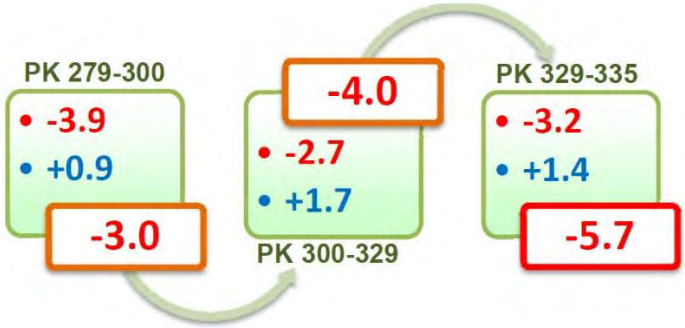


Figure 117. Evolution du chenal du Petit Rhône par secteurs entre 1876 et 2004 (en millions de m3)

Ces résultats ne tiennent pas compte du fonctionnement des berges ; les observations de terrains, complétées de l'étude des cartes anciennes, montrent que les ouvrages de protection des berges (perrés et enrochements), visibles sur l'Atlas des Ponts & Chaussées en 1876, sont à l'heure actuelle ensevelis dans les berges et ne sont mis à jours que par des arrachements quand des arbres sont emportés dans le flux (visible à l'entrée du Petit Rhône en rive gauche). Ce constat confirme l'accrétion verticale et latérale des berges.
Il est cependant possible que cette tendance soit en train de s'inverser : les données topographiques acquises par système FliMap en 2006 par le SYMADREM et analysées par le CEREGE montrent que 43% des berges du Petit Rhône sont en érosion, après une longue période d'engraissement par rétraction du chenal jusque dans les années 1950. Une étude réalisée par Wiederkehr (2006) sur la partie amont du chenal a montré qu'actuellement 43%

des berges sont en érosion, 34% accumulent des sédiments et 22% ont un comportement mixte d'accumulation en sommet de berge et d'érosion en pied.

2.6.5 Impact des crues de 2002 et de la crue de 2003 sur le Petit Rhône

En 2001, VNF a effectué un levé topographique du chenal entre la diffluence et l'écluse de Saint Gilles. A la suite de la crue centennale de décembre 2003, un autre levé topographique du chenal a été réalisé en 2004. Le différentiel des MNT de 2001 et 2004, issu de ces deux relevés bathymétriques, permet d'analyser les conséquences de la crue centennale de 2003 (T=100 ans), de la crue de septembre 2002 (T ≅ 20 ans) et novembre 2002 (T ≅ 20 ans) sur la morphologie du chenal.
Un extrait du croisement des deux MNT du chenal en 2001 et 2004 est présenté ci-dessous pour l'amont du Petit Rhône (source CEREGE).

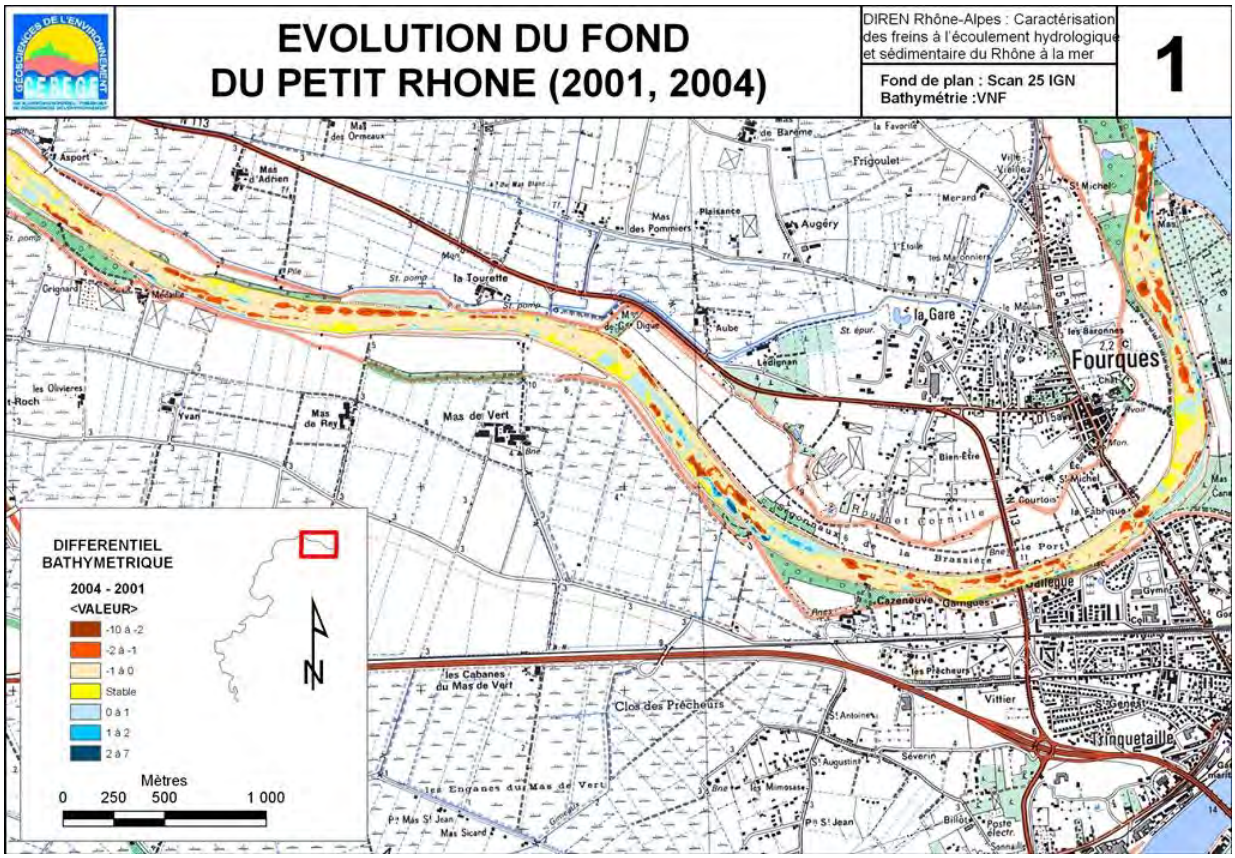


Figure 118. Evolution du fond du Petit Rhône entre 2001 et 2004 (CEREGE)

La cartographie montre un bilan érosif du plancher alluvial de 0.9 millions de m^3 (+0.3 millions de m^3, -1.2 millions de m^3) entre 2001 et 2004 pour une crue centennale (déc. 2003) et deux crues (sept. & nov. 2002) dont une très longue (nov. 2002) de période de retour 20 ans.

Sur la période 1876-2004, le bilan érosif du plancher alluvial est de 3.0 millions de m^3. Durant cette période, en dehors des trois crues précitées, on comptabilise deux crues supérieures à la vingtennale (1886 et 1994) et 11 crues supérieures à la décennale.

Arnaud-Fassetta (1998) (figure ci-dessous) avait montré que l'enfoncement du chenal était quasiment nul sur la période 1895-1969. Durant cette période, on comptabilise 5 crues décennales très espacées et aucune crue supérieure à la vingtennale.

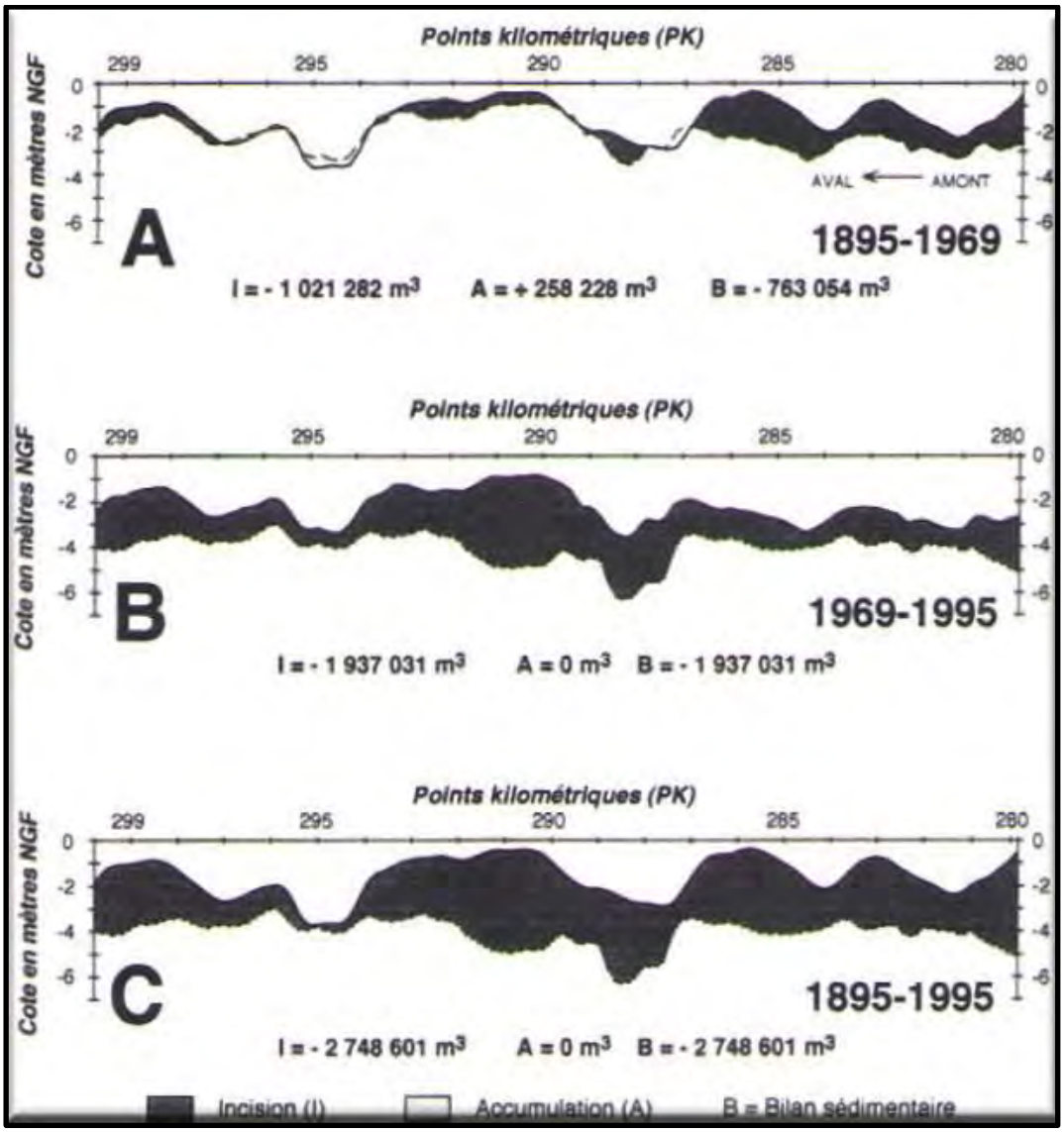


Figure 119. Evolution bathymétrique de l'amont du Petit Rhône à partir du profil en long entre 1895 et 1995 (Arnaud Fassetta 1998)

Au final il semblerait que les événements les plus morphogènes sur la bathymétrie du chenal soient les crues supérieures aux crues décennales, qui érodent le plancher alluvial. Le caractère espacé des événements semble également jouer un rôle.

Les panneaux de fonds, même s'ils limitent le colmatage, ne suffisent pas à maintenir le tirant d'eau nécessaire à la navigation.

La spatialisation de ce bilan sédimentaire montre une érosion différenciée selon les secteurs. Les plus fortes érosions localisées (jusqu'à -2 m dans les mouilles) entre les PK 282 et 284, puis en aval du PK 294 et entre les PK 295 PK 296, où elles atteignent 3.7 m au niveau de la

rive concave. Elles sont parfois associées à un déplacement du talweg qui se colmate en rive convexe et s'élargit en rive concave.

L'incision du talweg est plus prononcée en amont de la brèche de Petit Argence qu'en aval. Au cours de la crue, l'apparition de la brèche a provoqué une diminution de l'énergie hydraulique à l'aval de la brèche.

En effet, d'après les modélisations du BCEOM pour la DREAL de Bassin, à partir du débit de pointe de la crue, avec ou sans les brèches dans les digues, à Fourques la ligne d'eau est inférieure de 30 cm suite à l'impact des 2 brèches sur le Rhône en amont de la diffluence ; et à Saint Gilles le décalage est de 190 cm. Cette différence entre la ligne d'eau théorique, avec et sans la brèche, traduit l'importance de la rupture de la digue dans la dynamique hydrosédimentaire sur le linéaire entre l'amont et l'aval de Petit Argence.

2.6.6 Fonctionnement et synthèse des berges du Petit Rhône

Les commentaires ci-après sont extraits du mémoire de stage de WIERDERKEHR Elise du CEREGE sous la direction de Madame Mireille PROVANSAL.

Une typologie reposant sur une centaine d'observations a été définie : Cinq types de berges, regroupés en deux grandes catégories :

- Les berges artificialisées récemment (moins de 15 ans) de type A ;
- Les berges naturelles divisées en 4 types :
  - Les berges hautes en érosion,
  - Les berges basses en érosion,
  - Les berges mixtes caractérisées par des processus d'érosion en pied et accrétion en haut de berges,
  - Les berges en accumulation,

(WIERDERKEHR n'a pas pris en compte les protections réalisées dans la deuxième moitié du XIXème siècle les considérant comme non entretenues et recouverts par la végétalisation. Ces protections comme il a été dit à la rubrique 3 ont été réalisées sans sabot, donc très exposées au risque de déstabilisation lors de l'incision de lit. En revanche, dans les secteurs non incisés depuis 1876, il nous semble que leur rôle reste opérant.

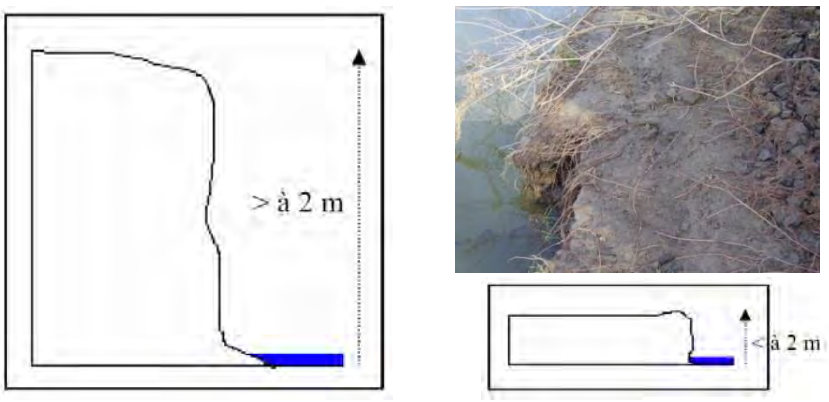


Figure 120. Berge haute en érosion et berge basse en érosion

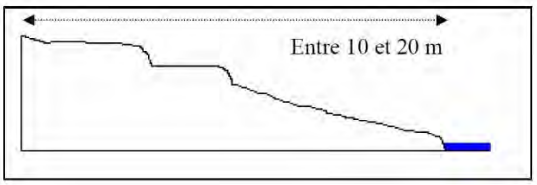


Figure 121. Berge mixte

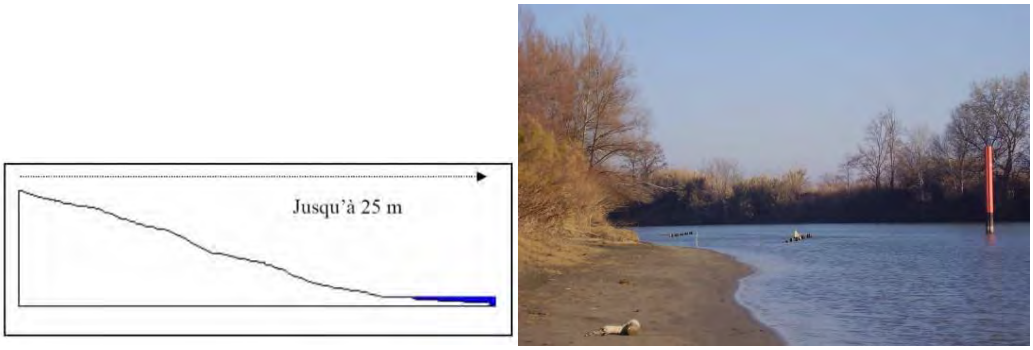


Figure 122. Berge en accumulation

Par ailleurs, cette étude a été limitée aux 17 km situés en amont. EGISeau dans le cadre de l'étude morphodynamique préalable au décorsetage limité des digues du Petit Rhône a étendu cette méthodologie à l'ensemble du Petit Rhône et ajouté les encoches d'érosion. Un extrait de ces résultats figure ci-dessous (Egiseau [K101]).

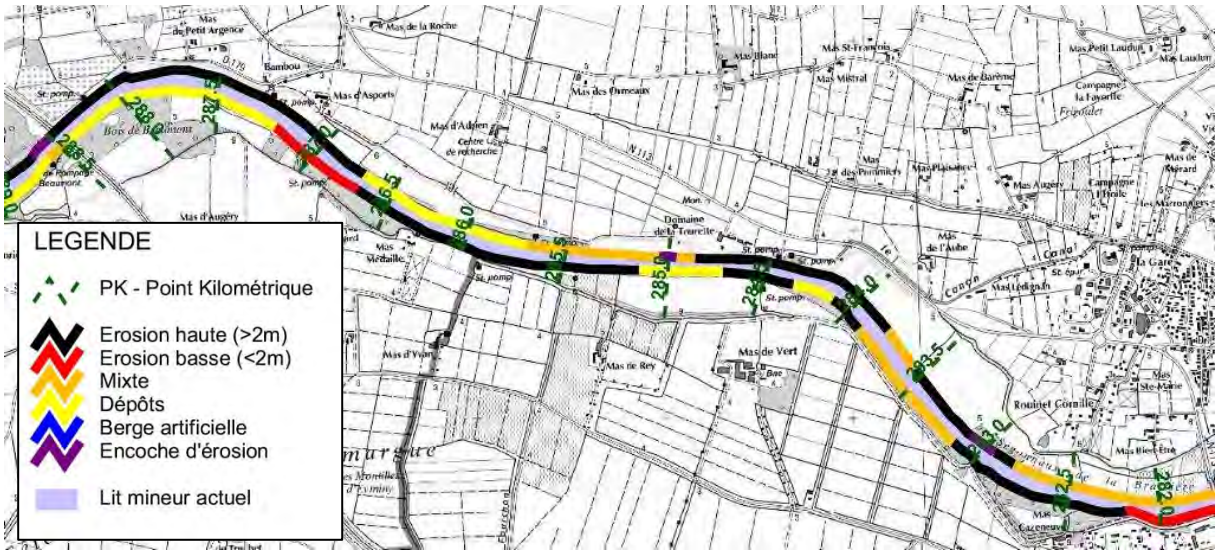


Figure 123. Typologie des berges en amont du Petit Rhône (EGISeau)

L'analyse qualitative des berges a également porté sur l'observation de la ripisylve et l'état de la végétation : est-elle pionnière ? Ou plutôt vieillissante ? Est-elle présente sur l'ensemble des berges ?

Cette typologie a été suivie d'une analyse factorielle.

Un profil tous les 100 m a été caractérisé en fonction de son type de berge par rapport à cinq variables définies ci-dessous.

Tableau 47. Variable utilisée pour l'analyse factorielle

Variables		Modalités	Acquisition des données
Aménagements	Panneaux de fond	Présence	Données CNR
		Absence	
	Ségonnal < à 25 m	Présence	D'après le Scan 25
		Absence	
Ecosystèmes	Ripisylve	Inexistante	Etude sur le terrain
		Pionnière	
		Mature	
	Lithologie	Sables fluviatiles	Carte géologique
		Limons, silts et sables (berges inondables)	
Morphométrique	Bathymétrie	Seuil : inf à 2 m	Bathymétrie 2004
		Mouille : sup à 5 m	
		Entre 2 et 5 m de profondeur	

Les berges du Petit Rhône sont majoritairement en phase d'érosion (type 1a et 1b). En effet, 43 % du linéaire étudié évoluent dans ce sens. Les berges en accumulation (type 3) représentent un peu plus d'un tiers de la partie observée. Les berges mixtes (type 2) concernent environ un cinquième de l'ensemble observé. Quant aux berges artificialisées, leur part est tellement négligeable, avec 107,6 m seulement, soit 0,6 %, qu'elle n'a pas été prise en compte pour l'analyse factorielle (figure ci-après)

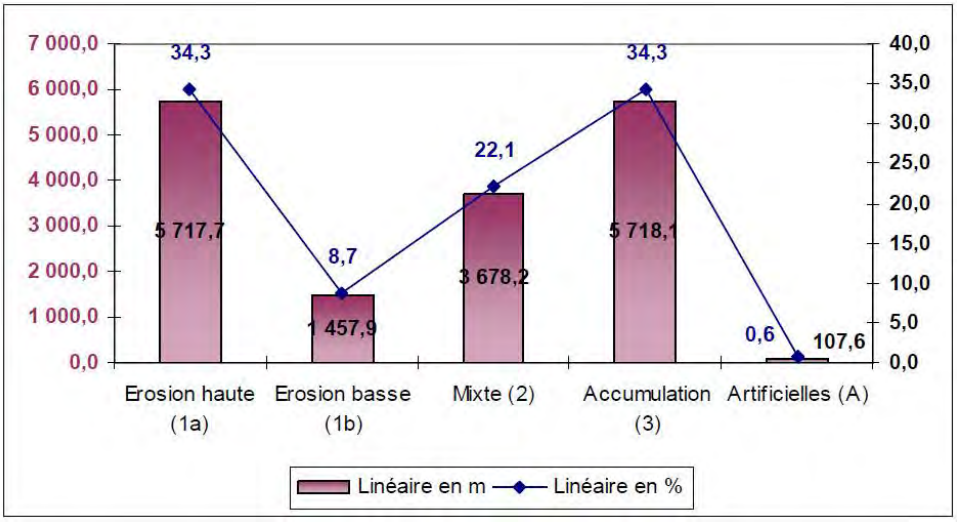


Figure 124. Répartition de la typologie des berges du Petit Rhône amont (Wiederkehr 2006)

Le Petit Rhône est une rivière à méandres. Même si la partie amont se distingue de l'aval par un indice de sinuosité plus faible, le cours d'eau reste sinueux. Or du coté convexe, l'énergie est moindre. Il y a donc sédimentation en direction de l'axe du chenal. Alors que sur la rive concave, les berges sont érodées. En fait, chaque crue agresse la rive concave, et donc entraîne son recul pendant que dans le même temps la rive convexe se construit par accrétion latérale (figure ci-dessous)

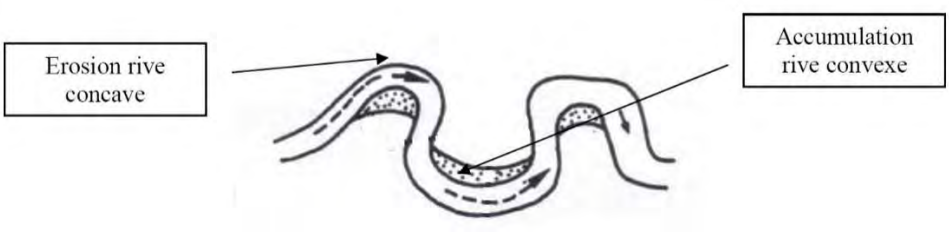


Figure 125. Evolution d'un méandre (Wiederkehr 2006)

Pourtant dans cette étude, les rives convexes sont dominées par des berges en érosion, qui représentent plus de 55 % de ce type de rive. Dans le même temps, les rives concaves sont représentées à part égal par des berges en érosion et en accumulation.

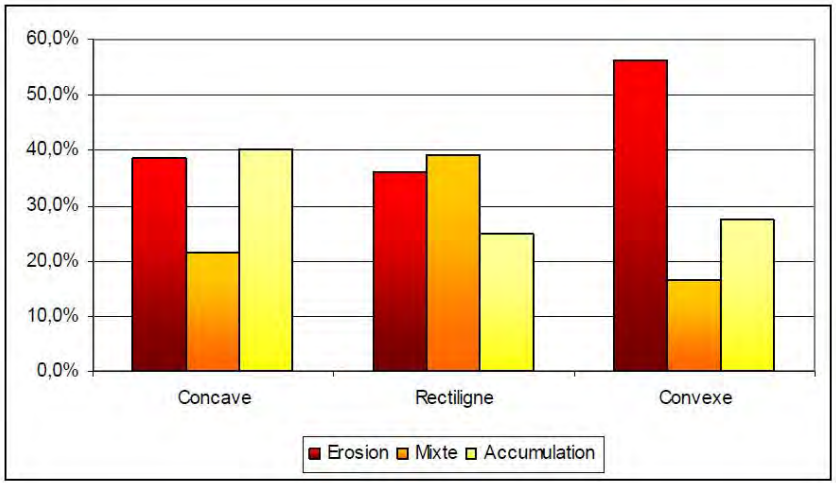


Figure 126. Répartition des types de berge en fonction du type de rive (Wiederkehr 2006)

Cette situation est paradoxale. Mais différents facteurs peuvent expliquer la présence de ce type de berge en rives convexe ou concave, notamment les aménagements qui ont conquis peu à peu le Petit Rhône. C'est l'intérêt de l'analyse factorielle qui a suivi et dont les conclusions figurent ci-dessous :

- les berges en accumulation sont recouvertes de végétation pionnière ;
- l'absence de panneaux de fond combinée à la présence d'une mouille influençant l'érosion de la berge ;
- paradoxalement, malgré la présence de panneaux de fond, les berges sont instables ;
- les berges en accumulation se situent dans des zones où le chenal est peu profond.
- les secteurs en érosion sont liés à l'apparition de mouille ;
- La présence de panneaux de fond permet de faire la distinction entre berges en érosion et berges en accumulation ;
- la présence de panneaux de fond fait partie des facteurs déterminants la sédimentation d'une berge ;
- Les variables prises en compte pour cette analyse ne permettent pas de caractériser correctement la formation des berges mixtes ;

- la rive concave est majoritairement en accumulation. Or l'évolution d'un méandre se fait théoriquement par accrétion de la rive convexe et érosion de la rive concave.

L'étude a montré également que la présence de panneaux de fond peut avoir des conséquences inattendues sur la stabilité des berges avoisinantes. L'étude montre qu'il y a sédimentation à l'arrière des équipements. Cette sédimentation entraîne un exhaussement de ce côté de la rive et en rive opposée, la création d'une mouille et une érosion de la berge (figure suivante). Certains secteurs qui à l'origine ne sont soumis à aucun risque d'érosion deviennent progressivement des zones à surveiller.

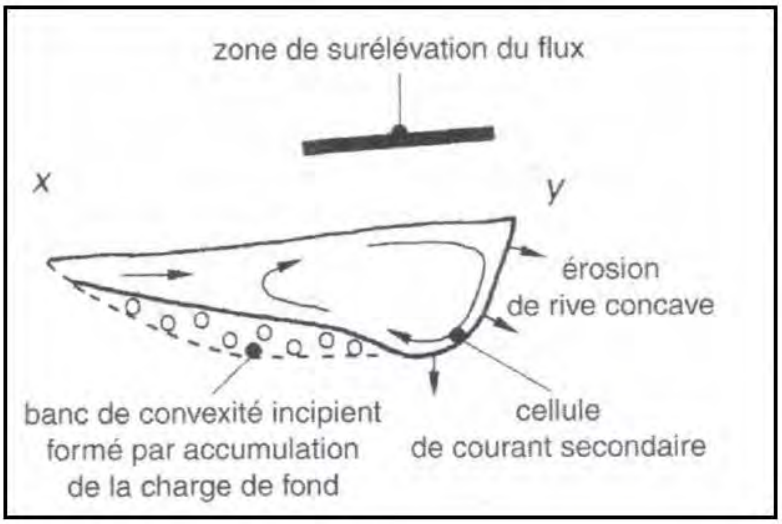


Figure 127. Création d'une mouille par accumulation en berge opposée (Bravard et Petit 2002)

Les berges les plus instables sont celles qui se situent en rive concave. Les panneaux de fond sont à l'origine de la sédimentation de la berge située à proximité. Mais ils sont également responsables de l'instabilité des berges situées à l'opposé par réajustement du chenal aux contraintes hydrauliques.

2.7 MORPHO-DYNAMIQUE DU GRAND RHONE

2.7.1 Présentation générale de la morpho-dynamique du Grand Rhône

Les données ci-dessous proviennent de l'étude morphodynamique réalisée par ARTELIA dans le cadre de l'étude du renforcement de la digue de Salin de Giraud.

Le Rhône dans sa partie avale (du PK 312 à l'embouchure) a été marqué par trois grandes étapes :

- Avant 1607, le Rhône dit « du Grand Passon » (voir carte géologique BRGM) ;
- Jusqu'en 1711, le Vieux Rhône ou Bras de Fer qui débouchait au Grau de la Dent ;
- Après 1711, par le tracé actuel, qui a connu encore des modifications plus locales dans sa partie terminale (voir carte géomorphologique du delta du Rhône ci-après).

Depuis, le tracé du fleuve a peu changé. Le 18ème et le 19ème siècle ont vu l'avancée progressive de l'embouchure. En 1896, le débouché au droit de Piémanson a été artificiellement détourné vers l'ouest vers l'embouchure actuelle pour limiter l'ensablement du golfe de Fos. La flèche de la Gracieuse s'est progressivement édifiée avec les apports sédimentaires du fleuve.

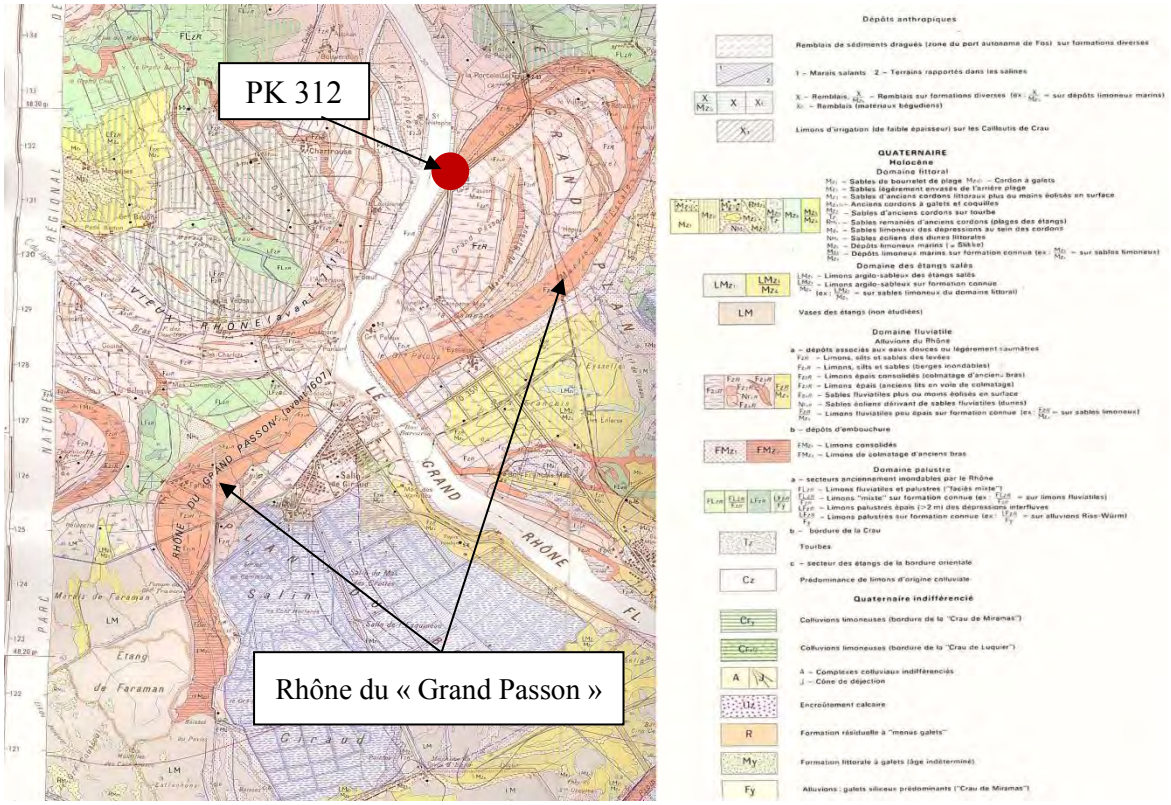


Figure 128. Carte géologique BRGM

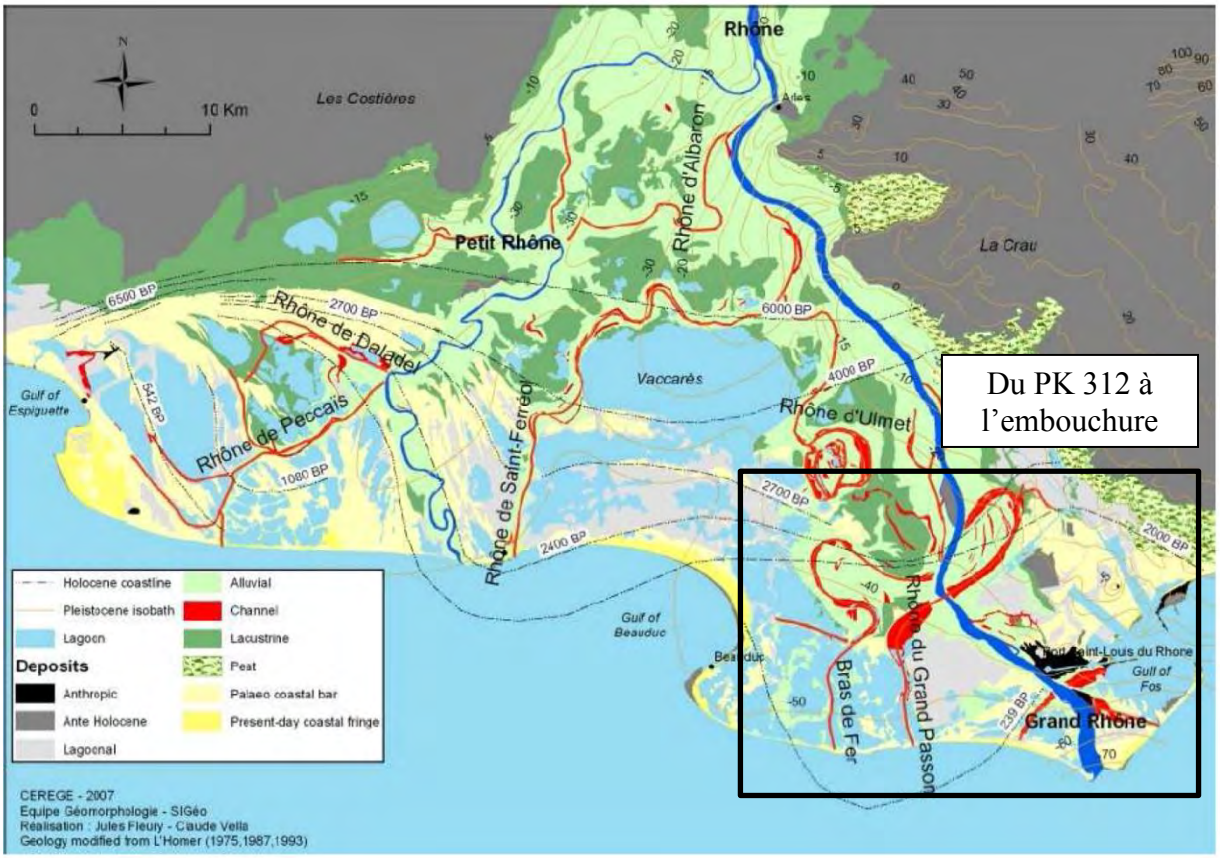


Figure 129. Carte géomorphologique du delta du Rhône (Arnaud- Fassetta)

2.7.2 Evolution en plan entre 1855 et 2007

Les évolutions en plan de 1855 à 1998 ont été étudiées en détail par Christelle Antonnelli dans sa thèse [M006]. Nous reprenons dans les quatre paragraphes suivants ses principales observations et conclusions relatives à ces différentes périodes.

Une synthèse de l'évolution en plan entre 1876 et 2007 est présentée dans le dernier paragraphe de cette section. Elle est basée sur l'exploitation de la superposition des cartes de 1876 et des prises de vue aériennes précises (FLIMAP, 2007).

a) Détail de la période 1855 à 1944

Le secteur d'Arles à la mer enregistre les plus fortes évolutions de largeur du chenal actif durant cette période, sans toutefois changer de style fluvial, qui reste à chenal unique faiblement sinueux.

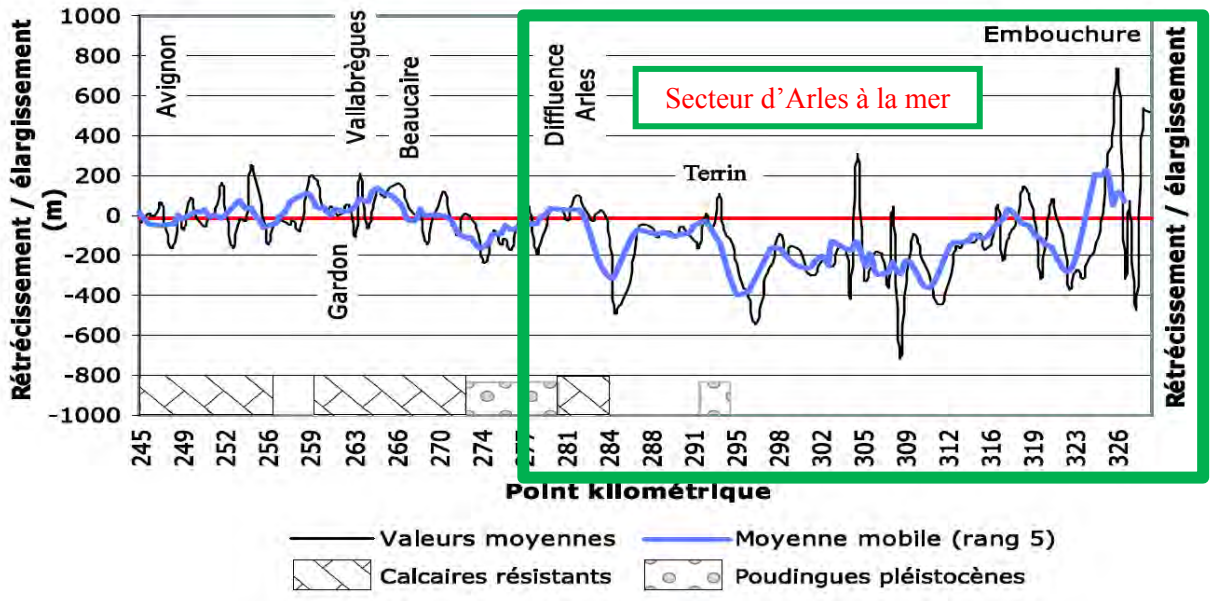


Figure 130. Evolution de la largeur du lit entre Avignon et la mer entre 1855 et 1944 (C. Antonelli 2002 [M006])

Le chenal passe de 597 mètres en 1855 à 467 mètres en 1944. Cette réduction de 167 mètres de la largeur moyenne (-1,88 m/an) masque la grande amplitude des valeurs qui oscillent de -713 m à + 313 m entre ces deux dates.

En effet, de la diffluence au PK 283,5 le chenal s'élargit de 21 mètres en moyenne. Cet élargissement qui s'effectue dans la traversée d'Arles, ne semble pas contraint par la lithologie locale (affleurement des calcaires résistants du rocher d'Arles).
Plus en aval, on note trois zones de contraction assez marquées : du PK 284 au PK 287, la réduction du chenal est liée à l'abandon d'un bras qui contournait un puissant banc actif sur la carte d'Etat-Major. De même, entre les PK 310 et 312, le rétrécissement du chenal actif (-55 %) est lié à la mise en place de l'île des Pilotes. En revanche, le rétrécissement constaté entre les PK 295 et 297 ne semble correspondre à aucune particularité géomorphologique ou lithologique même si elle est précédée du seuil de Terrin, située entre les PK 292,6 et 294,5.

Les bancs actifs présents dans le chenal de 1855 ont tous disparu. La plupart des bancs ont été évacués vers l'aval, contribuant à la progradation du trait de côte à l'embouchure (1500 m entre 1855 et 1944). D'autres ont été consolidés en îles (île de Saint-Pierre entre les PK 300 et 304, des Pilotes entre les PK 308 et 312 et de la Palissade au PK 325) du fait de l'aggradation sédimentaire et du développement de la ripisylve. Dans les secteurs soumis à réduction, on constate que le fleuve a tendance à se plaquer dans les rives concaves, ce qui contribue à augmenter le degré de sinuosité du chenal, bien que l'indice calculé ne varie presque pas (1,15 en 1855 et 1,16 en 1944). L'élargissement notable enregistré dans la partie la plus aval (+ 716 mètres au maximum) est dû à l'aménagement artificiel du Grau de Roustan, qui devient la seule embouchure du fleuve après 1890.

Le tableau suivant synthétise les vitesses moyenne de contraction mesurées sur les différents secteurs que nous venons de définir en proposant quelques découpages supplémentaires pour

des zones dont les modifications en plan n'étaient pas spectaculaires, mais dont les vitesses de contraction présentent une certaine originalité.

	Diffluence-Mer		
Zones	280,5-283,5	284-324,5	325-Embouchure
Vitesse[2]	+0,24 m/an	-2,07 m/an	+2,41 m/an
Vitesse de la section	**-1,54 m/an**		

Figure 131. Vitesses de contraction/expansion du chenal actif du Rhône de la diffluence à la mer entre 1855 et 1944. Source : Thèse Christelle Antonnelli [M006] (CEREGE 2002)

b) Détail de la période de 1944 à 1965/1970

La figure suivante présente l'évolution de la largeur du chenal entre ces deux dates depuis Avignon jusqu'à la mer.

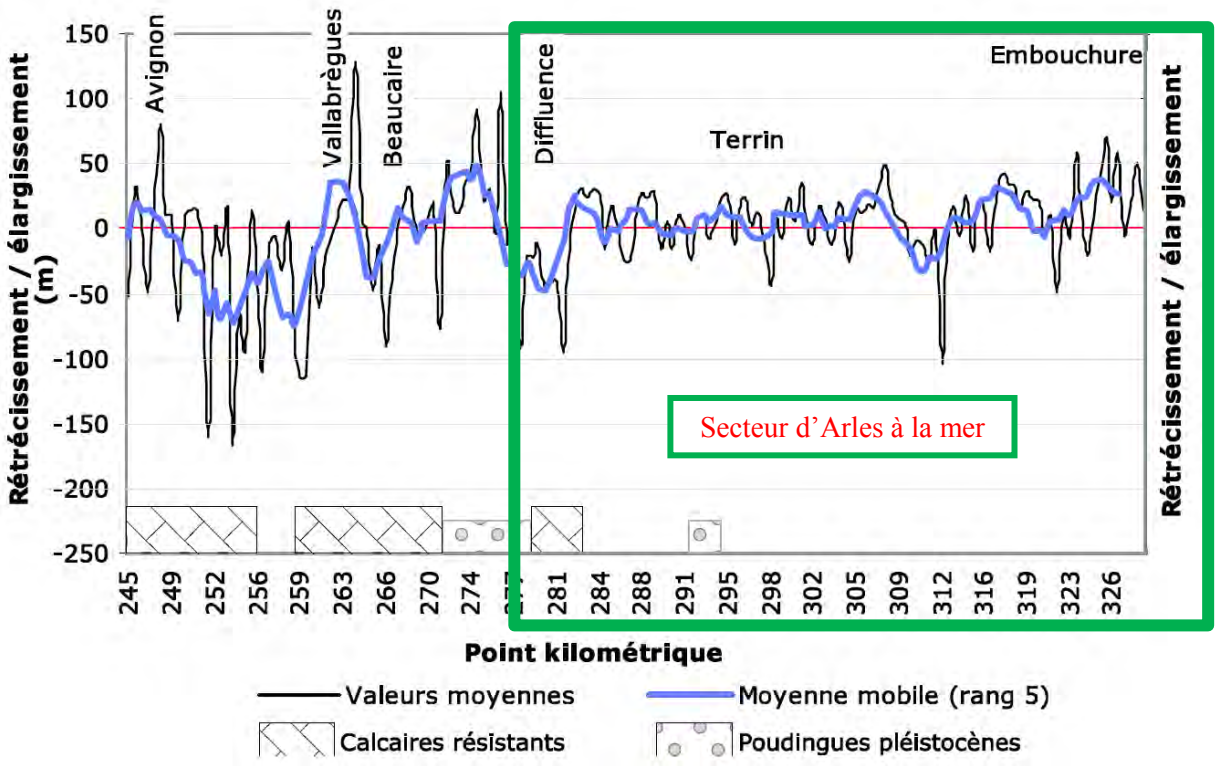


Figure 132. Evolution de la largeur du chenal de 1944 à 1965/70 d'Avignon à la mer. Source : Thèse Christelle Antonnelli [M006] (CEREGE 2002)

Au sud de la diffluence et jusqu'à l'embouchure, la largeur moyenne du chenal passe de 467 à 473 mètres, soit un accroissement moyen de 0,23 m/an entre 1944 et 1970. Mais cette tendance est en partie due à la disparition des bancs actifs probablement expulsés en mer (il n'en reste qu'un sur les 20 recensés en 1944) et à la réduction de la superficie des îles (-20 hectares au total) qui pourrait être liée au déstockage d'une partie de ces accumulations. En revanche, l'embouchure se stabilise et sa déviation vers le Sud-Est par l'édification d'une flèche sableuse montre que les dynamiques de la dérive littorale deviennent plus importantes

que celles de l'expulsion des sédiments fluviaux (Suanez, 1997 ; Sabatier, 2001). Le littoral devient « waves dominated », après avoir été pendant plusieurs siècles « fluvial dominated » (Sabatier, 2001).

c) Détail de la période de 1965/1970 à 1998

La figure suivante présente l'évolution de la largeur du chenal d'Avignon à la mer entre 1965/1970 et 1998. Le facteur essentiel de cette période réside dans la construction et la mise en service du barrage de Vallabrègues entre 1966 et 1970. Elle s'est accompagnée d'une série d'aménagements connexes tels la construction de digues et de canaux parallèles au canal de dérivation et au Vieux Rhône, la canalisation de la confluence Gardon-Rhône, l'enrochement des berges tout au long du canal d'amenée et du canal de fuite, etc….

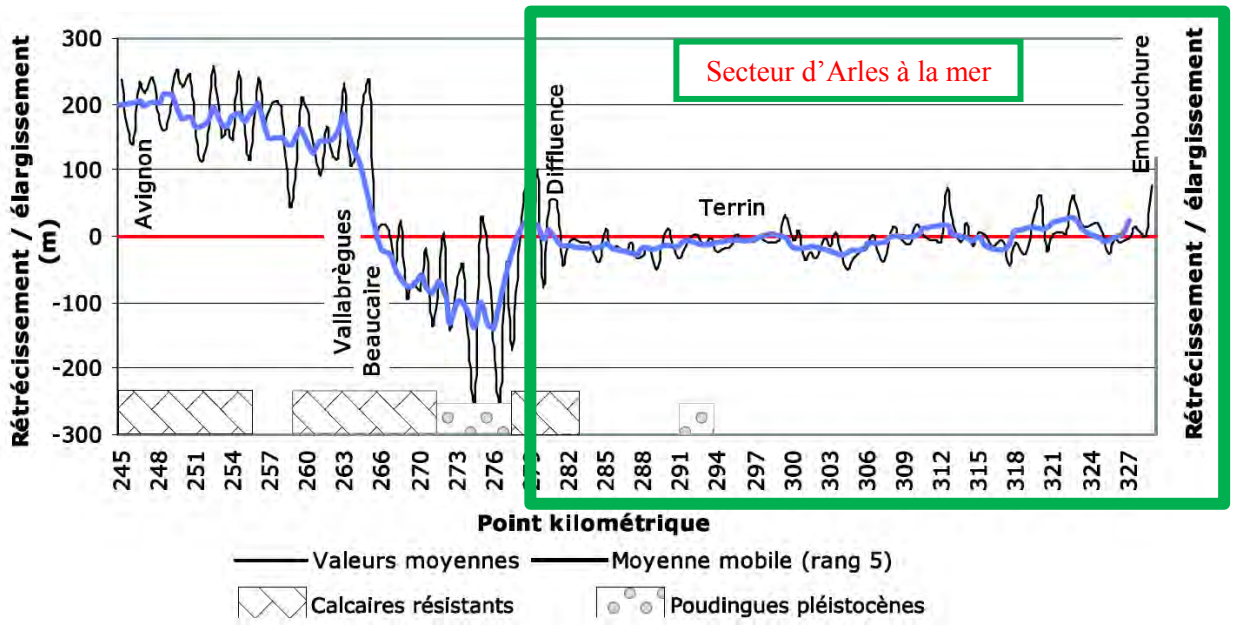


Figure 133. Evolution de la largeur du chenal de 1965-1970 à 1998 d'Avignon à la mer et de la moyenne mobile associée (rang 5). Source : Thèse Christelle Antonnelli [M006] (CEREGE 2002).

Sur le Grand Rhône, on constate que la tendance à l'élargissement, initiée entre 1944 et 1970, s'inverse puisque la largeur du chenal actif diminue de 471 à 466 mètres entre 1970 et 1998 (soit –0,18 m/an). On peut opposer la période 1970-1985 qui présente une contraction du chenal actif de -0,49 m/an en moyenne à la période 1985-1998 qui se caractérise par un élargissement du chenal au rythme moyen de 0,16 m/an. Ces chiffres situés dans la marge d'erreur de la mesure doivent cependant être pris avec précaution et démontrent au mieux la stabilité de la largeur du chenal sur ce secteur. En conclusion, on retiendra que l'évolution du chenal sur les 40 dernières années est essentiellement contrôlée par la mise en place du complexe hydroélectrique de Vallabrègues. Les impacts aval semblent cependant s'atténuer depuis une quinzaine d'années.

d) Conclusion des détails sur les périodes de 1855 à 1998

Des évolutions importantes ne touchent pas tous les secteurs selon la même intensité et les mêmes impacts. Alors que le secteur situé en amont du delta du Rhône semble être soumis à

une simplification de son style fluvial, dans le delta ce sont plutôt la contraction et la diminution du nombre d'îles et/ou de bancs qui dominent.

Au milieu du 20e siècle, le chenal du Grand Rhône poursuit sa contraction mais progresse également en mer (progradation de plus de 1 000 mètres).

A partir de 1944, jusqu'à la mise en place du barrage de Vallabrègues, les derniers bancs actifs présents dans le delta du Rhône disparaissent et les îles se fixent alors que l'embouchure, jusque-là en construction, semble passer sous domination des dynamiques marines.

Suite à la construction du barrage de Vallabrègues, les variations latérales du chenal dans le Delta sont très faibles, la largeur du chenal semble donc se stabiliser.

2.7.3 Synthèse de l'évolution en plan entre 1876 et 2007

La synthèse suivante est basée sur l'exploitation de la superposition des cartes de 1876 et des prises de vue aériennes précises (FLIMAP, 2007). Cette superposition a été effectuée par le service technique du SYMADREM. La précision du calage est estimée 5 à 10 m environ, selon les secteurs.

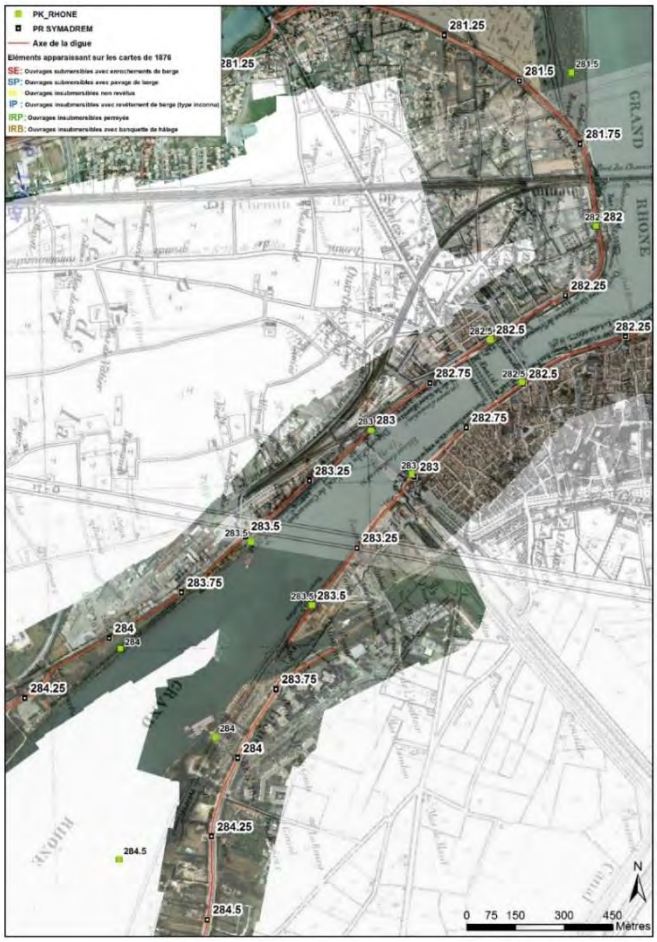


Figure 134. Exemple de superposition des cartes de 1876 et des prises de vue aériennes de 2007 en traversée d'Arles.

Différents termes ont été employés pour quantifier l'évolution entre 1876 et 2007 :

- Le terme stable signifie qu'il n'y a pas d'évolution notable entre 1876 et 2007 ;
- Le terme érosion signifie que la berge a été érodée ;
- Le terme accrétion signifie qu'il y a eu du dépôt. Cette accrétion peut-être quantifiée (accrétion de 30 m, par exemple). Cependant, il se peut qu'elle ne le soit pas. En effet, certaine prise de photo aérienne ne sont pas suffisamment éloignée de la berge pour pouvoir estimer l'accrétion ;
- Le terme indéfini signifie qu'il est impossible de déterminer s'il y a eu accrétion ou érosion, les prises de photo ne recoupant pas les cartes de 1876. Cependant, en utilisant d'autres images satellites, il est possible de conclure quant à l'évolution (accrétion, érosion, stabilité).

Les tableaux ci-dessous résument les observations ainsi faites à l'aide de la superposition.

Grand Rhône Rive Gauche

Tableau 48. Evolution en plan 1876-2007 - Rive gauche Grand Rhône PK 281,5 à 287

Grand Rhône Rive Gauche	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
281,5 – 283,75	stable	traversée d'Arles, de la diffluence jusqu'à l'embouquement du canal d'Arles à Fos	inférieure à 20 m (quais)
284	accrétion de 30 m	quartier de Barriol	supérieure à 20 m
284,25	accrétion de 75 m		
284,5 – 287	indéfini (accrétion)	indéfini en utilisant la superposition des cartes de 1876 et photos aériennes de 2007 (photo aérienne non suffisamment éloignée de la berge pour pouvoir qualifier l'évolution)	supérieure à 20 m

On constate à l'aide d'images satellites Google, qu'une ancienne île de 1876 ainsi que sa lône ont disparu et ont été remplacées par un espace végétalisé. On peut donc déduire qu'il y a eu de l'accrétion. Cette observation a également été effectuée par Christelle Antonnelli dans sa thèse [M006] (voir détail de la période de 1855 à 1944).

Tableau 49. Evolution en plan 1876-2007– Rive gauche Grand Rhône PK 287,25 à 288,75

Grand Rhône Rive Gauche	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
287,25 – 288,75	indéfini (stable)	indéfini en utilisant la superposition des cartes de 1876 et photos aériennes de 2007 (photo aérienne non suffisamment éloignée de la berge pour pouvoir qualifier l'évolution)	supérieure à 20 m

On constate à l'aide d'images satellites Google, qu'une île était présente au milieu du Rhône avec présence d'une lône. L'île a probablement été expulsée en mer (cf. détail de la période de 1944 à 1965/1970). La berge de l'ancienne lône n'a pour autant pas subit d'érosion ni d'accrétion, constituant ainsi la berge actuelle. On peut donc déduire que l'évolution des berges est stable, seule l'île a disparu.

Tableau 50. Evolution en plan 1876-2007 – Rive gauche Grand Rhône PK 289 à 299,25

Grand Rhône Rive Gauche	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
289 – 289,75	stable	aucun	supérieure à 20 m
289,75	érosion de 15 m	érosion ponctuelle	supérieure à 20 m
290	érosion de 10 m		
290,25	accrétion de 10 m	aucun	supérieure à 20 m
290,5 – 293	stable	aucun	inférieure à 20 m
293,25 – 294,75	stable	gestionnaire : Conseil Départemental des Bouches-du-Rhône	inférieure à 20 m
295 – 299,25	indéfini (accrétion)	indéfini en utilisant la superposition des cartes de 1876 et photos aériennes de 2007 (photo aérienne non suffisamment éloignée de la berge pour pouvoir qualifier l'évolution)	supérieure à 20 m

On constate sur les cartes de 1876 que des digues/épis de longueurs variables avaient été édifiés dans le fleuve créant ainsi des îles et des lônes (digues des bécasses, digues de Cannonge par exemple). A l'aide d'images satellites Google, on constate que les lônes ont été remplacées par des espaces végétalisés (ségonnal). On peut donc déduire qu'il y a eu de l'accrétion. Cette observation a également été effectuée du PK 295 au PK 297 (GRG) par Christelle Antonnelli dans sa thèse (CEREGE 2002) (voir détail de la période de 1855 à 1944).

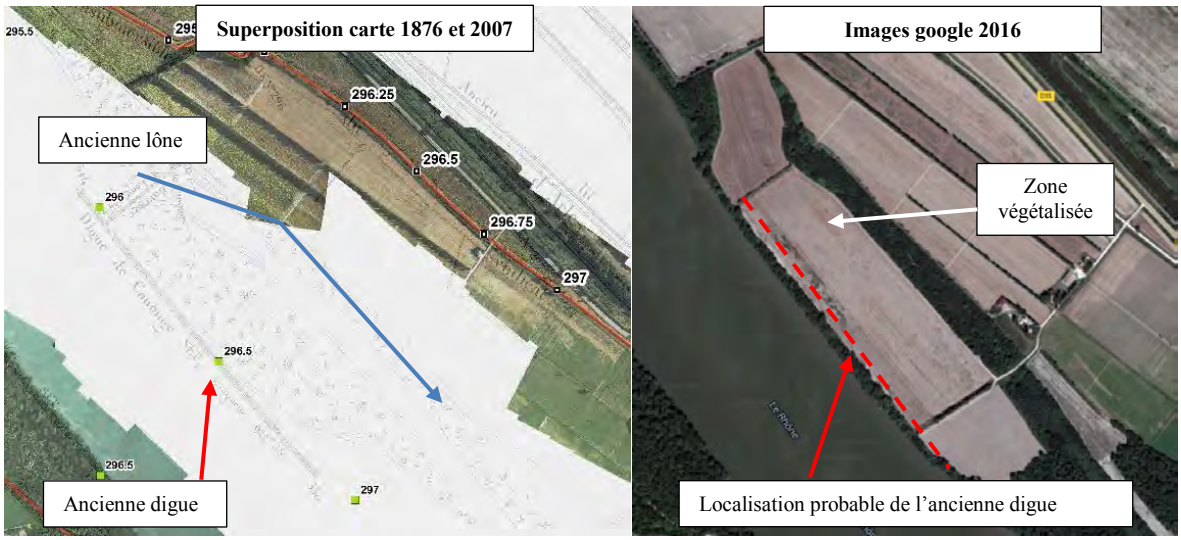


Figure 135. Evolution en plan PK 295 à 297 (GRG)

Tableau 51. Evolution en plan 1876-2007 – Rive gauche Grand Rhône PK 299,5 à 309,75

Grand Rhône Rive Gauche	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
299,5 – 300,25	stable	aucun	supérieure à 20 m
300,5 – 309,75	indéfini (accrétion)	indéfini en utilisant la superposition des cartes de 1876 et photos aériennes de 2007 (photo aérienne non suffisamment éloignée de la berge pour pouvoir qualifier l'évolution)	supérieure à 20 m

Comme vu précédemment, on constate sur les cartes de 1876 que des digues/épis de longueurs variables avaient été édifiés dans le fleuve, créant ainsi des îles et des lônes (digue de Saint-Pierre, digue de Mas Thibert etc…). A l'aide d'images satellites Google, on constate que les anciennes lônes ont été remplacés par des espaces végétalisés (ségonnal). Les îles présentent au milieu du Rhône ont quant à elles toutes disparues. On peut donc déduire qu'il y a eu de l'accrétion.

Tableau 52. Evolution en plan 1876-2007 – Rive gauche Grand Rhône PK 310 à 313

Grand Rhône Rive Gauche	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
310	érosion de 15 m	érosion linéaire	supérieure à 20 m
310,25	érosion de 30 m		
310,5 – 311	stable	ancienne digue de Parade	supérieure à 20 m et très localement inférieure à 20 m
311,25	érosion de 50 m	les érosions concernent d'anciens ouvrages présents dans le Rhône et non directement la berge (voir figure ci-dessous)	supérieure à 20 m
311,5	érosion de 75 m		
311,75	érosion de 100 m		
312	érosion de 20 m		
312,25	érosion de 20 m	érosion locale	inférieure à 20 m
312,5	érosion de 40 m	érosion locale d'un ancien épi (épi de Bramaire) confirmée visuellement lors de l'inspection des berges par voie nautique ; Idem disparition de l'ancien épi de Bramaire	inférieure à 20 m
312,75	stable	épi des pilotes L'épi des pilotes est toujours présent (vu lors de l'inspection visuelle des berges en mars 2015)	inférieure à 20 m
313	érosion de 20 m	érosion linéaire confirmée par l'inspection visuelle des berges en mars 2015	inférieure à 20 m

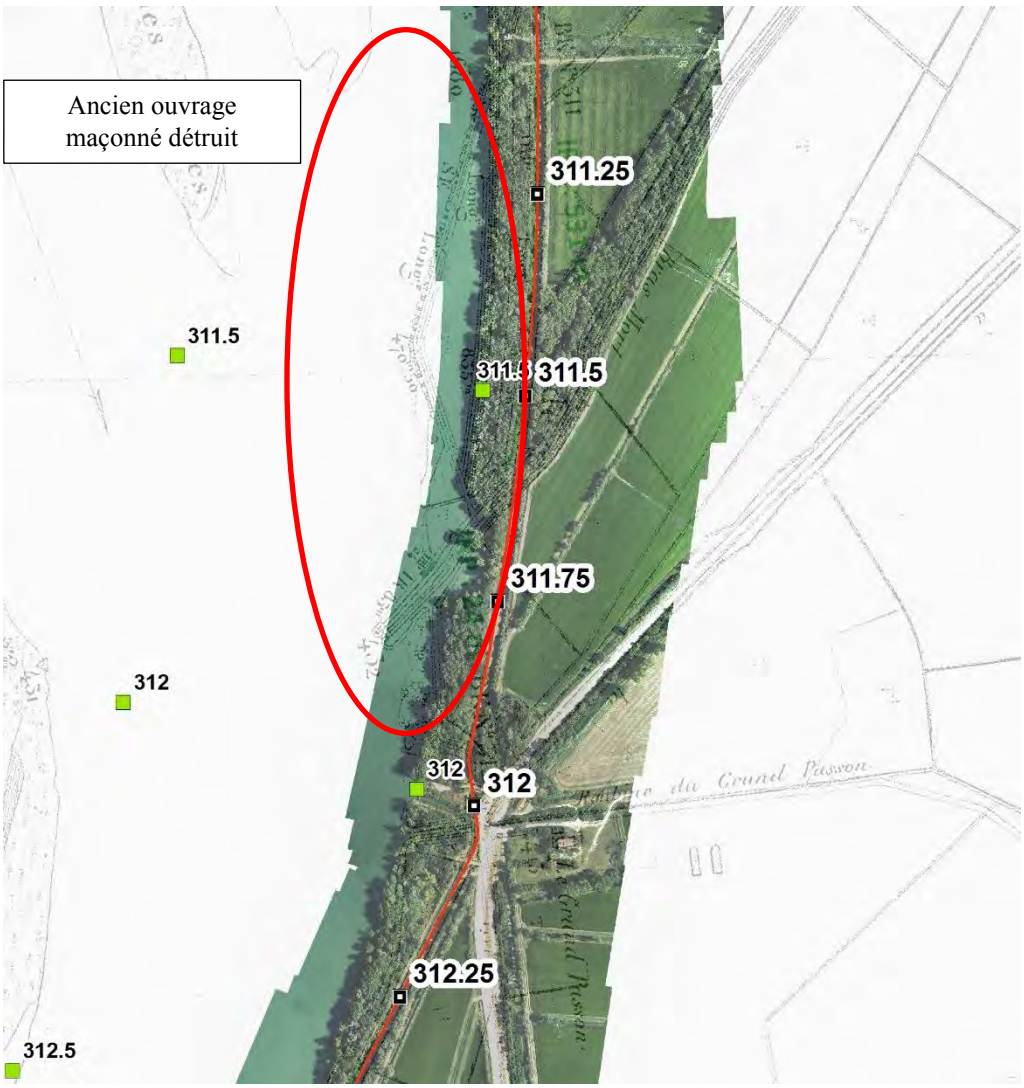


Figure 136. Evolution en plan - zoom entre les PK 311 et 312 (GRG)

Tableau 53. Evolution en plan 1876-2007 – Rive gauche Grand Rhône PK 313,25 à 322,25

Grand Rhône Rive Gauche	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
313,25 – 315,5	stable	malgré une évolution stable, des phénomènes d'érosion ont été constatés lors de l'inspection visuelle des berges par voie nautique	inférieure à 20 m
315,75 - 316	stable	aucun	supérieure à 20 m
316,25 – 316,5	indéfini	création du canal de navigation du Rhône au port de Fos sur Mer	aucun ségonnal
316,75 – 317,75	érosion de 10 m	des phénomènes d'érosion ont été constatés lors de l'inspection visuelle des berges par voie nautique	inférieure à 20 m
318	érosion de 20 m		
318,25 - 319	stable	aucun	supérieure à 20 m
319,25 – 322,25	indéfini (accrétion)	indéfini en utilisant la superposition des cartes de 1876 et photos aériennes de 2007 (photo aérienne non suffisamment éloignée de la berge pour pouvoir qualifier l'évolution)	supérieure à 20 m

On constate à l'aide d'images satellites Google, qu'une ancienne île de 1876 (île de François) a disparu et a été remplacée par un espace végétalisé. On peut donc déduire qu'il y a eu de l'accrétion.

Tableau 54. Evolution en plan 1876-2007 – Rive Gauche Grand Rhône PK 322,5 à 323,25

Grand Rhône Rive Gauche	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
322,5 – 323,25	stable	traversée de Port-Saint-Louis-Du-Rhône	inférieure à 20 m

Grand Rhône Rive Droite

Tableau 55. Evolution en plan 1876-2007 – Rive Droite Grand Rhône PK 281,5 - 286

Grand Rhône Rive Droite	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
281,5 – 284	stable	traversée d'Arles, de la diffluence jusqu'à l'embouquement du canal d'Arles à Fos	inférieure à 20 m (quais)
284 - 286	indéfini (accrétion)	indéfini en utilisant la superposition des cartes de 1876 et photos aériennes de 2007 (photo aérienne non suffisamment éloignée de la berge pour pouvoir qualifier l'évolution)	supérieure à 20 m (Ancienne Ile de la Cape)

On constate à l'aide d'images satellites Google, qu'une ancienne île de 1876 ainsi que sa lône (Ile de la Cape) ont disparu et ont été remplacées par un espace végétalisé. On peut donc déduire qu'il y a eu de l'accrétion.

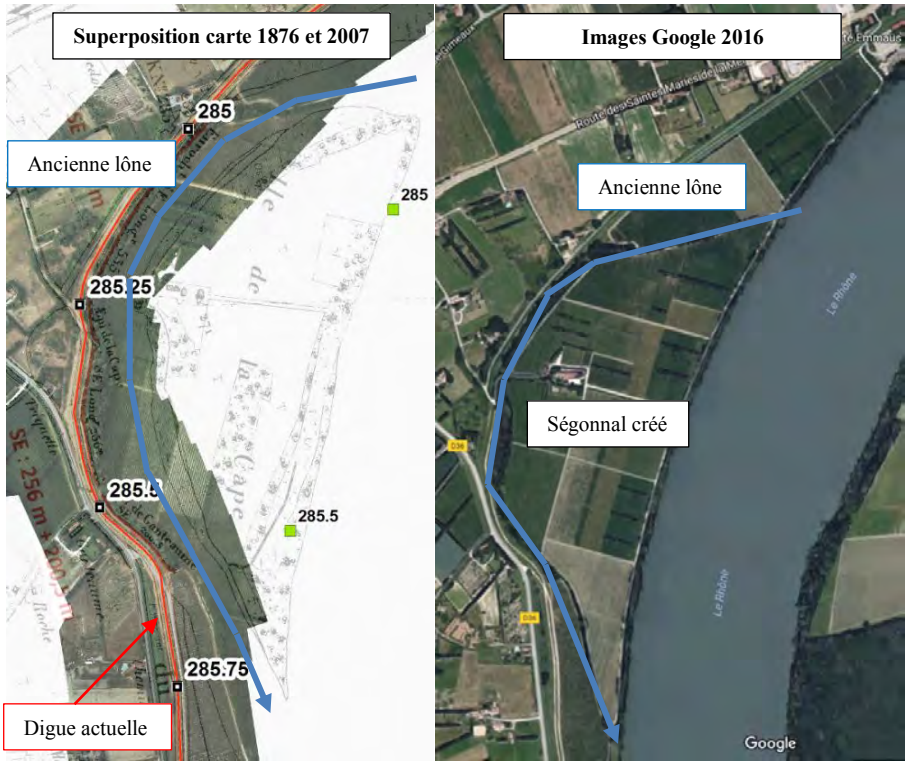


Figure 137. Evolution en plan PK 284 à 286 (GRD)

Tableau 56. Evolution en plan 1876-2007 – Rive Droite Grand Rhône PK 286 – 292,75

Grand Rhône Rive Droite	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
286 – 290,5	stable	aucun	inférieure à 20 m
290,5 - 291	accrétion de 10 m	grâce à d'anciens épis	supérieure à 20 m
291 – 292,75	accrétion de 50 m à 200 m	disparition d'une lône et création d'un ségonnal	supérieure à 20 m

On constate à l'aide d'images satellites Google, qu'une ancienne île de 1876 ainsi que sa lône (Ile de la Gabarre) ont disparu et ont été remplacées par un espace végétalisé. On peut donc déduire qu'il y a eu de l'accrétion. La superposition des cartes de 1876 et 2007 montrent également que l'ancienne île s'est translatée de 50 mètres environ vers l'Ouest. Il y a donc eu de l'érosion en même temps que la lône s'est comblée. L'inspection visuelle des berges n'a pas été effectuée sur ce secteur car le ségonnal est supérieur à 20 mètres. Cette probable érosion n'a donc pas été observée.

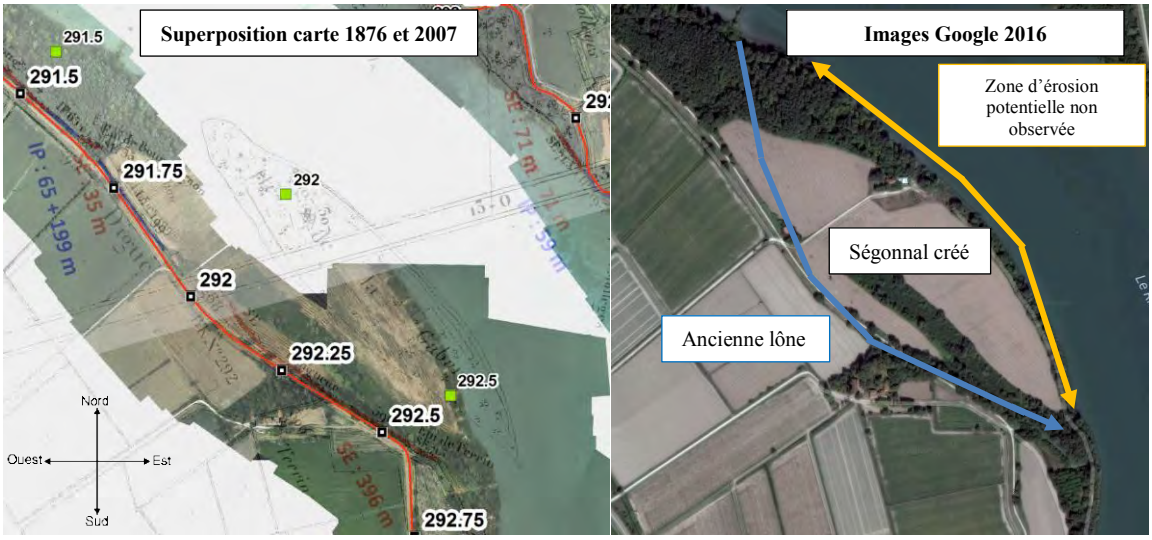


Figure 138. Evolution en plan PK 291 à 292,75 (GRD)

Tableau 57. Evolution en plan 1876-2007 – Rive Droite Grand Rhône PK 292,75 - 298

Grand Rhône Rive Droite	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
292,75 – 293,25	érosion de 30 m	aucun	supérieure à 20 m
293,25 – 296,5	stable	présence d'anciennes digues (Augéry, Beaujeu)	supérieure à 20 m
296,5 – 296,75	accrétion de 40 m	grâce à ancien épis de Beaujeu. De l'érosion est néanmoins constatée (inspection visuelle nautique)	supérieure à 20 m
296,75 – 297,25	érosion	voir remarques ci-	inférieure à 20 m

		dessous	
297,25 – 298	érosion	phénomène similaire que précédemment	inférieure à 20 m

En comparant la carte de 1876 et celle de 2007 on remarque que globalement, il y a eu de l'accrétion du PK 296,75 au PK 297,25 (GRD). Cet apport de matériau a été rendu possible par la création : d'une digue (en amont de cette zone), de l'épi de Beaujeu (au droit de cette zone) et de la digue de l'armellière (en aval de la zone). A l'heure actuelle, on peut dire que cette accrétion n'a plus lieu et qu'un phénomène d'érosion est en cours. On note la présence d'arbres anciens au droit des zones érodées, ce qui suggère qu'à une époque la zone disposée de matériaux permettant leur pousse. Cf. illustration ci-dessous.

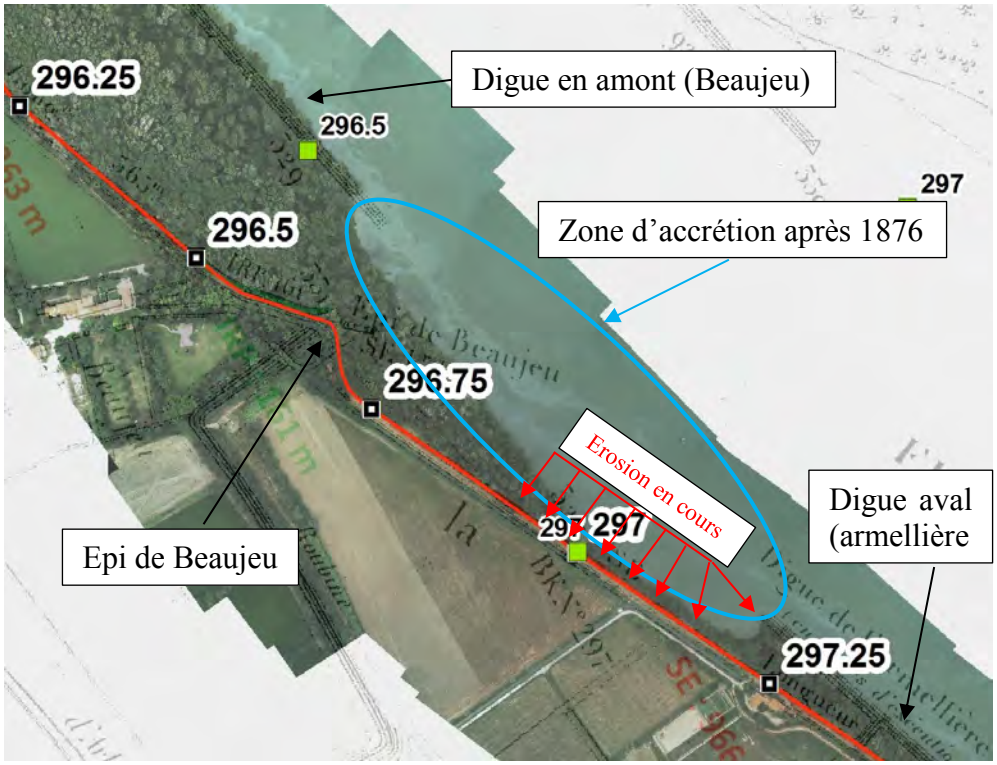


Figure 139. Illustration de l'évolution en plan PK 296,75 à 297,25 (GRD)



Figure 140. Zone d'érosion au droit du PK 297 (GRD)

Tableau 58. Evolution en plan 1876-2007 – Rive Droite Grand Rhône PK 298 – 303,75

Grand Rhône Rive Droite	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
298 – 301,5	accrétion de 50 à 200 m	grâce à la création de « la digue de Giraud »	supérieure à 20 m
301,5 – 303,75	stable	présence d'érosion ponctuelle GRD 301,7	inférieure à 20 m (GRD 301,5 – 302) supérieure à 20 m (GRD 302 – 303,75)

On constate à l'aide d'images satellites Google, qu'une île était présente au milieu du Rhône avec présence d'une lône entre le PK 300,5 et 301. L'île a probablement été expulsée en mer (cf. détail de la période de 1944 à 1965/1970).

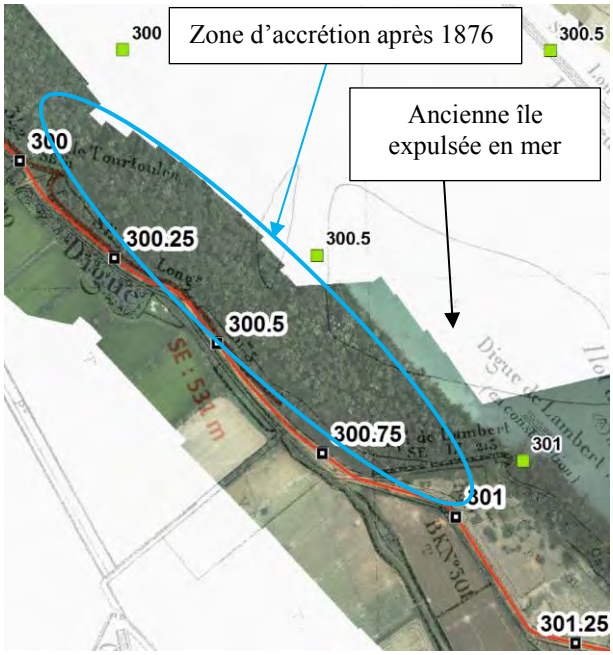


Figure 141. Ile expulsée en mer PK 300,5 - 301 (GRD)

Tableau 59. Evolution en plan 1876-2007 – Rive Droite Grand Rhône PK 303,75 – 313,75

Grand Rhône Rive Droite	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
303,75 – 305,5	accrétion de 50 à 200 m	grâce à la création de « la digue du mouton »	supérieure à 20 m
305,5 – 307,25	érosion de 30 à 75 m	aucun	inférieure à 20 m
307,25 – 313,75	accrétion (indéfini)	indéfini en utilisant la superposition des cartes de 1876 et photos aériennes de 2007 (photo aérienne non suffisamment éloignée de la berge pour qualifier l'évolution)	supérieure à 20 m

On constate à l'aide d'images satellites Google, que de nombreuses anciennes îles de 1876 ainsi que leurs lônes ont disparu et ont été remplacées par un espace végétalisé. On peut donc déduire qu'il y a eu de l'accrétion. Cette observation a également été effectuée par Christelle Antonnelli dans sa thèse (CEREGE 2002) (voir détail de la période de 1855 à 1944).

Tableau 60. Evolution en plan 1876-2007 – Rive Droite Grand Rhône PK 313,75 - 318

Grand Rhône Rive Droite	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
313,75 - 315	érosion de 40 à 90 m	aucun	inférieure à 20 m
315 - 317	stable	aucun	inférieure à 20 m
317 – 317,5	accrétion de 70 m	aucun	supérieure à 20 m
317,5 – 318	accrétion de 20 m	érosion en cours (voir ci-dessous)	inférieure à 20 m

En utilisant la superposition des cartes de 1876 et des photos aériennes de 2007, on constate qu'il y a une de l'accrétion (20 mètre environ). Cependant, l'inspection visuelle par voie nautique de mars 2015 montre qu'actuellement le secteur subit des phénomènes d'érosion.

Tableau 61. Evolution en plan 1876-2007 – Rive Droite Grand Rhône PK 318 – 323,5

Grand Rhône Rive Droite	Evolution	Commentaires	Largeur du ségonnal
318 – 318,25	stable	aucun	inférieure à 20 m
318,25 – 320,25	érosion de 15 à 40 m	aucun	supérieure à 20 m (GRD 319 – 319,5) sinon inférieure à 20 m
320,25 - 321	stable	aucun	inférieure à 20 m
321 – 322,5	érosion de 15 à 140 m	aucun	inférieure à 20 m
322,5 – 323,5	érosion de 10 m	aucun	supérieure à 20 m



Figure 142. Zone d'érosion importante PK 321 – 322,5 (GRD)

2.7.4 Evolution du profil en long entre 1876 et 2007

Les modifications observées en 2D (surfaces) depuis une cinquantaine d'années sont modestes, comme nous venons de le voir. On peut se demander si cette stabilité apparente ne s'accompagne pas d'approfondissement du chenal. Les évolutions de profil en long suivantes ont été analysées par Christelle Antonelli dans sa thèse (CEREGE 2002) [M006] et par le service hydraulique de SAFEGE Environnement [M013] dont les données principales sont extraites de la thèse de Gilles ARNAUD-Fassetta [M005]. Les commentaires ci-dessous sont issus de ces diverses sources.

a) Evolution du profil en long entre 1907 et 1967

Les graphiques suivants précisent les profils longitudinaux du Grand Rhône, ainsi que leur évolution dans le temps entre 1907 et 1967.

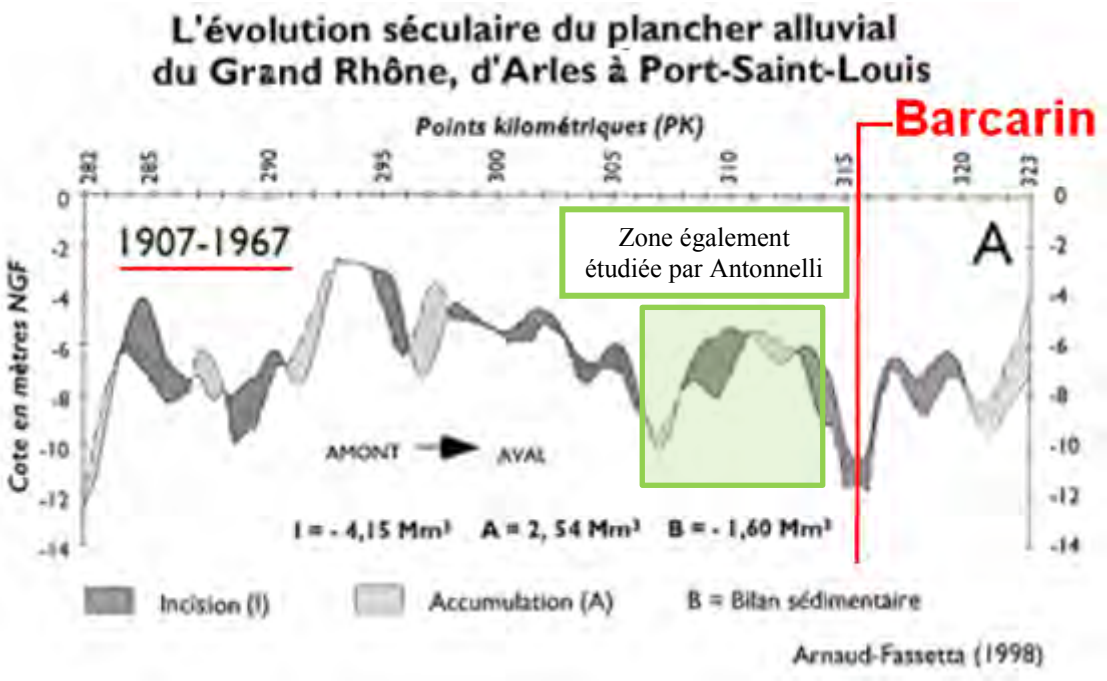


Figure 143. Evolution séculaire du plancher alluvial du Rhône (Source : Synthèse de Thèse : Quatre mille ans d'histoire Hydrologique dans le Delta du Rhône – Gilles ARNAUD-FASSETTA – 2000 – Edition GRAFIGEO)

Le Grand Rhône est caractérisé par une succession de seuils et de mouilles. On constate que l'érosion affecte plutôt les seuils que les mouilles.

Dans sa thèse, Christelle Antonnelli a également étudié l'évolution du profil en long entre les dates 1908 et 1965, mais seulement entre les PK 306 et 314 (zone verte dans le graphique précédent). La figure suivante représente les valeurs d'incision moyenne calculées en fonction de leur localisation sur le profil en long de 1908 (Talweg).

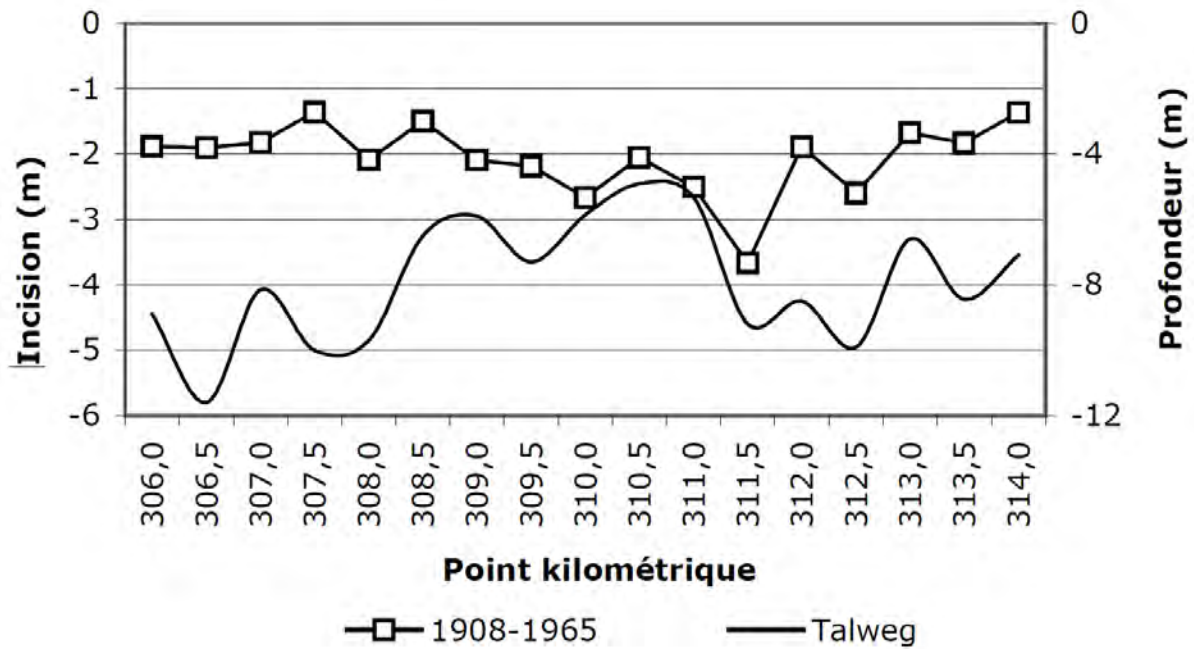


Figure 144. Distribution spatiale de l'incision moyenne mesurée sur le site aval du Grand Rhône entre 1908 et 1965 (Talweg de 1908) (source CEREGE 2002 / C. Antonelli)

La comparaison des profils de 1908 et de 1965 met en évidence une incision moyenne de 2,06 mètres, comprise entre 1,36 et 3,67 mètres en moyenne du PK 306 au PK 314. Les valeurs d'incisions observées par Antonneli sont légèrement différentes de celles de Fassetta. De plus, Antonelli ne retrouve pas une zone d'accumulation franche comme a pu le montré Fassetta. Cette différence est probablement due à la légère différence d'espace temporel (1907/1967 pour Fassetta et 1908/1965 pour Antonelli). Cependant, le phénomène d'incision est bien omniprésent.

La figure ci-dessous, réalisée du PK 306 au PK 314 permet de visualiser les variations latérales des phénomènes d'incision-accumulation affectant les profils en travers étudiés.

Elle permet de constater qu'à l'échelle du profil en travers, les mouvements verticaux peuvent être localement plus importants que la moyenne calculée. Par exemple, l'incision moyenne mesurée dans le chenal du profil PK 311,5 (encadré rouge ci-dessous) est de 3,66 mètres alors que l'incision maximale sur ce même profil est de 15,1 mètres et que l'accumulation, certes très locale, atteint 2,65 mètres.

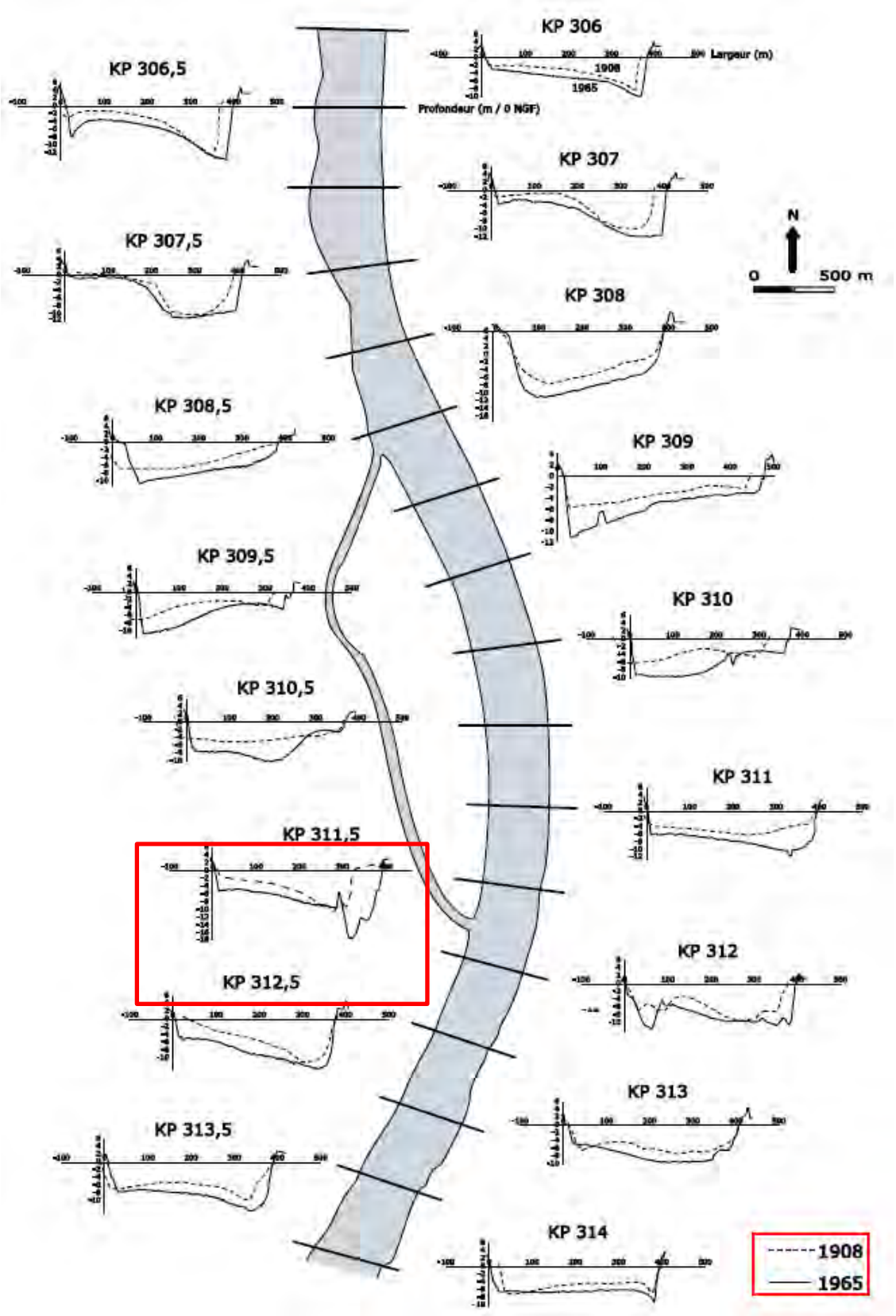


Figure 145. Mise en évidence de la variabilité latérale et longitudinale des processus d'incision/accumulation observés entre 1908 et 1965 sur le secteur aval du Grand Rhône. (source CEREGE 2002 / C. Antonelli)

b) Evolution du profil en long entre 1964 et 1999

Dans sa thèse, Christelle Antonnelli a également étudié l'évolution du profil en long entre les dates 1964 et 1999 du PK 292 au PK 296 et du PK 306 au PK 314.

- **Secteur PK 292 au PK 296**

La superposition des profils de 1964 et de 1999 permet de mesurer une incision moyenne de 0,42 mètre du PK 292 au PK 296. Cette moyenne est cependant comprise entre une valeur maximale d'incision de 1,08 mètre (PK 294,8) et une valeur maximale d'accumulation de 0,17 mètre (PK 293,3). La figure suivante représente l'évolution spatiale de ces valeurs. D'une manière générale, on constate que l'incision est plus marquée sur la partie amont entre les PK 292 et 292,6 et sur la partie aval du PK 294,5 au PK 296. La partie centrale, qui correspond au seuil de Terrin est peu affectée par l'incision entre ces deux dates. Au contraire, on constate par endroit une légère tendance à l'accrétion (comprise entre 3 et 17 centimètres).

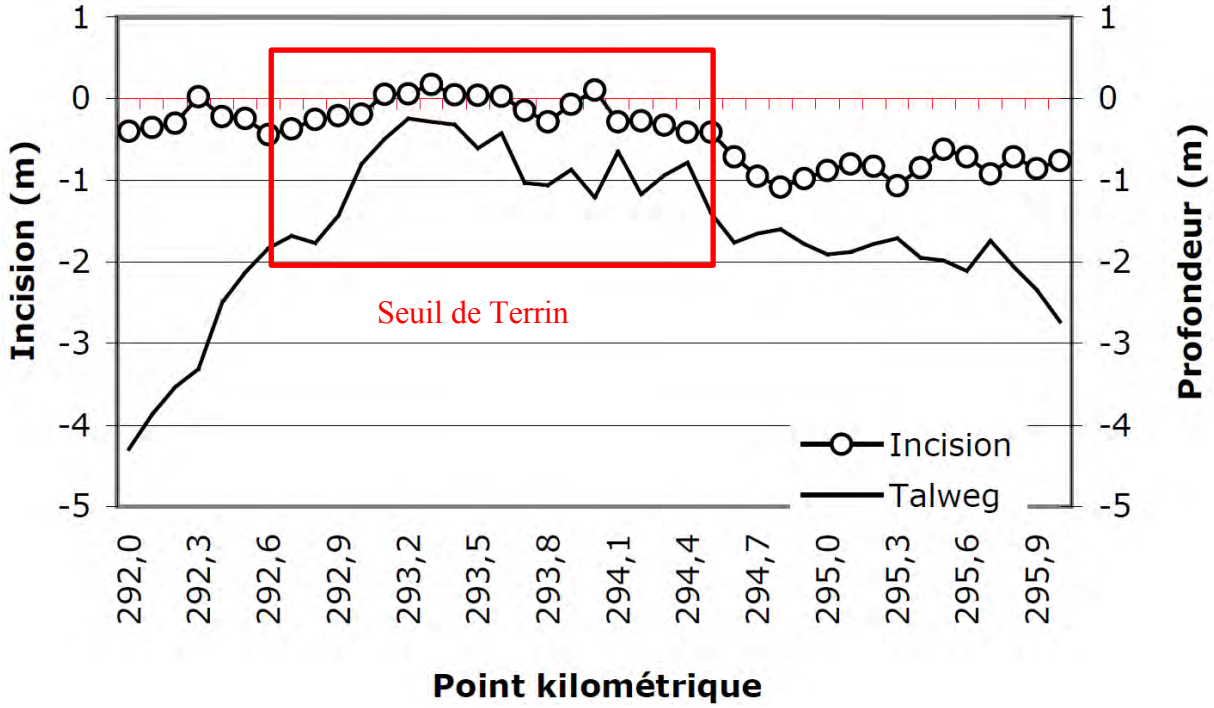


Figure 146. Evolution de l'incision mesurée entre 1964 et 1999 sur le profil en long du PK 292 au PK 296 du Grand Rhône. (source CEREGE 2002 / C. Antonelli)

Une campagne intermédiaire a été levée en 1986 et permet de détailler plus précisément l'évolution sur ce secteur en opposant une période hydrologique sans grandes crues (entre 1965 et 1986, pas d'événements supérieurs à 7 500 m³/s à Beaucaire) à une période plus active qui a enregistré le passage de 4 crues supérieures à 7 500 m³/s entre 1986 et 1999. On retiendra que ce secteur (PK 292 au PK 296) enregistre une incision du chenal durant les 35 dernières années du 20ème siècle. Toutefois, les ajustements verticaux qui s'y produisent sont variables dans l'espace et dans le temps : d'une part, le seuil est moins affecté par l'incision que les mouilles qui l'encadrent, quelle que soit la période examinée. D'autre part, les taux d'incision semblent s'atténuer, voire localement s'inverser durant la période la plus récente

(1986-1999) : les valeurs moyennes mesurées sur l'ensemble du secteur passent de –1,58 cm/an entre 1964 et 1986 à -0,5 cm/an entre 1986 et 1999.

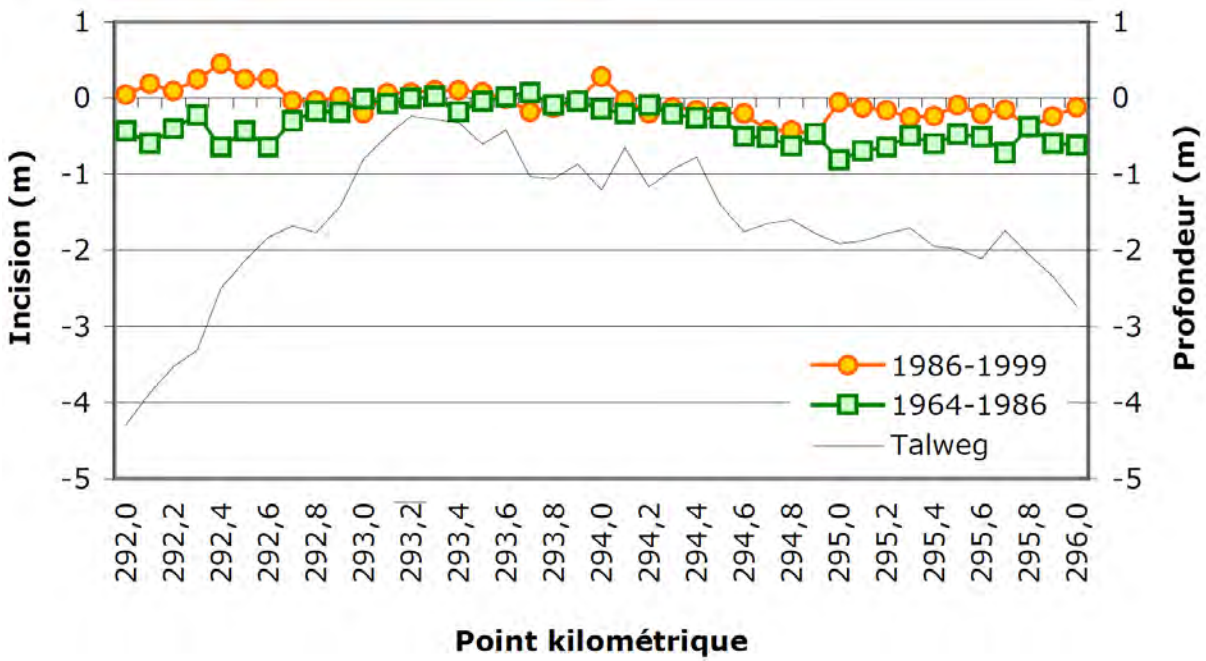


Figure 147. Evolution de l'incision moyenne mesurée sur les profils en travers entre 1964 et 1986 et entre 1986 et 1999. (source CEREGE 2002 / C. Antonelli)

Cependant, ces évaluations doivent être nuancées, en prenant en compte les déroctages effectués pour l'approfondissement du chenal de navigation, imposés par l'évolution des normes européennes du gabarit des péniches.

- **<u>Secteur PK 306 au PK 314</u>**

L'évolution du profil en long entre les dates 1965 et 1999 du PK 306 au PK 314 est donnée dans le graphique ci-dessous.

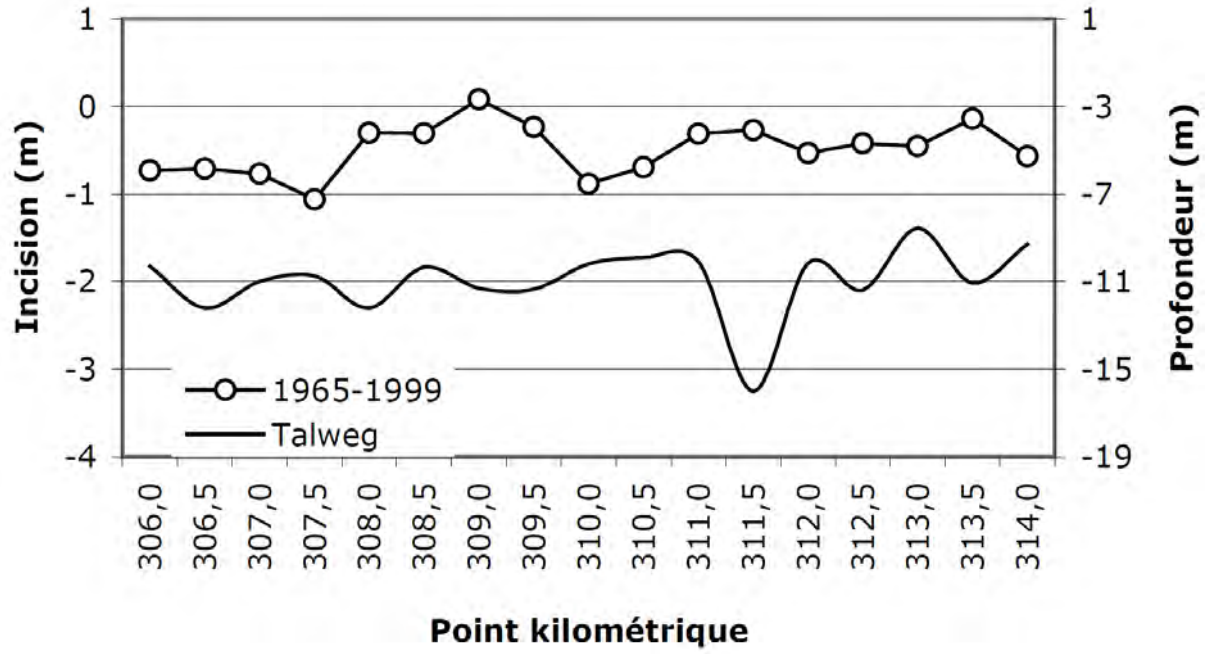


Figure 148. Distribution spatiale de l'incision moyenne mesurée sur le site aval du Grand Rhône entre 1965 et 1999. (source CEREGE 2002 / C. Antonelli)

La superposition des profils levés en 1965 et en 1999 permet de mesurer une incision moyenne sur le secteur de 0,48 mètre (soit 1,43 cm/an) comprise entre –1,05 mètre (PK 307,5) et + 0,08 mètre (PK 309). La distribution spatiale précédemment exposée ne met en évidence aucune organisation de l'incision sur ce secteur. On constate également qu'il enregistre une incision plus importante que le secteur plus en amont, au droit du seuil de Terrin.

Des levés ont été effectués par la CNR en 1999. Ces levés ayant été réalisées dans l'axe du chenal, il se peut que les plus profondes mouilles ne soient pas représentées. Les deux figures ci-dessous présentent ces levées selon deux axes : la profondeur (en m), et la côté (en m NGF).

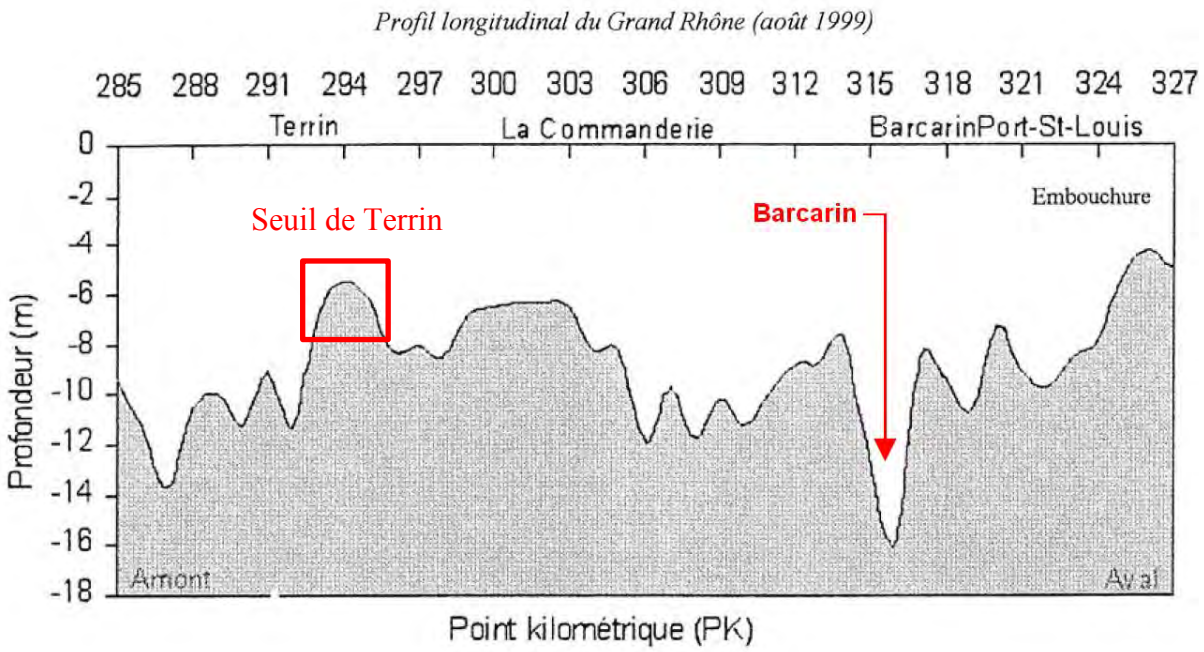


Figure 149. D'après levés bathymétriques (profondeur en mètre) CNR 1999 – Axe du Chenal

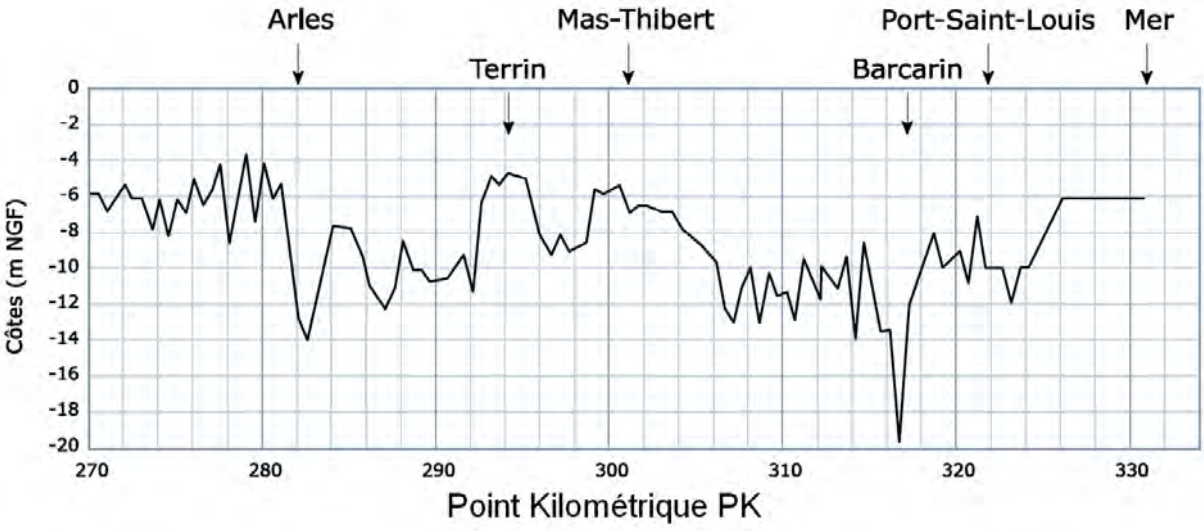


Figure 150. Données CNR (côte en m NGF) – Axe du Chenal

En conclusion, on constate une incision chronique des planchers alluviaux du Grand Rhône. Les équipements mis en place dans le bassin versant et le delta (barrage de Vallabrègues, déroctage, etc.) ont contribué à une modification notable du transit sédimentaire et de la morphologie des lits fluviaux (Bravard 1994, Landon et Pigay, 1994), ayant pour conséquence la réduction de la charge alluviale et l'incision constatée. Cette incision constitue une des origines des dégradations (sapements et affouillements) de berges et de pied de digues, notamment en l'absence de ségonal.

2.7.5 Impact des crues de 2002 et de la crue de 2003 sur le Rhône et Grand Rhône

Selon différents experts, un transport solide intense a eu lieu durant la crue de décembre 2003, en mobilisant les fonds lors de cet événement. La bathymétrie des fonds a ainsi évolué de manière significative par endroits.

L'évolution bathymétrique des fonds entre 2002 et 2007 a pu être estimée sur le Rhône et le Grand Rhône à partir des données bathymétriques CNR de 1999 et 2006 :

- Sur le Grand Rhône, les fonds sont constitués de seuils et de mouilles, les seuils restant stables et les mouilles se creusant depuis 5 ans. Ce phénomène de décaissement est particulièrement visible en aval du seuil de Terrin ;
- Dans le Rhône, comme pour le Grand Rhône, les seuils sont restés stables et les mouilles se sont plus ou moins enfoncées.

Les évolutions bathymétriques entre 1999 et 2006 sont précisées dans la figure suivante.

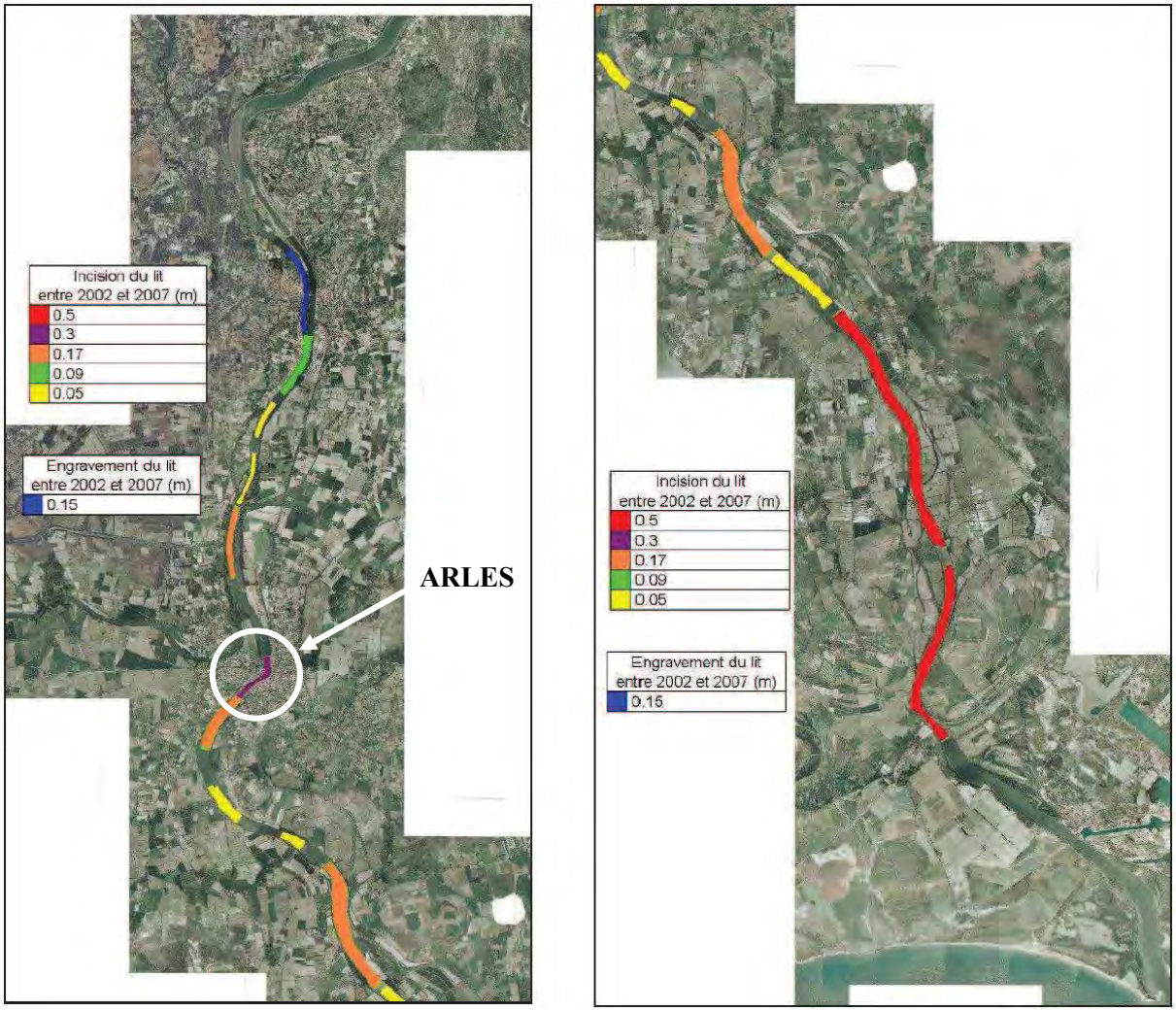


Figure 151. Evolution bathymétrique du Rhône et du Grand Rhône entre 2002 et 2007 (Etude de calage [K100]

2.7.6 Comparaison des bathymétries 1999 et 2006 au droit des zones à enjeux

Des levés bathymétriques ont été effectués en 1999 et 2006 par la CNR sur le Grand Rhône. Seulement les zones à enjeux, dont le ségonnal est inférieur à 20 mètres, ont été étudiées dans la présente étude. Ces zones à enjeux figurent dans le tableau ci-dessous.

Tableau 62. Comparaison bathymétrique au droit des zones à enjeux

Grand Rhône Rive Gauche (GRG)	
Nom du tronçon	**PK début – PK fin**
a) Mas de la ville – Grand Mollégès	290,5 – 292,5
b) Raccordement RD 35	293
c) Grand Passon – Canal du Rhône à Fos	312 – 315,5
d) Barcarin – Bois François	317 – 318,5
Grand Rhône Rive Droite (GRD)	
e) Triquette – Petite Montlong	286 – 288,9
f) Petite Montlong – Fort de Pâques	288,9 – 290,5
g) Aube de Bouic	297 – 298
h) Tour du Cazeau	301,5 – 302
i) Commanderie – Petit Patis	306 – 307,5
j) Amérique – Chamone	314 – 315
k) Petit Peloux – Barcarin	315,5 – 317
l) Ancien bac ferroviaire – Esquineau	317,5 – 319
m) Esquineau – RD 36d	319,5 – 322,5

Grand Rhône Rive Gauche

a) Mas de la ville – Grand Mollégès (Grand Rhône Rive Gauche PK 290,5 au PK 292,5)

On constate principalement que les mouilles ont été approfondies. Ces mouilles ont tendance à se situer sur la rive gauche du Grand Rhône car le fleuve présente un extrados léger sur ce secteur. Le phénomène d'approfondissement de ces mouilles est important du PK 292 au PK 292,300 avec des variations de profondeur de 1 à 2 m.

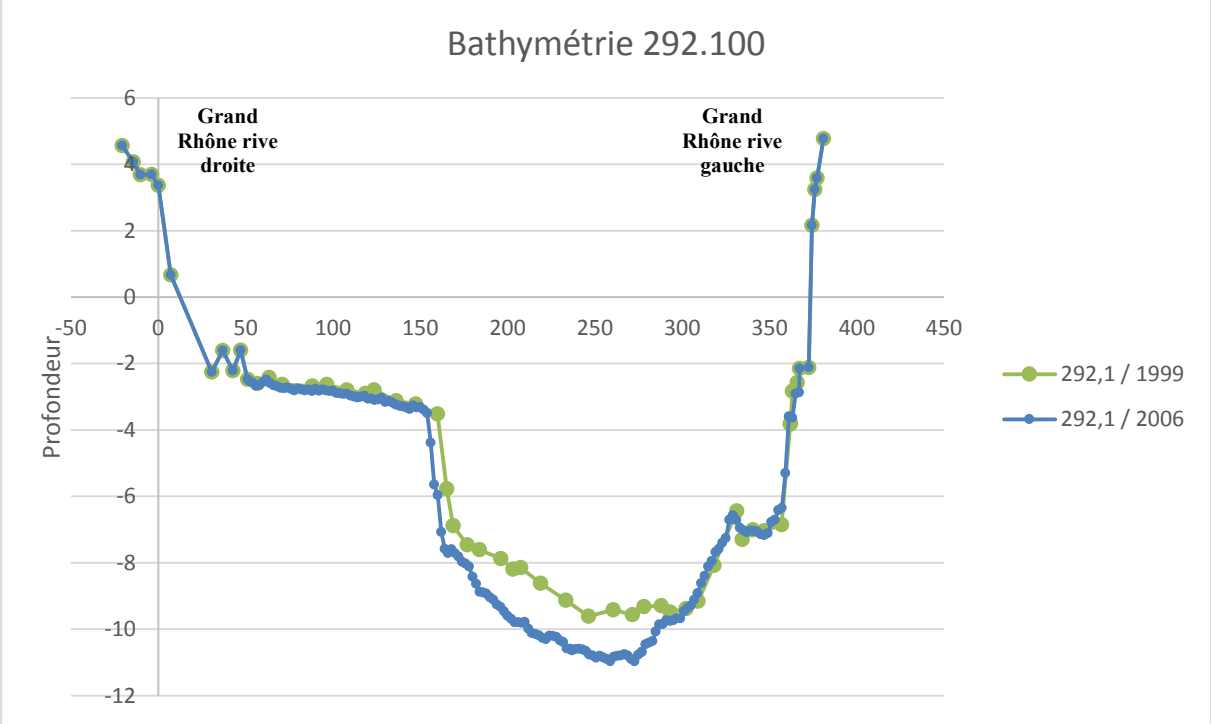


Figure 152. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 292,1

Les fonds de la rive droite ont, quant à eux, tendance à se stabiliser, sauf très localement où le pied de berge a été érodé, comme par exemple au PK 290,800.

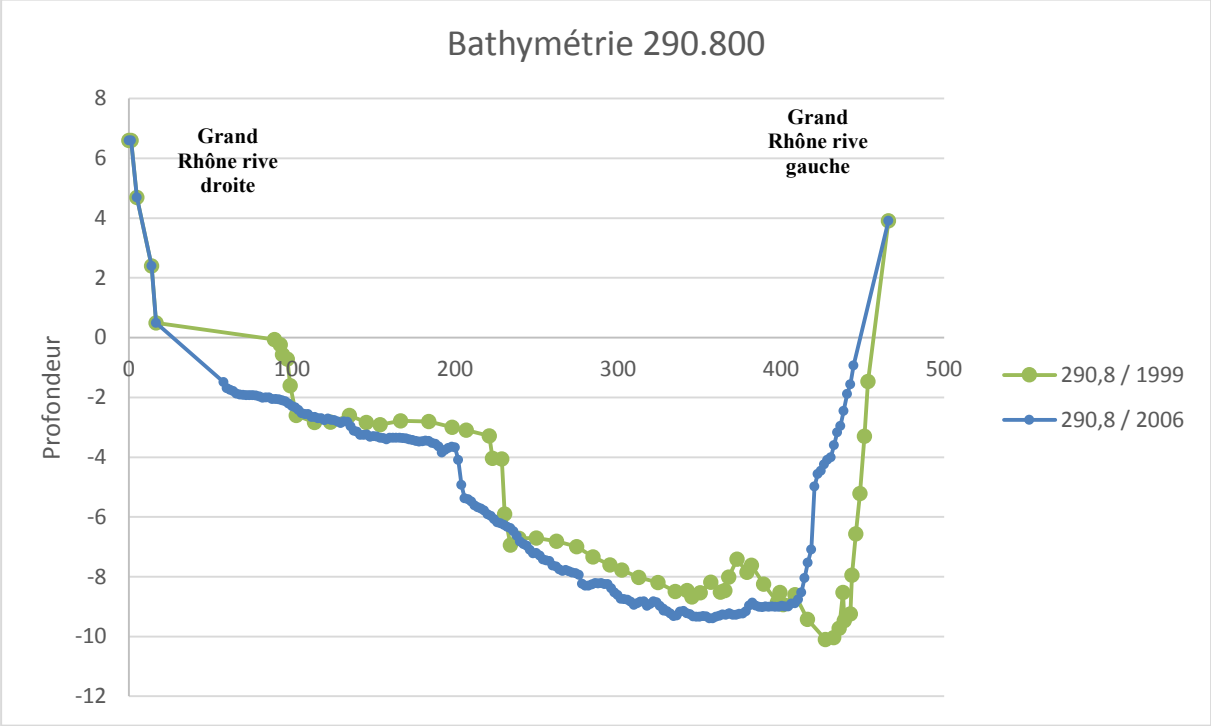


Figure 153. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 290,800

Concernant les pentes des berges, on constate quelques singularités. Elles sont exposées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 63. Synthèse PK 290,6 à 292,5

PK	Commentaire
290,6	Destruction de la pente du pied de berge rive gauche : 20 m en tête (voir graphique ci-dessous)
290,8	Diminution de la pente du pied de berge en rive gauche
291	Erosion du pied de berge avec approfondissement de 2 m semblable à une faille
292,4	Elargissement du fond de la mouille d'environ 5 m
292,5	Elargissement du fond de la mouille d'environ 15 m (voir graphique ci-dessous)

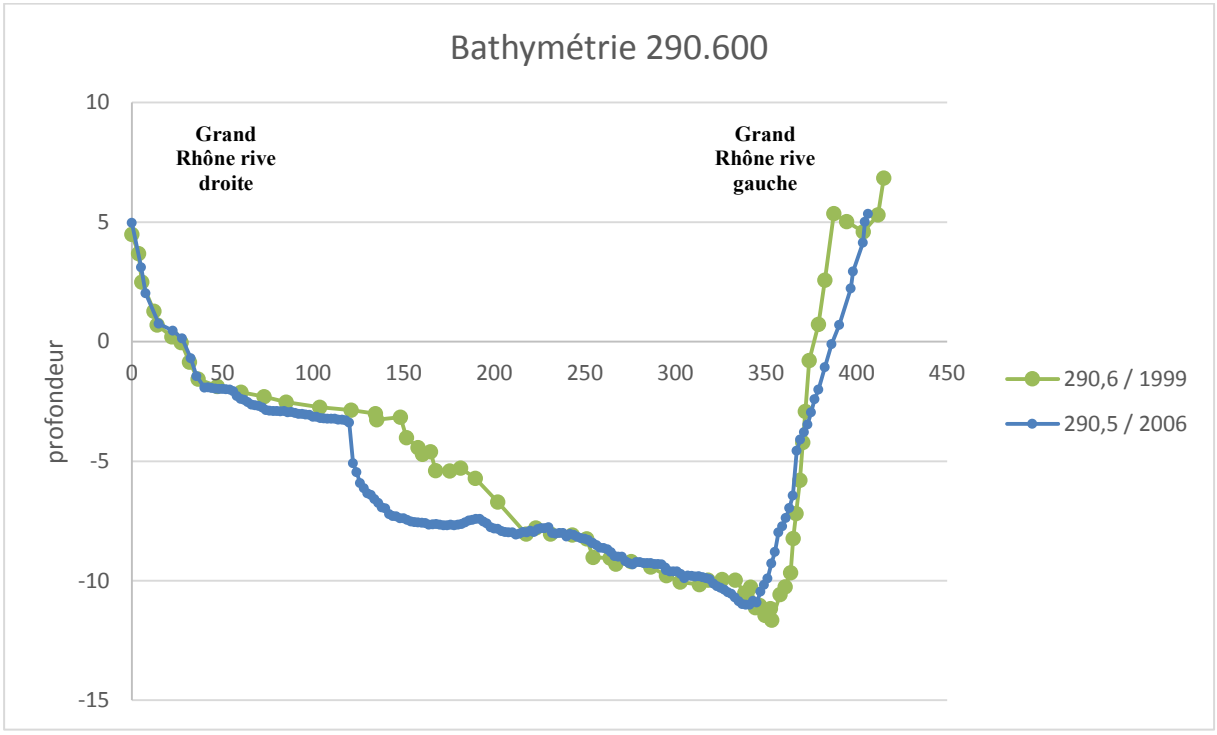


Figure 154. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 290,600, destruction du pied de berge rive gauche du grand Rhône

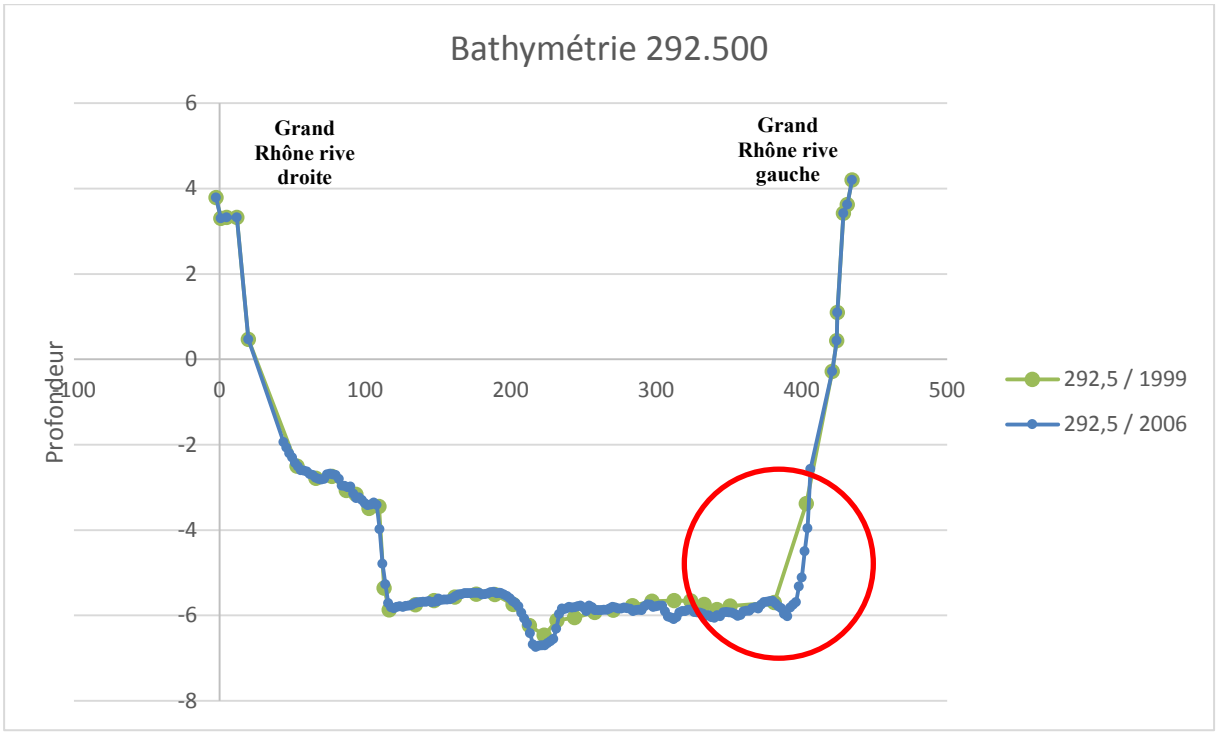


Figure 155. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 292,500, élargissement du fond de mouille en rive gauche d'environ 15 m

b) Raccordement RD 35 (Grand Rhône Rive Gauche PK 293)

Au droit du raccordement avec la RD 35 (PK 293), on ne constate pas d'évolution pour les pieds de berge (rive droite comme rive gauche), les mouilles et les seuils. La bathymétrie sur ce secteur ne semble que peu évoluée.

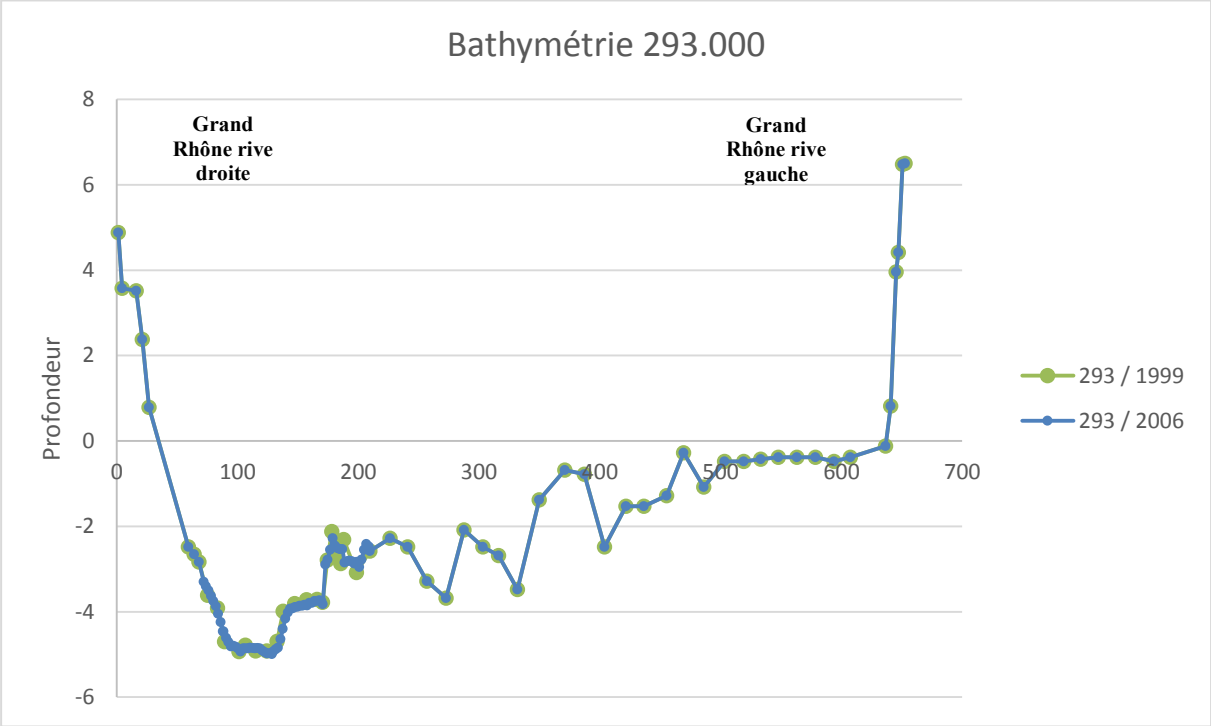


Figure 156. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 293, raccordement avec la RD 35

c) Grand Passon – Canal du Rhône à Fos (Grand Rhône Rive Gauche PK 312 au PK 315,5)

Dans ce secteur, on observe un approfondissement systématique des mouilles plus ou moins marqué. Le PK 315,5 constitue un extrado important notant ainsi une incision d'environ 2 m de la mouille (graphique ci-dessous). Les incisions plus généralement constatées sont de l'ordre du mètre.

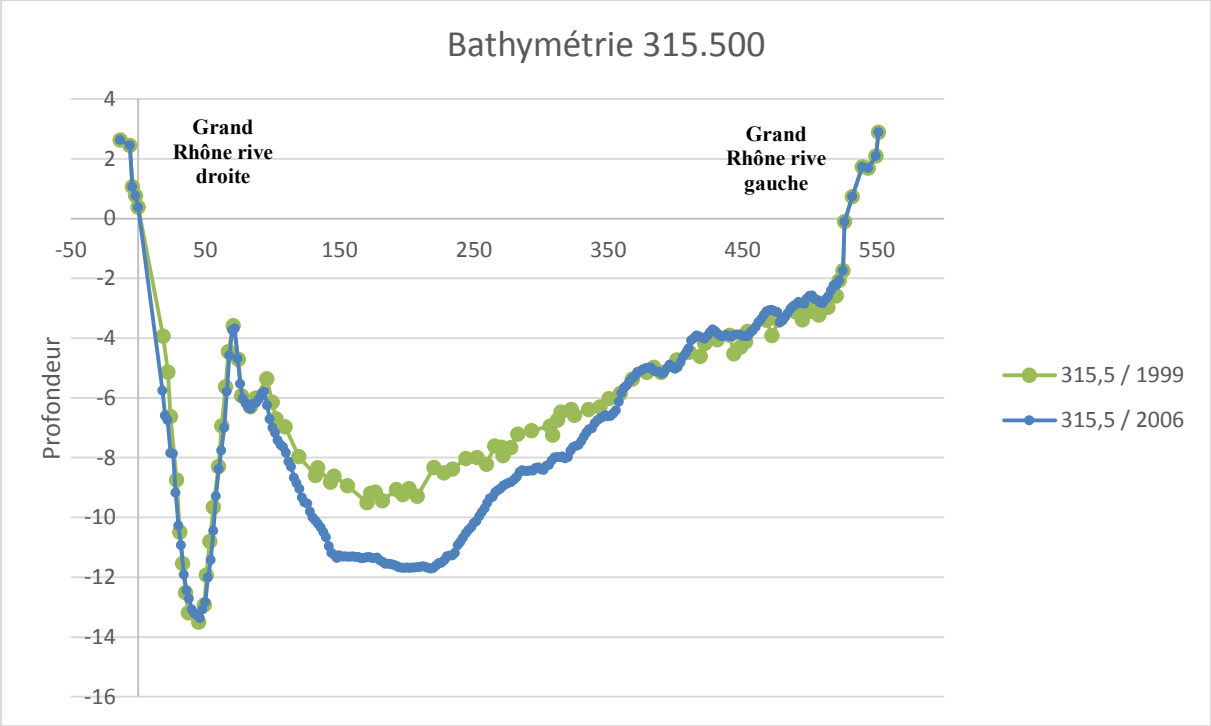


Figure 157. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 315,5

On note également que les pentes des pieds de berge en rive droite ont tendance à légèrement se raidir à cause de l'érosion. Ce n'est pas le cas sur la rive gauche où les pentes des pieds de berges sont stables (graphique ci-dessous).

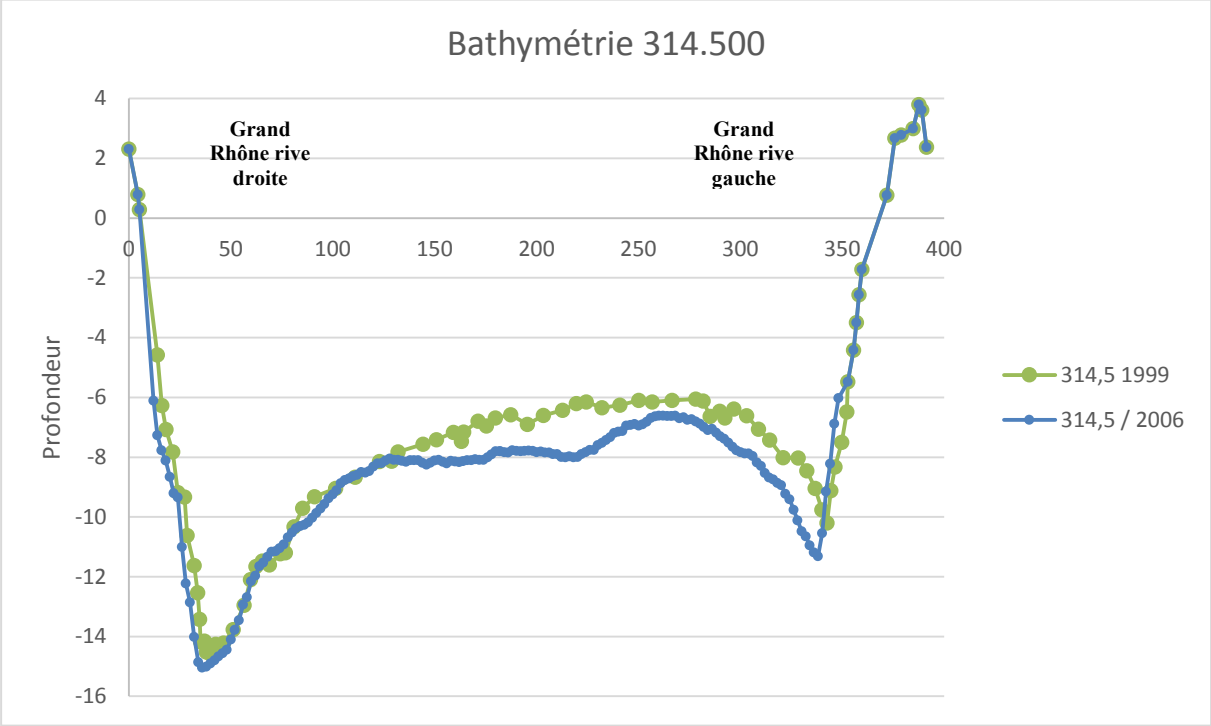


Figure 158. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 314,5

d) Barcarin – Bois François (Grand Rhône Rive Gauche PK 317 au PK 318,5)

Pour ce secteur, nous ne disposons pas des relevés bathymétriques pour l'année 1999 du PK 317,5 au PK 318,5. Seul le PK 317 fait état d'un relevé en 1999 et 2006. On constate majoritairement que la mouille a été érodée sur sa partie la moins profonde, tandis que des matériaux (probablement des sols fins) sont venus remblayer la partie la plus profonde. Le fond de la mouille a ainsi été aplani. Le PK 317 se trouve en zone mixte (ni extrado, ni intrado).

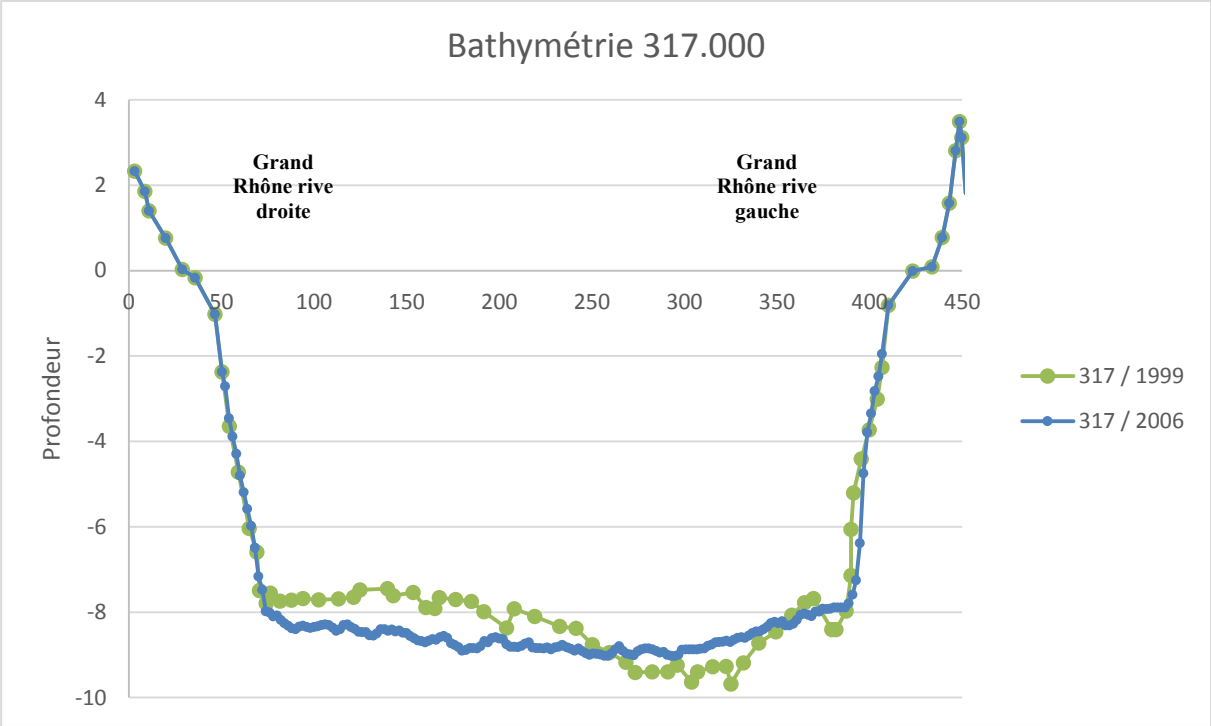


Figure 159. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 317

Grand Rhône Rive Droite

e) Triquette – Petite Montlong (Grand Rhône Rive Droite PK 286 au PK 288,9)

Au vu de l'étendu de la zone d'étude du secteur (environ trois kilomètres), plusieurs phénomènes peuvent être constatés en rive droite du Grand Rhône. D'une manière générale, les mouilles ont tendance à s'éroder. Ces érosions de fond varient pour la plus part de quelques centimètres mais peuvent atteindre ponctuellement 2 à 3 mètres.

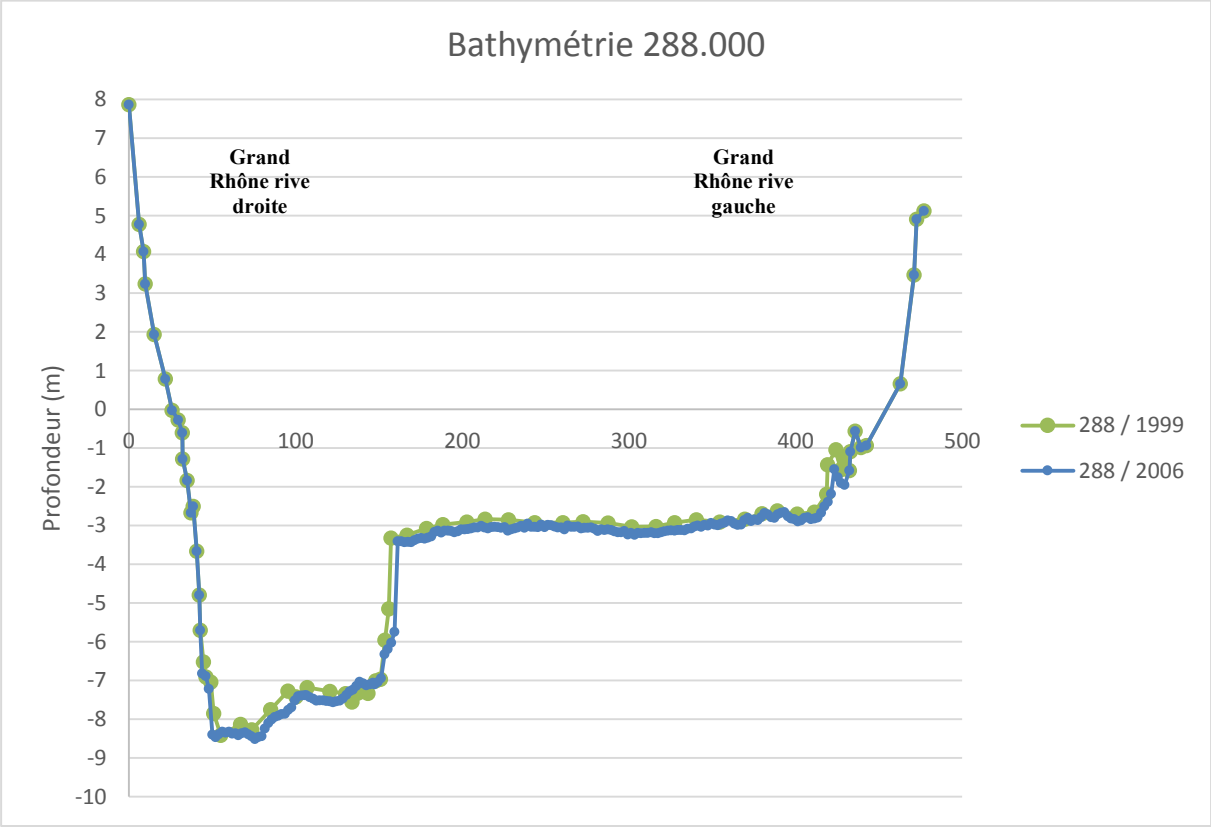


Figure 160. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 288, érosion du fond de quelques centimètres

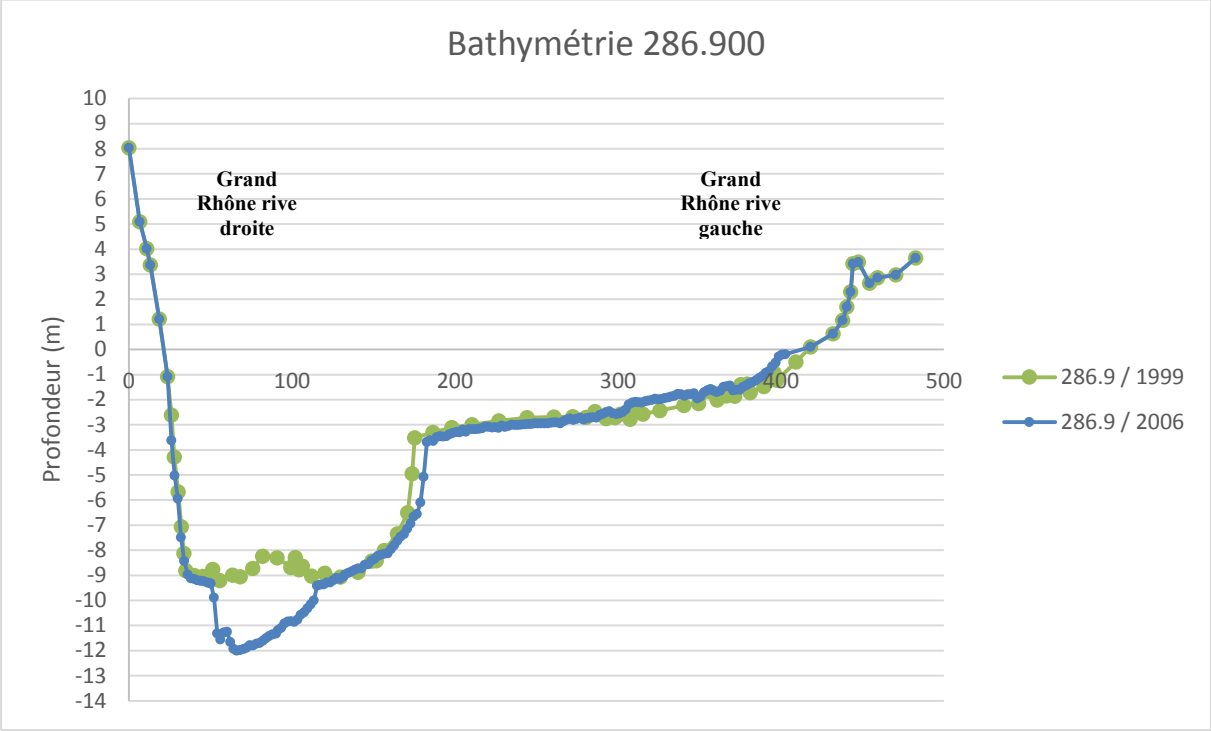


Figure 161. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 286,9, érosion ponctuelle du fond de 3 mètres

On remarque également des phénomènes de raidissement des pieds de berge. La zone étudiée se trouve dans un extrados léger, ce qui pourrait expliquer ces phénomènes d'érosion de pied de berge en rive droite. Les raidissements les plus importants sont présents au PK 286 / 286,3 / 286,6 / 287,4 / 288,6.

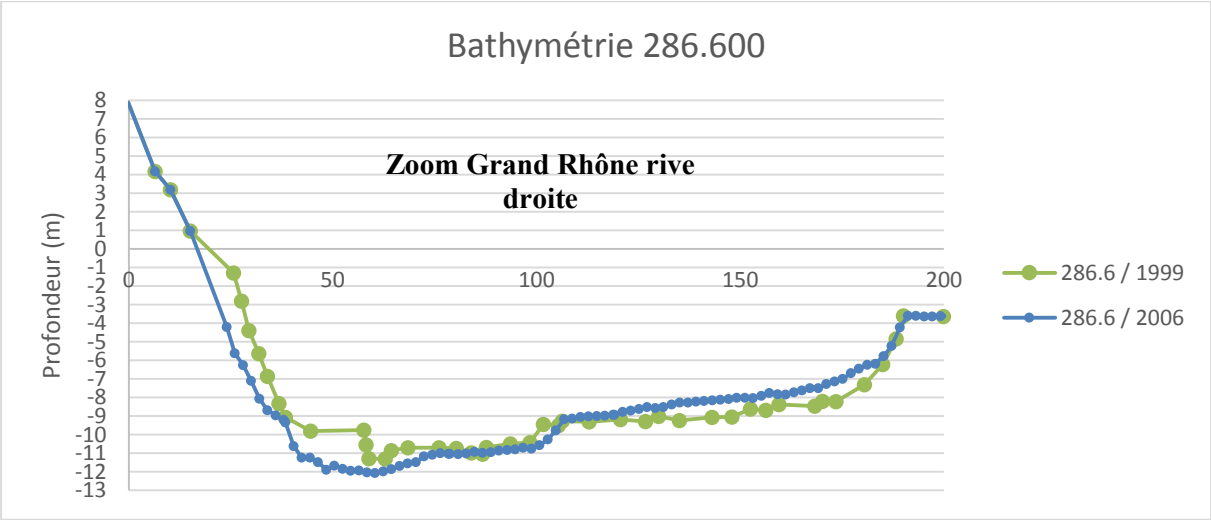


Figure 162. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 286,600, zoom rive droite phénomène raidissement des pieds de berge

Ces phénomènes sont également présents au PK 286,4 / 287,2 / 288,3, mais sont moins prononcés.

f) Petite Montlong – Fort de Pâques (Grand Rhône Rive Droite PK 288,9 – 290,5)

On constate sur ce secteur une légère érosion des fonds (environ 50 cm). Ponctuellement au PK 289,8, l'érosion des fonds est d'environ 1 mètre. Du PK 288,9 jusqu'au PK 290, on observe un raidissement des pieds de berges de la rive droite.

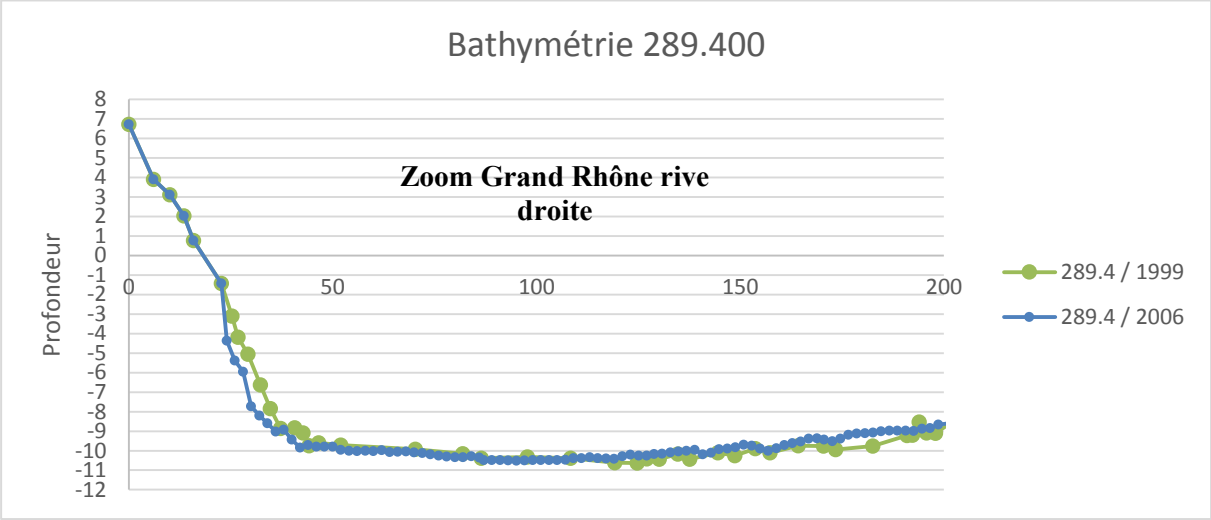


Figure 163. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 289,4, érosion du pied de berge et du fond (50 cm environ)

g) Aube de Bouic (Grand Rhône Rive Droite PK 297 – 298)

Du PK 297 au PK 297,5, on remarque principalement une quasi-stabilité des fonds avec ponctuellement des zones d'accrétion au droit des mouilles les plus profondes.
Du PK 297,5 au PK 298, les fonds sont également stables, mais leurs tendances est à l'érosion (quelques centimètres).
Sur ce secteur, les pentes des pieds de berge sont stables.

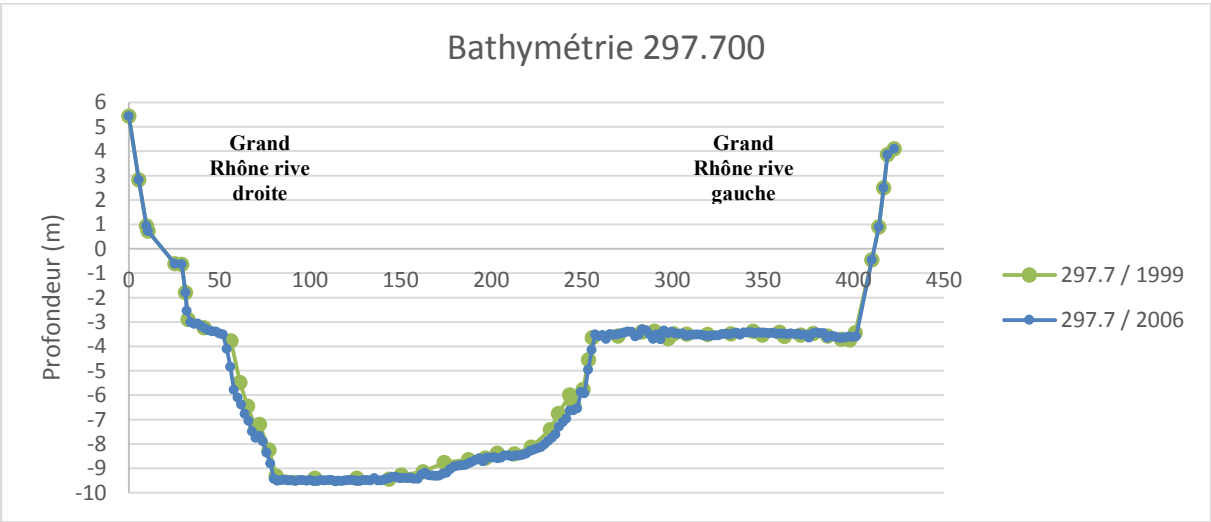


Figure 164. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 297,7

h) Tour du Cazeau (Grand Rhône Rive Droite PK 301,5 – 302)

Comparativement en 1999, ce secteur présente en 2006 des fonds plus profonds (érosion) et des pentes de pieds de berge en rive droite plus importantes.

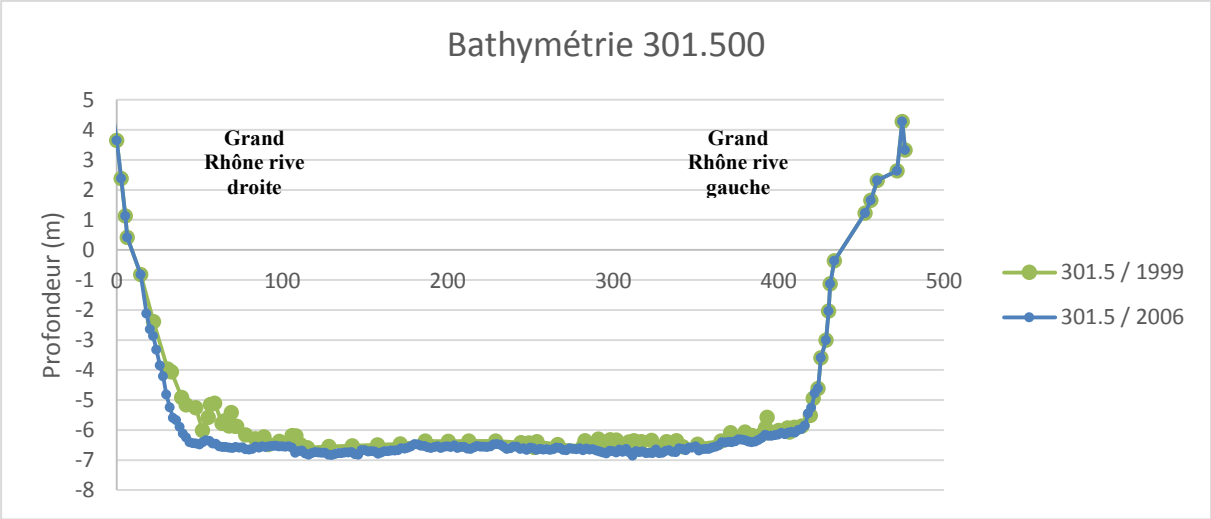


Figure 165. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 301,5

i) Commanderie – Petit Patis (Grand Rhône Rive Droite PK 306 – 307,5)

Sur ce secteur sont visibles de nombreuses et profondes fosses. Elles présentent toutes des phénomènes d'érosion importants variant de 1 à 2 mètres maximum.

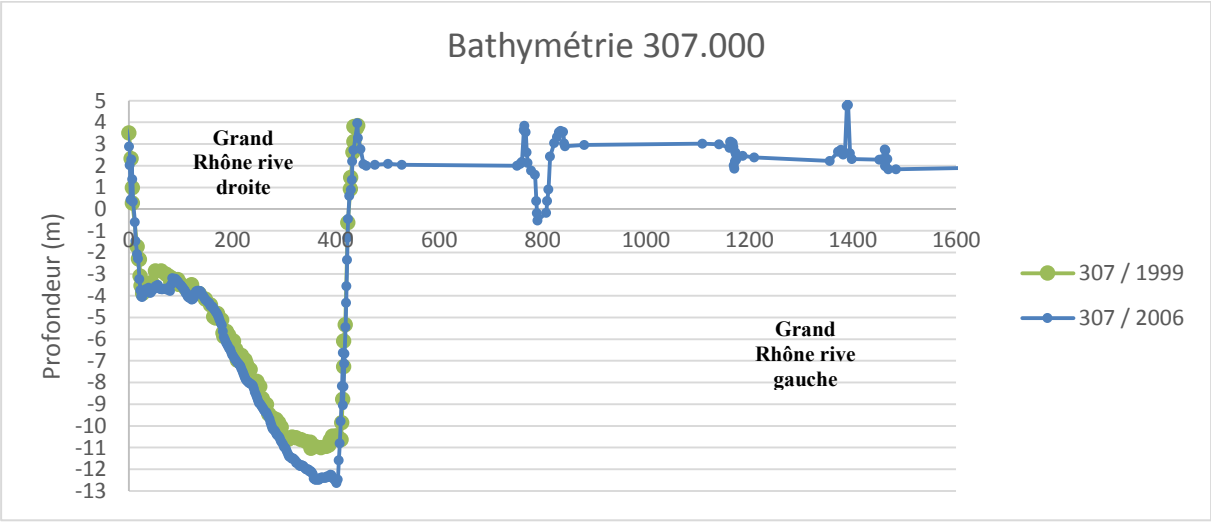


Figure 166. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 307, érosion importantes des fosses

j) Amérique – Chamone (Grand Rhône Rive Droite PK 314 – 315)

Le phénomène observé est similaire au secteur précédent avec des érosions moins importantes (au maximum 1 mètre). La pente du pied de berge s'est légèrement accrue en rive droite. Les seuils n'ont pas été érodés.

k) Petit Peloux – Barcarin (Grand Rhône Rive Droite PK 315,5 – 317)

Au droit du PK 315,5, un fossé s'est creusé dans l'axe du Grand Rhône sur environ 2 m de profondeur et sur 200 m de large. Au PK 316 et 317 on observe principalement de l'érosion (50 cm à 1 m). Au PK 316,5 (entrée du canal du Rhône à Fos), la pente du pied de talus s'est accrue mais du dépôt a eu lieu au droit de la mouille.

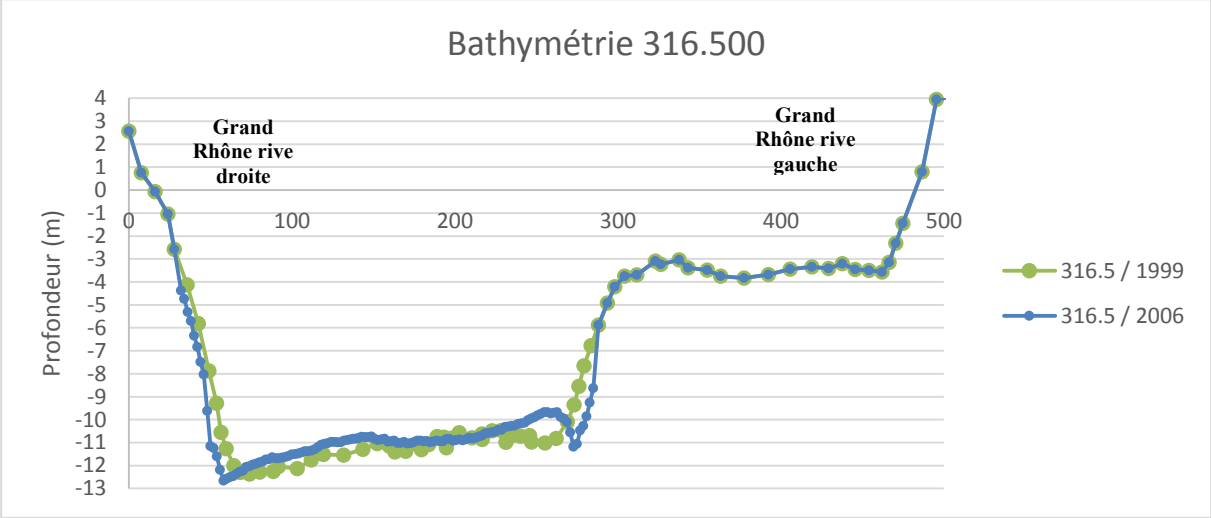


Figure 167. Comparaison de la bathymétrie de 1999 et 2006 au PK 316,5

l) Ancien bac ferroviaire – Esquineau (Grand Rhône Rive Droite PK 317,5 – 319)

Pas de données en 1999 sur ce secteur. Evolution bathymétrique impossible.

m) Esquineau – RD 36d (Grand Rhône Rive Droite PK 319,5 – 322,5)

Pas de données en 1999 sur ce secteur. Evolution bathymétrique impossible.

2.7.7 Evolution de la bathymétrie en traversée d'Arles

Des levés bathymétriques ont été réalisés en traversée d'Arles du PK 281.5 au PK 283.5 en 2007, 2010 et 2015. En 2015, les fonds ont été cartographiés. REFERENCE ISL ? réponse ➔ Référence : Ingéo, Juin 2015 Colorimétrie Continue IGN 69 - Travaux bathymétriques multifaisceaux.

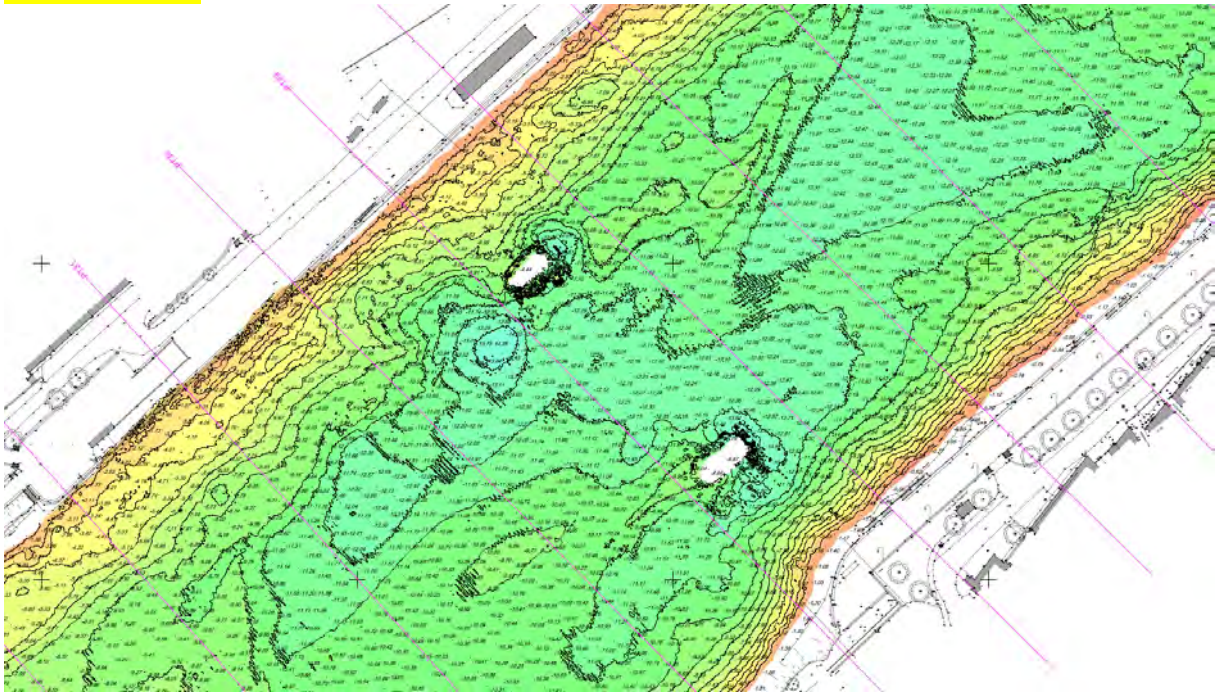


Figure 168. Cartographie des fonds des levés bathymétriques de 2015 au droit du pont de la RN 113

Du PK 281,5 au PK 281,800 (pont des lions), la bathymétrie est peu profonde (environ 10 m). Du pont des lions jusqu'au PK 282,700, des profondeurs de l'ordre de 16 m en moyenne dessinent le fond du Grand Rhône. Ces profondeurs sont plus conséquentes car le secteur est en extrado et se rétrécie, passant ainsi de 290 m sur le secteur précédent à 150 m environ en traversée de la roquette. Du PK 282,700 au PK 283,5, les profondeurs sont de l'ordre de 9 m environ, le fleuve s'élargissant à nouveau.

Plusieurs campagnes de levés bathymétriques ont été effectuées. En 2007, environ 18 profils en travers ont été réalisés en traversée d'Arles. En 2010, la campagne a été effectuée le long des quais de la gare maritime du PK 282,5 au PK 282,300 environ. En 2015, des profils en travers ont été réalisés tous les 50 m environ, générant ainsi 38 profils.

Grace à ces différentes campagnes, une évolution de la bathymétrie en traversée d'Arles a été effectuée.
On observe principalement une incision du lit d'environ 30 cm en moyenne.

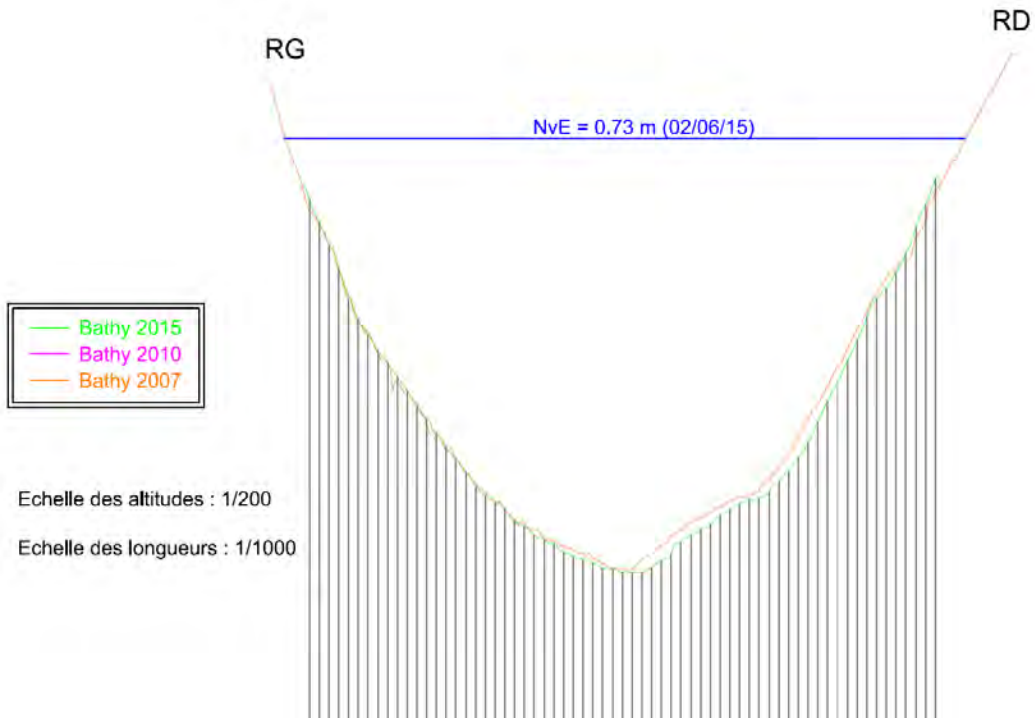


Figure 169. Exemple d'incision du lit en traversée d'Arles (PK 282,400 environ)

Ponctuellement, de l'accumulation s'est produite, comme par exemple en amont du pont de la RN 113 (PK 282,900). Les talus de la rive gauche n'ont subi aucune modification majeure entre 2007 et 2015, contrairement à ceux de la rive droite où ils ont tendance à s'éroder.

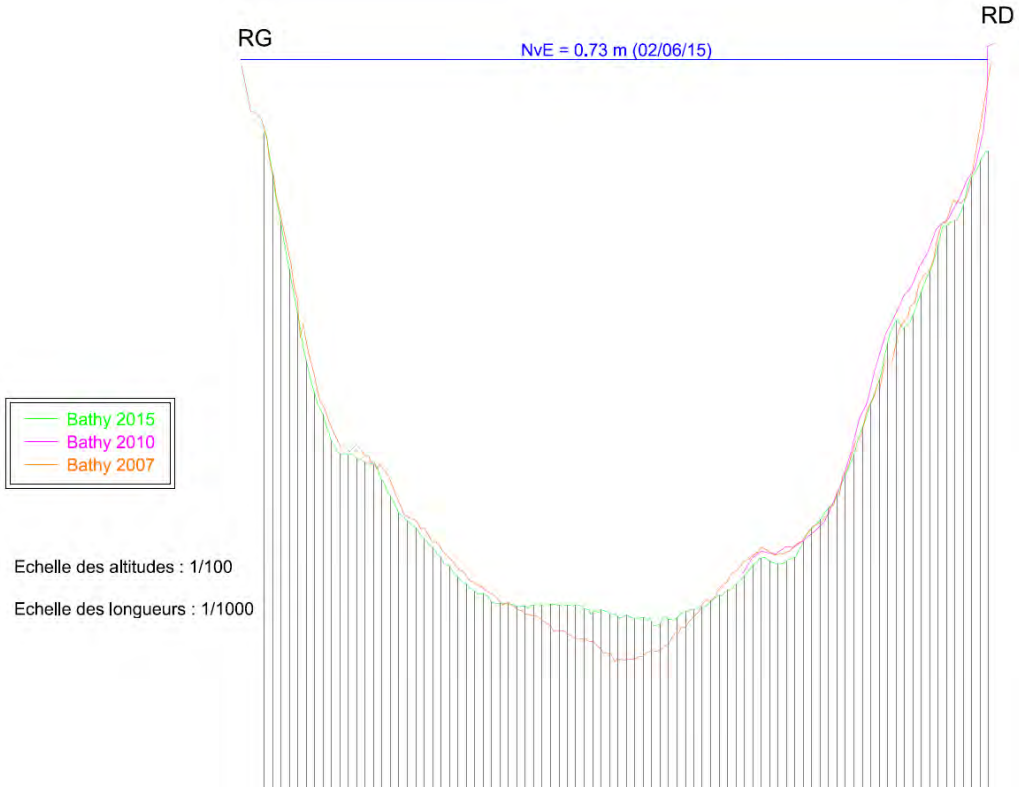


Figure 170. Exemple d'accumulation traversée d'Arles et évolution des talus (PK 282,900 environ)

2.8 INSPECTION NAUTIQUE DES BERGES

L'examen visuel des berges par voie nautique permet de contribuer à la détermination de l'état-limite de rupture par affouillement externe en observant les différents éléments suivants : état des berges, linéaire d'érosion, présence de dispositif de protection, présence d'aménagements, nature de la ripisylve, présence d'ouvrage … .

Une inspection des berges par voie nautique a été effectuée en mars 2015. Les secteurs disposant d'un ségonal faible (inférieur à 20 m) ont été inspectés.

2.8.1 Berges du Grand Rhône

Sur les 40 km de digue présents au Sud d'Arles cinq secteurs disposent d'un ségonal faible en rive gauche du Grand Rhône et neuf en rive droite du Grand Rhône. Il est nécessaire d'inspecter ces zones de faible ségonal car ce sont des zones à enjeux où toute érosion peut être néfaste pour la stabilité du pied de berge ou la digue elle-même.

Les zones à enjeux du Grand Rhône inspectées par voie nautique en mars 2015 sont les suivantes :

Tableau 64. Zone à enjeux inspectées par voie nautique (mars 2015) – Grand Rhône Rive Droite et Gauche

Grand Rhône Rive Gauche (GRG)	
Nom du tronçon	**PK début – PK fin**
1) Mas de la ville – Grand Mollégès	290,5 – 292,5
2) Raccordement RD 35	293
3) Grand Passon – Canal du Rhône à Fos	312 – 315,5
4) Barcarin – Bois François	317 – 318,5
Grand Rhône Rive Droite (GRD)	
1) Triquette – Petite Montlong	286 – 288,9
2) Petite Montlong – Fort de Pâques	288,9 – 290,5
3) Aube de Bouic	297 – 298
4) Tour du Cazeau	301,5 – 302
5) Commanderie – Petit Patis	306 – 307,5
6) Amérique – Chamone	314 – 315
7) Petit Peloux – Barcarin	315,5 – 317
8) Ancien bac ferroviaire – Esquineau	317,5 – 319
9) Esquineau – RD 36d	319,5 – 322,5

Grand Rhône Rive Gauche

1) Mas de la ville/Tour d'Aling – Grand Mollégès (GRG 290,5 – 293)

Ce secteur est situé en extrado et présente des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m) recouvertes d'une ripisylve continue haute et basse (excepté aux panneaux des PK).

Il a été observé différentes dégradations telles que des arbres couchés ou une érosion faible sur le linéaire. Il y a également deux zones particulières : au GRG 290,6, il y a de l'érosion à l'aval de l'épi du Mas de la ville et au GRG 292,3 un arbre a été déraciné et a emporté une partie de la berge.

Sur le long terme le secteur est stable, les épis et enrochements marqués sur les plans de 1876 sont d'ailleurs toujours visibles.

Le risque vis-à-vis de l'érosion est faible mais bien présent, en particulier à l'amont où la berge descend à -11 m et présente des débuts d'érosion.

2) Raccordement à la RD35 (GRG 293)

Ce secteur est situé en extrado, les berges ont une hauteur moyenne et la ripisylve qui les recouvre est continue haute et basse.
Aucun point de défaillance n'a été relevé, mais l'inspection a été faite de loin car il n'y avait pas suffisamment de fond pour y accéder en bateau. Il n'y a donc pas de grosse dégradation. Le fruit du talus de berge est pourtant très important (environ 1 pour 1).

Le secteur est également stable sur le long terme.

Il n'y a actuellement pas de risque vis-à-vis de l'érosion sur ce secteur.

3) Grand Passon – Canal du Rhône à Fos (GRG 312 – 315,5)

- Secteur GRG 312 – 313,6

Situé en zone mixte, ce secteur comprend des berges hautes et moyennes. La ripisylve basse est continue (excepté aux PK) et la ripisylve haute est discontinue.

Des arbres couchés sont présents et il y a de l'érosion sur l'ensemble du secteur avec trois endroits où elle est très importante : au GRG 313 ; 313,3 ; 313,7.

Sur le long terme le secteur est plutôt stable mais avec de l'érosion au niveau des épis : l'épi de brammaire a disparu et celui des pilotes s'érode par l'aval.

Le secteur connaît de fortes érosions avec de plus une bathymétrie qui descend rapidement à -10 m environ. Par endroits, c'est la digue elle-même qui est érodée, **le risque est très important sur ce secteur**.

- Secteur GRG 314 – 315,5

Ce secteur est en zone mixte avec des berges basses. La ripisylve basse est continue (excepté aux PK) et la ripisylve haute est discontinue.

Des arbres couchés sont présents et il y a de l'érosion sur l'ensemble du secteur avec deux endroits où elle est très importante : au GRG 314,2 et 314,5.

Sur le long terme le secteur est en érosion.

Le secteur connaît de fortes érosions avec de plus une bathymétrie qui descend rapidement à -10 m environ. Par endroits, c'est la digue elle-même qui est érodée, **le risque est très important sur ce secteur**.

4) Du bac routier à Bois François (GRG 317 – 318,2)

Ce secteur est en zone mixte, il présente des berges basses sur lesquelles pousse une ripisylve basse (principalement des cannes de Provence).

Deux zones de faible érosion ont été relevées : au GRG 317,35 où on peut apercevoir le grillage anti-fouisseur juste à l'aval d'un ouvrage hydraulique et au GRG 317,9 où les enrochements sont discontinus.
Sur le long terme le secteur connait une faible érosion.
Le secteur semble bien se comporter mais sa dynamique à long terme impose une certaine vigilance, le risque est faible.

Grand Rhône Rive Droite

1) Triquette – Petite Montlong (Grand Rhône Rive Droite PK 286 au PK 288,9)

Ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur faible (< 2 m). La ripisylve est continue basse. On observe notamment des érosions légères causées par le batillage des bateaux. Néanmoins, des érosions beaucoup plus importantes sont présentes du GRD 287,5 au GRD 288. Le pied de digue est attaqué par l'érosion. Les palplanches mises en place lors des travaux de renforcement sur ce secteur sont visibles. Le grillage anti-fouisseur sous le talus également. Ponctuellement ce grillage anti-fouisseur est très détérioré laissant apparaître le corps digue. La fonction étanchéité du talus amont n'est plus assurée.

La zone (GRD 287,5 au GRD 288) présente un danger immédiat et important pour la stabilité du pied de digue.

2) Petite Montlong – Fort de Pâques (Grand Rhône Rive Droite PK 288,9 – 290,5)

Du GRD 288,9 au GRD 289,8 : ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur faible (< 2 m). La ripisylve est continue basse. L'ancien perré de 1876 et les anciens enrochements sont encore présents et en bon état. La bathymétrie est très peu profonde (- 1 m NGF environ).

Ce secteur (GRD 288,9 au GRD 289,8) ne présente aucun danger.

Du GRD 289.8 au GRD 290.5 : ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve est discontinue. Deux érosions importantes sont à noter notamment au droit du GRD 289,8 et du GRD 290. Sur ces secteurs, la berge constitue en partie le pied de digue et notamment au droit du GRD 289,8.

Sur ce secteur (GRD 289.8 au GRD 290.5), à court terme comme à long terme, l'érosion pourrait atteindre le talus amont de la digue au vu de l'ampleur du phénomène d'érosion et sa dynamique.

3) Aube de Bouic (Grand Rhône Rive Droite PK 297 – 298)

Ce secteur est en zone mixte avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve (basse et haute) est tantôt continue tantôt discontinue. On note la présence d'arbres couchés. La bathymétrie est faible (environ – 4 m NGF). Les érosions les plus importantes à noter sont les suivantes :

- GRD 297 : arbres arrachés ayant emporté la berge, berge constituant le pied de digue ;
- GRD 298 : arbres arrachés ayant emporté la berge, berge constituant le pied de digue ;

Le secteur très critique au GRD 297 a fait l'objet de travaux de réparation en 2016.

GRD 296,5 au GRD 297,25 puis du GRD 298 au GRD 298,1 : en comparant les cartes de 1876 et 2007 on remarque qu'il y a eu de l'accrétion. Néanmoins, on constate que ces zones

sont en cours d'érosion, probablement causé par le batillage. A court terme elles ne constituent pas un danger pour la stabilité du pied de digue car leur dynamique est faible. En revanche, elles sont à surveiller.

4) Tour du Cazeau (Grand Rhône Rive Droite PK 301,5 – 302)

Ce secteur est en zone mixte avec des berges de hauteur principalement faible (< 2 m). La ripisylve (basse et haute) est discontinue. La bathymétrie est moyennement profonde (environ – 6 m NGF). Les érosions les plus importantes à noter sont les suivantes :

- GRD 301,7 : Anciens enrochements détruits mais quelques-uns persistent dans la zone érodée. Proche du pied de digue. Arbres menaçant de tomber : **risque important** ;
- GRD 302 : arbres menaçant de tomber, érosion (batillage) : **risque important potentiel à long terme**.

Du GRD 301,7 au GRD 302 on note que la totalité de la berge a été érodée sur une hauteur de 1 m.
Dans sa globalité, le linéaire étudié est en érosion, avec ponctuellement des zones menaçantes à court terme comme à long terme.

5) Commanderie – Petit Patis (Grand Rhône Rive Droite PK 306 – 307,5)

Ce secteur est en zone mixte avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve (basse et haute) est continue. On note la présence de nombreux arbres couchés. En comparant les cartes de 2007 à celle de 1876, on remarque une importante érosion de la berge, de l'ordre de 30 à 75 m. Cette érosion est nettement perceptible au vu des nombreux arbres déracinés et ripisylve basse dans l'eau.
Les linéaires de digue où le ségonal est faible, les anciens enrochements sont présents mais présentent un état dégradé. Sur le long terme, ces secteurs représentent un risque.
Au droit du GRD 305,6, on observe un trou d'animal fouisseur dans la berge. Cependant le ségonal est relativement important (> 10 m). Le risque de détérioration prématurée de la berge et du pied de digue reste faible.

Il faut noter que, l'érosion la plus importante est la suivante :

- GRD 306 : Erosion sur toute la hauteur de la berge. Présence d'un réseau racinaire ouvert entrant dans la berge. Néanmoins, la berge ne constitue pas le pied de digue. Un risque est quand même encouru sur le long terme au vue de la cinétique de l'érosion sur ce secteur.

Dans sa globalité, le linéaire étudié est en érosion, avec ponctuellement une zone plus menaçante (GRD 306). La majorité du linéaire érodé ne constitue pas le pied de digue est le risque à court terme reste moyennement élevé.

6) Amérique – Chamone (Grand Rhône Rive Droite PK 314 – 315)

Ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve est basse mais peu fournie à cause de la présence de zones avec enrochements. La bathymétrie de 2006 indique la présence d'une fosse à -14 m NGF environ. Au droit de Chamone, GRD 315, les enrochements sont en très bon état malgré quelques maçonneries déchaussées très

localement. En aval de Chamone, la berge présente une érosion sur environ la totalité de sa hauteur, soit approximativement 2 m. A noter qu'au droit de cette érosion jusqu'au PK 315,5 l'érosion est importante mais le ségonal est important aussi.

Ce secteur peut potentiellement présenter un risque d'affouillement au vu de la fosse à -14 m NGF.

7) Petit Peloux – Barcarin (Grand Rhône Rive Droite PK 315,5 – 317)

Ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve (basse et haute) est discontinue.
Du GRD 315,5 au GRD 315,7, l'ancien perré est en très bon état. Les enrochements sont cependant dégradés. Au droit du PK 315,7 les enrochements récents sont en bon état. Au droit du GRD 315,9 des blocs maçonnés se sont effondrés sous les effets de l'érosion et des crues. Cependant le perré historique est toujours en place derrière ces blocs.
Il faut noter que, l'érosion la plus importante est la suivante :

- **GRD 315,5 : Arbres menaçant de tomber, berge constituant le pied de digue, fosse (-13 m NGF environ) : risque d'affouillement très important.**

8) Ancien bac ferroviaire – Esquineau (Grand Rhône Rive Droite PK 317,5 – 319)

Ce secteur est en zone mixte avec des berges de hauteur faible (< 2 m). La ripisylve basse est continue. De nombreux débris de végétaux morts flottent à la surface de l'eau réduisant considérablement la visibilité. Cependant, on suggère que certaines zones sont érodées. En comparant les cartes de 2007 et de 1876, on remarque qu'il y a eu de l'accrétion après 1876 mais qu'actuellement il y a de l'érosion. La bathymétrie est faible (- 5 m NGF environ). La berge constitue le pied de digue sur une grande partie du linéaire et présente des zones d'érosion importantes : GRD 317,6 ; GRD 317,8 GRD 317,9 ; GRD 318,6 (fin des enrochements récents).

- **Ces points précis peuvent s'avérer être dangereux pour le pied de digue. Secteur très sensible.**

Autrement, la totalité du linéaire peut être menacée sur le long terme au vu de l'érosion systématique s'y produisant, mais en l'état actuel le risque d'affouillement est faible.

9) Esquineau – RD 36d (Grand Rhône Rive Droite PK 319,5 – 322,5)

Ce secteur est en zone mixte avec des berges de hauteur faible (< 2 m). La ripisylve (basse et haute) est continue. En comparant les cartes de 2007 à celle de 1876, on remarque une importante érosion de la berge, de l'ordre d'une centaine de mètre environ par endroit. La bathymétrie évolue de -6 à -11 m NGF.

Il faut noter que, les points menaçants le pied de digue sont les suivants :

- **GRD 320** : en amont et aval des enrochements récents : érosion qui reprend aux extrémités, risque d'affouillement très important ;

- **GRD 321,2** : En amont et aval des enrochements récents, l'érosion reprend aux extrémités. Il y a des affaissements locaux dans les enrochements (notamment GRD 321,5), risque d'affouillement très important.

Des phénomènes d'érosion locale sont également présents mais ne menacent pas directement le pied de digue :

- **GRD 321,1 et GRD 321,2** : trois trous d'érosion. Le risque d'affouillement reste faible sur le court terme. L'évolution de ces trous d'érosion est à contrôler.

Du GRD 320 au GRD 321 : on note le bon état général de l'ensemble : ancien perré + ancien enrochements. Risque d'affouillement faible.

2.8.2 Berges du Petit Rhône

Sur les 55 km de digue jalonnant le Petit Rhône, 18 secteurs disposent d'un ségonal faible en rive gauche du Petit Rhône et également 18 en rive droite du Petit Rhône. Il est nécessaire d'inspecter ces zones de faible ségonal car ce sont des zones à enjeux où toute érosion peut être néfaste pour la stabilité du pied de berge ou la digue elle-même.

Les zones à enjeux du Petit Rhône inspectées par voie nautique en mars 2015 sont les suivantes :

Tableau 65. Zone à enjeux inspectées par voie nautique en mars 2015 – Petit Rhône Rive Gauche

Petit Rhône Rive Gauche (PRG)	
Nom du tronçon	**PK début – PK fin**
1) Pont suspendu – Cazeneuve	281 – 282,5
2) Aval Caseneuve	283
3) Mas de Rey – Mas Médaille	285,5 – 286,5
4) Mas Trésorière – Mas de Roy	289 – 290,5
5) Mas Léotaud	291,25 – 292,25
6) Portamaud	292,75 – 293,75
7) Pont de Cavalès – Mas de la Vinasse	294,25 – 296,5
8) Figarès	297,75 – 299
9) Casebrune – Mas de la Vigne	300,75 – 305,5
10) Traversée d'Albaron	306 – 309
11) Le Paty de la Trinité – Mas Eymini	309,75 – 312,25
12) Grande Cabanne de Vaccarès	315,25 – 316
13) Mas Ballarin - Duroure	316,75 – 317,25
14) Bergerie Duroure – Sylvéréal	318,5 – 321,5

15) Château d'Astouin - Baumelles	324,5 – 326
16) La Fadaise	330 – 330,75
17) Port Dromar	333,5 – 335
18) L'Amarée	336 – 336,5

Tableau 66. Zone à enjeux inspectées par voie nautique en mars 2015 – Petit Rhône Rive Droite

Petit Rhône Rive Droite (PRD)	
Nom du tronçon	**PK début – PK fin**
1) Tourette	284 – 285
2) Aval Tourette	285,5
3) Petit Argence – A54	287,5 – 288,5
4) Grand Cabanne	290,5 – 291
5) Domaine de Marsane à Mas Berthaud	291,25 – 293
6) Mas d'Auzière – Pont de Cavalès	293,5 – 294,6
7) Pont de Saint Gilles (Amont/Aval)	295,5 – 298
8) Ecluse de Saint-Gilles (Amont/Aval)	299 – 299,75
9) Ecluse St Gilles – La Motte	299,75 – 306,5
10) La Motte	307 – 307,75
11) Mas de Claire Farine – Mas Beauregard	308,75 – 311
12) Mas des Pradeaux	312,25 – 314,25
13) Coude de Capette	314,5 – 315,5
14) Coude de la Montcalm	318 – 318,5
15) Mas de Liviers	320 – 320,75
16) Traversée de Sylvéréal	321,25 – 322
17) Sylvéréal – Mas du Juge	322 – 324,5
18) Pin Fourcat	326,75 – 328,75

Petit Rhône Rive Gauche

1) Pont suspendu – Cazeneuve (PRG 281 – 282,5)

Ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve basse est continue tandis que la ripisylve haute est discontinue. Différents trous, soit d'arbres tombés soit d'animaux, sont présents et pourraient engendrer un début d'érosion. Les enrochements anciens présents sur ce secteur sont très dégradés voir détruits aux droits des zones érodées. En comparant les cartes de 2007 à celle de 1876 il n'y a aucune évolution des berges (ni d'érosion, ni d'accrétion). Néanmoins lors de la visite par voie nautique, nous avons constaté des signes d'érosion. La bathymétrie du pied de berge est peu profonde (environ -3 m NGF).
Actuellement, ce secteur ne comporte aucun risque majeur, cependant, certaines zones peuvent prétendre à s'éroder davantage sur le long terme. **Le secteur est à surveiller.**

2) Aval Caseneuve (PRG 283)

Ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve (basse et haute) est continue. Aucun signe d'érosion ni de potentielle faiblesse a été décelé durant la visite. Les enrochements anciens présentent un état correct. La berge est en bon état. De plus, la bathymétrie du pied de berge est peu profonde (environ -3 m NGF).
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

3) Mas de Rey – Mas Médaille (PRG 285,5 – 286,5)

Ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur importante (> 4 m). La ripisylve (basse et haute) est continue. On note la présence d'arbres couchés. En comparant les cartes de 2007 à celle de 1876 il n'y a aucune évolution des berges (ni d'érosion, ni d'accrétion). Néanmoins lors de la visite par voie nautique, nous avons constaté des signes d'érosion. Notamment au droit du PRG 286.1 et sur un linéaire de 100 m où la berge constituant le pied de digue a subit une érosion importante malgré la présence des panneaux de fond (non visibles lors de la visite car niveau d'eau trop important) et une faible bathymétrie (environ - 3 m NGF).
Risque important potentiel à court terme pour le pied de digue (PR 286.1)

4) Mas Trésorière – Mas de Roy (PRG 289 – 290,5)

Ce secteur est en zone mixte avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve (basse et haute) est continue. En comparant les cartes de 2007 à celle de 1876 on constate que la zone est en accrétion (entre 15 et 40 mètres environ). Les enrochements anciens sont supposés être recouverts par le dépôt ainsi formé. Un épi est encore visible (PR 290). De plus, la bathymétrie du pied de berge est peu profonde (environ -3 m NGF).
La zone ne présente aucun danger.

5) Mas Léotaud (PRG 291,25 – 292,25)

Ce secteur est en intrado avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve (basse et haute) est continue. On note la présence d'arbres couchés. Sur une partie du linéaire (PR 291.5 au PR 291.6) on observe la présence de dépôt d'environ 5 à 10 mètres (comparaison des cartes 1876/2007). De plus, la bathymétrie du pied de berge est peu profonde (environ -5 m NGF). Ce secteur (PRG 291.5 au PRG 291.6) ne présente aucun danger, même à long terme.
Au droit du PRG 291.9 on remarque la présence d'un arbre déraciné ainsi que des signes d'érosion sur un linéaire de 50 mètres. La largeur du ségonal étant très faible à cet endroit (< 2 m), la zone présente un danger pour la pérennité du pied de digue.
Ce secteur (PRG 291.9) présente un risque potentiel important.

6) Portamaud (PRG 292,75 – 293,75)

Ce secteur est en intrado avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve (basse et haute) est continue. On note la présence d'arbres couchés. En comparant les cartes de 2007 à celle de 1876 on constate que la zone est en accrétion (entre 15 et 40 mètres environ). Les panneaux de fond, non visible lors de la visite, permettent d'expliquer cette zone d'accrétion importante. Les enrochements anciens sont supposés être recouverts par le dépôt ainsi formé. Ce dépôt semble être légèrement en érosion ponctuellement, probablement à cause du batillage. La bathymétrie du pied de berge est très peu profonde (environ -3 m NGF à - 0.50 m par endroit).
Ce secteur ne semble présenter aucun danger.

7) Pont de Cavalès – Mas de la Vinasse (PRG 294,25 – 296,5)

Ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve basse est continue tandis que la ripisylve haute est discontinue. Tout le linéaire semble être en légère accrétion (environ 15 m). Les deux épis du secteur (PRG 295.1 et PRG 294.75) sont encore visibles.
Néanmoins, du PRG 295.5 au PRG 295.65, différents trous, soit d'arbres tombés soit d'animaux, sont présents et pourraient engendrer un début d'érosion. Les enrochements anciens présents sur ce secteur sont très dégradés voir détruits. En comparant les cartes de 2007 à celle de 1876 il n'y a aucune évolution des berges (ni d'érosion, ni d'accrétion). Néanmoins lors de la visite par voie nautique, nous avons constaté des signes d'érosion. Par rapport à la totalité du linéaire, la bathymétrie du pied de berge sur ce secteur semble s'approfondir, passant de -3 m NGF à environ -5.5 m NGF.
Ce secteur (PRG 295.5 au PRG 295.65) est à surveiller.

8) Figarès (PRG 297,75 – 299)

Ce secteur est en zone mixte avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve (basse et haute) est continue. En comparant les cartes de 2007 à celle de 1876, généralement, il n'y a aucune évolution des berges (ni d'érosion, ni d'accrétion). Hormis au droit du PRG 299 où nous pouvons remarquer une zone d'accrétion importante (environ 50 mètres). Cependant, lors de la visite par voie nautique, nous avons constaté des signes d'érosion (et détériorations de la berge). Au droit des zones érodées, les enrochements anciens sont très dégradés voir détruits. La bathymétrie du pied de berge est peu profonde (environ -4 m NGF. Par endroit, le ségonal est faible (< 2 m).

Au vu de ces constatations, du PRG 297.75 au PRG 298.5, les signes d'érosion et dégradations ponctuels sont à surveiller.
A terme, le pied de digue peut être réellement menacé.

9) Casebrune – Mas de la Vigne (PRG 300,75 – 305,5)

Ce secteur est tantôt en zone mixte (PRG 300 au PRG 302) tantôt en extrado (PRG 302 au PRG 305.5) avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve basse est continue tandis que la ripisylve haute est discontinue. On note la présence d'arbres couchés. Les enrochements anciens sont dégradés dans la zone mixte où on constate en comparant les cartes de 2007 à celle de 1876 que le secteur est en cours d'érosion (largeur de berge érodée : +25 m environ). Ce situe également dans ce secteur, la brèche de Casebrune (PRG 301). Les sacs ne semblent avoir subi aucun désordre depuis 1994. La bathymétrie du pied de berge est peu profonde (environ -4 m NGF). Des signes d'érosion (arbres couchés, linéaire légèrement érodé probablement à cause du batillage) sont également présents en aval du PRG 305. On note que la berge est détériorée sur 30 m par l'aménagement de tierces personnes au droit du PRG 303.25.

De par l'érosion constatée en comparant les cartes ainsi que les désordres observés (dégradations enrochements, ancienne brèche, effets du batillage) **ces secteurs (PRG 300.75 au PRG 302 et en aval du PRG 305) sont à surveiller.**

10) Traversée d'Albaron (PRG 306 – 309)

Ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur importante (> 4 m). La ripisylve basse est continue tandis que la ripisylve haute est discontinue. En comparant les cartes de 2007 à celle de 1876, généralement, il n'y a aucune évolution des berges (ni d'érosion, ni d'accrétion). Néanmoins, sur toute la traversée du village d'Albaron les anciens enrochements sont détruits. On note également la présence d'érosion ponctuelle au droit d'un arbre et une détérioration de la berge par des tierces personnes. La bathymétrie est comprise entre -3 et -6 m NGF sur toute la traversée d'Albaron.
Ce secteur ne présente pas de danger immédiat, mais pourrait sur le long terme en présenter avec notamment une érosion accentuée au droit des anciens enrochements détruits. Le village d'Albaron se trouvant à proximité immédiate de la digue dans le val, **le secteur est à surveiller.**

11) Le Paty de la Trinité – Mas Eymini (PRG 309,75 – 312,25)

Ce secteur est en zone mixte avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve basse est continue tandis que la ripisylve haute est discontinue. En comparant les cartes de 2007 à celle de 1876, généralement, il n'y a aucune évolution des berges (ni d'érosion, ni d'accrétion). Les enrochements anciens présentent un état bon à dégradé selon les secteurs. De plus la bathymétrie est peu profonde (comprise en -3 et -5 m NGF). Ce secteur ne semble présenter aucun danger.

Cependant, on note la présence d'une érosion ponctuellement importante au droit d'un arbre (PRG 310.8). A terme, cet arbre pourrait s'arracher et ainsi emporter la berge. On remarque néanmoins que la berge ne constitue pas directement le pied de digue comme cela pourrait être le cas sur le reste du linéaire.

Ce secteur et cette érosion ponctuelle, PRG 310.8, sont à surveiller.

12) Grande Cabanne de Vaccarès (PRG 315,25 – 316)

Ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve basse est continue tandis que la ripisylve haute est discontinue. On note la présence d'arbres couchés. En comparant les cartes de 2007 à celle de 1876 il n'y a aucune évolution des berges. Néanmoins, les anciens enrochements présentent un état très dégradé à totalement détruits. Nous avons également constaté des signes d'érosion notamment en aval du PRG 315.5. Au droit de ce point, la bathymétrie de 2009 indique la présence d'une fosse à environ – 10 m en pied de berge.
Ce secteur présente un risque potentiel important pour le pied de berge. Des phénomènes d'affouillement externe pourraient se produire. Secteur sensible.

13) Mas Ballarin - Duroure (PRG 316,75 – 317,25)

Ce secteur est en zone mixte avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve (basse et haute) est continue. Aucun signe d'érosion ni de potentielle faiblesse a été décelé durant la visite. Les enrochements anciens présentent un état correct. La berge est en bon état. De plus, la bathymétrie du pied de berge est peu profonde (environ -6 m NGF).
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

14) Bergerie Duroure – Sylvéréal (PRG 318,5 – 321,5)

Ce secteur est en zone mixte avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve basse est continue tandis que la ripisylve haute est discontinue. En comparant les cartes de 2007 à celle de 1876 il n'y a aucune évolution des berges. Néanmoins, les anciens enrochements présentent un état très dégradé à totalement détruits. On note la présence d'une érosion ponctuellement importante au droit d'arbres (entre PRG 319.5 et PRG 319.9). A terme, ces arbres pourraient s'arracher et ainsi emporter la berge. De plus, le ségonal est faible environ 5 m. La bathymétrie du pied de berge est peu profonde (entre -4 et – 5.5 m NGF).
Au vu de ces constatations, les signes d'érosion et dégradations ponctuelles sont à surveiller.
A terme, le pied de digue peut être réellement menacé.

15) Château d'Astouin - Baumelles (PRG 324,5 – 326)

Ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur faible (< 2 m). La ripisylve (basse et haute) est discontinue. En aval du PRG 325.3, les berges sont aménagées (pontons, cabanons). Il nous a été difficile d'émettre un diagnostic de l'état précis de ces berges. Nous pouvons cependant remarquer que les anciens enrochements sont à priori présents malgré leur état très dégradé. La bathymétrie présente ponctuellement des fosses (par exemple, PRG 326, au droit des aménagements : - 13 m NGF).
Les aménagements ainsi que la bathymétrie profonde en aval du PRG 325.3, affaiblissent la berge et peuvent engendrer des phénomènes d'affouillements externes. **Secteur sensible car bathymétrie profonde.**
En amont, les enrochements présentent un état dégradé. La bathymétrie est peu profonde et ne se présente pas sous la forme d'une fosse.
Cependant, aucun danger potentiel n'est à déplorer sur ce secteur.

16) La Fadaise (PRG 330 – 330,75)

Ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve (basse et haute) est discontinue. Les enrochements de l'ouvrage hydraulique de la Fadaise sont en bon état. Aucun danger potentiel.
En aval de la station de pompage, à partir du PRG 330.25, on observe des signes d'érosion. En comparant les cartes de 2007 et 1876, la largeur érodée atteint un maximum de 75 m environ. La bathymétrie présente une fosse d'environ -14 m NGF. On note aussi que la berge est aménagée (pontons, cabanons).
Les aménagements, la bathymétrie profonde et l'érosion, sont autant de facteurs qui affaiblissent la berge et peuvent engendrer des phénomènes d'affouillements externes.
Le secteur est très sensible et présente un risque important. A court terme comme à long terme.

17) Port Dromar (PRG 333,5 – 335)

Secteur non vu lors de l'inspection des berges en mars 2015 pour des raisons de sécurité (vent et vague très violents).

18) L'Amarée (PRG 336 – 336,5)

Secteur non vu lors de l'inspection des berges en mars 2015 pour des raisons de sécurité (vent et vague très violents).

Petit Rhône Rive Droite

1) Tourette (PRD 284 – 285)

Ce secteur est en extrado avec des berges de hauteur moyenne (entre 2 et 4 m). La ripisylve haute et basse est continue. Différents trous, soit d'arbres tombés soit d'animaux, sont présents et pourraient permettre un début d'érosion. La présence de panneaux de fond (non visibles lors de l'inspection du fait du niveau d'eau trop important) est au contraire une barrière à l'érosion.
Sur le long terme le secteur est stable, il faut simplement s'assurer que les trous n'entrainent pas d'érosion.

2) Aval Tourette (PRD 285,5)

Ce secteur, très localisé, possède des berges de hauteur moyenne dont la ripisylve est continue. Il n'a pas été relevé de zone de danger est le secteur est en légère accrétion sur le long terme.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

3) Petit Argence – A54 (PRD 287,5 – 288,5)

- Du PRD 287,6 au PRD 287,7

En extrado, ce secteur a des berges hautes (> 4 m) pour une bathymétrie faible et de faible pente. De plus, il y a des panneaux de fond le long de la berge (non visible le jour de l'inspection, le niveau d'eau étant trop élevé). A long terme, ce secteur est stable.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

- Du PRD 288 au PRD 288,5

Situé en zone mixte, ce secteur comporte des berges hautes avec une ripisylve basse continue et une ripisylve haute plus discontinue. Il n'a pas été repéré de zones de danger mais autour du panneau de PK la ripisylve a été volontairement supprimée ; facteur négatif, comme on peut le voir sur Grand Rhône rive gauche aval.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

4) Grand Cabanne (PRD 290,5 – 291)

Les berges, de hauteur moyenne, sont situées en zone mixte ; la ripisylve qui les recouvre est continue. Il n'y a pas de grosse érosion mais une érosion faible est présente sur l'ensemble du secteur, malgré la présence de panneaux de fond. La faible érosion observée va à l'encontre de l'évolution géomorphologique qui tend plutôt à l'accrétion, il faut s'assurer que la tendance n'est pas à l'érosion.

5) Domaine de Marsane à Mas Berthaud (PRD 291,25 – 293)

- Du PRD 291,4 au PRD 291,6

Ce secteur comporte des berges de hauteur moyenne et est situé en zone mixte. La ripisylve est continue. Aucune dégradation n'a été observée et, même s'ils n'ont pas été vus, le secteur comporte des panneaux de fond. Le secteur est en accrétion sur le long terme.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

- Du PRD 292 au PRD 292,2

Situées en extrado, les berges de ce secteur sont hautes et recouvertes de façon continue de ripisylve. Aucun risque n'a été repéré et le secteur est stable sur le long terme.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

- Du PRD 292,2 au PRD 293

Ce secteur, en extrado, comporte des berges de hauteur moyenne avec une ripisylve continue. Une légère érosion est observée sur le linéaire : apparait creusé sous les racines. Le secteur est néanmoins stable à long terme.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur, **mais il est à surveiller.**

6) Mas d'Auzière – Pont de Cavalès (PRD 293,5 – 294,6)

En zone mixte, les berges sont de hauteur moyenne avec une ripisylve continue et dense. L'état général est très bon, il y a tout de même un trou, certainement dû à un arbre déraciné au PK 294.4. A long terme ce secteur est stable, ce qui se confirme par la présence d'enrochements, comme signalés sur les plans de 1876. Il le risque est très faible sur ce secteur mais il faut s'assurer que la tendance n'est pas à l'érosion au niveau du trou repéré (très localisé).

7) Pont de Saint Gilles (Amont/Aval) (PRD 295,5 – 298)

Pour ce secteur les berges sont en extrado, elles ont une hauteur moyenne et possèdent une ripisylve basse continue et une haute discontinue. Un affaissement local s'est produit au PK 297.1, la végétation ayant fortement poussée, il n'est que très peu visible depuis le fleuve, il a été repéré grâce aux rubalises mises en place. Sur l'ensemble du secteur la ripisylve est dense mais il ne semble pas y avoir d'autres zones à risque. Des panneaux de fond sont présents sur le linéaire. Sur le long terme la tendance est à l'accrétion.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur, mais **le comportement au droit de l'affaissement est à surveiller.**

8) Ecluse de Saint-Gilles (Amont/Aval) (PRD 299 – 299,75)

Les berges hautes de ce secteur situé en extrado sont recouvertes d'une ripisylve continue. Il n'y a pas de défauts de repéré sur ce linéaire qui comporte des panneaux de fond (non observés dû au niveau de l'eau). La zone est en accrétion sur le long terme.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

9) Ecluse St Gilles – La Motte (PRD 299,75 – 306,5)

- Du PRD 299,9 au PRD 303,3

Ce secteur de plus de 3km comporte des zones mixtes et des zones en extrado, dans les deux cas la berge est de hauteur moyenne avec une ripisylve continue. Il n'y a pas de défauts de repéré sur ce linéaire. La zone est stable sur le long terme, les enrochements/perrés ont été observés en alternance.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

- Du PRD 303,6 au PRD 304,5

Le secteur est situé en extrado, il comporte des berges de hauteur moyenne qui sont recouvertes d'une ripisylve basse continue et haute discontinue. Il n'y a pas de défauts de repérés sur ce linéaire. La zone est stable sur le long terme, excepté entre les PK 304.25 et 304.4 ou la tendance long terme est à l'érosion.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur, **la partie aval, en érosion depuis 1876, doit néanmoins être surveillée.**

- Du PRD 304,8 au PRD 305,6

La berge est située en extrado, elle est de hauteur moyenne et recouverte d'une ripisylve basse continue et haute discontinue. Au PK 304.9, une tierce personne a aplanie la berge jusqu'à une hauteur nulle au droit du fleuve, certainement pour créer un accès. Au PK305.4 il y a eu une brèche ou une zone à fort risque qui a été protégée par des enrochements. Le ségonal, très faible, est stable sur le long terme.
Il faut s'assurer qu'il n'y a pas d'érosion qui se créée aux deux zones citées ci-dessus.

- Du PRD 306 au PRD 306,4

Situé en intrado, ce secteur a des berges basses (< 2 m) comportant une ripisylve basse continue et haute discontinue. Rien n'a été observé sur ce secteur. A long terme c'est une zone stable.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

10) La Motte (PRD 307 – 307,75)

Situé en intrado, ce secteur a des berges de hauteur moyenne et comporte une ripisylve basse continue et haute discontinue. Rien n'a été observé sur ce secteur. A long terme c'est une zone stable.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

11) Mas de Claire Farine – Mas Beauregard (PRD 308,75 – 311)

- Du PRD 308,8 au PRD 309,1

Dans ce secteur le ségonal est très faible, il est situé en zone mixte avec des berges basses à moyennes qui sont recouvertes d'une ripisylve basse continue. Il y a un affaissement au PK 309, celui-ci est léger mais le ségonal étant absent dans cette zone il est à surveiller. Sur le long terme le secteur est stable ou en accrétion (jusqu'à 30 m). Le secteur se comporte

globalement bien mais **l'affaissement cité ci-dessus et l'absence de ségonal indiquent que le risque d'érosion de la digue est présent.**

- Du PRD 309,4 au PRD 309,6

Ce secteur est en zone mixte avec des berges basses et une ripisylve basse continue sur les 100 premiers mètres et absente sur les 100 derniers. Cette absence de végétation est due à une ancienne brèche de 2003, qui a été réparée et renforcée par des enrochements. Aujourd'hui il n'y a pas de zone à risque. Le secteur est stable sur le long terme. Le secteur se comporte globalement bien mais **son historique force à la prudence.**

- Du PRD 310,2 au PRD 310,8

Ce secteur en intrado possède des berges basses avec une ripisylve basse continue et dense. Aucun désordre n'a été repéré dans cette zone. A long terme le secteur est stable.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

12) Mas des Pradeaux (PRD 312,25 – 314,25)

Ce secteur est en intrado, ses berges sont de hauteur moyenne et recouvertes d'une ripisylve basse continue et haute discontinue. Ce secteur comporte à minima deux trous dus à des arbres déracinés (PK 312.9 et PK 313.9) et il y a une légère érosion de pied de berge au droit de la berge abrupte (PK 313.2 à 313.9). Sur le long terme le secteur est globalement stable avec la zone aval plutôt en accrétion. **Il faut s'assurer qu'il n'y a pas d'érosion qui se créée au droit des zones citées ci-dessus.**

13) Coude de Capette (PRD 314,5 – 315,5)

Situées en extrado, les berges de ce secteur sont de hauteur moyenne et possèdent une ripisylve continue, haute comme basse. Un gros affaissement est visible au PK 314.7 et, jusqu'au PK 315, il y a de l'érosion de pied par intermittence, plutôt légère. La bathymétrie indique une fosse à -17 m en pied de berge. Le secteur est, sur le long terme, stable et les enrochements et perrés de 1876 sont encore visibles. Malgré sa stabilité à long terme se secteur dois être contrôlé vis-à-vis de l'érosion, **la dynamique au PK 314.7 est à l'érosion.**

14) Coude de la Montcalm (PRD 318 – 318,5)

Ce secteur est en zone mixte avec une hauteur de berge moyenne et une ripisylve continue haute et basse. Aucun désordre n'a été relevé sur ce tronçon. A long terme c'est une zone en accrétion.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

15) Mas de Liviers (PRD 320 – 320,75)

Zone située en intrado présentant des berges basses avec une ripisylve basse continue et haute discontinue. Le secteur a un bon état général, excepté une légère érosion qui a creusé sous les

racines d'un arbre au PK 320.45. Le secteur est stable à long terme. Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

16) Traversée de Sylvéréal (PRD 321,25 – 322)

Ce secteur est en extrado, ses berges sont de hauteur moyenne avec une ripisylve discontinue haute et basse. Il existe deux zones où il y a absence de ripisylve : au niveau de la base de canoë (PK 321.8) et d'une habitation (PK 321.95). Il existe deux zones de forte érosion : en pied de berge à la base de canoë et sous l'ouvrage hydraulique au PK 321.9. Sur le long terme la zone est en légère accrétion.
Même si sur le long terme le comportement est bon, **il existe des zones de faiblesses qui comportent des risques vis-à-vis de l'érosion.**

17) Sylvéréal – Mas du Juge (PRD 322 – 324,5)

- Du PRD 322,3 au PRD 322,7

Ce secteur est situé en zone mixte avec une berge basse sans ripisylve. Tout le tronçon est érodé, il n'y a pas de ségonal, il n'y a pas de ripisylve. Sur le long terme le secteur a connu une érosion (env. 10 m). **Le secteur a de gros risques d'érosion de digue.**

- Du PRD 322,8 au PRD 324,3

Ce secteur est situé en extrado avec une berge basse sans ripisylve à l'amont (jusqu'à 323.7) et une berge moyenne avec une ripisylve discontinue à l'aval. Tout l'amont du tronçon est érodé, il n'y a pas de ségonal, il n'y a pas de ripisylve, il existe des zones de très forte érosion. Sur le long terme le secteur connait des zones en érosion, stables et en accrétion. **Le secteur a de gros risques d'érosion de digue.**

18) Pin Fourcat (PRD 326,75 – 328,75)

- Du PRD 326,8 au PRD 327

Ce secteur est en zone mixte avec une hauteur de berge moyenne et une ripisylve continue haute et basse. Aucun désordre n'a été relevé sur ce tronçon. A long terme c'est une zone en accrétion.
Il n'y a actuellement pas de risque sur ce secteur.

- Du PRD 327,8 au PRD 328,3

Situé en zone mixte, ce secteur a des berges de hauteur moyenne avec une ripisylve basse continue. Il y a un peu d'érosion en limite amont des enrochements (PK 328.1) et une zone d'érosion à l'aval du secteur, où la largeur du ségonal augmente. A long terme le secteur a subi une forte érosion car le fleuve a déplacé son lit, non endigué à l'époque. **Le risque d'érosion est légèrement présent sur ce secteur, la limite amont des enrochements est à surveiller.**

- Du PRD 328,5 au PRD 328,7

Ce secteur est situé en extrado, il possède une berge basse et sa ripisylve est uniquement constituée de cannes de Provence, présentes en alternance. L'état global du tronçon est moyen avec des alternances de zones érodées et saines. A long terme le secteur a subi une forte érosion car le fleuve a déplacé son lit, non endigué à l'époque. **Le risque d'érosion est présent sur ce secteur.**

2.9 SYNTHESE ET CONCLUSION SUR LE RISQUE D'AFFOUILLEMENT EXTERNE

2.9.1 Grand Rhône

L'analyse des différents points évoqués ci-dessus permet de conclure quant au risque d'affouillement externe.

Grand Rhône Rive Gauche

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **faible** sur un linéaire de 36 km environ, soit 85% de la rive gauche du Grand Rhône.

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **modéré** sur un linéaire de 3 km environ, soit 7 % de la rive gauche du Grand Rhône.

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **fort** sur un linéaire de 500 m environ, soit environ de 2 % de la rive gauche du Grand Rhône. Ces érosions sont ponctuelles et proche de la digue. La piste amont de la digue est érodée.

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **très fort** sur un linéaire de 1,5 km environ, soit 3 % de la rive gauche du Grand Rhône. Ces érosions sont ponctuelles et très proche de la digue et s'opèrent au droit des panneaux indiquant les PK pour la navigation principalement. Le pied de la digue est érodé souvent.

Environ 1,5 km de digues ne sont pas gérés par le SYMADREM en rive gauche du Grand Rhône, soit 3% de la rive gauche environ.

Ci-dessous les commentaires sur les risques d'affouillement externe perçus comme fort et très fort.

GRG 311,75 : l'évolution en plan à moyen terme est à l'érosion. Une centaine de mètre se sont érodés entre 1876 et 2007 au droit de ce PK 311,75. Il est à noter que des phénomènes d'érosion (entre 20 et 75 m) sont aussi présents du GRG 311,25 au GRG 312,5. Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes). On observe approximativement à 200 m que la bathymétrique est de – 10 m NGF, ce qui peut être considéré comme une fosse de profondeur moyenne. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever la présence d'arbres couchés, un mauvais état des berges, ainsi que l'absence de protection. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du GRG 311,75.



Photo 1. GRG 311,75 – Risque d'affouillement externe très fort

GRG 313 : l'évolution en plan à moyen terme est à l'érosion. Environ 20 mètres se sont érodés entre 1876 et 2007 au droit de ce PK. Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes). La bathymétrie est de – 6 m NGF, ce qui peut être considéré comme une valeur moyennement faible. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever la présence d'une anse d'érosion au droit du panneau PK 313, c'est-à-dire, un mauvais état des berges, ainsi que l'absence de protection. De plus sur ce secteur, la berge constitue le pied de digue et cela s'avère très dangereux. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du GRG 313.



Photo 2. GRG 313 – Risque d'affouillement externe très fort

GRG 313,25 : ce secteur est similaire au précédent. Cependant, il n'a pas été relevé de phénomènes d'érosion lors de l'inspection nautique, et l'évolution est stable, ce qui n'exclut pas un risque important. C'est pourquoi le risque d'affouillement externe est considéré comme **fort** au droit du GRG 313,25. Pas de photo disponible.

GRG 314,25 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes). La bathymétrie est d'environ – 8 m NGF, ce qui peut être considéré comme une valeur moyenne. Sur ce secteur, la berge constitue le pied de digue et cela s'avère très dangereux. Cinquante mètre plus en amont (GRG 314,200) un affouillement externe s'est produit lors de la crue de décembre 2003. Aucun confortement n'a été opéré depuis mais il fait l'objet d'une surveillance. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du GRG 314,250 et plus particulièrement aussi au droit du GRG 314,200.



Photo 3. GRG 314,25 – Risque d'affouillement externe très fort

GRG 314,5 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes). La bathymétrie est d'environ – 8 m NGF, ce qui peut être considéré comme une valeur moyennement faible. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever la présence d'une anse d'érosion au droit du panneau PK 314,5 c'est-à-dire, un mauvais état des berges, ainsi que l'absence de protection. De plus sur ce secteur, la berge constitue le pied de digue et cela s'avère très dangereux. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du GRG 314,5.



Photo 4. GRG 314,5 – Risque d'affouillement externe très fort

GRG 315 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes). La bathymétrie est de – 7 m NGF, ce qui peut être considéré une valeur moyenne. Sur ce secteur, la berge constitue le pied de digue et cela s'avère très dangereux. L'inspection des berges par voie nautique a permis de révéler la présence d'enrochements anciens en état correct dont leur rôle pressenti semble bon. Cependant, un affouillement externe s'est produit lors de la crue de décembre 2003. Aucun confortement n'a été opéré mais le secteur reste sous étroite surveillance. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** au droit du GRG 315.



Photo 5. GRG 315 – Risque d'affouillement externe fort

GRG 316,75 : l'évolution en plan à moyen terme est à l'érosion. Environ 10 mètres se sont érodés entre 1876 et 2007 au droit de ce PK. Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes). La bathymétrie est d'environ – 6 m NGF, ce qui peut être considéré comme une valeur faible. Aucun confortement n'a été opéré mais le secteur reste sous étroite surveillance. L'inspection des berges par voie nautique a permis de révéler la présence d'enrochements anciens en état correct dont leur rôle pressenti semble bon. Cependant, un affouillement externe s'est produit lors de la crue de décembre 2003. Pour tous ces points évoqués ci-dessus et notamment le dernier, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du GRG 316,75. Pas de photo disponible.

Le tableau ci-dessous synthétise les différents points évoqués précédemment dans ce chapitre et détaille les conclusions précédentes concernant le risque d'affouillement externe sur le Grand Rhône Rive Gauche.

Grand Rhône Rive Gauche

PK	Evolution en plan long terme	Evolution en plan moyen terme	Evolution du lit long terme	Bathymétrie	Accidentologie	Impact des crues récentes (bathymétrie entre 2002 et 2007	Etat des berges	Etat de la ripisylve	Présence protection	Rôle pressenti de la protection	Risque d'affouillement	Observations
281,5		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
281,75		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
282		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
282,25		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
282,5		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
282,75		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
283		stable	incision	-	Affouillement de pied en 2002	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles - travaux de confortement post 2002 terminés*
283,25		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
283,5		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
283,75		stable	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
284		accrétion de 30 m	incision	-5 m	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
284,25		accrétion de 75 m	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
284,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
284,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*

285		Indéfini (accrétion)	incision	≥ -5 m	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
285,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
285,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
285,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
286		Indéfini (accrétion)	incision	≥ -5 m	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
286,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
286,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
286,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
287		Indéfini (accrétion)	incision	≥ -5 m	-	incision de 5 cm					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
287,25		Indéfini (stable)	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
287,5		Indéfini (stable)	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
287,75		Indéfini (stable)	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
288		Indéfini (stable)	incision	≥ -5 m	-	incision de 5 cm					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
288,25		Indéfini (stable)	incision	-	-	indéfinie					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
288,5		Indéfini (stable)	incision	-	-	indéfinie					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
288,75		Indéfini (stable)	incision	-	-	indéfinie					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal*

												important
289		stable	incision	≥ -5 m	-	indéfinie					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
289,25		stable	incision	-	-	indéfinie					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
289,5		stable	incision	-	-	indéfinie					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
289,75		érosion de 15 m	incision	-	-	indéfinie					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
290		érosion de 10 m	incision	-10 m	-	incision de 5 cm					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
290,25		accrétion de 10 m	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
290,5		stable	incision	-	-	incision de 5 cm	moyen	bon	non		faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
290,75		stable	incision	-	-	incision de 5 cm	mauvais	présence d'arbres couchés	non		faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
291		stable	incision	-8 m	-	incision de 5 cm	bon	bon	oui	bon	faible	*Digue Sud d'Arles*
291,25		stable	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	bon	faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
291,5		stable	incision	-	-	indéfinie	moyen	bon	non	non	faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
291,75		stable	incision	-	-	indéfinie	moyen	présence d'arbres couchés	oui	bon	faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
292		stable	incision	-12 m	-	indéfinie	bon	bon	oui	bon	faible	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
292,25		stable	incision	-	-	indéfinie	mauvais	présence d'arbres	non	non	modéré	*Digue Sud d'Arles*

								couchés				
292,5		stable	incision	-	-	incision de 17 cm	moyen	présence d'arbres couchés	non		modéré	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
292,75		stable	incision	-	-	incision de 17 cm	moyen	présence d'arbres couchés	non		modéré	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
293		stable	incision	≥ -5 m	-	incision de 17 cm	érosion (PK)	présence d'arbres couchés	oui	défectueuse	modéré	*Digue Sud d'Arles - ségonal important*
293,25		stable	incision	≥ -5 m	-	incision de 17 cm	bon	bon	non		modéré	*Ségonal ~ 10m mais plateau peu profond*
293,5		stable	incision	≥ -5 m	-	incision de 17 cm	bon	bon	non		modéré	*Ségonal ~ 10m mais plateau peu profond*
293,75		stable	incision	≥ -5 m	-	incision de 17 cm	bon	bon	non		modéré	*Ségonal ~ 10m mais plateau peu profond*
294		stable	incision	≥ -5 m	-	incision de 17 cm	bon	bon	non		modéré	*Ségonal ~ 10m mais plateau peu profond*
294,25		stable	incision	≥ -5 m	-	incision de 17 cm	bon	bon	non		modéré	*Ségonal ~ 10m mais plateau peu profond*
294,5		stable	incision	≥ -5 m	-	incision de 17 cm	bon	bon	non		modéré	*Ségonal ~ 10m mais plateau peu profond*
294,75		stable	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
295		Indéfini (accrétion)	incision	≥ -5 m	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
295,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
295,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
295,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
296		Indéfini	incision	≥ -5 m	-	incision de 17					faible	*ségonal important*

		(accrétion)				cm						
296,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
296,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
296,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
297		Indéfini (accrétion)	incision	≥ -5 m	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
297,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
297,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
297,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
298		Indéfini (accrétion)	incision	≥ -5 m	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
298,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
298,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
298,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
299		Indéfini (accrétion)	incision	≥ -5 m	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
299,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
299,5		stable	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
299,75		stable	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
300		stable	incision	≥ -5 m	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
300,25		stable	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
300,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
300,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
301		Indéfini (accrétion)	incision	-6 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
301,25		Indéfini	incision	-	-	incision de 50					faible	*ségonal important*

		(accrétion)				cm						
301,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
301,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
302		Indéfini (accrétion)	incision	≥ -5 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
302,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
302,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
302,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
303		Indéfini (accrétion)	incision	-6 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
303,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
303,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
303,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
304		Indéfini (accrétion)	incision	≥ -5 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
304,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
304,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
304,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
305		Indéfini (accrétion)	incision	≥ -5 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
305,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
305,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
305,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
306		Indéfini (accrétion)	incision	-12 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
306,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*

306,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
306,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
307		Indéfini (accrétion)	incision	-12 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
307,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
307,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
307,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
308		Indéfini (accrétion)	incision	-8 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
308,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
308,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
308,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
309		Indéfini (accrétion)	incision	≥ -5 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
309,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
309,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
309,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
310		érosion de 15 m	incision	≥ -5 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
310,25		érosion de 30 m	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
310,5		stable	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
310,75		stable	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
311		stable	incision	-11 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
311,25		érosion de 50 m	incision	-	-	incision de 50 cm	mauvais				faible	*ségonal important*
311,5		érosion de	incision	-	-	incision de 50	mauvais				faible	*ségonal important*

		75 m				cm						
311,75		érosion de 100 m	incision	-	-	incision de 50 cm	mauvais	mauvais	non		très fort	
312		érosion de 20 m	incision	-10 m	-	incision de 50 cm	mauvais				faible	*ségonal important*
312,25		érosion de 20 m	incision	-	-	incision de 50 cm	mauvais				faible	*ségonal important*
312,5		érosion de 40 m	incision	-	-	incision de 50 cm	mauvais	bon	oui	bon	modéré	
312,75		stable	incision	-	-	incision de 50 cm	mauvais	bon	oui	bon	faible	*épi des pilotes*
313		érosion de 20 m	incision	-6 m	-	incision de 50 cm	mauvais	mauvais	non		très fort	
313,25		stable	incision	-	-	incision de 50 cm	mauvais	mauvais	non		fort	
313,5		stable	incision	-	Affouillement externe en 2003	incision de 50 cm					modéré	*enrochements récents post crue 2003*
313,75		stable	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
314		stable	incision	-9 m	-	incision de 50 cm	mauvais	mauvais	oui	défectueuse	modéré	
314,25		stable	incision	-	Affouillement externe en 2003 (314,200)	incision de 50 cm	mauvais	mauvais	non		très fort	
314,5		stable	incision	-	-	incision de 50 cm	mauvais	mauvais	non		très fort	
314,75		stable	incision	-	-	incision de 50 cm	moyen	bon	oui	bon	faible	
315		stable	incision	-7 m	Affouillement externe en 2003	incision de 50 cm	moyen	bon	oui	bon	fort	
315,25		stable	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
315,5		stable	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
315,75		stable	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
316		stable	incision	≥ -5 m	-	incision de 50					faible	*ségonal important*

						cm						
316,25		indéfini	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*canal du Rhône à Fos*
316,5		indéfini	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*canal du Rhône à Fos*
316,75		érosion de 10 m	incision		Affouillement externe en 2003	incision de 50 cm	bon	bon	oui	bon	très fort	
317		érosion de 10 m	incision	-6 m	-	incision de 50 cm	bon	bon	oui	bon	modéré	
317,25		érosion de 10 m	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	bon	modéré	
317,5		érosion de 10 m	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	bon	modéré	
317,75		érosion de 10 m	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	bon	modéré	
318		érosion de 20 m	incision	-	-	indéfinie	moyen	aucune	oui	bon	modéré	
318,25		stable	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
318,5		stable	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
318,75		stable	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
319		stable	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
319,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
319,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
319,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
320		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
320,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
320,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
320,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
321		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*

321,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
321,5		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
321,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
322		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
322,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
322,5		stable	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
322,75		stable	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
323		stable	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
323,25		stable	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*

Grand Rhône Rive Droite

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **faible** sur un linéaire de 35 km environ, soit 83 % de la rive droite du Grand Rhône.

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **modéré** sur 1 km environ, soit moins de 2 % de la rive droite du Grand Rhône.

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **fort** sur un linéaire de 2 km environ, soit moins de 5 % de la rive droite du Grand Rhône. Ces érosions sont ponctuelles et proches de la digue. La piste amont de la digue est érodée.

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **très fort** sur un linéaire de 4 km environ, soit moins de 10 % de la rive droite du Grand Rhône.

Ci-dessous les commentaires sur les risques d'affouillement externe perçus comme fort et très fort.

GRD 287,5 au GRD 288 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes). La bathymétrie est d'environ – 9 m NGF, ce qui peut être considéré comme une fosse de profondeur moyenne. L'inspection des berges par voie nautique a permis de révéler la mise à nu du grillage anti-fouisseur déposé lors des travaux de 2005 et ainsi mettre directement en contact le corps de digue avec le Grand Rhône (la berge constitue le pied de digue, voir le talus). Pour tous ces points évoqués ci-dessus et notamment le dernier, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** du GRD 287,5 au GRD 288.



Photo 6. GRD 287,5 au GRD 288 – Risque d'affouillement externe fort

GRD 289,8 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. L'impact des crues récentes est indéfini. La bathymétrie est d'environ – 6 m NGF, ce qui peut être considéré une valeur moyenne. L'inspection des berges par voie nautique a permis de révéler la présence d'une anse d'érosion importante et aucune protection de berge.

Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du GRD 289,8.



Photo 7. GRD 289,8 – Risque d'affouillement externe fort

GRD 290 : même constatation qu'au GRD 289,8. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du GRD 290. On retrouve une nouvelle fois ce phénomène d'anse d'érosion 10 m en aval du GRD 290.



Photo 8. GRD 290 – Risque d'affouillement externe fort

GRD 297 : l'évolution en plan à moyen terme est à l'érosion. Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes). La bathymétrie est peu profonde (supérieure à -5 m NGF environ), ce qui est une valeur faible. L'inspection des berges par voie nautique a permis de révéler la présence d'une anse d'érosion importante avec de nombreux arbres déracinés témoignant du caractère érosif de la zone et aucune protection de berge n'a été aperçue. Sur ce secteur, le pied de digue est directement concerné. Pour tous ces

points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du GRD 297.



Photo 9. GRD 297 – Risque d'affouillement externe fort

GRD 297,25 (Aube de Bouic) : l'évolution en plan à moyen terme est à l'érosion. Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes : - 5 cm). La bathymétrie est peu profonde (supérieure à -5 m NGF environ), ce qui est une valeur faible. L'inspection des berges par voie nautique a permis de révéler la présence d'une ancienne protection en enrochements qui ne joue plus son rôle car le secteur est sujet à une très forte érosion. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** au droit du GRD 297,25.



Photo 10. GRD 297,25 – Risque d'affouillement externe fort

GRD 301,75 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes : - 50 cm). La bathymétrie est d'environ -6 m NGF, ce qui est une valeur faible. L'inspection des berges par voie nautique a permis de révéler la présence de phénomène d'érosion et d'arbres couchés. Sur ce secteur, le

pied de digue est directement concerné et il n'y a pas de protection de berge. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du GRD 301,75.



Photo 11. GRD 301,75 – Risque d'affouillement externe fort

GRD 306,25 au GRD 306,75 : l'évolution en plan à moyen terme est à l'érosion (30 à 75 m). Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes : - 50 cm). La bathymétrie est peu profonde (supérieure à -5 m NGF environ), ce qui est une valeur faible. L'inspection des berges par voie nautique (malgré une végétation dense) a permis de révéler la présence de phénomène d'érosion et d'arbres couchés. Sur ce secteur, le pied de digue est directement concerné et il n'y a pas de protection de berge. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du GRD 306,25 au GRD 306,75.



Photo 12. GRD 306,25 au GRD 306,75 – Risque d'affouillement externe fort

GRD 315,5 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes : - 50 cm). La bathymétrie semble être profonde (entre -10 m et -15 m NGF (pas assez de données bathymétriques disponibles)), ce qui peut être considéré, à priori, comme une fosse. L'inspection des berges par voie

nautique a permis de révéler la présence de phénomène d'érosion sous forme d'anse. Sur ce secteur, l'ancienne protection en enrochements ne semble plus être efficace. Des affouillements externes se sont produits en 2003 environ 500 m en amont et en aval de ce secteur. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du GRD 315,5.



Photo 13. GRD 315,5 – Risque d'affouillement externe fort

GRD 316 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes : - 50 cm). La bathymétrie est profonde et d'environ – 15 m NGF, ce qui peut être considéré comme une fosse. Les berges présentent un état mauvais et constitue le pied de digue. Cent mètre plus en amont (GRD 315,900) un affouillement externe s'est produit lors des crues de 2002 et 2003. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme très fort au droit du GRD 316 et plus particulièrement aussi au droit du GRG 315,900.



Photo 14. GRD 316 – Risque d'affouillement externe très fort

GRD 316,5 au GRD 317 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme comme entre 2002 et 2007 (impact des crues récentes : - 50 cm). La bathymétrie est peu profonde (environ – 5 m NGF). Cependant, nous n'avons pas pu nous approcher du bord car les fonds étaient faibles. Il se peut que la bathymétrie soit largement inférieure à celle annoncée précédemment. Les berges présentent un état mauvais et constitue le pied de digue. La ripisylve est dans un état moyen. De nombreux débris sont présents. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme fort au droit du GRD 316,5 au GRD 317.



Photo 15. GRD 316,5 au GRD 317 – Risque d'affouillement externe fort

GRD 317,75 : l'évolution en plan à moyen terme est à l'accrétion (20 m environ). Les fonds s'incisent sur le long terme mais l'impact des crues récentes n'est pas quantifié. La bathymétrie est peu profonde (environ – 5 m NGF au maximum). Cependant, nous n'avons pas pu nous approcher du bord car les fonds étaient faibles. Il se peut que la bathymétrie soit largement inférieure à celle annoncée précédemment. Les berges présentent un état mauvais et constitue le pied de digue. On peut faire la même constatation pour la ripisylve. Des phénomènes d'érosion sont clairement identifiables par voie nautique, comme depuis la digue. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme très fort au droit du GRD 317,75.



Photo 16. GRD 317,75 – Risque d'affouillement externe très fort

GRD 318,5 : l'évolution en plan à moyen terme est à l'érosion (entre 15 et 40 m). Les mêmes constatations que précédemment peuvent être effectuées. Pour tous ces points, le risque d'affouillement est considéré comme très fort au droit du GRD 318,5.



Photo 17. GRD 318,5 – Risque d'affouillement externe très fort

Du GRD 319,5 au GRD 320,25 (750 m) et du GRD 321,75 au GRD 322,25 (500 m) : ces deux secteurs sont similaires. En effet, leurs évolutions en plan à moyen terme est à l'érosion (de 15 à 40 m pour le 1er secteur et de 15 à 140 m pour le 2ème secteur).). Les fonds s'incisent sur le long terme mais l'impact des crues récentes n'est pas quantifié. La bathymétrie est peu à moyennement profonde (entre -5 et -8 m NGF au maximum). Cependant, nous n'avons pas pu nous approcher du bord car les fonds étaient faibles. Il se peut que la bathymétrie soit largement inférieure à celle annoncée précédemment. L'état des berges est mauvais pour les deux secteurs et il n'y a pas de protection de berge. Des affouillements externes ce sont produits lors de la crue de 2002 au GRD 320 et GRD 321,86. Pour tous ces points, le risque d'affouillement est considéré comme fort sur ces secteurs avec ponctuellement un risque considéré comme très fort au droit du GRD 320 et du GRD 321,75 et plus particulièrement au GRD 321,86.



Photo 18. GRD 320 – Risque d'affouillement externe très fort



Photo 19. GRD 321,75 – Risque d'affouillement externe très fort

Le tableau ci-dessous synthétise les différents points évoqués précédemment dans ce chapitre et détaille les conclusions précédentes concernant le risque d'affouillement externe sur le Grand Rhône Rive Droite.

Grand Rhône Rive Droite

PK	Evolution en plan long terme	Evolution en plan moyen terme	Evolution du lit long terme	Bathymétrie	Accidentologie	Impact des crues récentes (bathymétrie entre 2002 et 2007	Etat des berges	Etat de la ripisylve	Présence protection	Rôle pressenti de la protection	Risque d'affouillement	Observations
281,50		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
281,75		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
282,00		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
282,25		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
282,50		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
282,75		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
283,00		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
283,25		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
283,50		stable	incision	-	-	incision de 30 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
283,75		stable	incision	-	-	incision de 17 cm	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	*quais d'Arles*	faible	*quais d'Arles*
284,00		Indéfini (accrétion)	incision	-7 m	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
284,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
284,50		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
284,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
285,00		Indéfini	incision	-7 m	-	incision de 17					faible	*ségonal important*

		(accrétion)				cm						
285,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
285,50		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
285,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
286,00		Indéfini (accrétion)	incision	-11 m	-	indéfinie	bon	bon	oui	moyen	modéré	*érosion due aux batillages observée*
286,25		stable	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	moyen	faible	*érosion due aux batillages observée*
286,50		stable	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	moyen	faible	*érosion due aux batillages observée*
286,75		stable	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	moyen	faible	*érosion due aux batillages observée*
287,00		stable	incision	-12 m	-	incision de 5 cm	bon	bon	oui	moyen	modéré	*érosion due aux batillages observée*
287,25		stable	incision	-	-	incision de 5 cm	bon	bon	oui	moyen	faible	*érosion due aux batillages observée*
287,50		stable	incision	-	-	incision de 5 cm	mauvais	bon	oui	moyen	très fort	*érosion du pied de digue important*
287,75		stable	incision	-	-	incision de 5 cm	mauvais	bon	oui	moyen	très fort	*érosion du pied de digue important*
288,00		stable	incision	-9 m	-	incision de 5 cm	mauvais	bon	oui	moyen	très fort	*érosion du pied de digue important*
288,25		stable	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	moyen	faible	*érosion due aux batillages observée*
288,50		stable	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	moyen	faible	*érosion due aux batillages observée*
288,75		stable	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	moyen	faible	*érosion due aux batillages observée*
289,00		stable	incision	-10 m	-	indéfinie	bon	bon	oui	moyen	modéré	*érosion due aux batillages observée*
289,25		stable	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	bon	faible	
289,50		stable	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	bon	faible	
289,75		stable	incision	-	-	indéfinie	mauvais		non		très fort	
290,00		stable	incision	-6 m	-	incision de 5 cm	mauvais	présence d'arbres couchés	non		très fort	

290,25		stable	incision	-	-	incision de 5 cm	bon	bon	oui	bon	faible	
290,50		stable	incision	-	-	incision de 5 cm	bon	bon	oui	bon	faible	
290,75		Accrétion de 10 m	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
291,00		Accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
291,25		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
291,50		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
291,75		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
292,00		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	≥ -5 m	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
292,25		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
292,50		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
292,75		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
293,00		érosion de 30 m	incision	≥ -5 m	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
293,25		érosion de 30 m	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
293,50		stable	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
293,75		stable	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
294,00		stable	incision	≥ -5 m	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
294,25		stable	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*

294,50		stable	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
294,75		stable	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
295,00		stable	incision	-6 m	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
295,25		stable	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
295,50		stable	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
295,75		stable	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
296,00		stable	incision	-7 m	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
296,25		stable	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
296,50		Accrétion de 40 m	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
296,75		Accrétion de 40 m	incision	-	-	incision de 17 cm					faible	*ségonal important*
297,00		érosion	incision	≥ -5 m	-	incision de 17 cm	mauvais	présence d'arbres couchés	non		très fort	*aube de bouic*
297,25		érosion	incision	-	-	incision de 5 cm	bon	bon	oui	défectueuse	fort	*aube de bouic*
297,50		érosion	incision	-	-	incision de 5 cm	bon	bon	oui	bon	faible	
297,75		érosion	incision	-	-	incision de 5 cm	bon	bon	oui	bon	faible	
298,00		érosion	incision	≥ -5 m	-	incision de 5 cm	mauvais	présence d'arbres couchés	non		modéré	*ségonal d'environ 20 m*
298,25		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
298,50		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
298,75		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*

299,00		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-6 m	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
299,25		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
299,50		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
299,75		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
300,00		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-6 m	-	incision de 5 cm					faible	*ségonal important*
300,25		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
300,50		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
300,75		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
301,00		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-6 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
301,25		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
301,50		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 50 cm	bon	bon	oui	bon	faible	*léger effet du batillage*
301,75		stable	incision	-	-	incision de 50 cm	mauvais	présence d'arbres couchés	non		très fort	
302,00		stable	incision	-7 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
302,25		stable	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
302,50		stable	incision	-	-	incision de 50					faible	*ségonal important*

						cm						
302,75		stable	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
303,00		stable	incision	≥ -5 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
303,25		stable	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
303,50		stable	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
303,75		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
304,00		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-8 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
304,25		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
304,50		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
304,75		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
305,00		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-8 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
305,25		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
305,50		Accrétion de 50 m à 200 m	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
305,75		érosion de 30 à 75 m	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
306,00		érosion de 30 à 75 m	incision	≥ -5 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
306,25		érosion de 30 à 75 m	incision	-	-	incision de 50 cm	mauvais	présence d'arbres couchés	non		très fort	*végétation dense lors de l'inspection*

306,50		érosion de 30 à 75 m	incision	-	-	incision de 50 cm	mauvais	présence d'arbres couchés	non		très fort	*végétation dense lors de l'inspection*
306,75		érosion de 30 à 75 m	incision	-	-	incision de 50 cm	mauvais	présence d'arbres couchés	non		très fort	*végétation dense lors de l'inspection*
307,00		érosion de 30 à 75 m	incision	≥ -5 m	-	incision de 50 cm	bon	bon	oui	bon	faible	
307,25		érosion de 30 à 75 m	incision	-	-	incision de 50 cm	bon	bon	oui	bon	faible	
307,50		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
307,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
308,00		Indéfini (accrétion)	incision	-13 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
308,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
308,50		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
308,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
309,00		Indéfini (accrétion)	incision	-13 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
309,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
309,50		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
309,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
310,00		Indéfini (accrétion)	incision	-10 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
310,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
310,50		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
310,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
311,00		Indéfini (accrétion)	incision	-8 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
311,25		Indéfini	incision	-	-	incision de 50					faible	*ségonal important*

		(accrétion)				cm						
311,50		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
311,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
312,00		Indéfini (accrétion)	incision	-7 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
312,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
312,50		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
312,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
313,00		Indéfini (accrétion)	incision	-7 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
313,25		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
313,50		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
313,75		Indéfini (accrétion)	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
314,00		érosion de 40 à 90 m	incision	-6 m	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
314,25		érosion de 40 à 90 m	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*
314,50		érosion de 40 à 90 m	incision	-	Affouillement externe en 2003	incision de 50 cm	bon	bon	oui	bon	faible	*enrochements récents post crue 2003*
314,75		érosion de 40 à 90 m	incision	-	Affouillement externe en 2003	incision de 50 cm	bon	bon	oui	bon	faible	*enrochements récents post crue 2003*
315,00		érosion de 40 à 90 m	incision	-10 m	Affouillement externe en 2003	incision de 50 cm	bon	bon	oui	bon	faible	*dégradation très ponctuelle du perré (enrochements récents post crue 2003)*
315,25		stable	incision	-	-	incision de 50 cm					faible	*ségonal important*

315,50		stable	incision	-	-	incision de 50 cm	mauvais	déracinement en cours	oui	défectueuse	très fort	
315,75		stable	incision	-	-	incision de 50 cm	bon	bon	oui	bon	faible	
316,00		stable	incision	-15 m	Affouillement externe en 2002 et 2003 (315,9)	incision de 50 cm	mauvais	bon	oui	moyen	très fort	*érosion ponctuelle*
316,25		stable	incision	-	-	incision de 50 cm	bon	bon	oui	bon	faible	*insfrastructure métallique solvay - emerys*
316,50		stable	incision	-	-	incision de 50 cm	mauvais	moyen	non		fort	*zone peu accessible en bateau (fond peu profonde)*
316,75		stable	incision	-	-	incision de 50 cm	bon	bon	oui	bon	faible	*zone peu accessible en bateau (fond peu profonde)*
317,00		stable	incision	-5 m	-	incision de 50 cm	mauvais	moyen	non		fort	*zone peu accessible en bateau (fond peu profonde)*
317,25		Accrétion de 70 m	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
317,50		Accrétion de 70 m	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
317,75		Accrétion de 20 m	incision	-	-	indéfinie	mauvais	mauvais	non		très fort	*zone peu accessible en bateau (fond peu profonde)*
318,00		Accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
318,25		stable	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
318,50		érosion de 15 à 40 m	incision	-	-	indéfinie	mauvais	moyen	non		très fort	*zone peu accessible en bateau (fond peu profonde)*
318,75		érosion de 15 à 40 m	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	bon	faible	*ségonal important*

319,00		érosion de 15 à 40 m	incision	≥ -5 m	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
319,25		érosion de 15 à 40 m	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
319,50		érosion de 15 à 40 m	incision	-	-	indéfinie	mauvais	moyen	non		fort	
319,75		érosion de 15 à 40 m	incision	-	-	indéfinie	mauvais	moyen	non		fort	
320,00		érosion de 15 à 40 m	incision	-6 m	Affouillement externe en 2002	indéfinie	mauvais	mauvais	non		très fort	*zone peu accessible en bateau (fond peu profonde)*
320,25		érosion de 15 à 40 m	incision	-	-	indéfinie	mauvais	moyen	non		fort	
320,50		stable	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	bon	faible	
320,75		stable	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	bon	faible	
321,00		stable	incision	-11 m	-	indéfinie	bon	bon	oui	bon	faible	
321,25		érosion de 15 à 140 m	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	bon	faible	*érosion ponctuelle aux extrémités des enrochements*
321,50		érosion de 15 à 140 m	incision	-	-	indéfinie	bon	bon	oui	bon	faible	*érosion ponctuelle aux extrémités des enrochements*
321,75		érosion de 15 à 140 m	incision	-	Affouillement externe en 2002 (321,86)	indéfinie	mauvais	moyen	non		très fort	
322,00		érosion de 15 à 140 m	incision	-8 m	-	indéfinie	mauvais	moyen	non		fort	
322,25		érosion de 15 à 140 m	incision	-	-	indéfinie	mauvais	moyen	non		fort	
322,50		érosion de 15 à 140 m	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
322,75		érosion de 10 m	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
323,00		érosion de 10 m	incision	-8 m	-	indéfinie					faible	*ségonal important*
323,25		érosion de 10 m	incision	-	-	indéfinie					faible	*ségonal important*

2.9.2 Petit Rhône

Petit Rhône Rive Gauche

Pour des raisons de sécurité (vent et vague très violents) lors de la visite des berges du Petit Rhône Rive Gauche en Mars 2015, les berges du PRG 334 à l'embouchure n'ont pas été inspectées soit environ 3 km (4%) de la rive gauche du Petit Rhône.

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **faible** sur un linéaire de 37 km environ, soit 67 % de la rive gauche du Petit Rhône.

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **modéré** sur un linéaire de 12,5 km environ, soit 23 % de la rive gauche du Petit Rhône.

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **fort** sur un linéaire de 2,5 km environ, soit 4 % de la rive gauche du Petit Rhône.

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **très fort** sur un linéaire de 1 km environ, soit 2 % de la rive gauche du Petit Rhône. Ces érosions sont ponctuelles et très proches de la digue.

Ci-dessous les commentaires sur les risques d'affouillement externe perçus comme fort et très fort.

PRG 285,75 : l'évolution en plan à moyen terme est à l'accrétion (entre 10 et 75 m). Les fonds s'incisent sur le long terme mais entre 2001 et 2004, 1 à 2 cm sont venus se déposer au fond du lit (impact des crues récentes). On observe une bathymétrie peu profonde (supérieure à -5 m NGF). L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever la présence d'arbres couchés, un mauvais état des berges, ainsi que l'absence de protection. La berge constitue le pied de digue sur ce secteur. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du PRG 285,75, malgré que le secteur soit en accrétion et que la bathymétrie soit peu profonde.



Photo 20. PRG 285,75 – Risque d'affouillement externe très fort

PRG 286,25 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme mais entre 2001 et 2004, 1 à 2 cm sont venus se déposer au fond du lit (impact des crues récentes). On observe une bathymétrie peu profonde (supérieure à -5 m NGF). L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever la présence d'arbres couchés, un mauvais état des berges, ainsi que l'absence de protection. La berge constitue le pied de digue sur ce secteur. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du PRG 286,25, malgré que le secteur soit stable et que la bathymétrie soit peu profonde.



Photo 21. PRG 286,25 – Risque d'affouillement externe très fort

PRG 292 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme mais entre 2001 et 2004, on y observe ni dépôt ni incision (impact des crues récentes). La bathymétrie est peu profonde (supérieure à -5 m NGF). L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever une zone d'érosion ponctuelle, un mauvais état des berges, ainsi que l'absence de protection. La berge constitue le pied de digue sur ce secteur. Ces observations ont plus précisément été faites au droit du PRG 291,9. Pour tous ces points

évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du PRG 292 (précisément PRG 291,9), malgré que le secteur soit stable et que la bathymétrie soit peu profonde.



Photo 22. PRG 292 (291,9) – Risque d'affouillement externe très fort

PRG 300,75 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est moyennement profonde (environ -9 m NGF). Cette observation est faite 100 m en aval du PRG 300,75, soit le PRG 300,85. Au droit de ce PRG, il n'y a aucun ségonal, la berge constitue le pied de digue. Une lacune de relevé d'informations lors de l'inspection des berges par voie nautique n'a pas permis de dresser un état des lieu de l'état des berges, de la ripisylve et de la présence d'une protection. Cependant, le secteur est sujet à des désordres portant à la prudence. En effet, la brèche de Casebrune se trouve à proximité de ce secteur et la berge constitue le pied de digue. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, malgré un manque d'informations, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** au droit du PRG 300,75 (précisément PRG 300,85). Pas de photo disponible.

PRG 305 : l'évolution en plan à moyen terme est à l'accrétion (environ 20 m). Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est peu profonde (supérieure à -5 m NGF). L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever la présence ponctuelle d'un arbre couché, un état moyen des berges, ainsi que l'absence de protection. La berge constitue le pied de digue sur ce secteur. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** au droit du PRG 305.



Photo 23. PRG 305 – Risque d'affouillement externe fort

PRG 307,75 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est moyennement profonde (environ -10 m NGF) ce qui peut être considéré comme une petite fosse. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état correct des berges et de la ripisylve, mais l'absence de protection. Sur ce secteur, la berge constitue le pied de digue et le fleuve forme un extrado. Combiné avec une fosse bathymétrique et un resserrement du lit, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** au droit du PRG 307,75. Pas de photo disponible.

PRG 310,75 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est peu profonde (supérieure à -5 m NGF). L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un mauvais état des berges et de la ripisylve, ainsi que l'absence de protection et d'érosion ponctuelle. Sur ce secteur, la berge ne constitue pas le pied de digue, on a la présence d'une petit ségonal. Ces observations ont pu être effectuées plus précisément au droit du PRG 310,8. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** au droit du PRG 310,75 (310,8).



Photo 24. PRG 310,75 (310,8) – Risque d'affouillement externe fort

Du PRG 319,5 au PRG 320 (500 m) : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est principalement peu profonde (supérieure à -5 m NGF) sauf au droit du PRG 319 où il y a fosse (-10 m NGF). L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever sur ce linéaire, un mauvais état des berges et de la ripisylve, mais la présence d'une protection. Cependant, elle ne semble pas jouer convenablement son rôle. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** du PRG 319,5 au PRG 319,75 et **très fort** au droit du PRG 320 à cause d'une bathymétrie profonde.



Photo 25. PRG 319,5 au PRG 320 – Risque d'affouillement externe fort

PRG 324,75 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est principalement très profonde (environ -15 m NGF) ce qui peut être considéré comme une fosse importante. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état moyen des berges et de la ripisylve, mais la présence d'une protection. Cependant, elle ne semble pas jouer convenablement son rôle. De plus, la berge

est située sur l'extrado. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** au droit du PRG 324,75. Pas de photo disponible.

PRG 325,25 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est principalement profonde (environ -10 m NGF) ce qui peut être considéré comme une fosse. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état correct des berges et de la protection. Cependant, une ancienne brèche est supposée dans ce secteur et la berge est située sur l'extrado. Pour tous ces points évoqués ci-dessus et notamment la brèche supposée et la bathymétrie profonde, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** au droit du PRG 325,25. Pas de photo disponible.

PRG 325,75 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est principalement très profonde (environ -14 m NGF) ce qui peut être considéré comme une fosse importante. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état moyen des berges et de la ripisylve, mais la présence d'une protection. Cependant, elle ne semble pas jouer convenablement son rôle. De plus, la berge est située sur l'extrado et de nombreux cabanons sont recensés sur celle-ci. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** au droit du PRG 325,75. Pas de photo disponible.

PRG 330,25 : l'évolution en plan à moyen terme est à l'érosion (environ 75 m). Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est principalement très profonde (environ -15 m NGF) ce qui peut être considéré comme une fosse importante. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état mauvais des berges et de la ripisylve et l'absence d'une protection. De plus, la berge est située sur l'extrado. Cependant, le ségonal est d'environ une dizaine de mètre. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** au droit du PRG 330,25.



Photo 26. PRG 330,25 – Risque d'affouillement externe fort

Le tableau ci-dessous synthétise les différents points évoqués précédemment dans ce chapitre et détaille les conclusions précédentes concernant le risque d'affouillement externe sur le Petit Rhône Rive Gauche.

Petit Rhône Rive Gauche

PK	Evolution en plan long terme	Evolution en plan moyen terme	Evolution du lit long terme	Bathymétrie	Accidentologie	Impact des crues récentes (bathymétrie entre 2001 et 2004)	Etat des berges	Etat de la ripisylve	Présence protection	Rôle pressenti de la protection	Risque d'affouillement	Observations
281		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm	moyen	bon	oui	défectueuse	modéré	*plusieurs érosions ponctuelles repérées*
281,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	moyen	bon	oui	défectueuse	modéré	
281,5		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement	stable	moyen	bon	oui	défectueuse	modéré	
281,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm	moyen	bon	oui	défectueuse	modéré	
282		stable	incision	-8 m	pas d'affouillement	stable	moyen	bon	oui	défectueuse	modéré	
282,25		stable	incision	-8 m	pas d'affouillement	stable	moyen	bon	oui	défectueuse	modéré	
282,5		stable	incision	-8 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
282,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
283		stable	incision	-7 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	bon	bon	oui	moyen	faible	
283,25		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
283,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
283,75		érosion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
284		accrétion de 10 à 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*

284,25		accrétion de 10 à 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
284,5		accrétion de 10 à 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
284,75		accrétion de 10 à 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
285		accrétion de 10 à 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
285,25		accrétion de 10 à 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
285,5		accrétion de 10 à 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
285,75		accrétion de 10 à 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	mauvais	mauvais	non		très fort	*berge constituant le pied de digue*
286		stable	incision	≥ -5 m	affouillement externe en 2003 (285,92 et 285,97)	dépôt 1 à 2 cm	bon	bon	oui	bon	modéré	*enrochements récents post crue 2003 - le risque reste existant*
286,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	mauvais	mauvais	non		très fort	*berge constituant le pied de digue*
286,5		accrétion de 50 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm					faible	*ségonal important*
286,75		accrétion de 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm					faible	*ségonal important*
287		accrétion de 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
287,25		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
287,5		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
287,75		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
288		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm					faible	*ségonal important*
288,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm					faible	*ségonal important*
288,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
288,75		accrétion de 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm					faible	*ségonal important*
289		accrétion de	incision	≥ -5 m	pas	stable					faible	*ségonal important*

		30 m			d'affouillement							
289,25		accrétion de 10 m	incision	-10 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	moyen	moyen	non vu		modéré	*zone d'accrétion antérieure qui s'érode actuellement*
289,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	moyen	moyen	non vu		modéré	*zone d'accrétion antérieure qui s'érode actuellement*
289,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	moyen	moyen	non vu		modéré	*zone d'accrétion antérieure qui s'érode actuellement*
290		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	moyen	moyen	non vu		modéré	*zone d'accrétion antérieure qui s'érode actuellement*
290,25		accrétion de 50 m	incision	-5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
290,5		accrétion de 30 m	incision	-5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
290,75		accrétion de 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
291		accrétion de 50 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
291,25		accrétion de 50 m	incision	-5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
291,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	bon	bon	non		faible	*zone de dépôt*
291,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	bon	bon	non		faible	*zone de dépôt*
292		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	mauvais	mauvais	non		très fort	*berge constituant le pied de digue*
292,25		accrétion de 50 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
292,5		accrétion de 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
292,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
293		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	bon	bon	non		faible	*zone de dépôt*
293,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	bon	bon	non		faible	*zone de dépôt*
293,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	bon	bon	non		faible	*zone de dépôt*

293,75		accrétion de 50 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
294		accrétion de 50 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm					faible	*ségonal important*
294,25		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm					faible	*ségonal important*
294,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm	bon	bon	non		faible	
294,75		stable	incision	-9 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm					faible	*ségonal important*
295		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm					faible	*ségonal important*
295,25		stable	incision	-11 m	affouillement externe en 2003 (295,2 et 295,3)	incision entre 2 et 10 cm	bon		bon	bon	modéré	*enrochements récents post crue 2003 - le risque reste existant*
295,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm	moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	*érosion locale*
295,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	*érosion locale*
296		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	*érosion locale*
296,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm	moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	*érosion locale*
296,5		accrétion de 50 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 0 et 1 cm					faible	*ségonal important*
296,75		accrétion de 50 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
297		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 0 et 1 cm					faible	*ségonal important*
297,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
297,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
297,75		stable	incision	≥ -5 m	pas	stable					faible	*ségonal important*

					d'affouillement							
298		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
298,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	*érosion locale*
298,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	*érosion locale*
298,75		accrétion de 10 à 100 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 2 à 7 cm					faible	*ségonal important*
299		accrétion de 10 à 100 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
299,25		accrétion de 10 à 100 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
299,5		accrétion de 10 à 100 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
299,75		accrétion de 10 à 100 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm					faible	*ségonal important*
300		accrétion de 10 à 100 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm					faible	*ségonal important*
300,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
300,5		érosion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
300,75		stable	incision	-9 m	brèche casebrune à proximité						fort	*ségonal important au PRG 300,75 Cependant, bathymétrie égale à -9 m environ 100 m en aval du PRG 300,75 SANS ségonnal*
301		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui (sacs)	moyen	modéré	*brèche de Casebrune*
301,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	moyen	modéré	
301,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	moyen	modéré	
301,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	moyen	modéré	

302		érosion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	moyen	modéré	
302,25		érosion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	moyen	modéré	
302,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	non		faible	
302,75		stable	incision	-6 m	pas d'affouillement		bon	bon	non		faible	
303		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	non		faible	
303,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	non		modéré	*dégradation ponctuelle*
303,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	non		faible	
303,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	non		faible	
304		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	non		faible	
304,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	non		faible	
304,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	non		faible	
304,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	non		faible	
305		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	mauvais	non		fort	*arbre couché et érosion*
305,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	non		modéré	
305,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
305,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
306		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
306,25		accrétion de 10 m	incision	-7 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui	moyen	faible	
306,5		stable	incision	-9 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui	bon	faible	*ouvrage hydraulique*
306,75		stable	incision	-6 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui	moyen	faible	
307		stable	incision	-6 m	pas		bon	bon	non		faible	

					d'affouillement							
307,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	bon	non		modéré	*berge détériorée par tierces personnes*
307,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	non		faible	
307,75		stable	incision	-10 m	pas d'affouillement		bon	bon	non		fort	*fosse (bathymétrie profonde) et extrados*
308		stable	incision	-7 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui	moyen	faible	
308,25		stable	incision	-9 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui	moyen	faible	
308,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
308,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
309		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
309,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
309,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
309,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
310		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
310,25		accrétion de 10 m	incision	-5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
310,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
310,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		mauvais	mauvais	non		fort	*érosion locale importante cependant petit ségonnal*
311		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
311,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
311,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
311,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	

312		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
312,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
312,5		érosion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
312,75		érosion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
313		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
313,25		stable	incision	-6 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
313,5		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
313,75		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
314		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
314,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
314,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
314,75		stable	incision	-10 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
315		stable	incision	-14 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
315,25		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
315,5		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
315,75		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
316		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
316,25		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
316,5		stable	incision	-6 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
316,75		stable	incision	-6 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
317		stable	incision	-12 m	pas		bon	bon	oui	moyen	modéré	

					d'affouillement							
317,25		stable	incision	-9 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui	moyen	faible	
317,5		accrétion de 20 m	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
317,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
318		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
318,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
318,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
318,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
319		stable	incision	-6 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
319,25		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
319,5		stable	incision	-10 m	pas d'affouillement		mauvais	mauvais	oui	défectueuse	très fort	*menace le pied de digue*
319,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		mauvais	mauvais	oui	défectueuse	fort	*menace le pied de digue*
320		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		mauvais	mauvais	oui	défectueuse	fort	*menace le pied de digue*
320,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
320,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
320,75		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
321		stable	incision	-6 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
321,25		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
321,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
321,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
322		accrétion de 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*

322,25		accrétion de 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
322,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
322,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
323		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
323,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
323,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
323,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
324		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
324,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
324,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
324,75		stable	incision	-15 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	fort	*extrado*
325		stable	incision	-6 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
325,25		stable	incision	-10 m	brèche supposée		bon		oui	bon	fort	
325,5		stable	incision	-9 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	*nombreux cabanons*
325,75		stable	incision	-14 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	fort	*nombreux cabanons*
326		stable	incision	-9 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
326,25		érosion de 10 m	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
326,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
326,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
327		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
327,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*

327,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
327,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
328		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
328,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
328,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
328,75		accrétion de 100 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
329		accrétion de 200 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
329,25		indéfini (érosion)	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
329,5		indéfini (érosion)	incision	-6 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
329,75		indéfini (érosion)	incision	-11 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
330		indéfini (érosion)	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
330,25		érosion de 75 m	incision	-15 m	pas d'affouillement		mauvais	mauvais	non		fort	*extrados important conjugué à bathymétrie profonde*
330,5		stable	incision	-16 m	affouillement externe en 2003		bon		oui	bon	modéré	*enrochements récents post crue 2003 - le risque reste existant*
330,75		érosion de 50 m	incision	-5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	oui	défectueuse	modéré	
331		érosion de 20 m	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
331,25		indéfini (érosion)	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
331,5		indéfini (érosion)	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
331,75		indéfini (érosion)	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
332		indéfini (érosion)	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
332,25		indéfini	incision	≥ -5 m	pas						faible	*ségonal important*

		(érosion)			d'affouillement							
332,5		érosion de 50 m	incision	-11 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
332,75		érosion de 20 m	incision	-8 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
333		érosion de 10 m	incision	-7 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
333,25		stable	incision	-13 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
333,5		stable	incision	-12 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
333,75		stable	incision	-12 m	pas d'affouillement		*non vu*	*non vu*	*non vu*	*non vu*		
334		stable	incision	-12 m	pas d'affouillement		*non vu*	*non vu*	*non vu*	*non vu*		
334,25		érosion de 10 m	incision	-6 m	pas d'affouillement		*non vu*	*non vu*	*non vu*	*non vu*		
334,5		érosion de 10 m	incision	-7 m	pas d'affouillement		*non vu*	*non vu*	*non vu*	*non vu*		
334,75		érosion de 60 m	incision	-11 m	pas d'affouillement		*non vu*	*non vu*	*non vu*	*non vu*		
335		érosion de 100 m	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
335,25		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
335,5		accrétion de 100 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
335,75		accrétion de 50 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		*non vu*	*non vu*	*non vu*	*non vu*		
336		érosion de 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		*non vu*	*non vu*	*non vu*	*non vu*		
336,25		érosion de 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		*non vu*	*non vu*	*non vu*	*non vu*		
336,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		*non vu*	*non vu*	*non vu*	*non vu*		
336,75		érosion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		*non vu*	*non vu*	*non vu*	*non vu*		*enrochements type épis (digue mer)*
337		érosion de 60 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		*non vu*	*non vu*	*non vu*	*non vu*		*enrochements type épis (digue mer)*

Petit Rhône Rive Droite

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **faible** sur un linéaire de 41 km environ, soit 80 % de la rive droite du Petit Rhône.

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **modéré** sur un linéaire de 4 km environ, soit 8 % de la rive droite du Petit Rhône.

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **fort** sur un linéaire de 3 km environ, soit 6 % de la rive droite du Petit Rhône. Ces érosions sont ponctuelles et proche de la digue. La piste amont de la digue est érodée.

Le risque d'affouillement externe est estimé comme **très fort** sur un linéaire de 3 km environ, soit 6 % de la rive droite du Petit Rhône. Ces érosions sont ponctuelles et très proche de la digue. Le pied de la digue est érodé. Ces érosions s'opèrent principalement, mais pas que, au droit des panneaux indiquant les PK pour la navigation.

Ci-dessous les commentaires sur les risques d'affouillement externe perçus comme fort et très fort.

PRD 302,25 au GRD 302,75 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est principalement très profonde (comprise entre -12 et -14 m NGF) ce qui peut être considéré comme des fosses importantes. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état correct des berges et de la ripisylve. La présence d'une protection s'effectue en alternance. Son action protectrice n'est ainsi pas optimale. Des phénomènes d'affouillements externes ce sont produits en décembre 2003 au droit du PRD 302,25 et PRD 302,5. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du PRD 302,25 et PRD 302,5 et **fort** au droit du PRD 302.75. Pas de photo disponible.

PRD 304,5 : l'évolution en plan à moyen terme est à l'érosion (10 m environ). Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est profonde (environ -10 m NGF) ce qui peut être considéré comme des fosses importantes. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état correct des berges et de la ripisylve. Comme sur le secteur précédent, la présence d'une protection s'effectue en alternance. Son action protectrice n'est ainsi pas optimale. Aucun phénomène d'affouillement externe ce sont produits sur ce secteur. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** au droit du PRD 304,5. Pas de photo disponible.

PRD 309 et PRD 309,5 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est moyenne (maximum -7 m NGF). L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état correct des berges et de la ripisylve.

La protection est toujours présente cependant, son rôle semble être défectueux. Deux brèches se sont produites sur ces secteurs, respectivement en 2002 et 2003. De plus, la berge constitue le pied de la digue. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du PRD 309 et PRD 309,5. Pas de photo disponible.

PRD 313 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est moyenne (maximum -7 m NGF). L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état mauvais des berges et moyen de la ripisylve (arbres déracinés ponctuellement). La protection n'est plus présente. En 2003, des phénomènes d'affouillements externes ce sont produits sur ce secteur. De plus, la berge constitue le pied de la digue. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du PRD 313. Pas de photo disponible.

PRD 314,75 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est très profonde (-16 m NGF) ce qui représente une fosse importante. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état mauvais des berges et moyen de la ripisylve (arbres déracinés ponctuellement). La protection est cependant toujours présente. Des départs de brèche ont eu lieu sur ce secteur en 1993 (ou 1994) notamment et plus précisément au PRD 314,7. Sur cette berge le lit présente un extrado très prononcé (presque 180°). Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du PRD 314,75.



Photo 27. PRD 314,75 – Risque d'affouillement externe très fort

PRD 321,75 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est profonde (-10 m NGF). L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état moyen des berges et de la ripisylve. Il n'y a pas de protection de berge. Sur cette berge le lit présente un extrado prononcé. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** au droit du PRD 321,75 (base de canoé-kayak de Sylvéréal).



Photo 28. PRD 321,75 – Risque d'affouillement externe fort

PRD 322 : l'évolution en plan à moyen terme est stable. Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est très profonde (-18 m NGF) ce qui représente l'une des fosses les plus profondes du Petit Rhône. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état mauvais des berges et de la ripisylve. Il n'y a pas de protection de berge. Des départs de brèche ont eu lieu sur ce secteur en 1843 et des phénomènes d'érosions externes ont pu être constatés lors des crues récentes. Sur cette berge le lit présente un extrado prononcé. Les érosions sous l'ouvrage en béton proche de l'entrée du canal du Bourgidou menacent actuellement de le faire rompre et d'emporter avec lui une partie de la digue. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** au droit du PRD 322.



Photo 29. PRD 322 – Risque d'affouillement externe très fort

Du PRD 322,25 au PRD 324,25 : sur ce secteur l'évolution en plan a majoritairement été stable. Localement on a de l'accrétion (PRD 322,75, environ 30 m) et la fin du secteur est en

légère érosion (du PRD 324 au 324,25, érosion de 5 m). Les fonds s'incisent sur le long terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est peu profonde à profonde variant ainsi de -5 m NGF à -12 m NGF. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état mauvais des berges et de la ripisylve. Il n'y a pas de protection de berge. Des phénomènes d'érosions externes ont pu être constatés lors des crues récentes (2002 : PRD 322,75 / 2003 : PRD 323 et PRD 323,160). La berge constitue le pied de digue sur ce linéaire. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **fort** sur l'ensemble du secteur sauf du PRD 322,75 au PRD 323,160 où l'on peut quantifier le risque comme **très fort** à cause des affouillements externes qui se sont produits.



PRD 322,8 **(très fort)**



PRD 322,9 **(fort)**



PRD 323 **(très fort)**



PRD 323,2 **(fort)**



PRD 323,3 **(fort)**



PRD 323,6 **(fort)**



PRD 323,7 **(fort)**

Photo 30. PRD 322,25 au PRD 324,25 – Risque d'affouillement externe fort et très fort

Du PRD 328 au PRD 328,5 : sur ce secteur l'évolution en plan a majoritairement été à l'érosion (entre 10 et 75 m érodé environ selon les secteurs). Les fonds s'incisent sur le long

terme. Entre 2001 et 2004, nous ne disposons d'aucune donnée pour caractériser l'impact des crues récentes. La bathymétrie est moyenne à profonde variant ainsi de -5 m NGF à -12 m NGF. L'inspection des berges par voie nautique a permis de relever un état mauvais des berges et un état moyen de la ripisylve. Il n'y a pas de protection de berge. Des phénomènes d'érosions externes ont pu être constatés lors de la crue de 2002 (PRD 328 et PRD 328,25). La berge constitue le pied de digue sur ce linéaire. Pour tous ces points évoqués ci-dessus, le risque d'affouillement est considéré comme **très fort** sur l'ensemble du secteur sauf au PRD 328,5 où l'on peut quantifier le risque comme seulement **fort** car il n'y a jamais eu de phénomène d'affouillements externes dans le passé.



PRD 328,1 **(très fort)**



PRD 328,3 **(très fort)**



PRD 328,5 **(fort)**

Photo 31. PRD 328 au PRD 328,5 – Risque d'affouillement externe fort et très fort

Le tableau ci-dessous synthétise les différents points évoqués précédemment dans ce chapitre et détaille les conclusions précédentes concernant le risque d'affouillement externe sur le Petit Rhône Droit.

Petit Rhône Rive Droite

PK	Evolution en plan long terme	Evolution en plan moyen terme	Evolution du lit long terme	Bathymétrie	Accidentologie	Impact des crues récentes (bathymétrie entre 2001 et 2004)	Etat des berges	Etat de la ripisylve	Présence protection	Rôle pressenti de la protection	Risque d'affouillement	Observations
279,5		accrétion de 200 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
279,75		accrétion de 150 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
280		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
280,25		accrétion de 50 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
280,5		accrétion de 50 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
280,75		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
281		érosion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm					faible	*ségonal important*
281,25		accrétion de 10 à 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm					faible	*ségonal important*
281,5		accrétion de 10 à 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm					faible	*ségonal important*
281,75		accrétion de 10 à 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm					faible	*ségonal important*
282		accrétion de 10 à 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm					faible	*ségonal important*
282,25		accrétion de 10 à 30	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*

		m										
282,5		accrétion de 10 à 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
282,75		accrétion de 60 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm					faible	*ségonal important*
283		accrétion de 60 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm					faible	*ségonal important*
283,25		accrétion de 60 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm					faible	*ségonal important*
283,5		accrétion de 60 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
283,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
284		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm					faible	*ségonal important*
284,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm					faible	*ségonal important*
284,5		stable	incision	≥ -5 m	Départ brèche en 1840	stable	moyen	présence d'arbres couchés	non		modéré	*Nombreux trous dans la berge*
284,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm	moyen	présence d'arbres couchés	non		modéré	*Nombreux trous dans la berge*
285		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm	moyen	présence d'arbres couchés	non		modéré	*Nombreux trous dans la berge*
285,25		accrétion de 60 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm					faible	*ségonal important*
285,5		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	bon	bon	non		faible	
285,75		accrétion de 60 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
286		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
286,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm					faible	*ségonal important*

286,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
286,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm					faible	*ségonal important*
287		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
287,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
287,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	moyen	moyen	non		faible	
287,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm	moyen	moyen	non		faible	
288		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm					faible	*ségonal important*
288,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm					faible	*ségonal important*
288,5		érosion de 10 m	incision	-6 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm					faible	*ségonal important*
288,75		érosion de 10 m	incision	-10 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm					faible	*ségonal important*
289		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
289,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
289,5		accrétion de 10 à 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
289,75		accrétion de 10 à 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
290		accrétion de 10 à 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
290,25		accrétion de 10 à 30	incision	-5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*

		m										
290,5		accrétion de 10 à 30 m	incision	-5 m	Départ brèche en 1840 (290,4)	stable					faible	*ségonal important*
290,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm	moyen	moyen	oui	défectueuse	faible	
291		accrétion de 10 à 30 m	incision	-5 m	pas d'affouillement	stable	moyen	moyen	oui	défectueuse	faible	
291,25		accrétion de 10 à 30 m	incision	≥ -5 m	Départ brèche en 1840	stable	bon	bon	oui	défectueuse	faible	
291,5		accrétion de 10 à 30 m	incision	-5 m	pas d'affouillement	stable	bon	bon	oui	défectueuse	faible	
291,75		accrétion de 10 à 30 m	incision	-5 m	pas d'affouillement	stable	bon	bon	oui	défectueuse	faible	
292		accrétion de 10 à 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	bon	bon	oui	défectueuse	faible	
292,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	bon	bon	oui	défectueuse	faible	
292,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	moyen	bon	oui	défectueuse	faible	
292,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	moyen	bon	oui	défectueuse	faible	
293		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	moyen	bon	oui	défectueuse	faible	
293,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
293,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm					faible	*ségonal important*
293,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
294		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm	bon	bon	oui	bon (à l'étiage)	faible	

294,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 1 et 2 cm	bon	bon	oui	bon (à l'étiage)	faible	*PRD 294,4 érosion localisée*
294,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	bon	bon	oui	bon (à l'étiage)	faible	
294,75		accrétion de 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm					faible	*ségonal important*
295		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm					faible	*ségonal important*
295,25		érosion de 10 m	incision	-7 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm					faible	*ségonal important*
295,5		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm					faible	*ségonal important*
295,75		accrétion de 5 à 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	bon	bon	non		faible	
296		accrétion de 5 à 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	bon	bon	non		faible	
296,25		accrétion de 5 à 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	bon	bon	non		faible	
296,5		accrétion de 5 à 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	bon	bon	non		faible	
296,75		accrétion de 5 à 10 m	incision	-5 m	pas d'affouillement	dépôt 1 à 2 cm	bon	bon	non		faible	
297		accrétion de 5 à 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm	bon	bon	non		modéré	*PRD 297,1 érosion localisée - affouillement réparé par génie végétal (été 2016)*
297,25		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm			oui	bon	faible	*Pont de Saint-Gilles*
297,5		accrétion de 5 à 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm	bon	bon	non		modéré	*affouillement réparé par génie végétal (été 2016)*

297,75		accrétion de 5 à 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm	bon	bon	non		faible	
298		accrétion de 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm					faible	*ségonal important*
298,25		accrétion de 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
298,5		accrétion de 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
298,75		accrétion de 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable					faible	*ségonal important*
299		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	bon	bon	non		faible	
299,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	bon	bon	non		faible	
299,5		érosion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	bon	bon	non		faible	
299,75			incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	stable	bon	bon	non		faible	*construction écluse de Saint-Gilles*
300		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement	incision entre 2 et 10 cm	bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
300,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
300,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
300,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
301		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
301,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
301,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
301,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
302		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
302,25		stable	incision	-10 m	affouillement		bon	bon	oui	moyen	très fort	

					externe en 2003				(alternance)	(alternance)		
302,5		stable	incision	-7 m	affouillement externe en 2003		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	très fort	
302,75		stable	incision	-12 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	fort	
303		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
303,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
303,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
303,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
304		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
304,25		érosion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
304,5		érosion de 10 m	incision	-10 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	fort	
304,75		érosion de 10 m	incision	-6 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
305		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
305,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui	bon	faible	*PRD 305,4 enrochements récents*
305,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
305,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
306		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
306,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui (alternance)	moyen (alternance)	faible	
306,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
306,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
307		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*

307,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
307,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	oui	bon	faible	
307,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
308		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
308,25		accrétion de 10 m	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
308,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
308,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
309		stable	incision	-7 m	brèche 2002		bon	bon	oui	défectueuse	très fort	*berge constitue le pied de digue*
309,25		stable	incision	-7 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
309,5		stable	incision	≥ -5 m	brèche 2003						très fort	*berge constitue le pied de digue*
309,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
310		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
310,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	non visible	non visible	faible	
310,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	non visible	non visible	faible	
310,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	bon	non visible	non visible	faible	
311		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
311,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
311,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
311,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
312		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
312,25		stable	incision	≥ -5 m	pas						faible	*ségonal important*

					d'affouillement							
312,5		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
312,75		stable	incision	-6 m	pas d'affouillement		mauvais	moyen (arbres déracinés ponctuellement)	non		modéré	
313		stable	incision	-7 m	affouillement externe en 2003		mauvais	moyen (arbres déracinés ponctuellement)	non		très fort	*berge constitue le pied de digue*
313,25		stable	incision	-9 m	pas d'affouillement		mauvais	moyen (arbres déracinés ponctuellement)	non		modéré	
313,5		stable	incision	-6 m	pas d'affouillement		mauvais	moyen (arbres déracinés ponctuellement)	non		modéré	
313,75		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement		mauvais	moyen (arbres déracinés ponctuellement)	non		modéré	
314		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		mauvais	moyen (arbres déracinés ponctuellement)	non		modéré	
314,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
314,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
314,75		stable	incision	-16 m	départ brèche 1993 ou 1994		mauvais	moyen (arbres déracinés ponctuellement)	oui	bon	très fort	*notamment au PRD 314,7*
315		stable	incision	-11 m	pas d'affouillement		mauvais	moyen (arbres déracinés ponctuellement)	oui	moyen	modéré	*érosion de pied*
315,25		accrétion de 10 à 50 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		mauvais	moyen (arbres déracinés ponctuellement)	oui	moyen	modéré	*érosion de pied*
315,5		accrétion de 10 à 50 m	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
315,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
316		accrétion de 10 à 50	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*

		m										
316,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	moyen	non		faible	*zone très ponctuelle*
316,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
316,75		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
317		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
317,25		stable	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
317,5		stable	incision	-11 m	pas d'affouillement		bon	moyen	non		faible	*zone très ponctuelle*
317,75		accrétion de 30 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
318		accrétion de 10 m	incision	-8 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
318,25		stable	incision	-16 m	pas d'affouillement		bon	moyen	oui	moyen	faible	
318,5		stable	incision	-7 m	pas d'affouillement		bon	moyen	oui	moyen	faible	
318,75		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	moyen	oui	moyen	faible	
319		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
319,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
319,5		stable	incision	-6 m	brèche par retour de 1840						faible	*ségonal important*
319,75		stable	incision	-6 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
320		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
320,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	moyen	oui	défectueuse	faible	
320,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		bon	moyen	oui	défectueuse	modéré	*érosion de pied*
320,75		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
321		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*

321,25		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
321,5		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		moyen	moyen	non		faible	
321,75		stable	incision	-10 m	pas d'affouillement		moyen		non		fort	*au droit de la base de canoé*
322		stable	incision	-18 m	Affouillement externe + départ brèche 1843		mauvais	mauvais	non		très fort	*ouvrage bétonné proche de l'entrée du canal du Bourgidou*
322,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		mauvais	mauvais	non		fort	
322,5		stable	incision	-9 m	pas d'affouillement		mauvais	mauvais	non		fort	*bathymétrie -9 m environ 100 m en amont du PRD 322,5*
322,75		accrétion de 30 m	incision	-6 m	Affouillement externe en 2002		mauvais	mauvais	non		très fort	
323		stable	incision	≥ -5 m	Affouillement externe en 2003 (323 et 323,160)		mauvais	mauvais	non		très fort	
323,25		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		mauvais	mauvais	non		fort	
323,5		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		mauvais	mauvais	non		fort	
323,75		stable	incision	-12 m	pas d'affouillement		mauvais	mauvais	non		fort	*-15 m environ 100 m en aval du PRD 323,75 (limnimètre CNR)*
324		érosion de 5 m	incision	-6 m	pas d'affouillement		mauvais	mauvais	non		fort	
324,25		érosion de 5 m	incision	-5 m	pas d'affouillement		mauvais	mauvais	non		fort	
324,5		érosion de 15 m	incision	-6 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
324,75		accrétion de 20 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
325		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
325,25		accrétion	incision	≥ -5 m	pas						faible	*ségonal important*

		de 10 m			d'affouillement							
325,5		accrétion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
325,75		accrétion de 10 m	incision	-6 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
326		accrétion de 10 m	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
326,25		accrétion de 10 m	incision		pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
326,5		stable	incision	-14 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
326,75		accrétion de 10 m	incision	-14 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
327		stable	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		mauvais	moyen			modéré	
327,25		érosion de 40 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		mauvais	moyen			modéré	
327,5		érosion de 40 m	incision	-5 m	pas d'affouillement		mauvais	moyen			modéré	
327,75		érosion de 10 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement		mauvais	moyen			modéré	
328		érosion de 10 m	incision	-6 m	Affouillement externe en 2002		mauvais	moyen			très fort	*érosion en amont enrochements*
328,25		érosion de 20 m	incision	-5 m	Affouillement externe en 2002		mauvais	mauvais			très fort	*présence d'un petit ségonnal*
328,5		érosion de 75 m	incision	-12 m	pas d'affouillement		mauvais	moyen			fort	
328,75		érosion de 100 m	incision	-12 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
329		accrétion de 75 m	incision	-5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
329,25		accrétion de 100 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
329,5		accrétion de 75 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
329,75		érosion de 150 m	incision	≥ -5 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*
330		stable	incision	-7 m	pas d'affouillement						faible	*ségonal important*

3 LE VENT

Une des actions du vent est de générer des vagues sur le plan d'eau qui peuvent se propager en direction de l'ouvrage. Lorsque ces vagues vont rencontrer l'ouvrage, elles vont engendrer une remontée d'eau le long du parement amont appelé « run-up ».

Lorsque le vent souffle sur une étendue d'eau, il exerce une contrainte horizontale ce qui entraîne un basculement du plan d'eau. Cela a pour conséquence un soulèvement de la surface de l'eau au droit de l'ouvrage si l'on considère que le vent souffle vers la digue. Ce soulèvement se nomme « wind setup » ou soulèvement dû au vent.

3.1 DONNEES DE VENTS

Quatre stations sont présentes dans le Delta du Rhône et une station est située en périphérie.

Tableau 67. Stations météo dans le Delta du Rhône

Nom	Coordonnées		Lambert II étendu		Altitude	Producteurs
ARLES	Latitude	43°30'36"N	Lambert Y (hm)	18371	1 m	Tour du Valat
	Longitude	4°41'36"E	Lambert X (hm)	7908		
STES-MARIES-DE-LA-MER	Latitude	43°26'54"N	Lambert Y (hm)	18296	1 m	AUTRES
	Longitude	4°25'24"E	Lambert X (hm)	7691		
TARASCON	Latitude	43°49'42"N	Lambert Y (hm)	1872	15 m	METEO-FRANCE
	Longitude	4°38'24"E	Lambert X (hm)	7854		
AIGUES-MORTES	Latitude	43°32'12"N	Lambert Y (hm)	18390	1 m	Autres
	Longitude	4°12'24"E	Lambert X (hm)	7513		
NIMES-GARONS	Latitude	43°45'24"N	Lambert Y (hm)	18640	92 m	METEO-FRANCE
	Longitude	4°24'42"E	Lambert X (hm)	7673		

Les deux figures ci-après présentent les roses des vents des stations météorologiques respectivement de Nîmes Courbessac (source météo France) et d'Arles (source Tour du Valat).

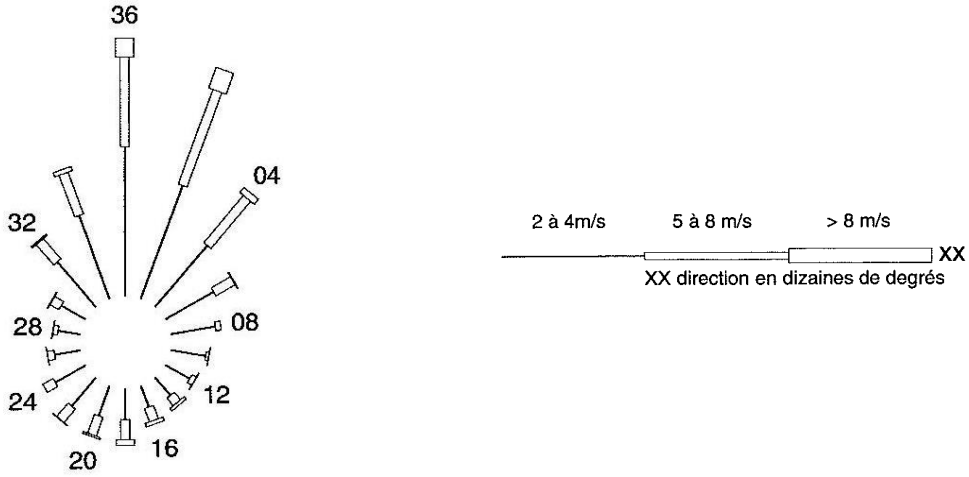


Figure 171. rose des vents à Nimes-Courbessac (source Météo-France)

La rose des vents de la station de Nîmes Courbessac montre des vents dominants du Nord et du Nord Nord Est.
La rose des vents de la station d'Arles située à la Tour du Valat soit dans la partie Sud Est de la Camargue Insulaire montrent quant à elle des vents dominants du Nord/Nord-Ouest et Sud-Est avec une fréquence de vents avec des vitesses supérieures à 8 m/s relativement fréquentes.

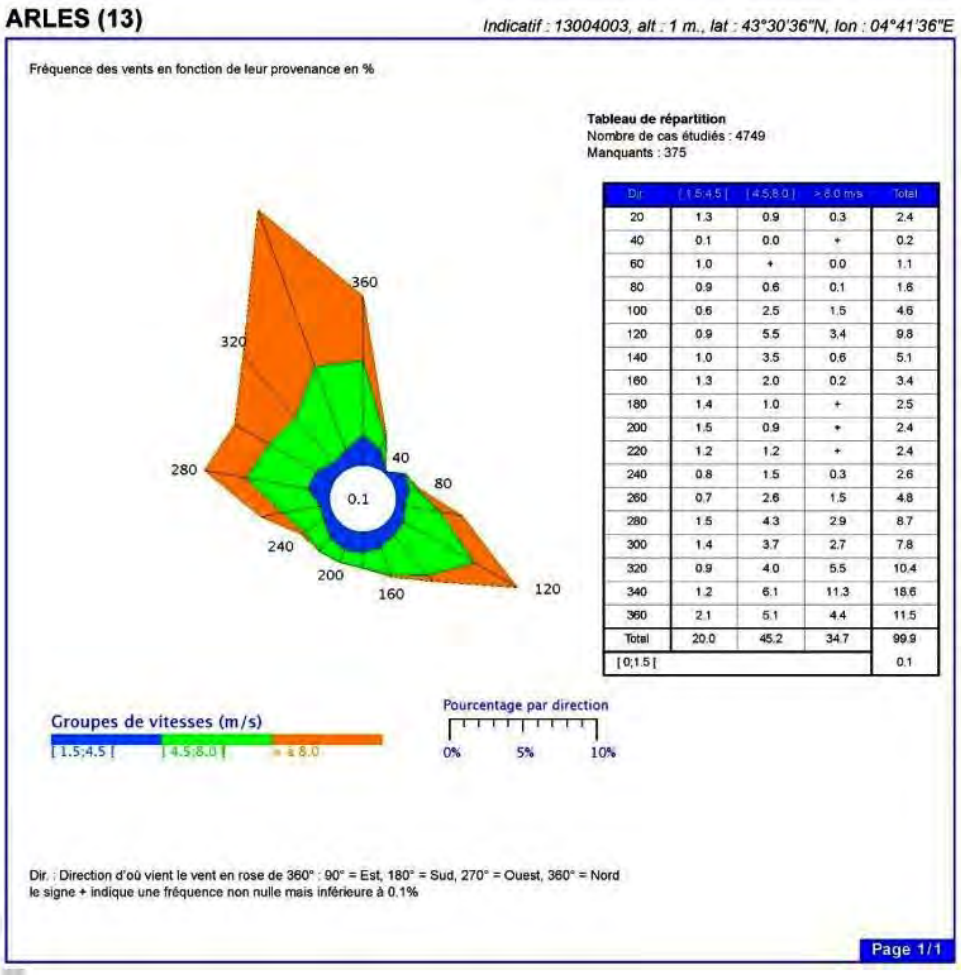


Figure 172. Rose des vents à Arles Tour du Valat

La carte de vitesse moyenne des vents réalisée par Météo France indique une vitesse moyenne de 8.7 m/s dans le Delta du Rhône.

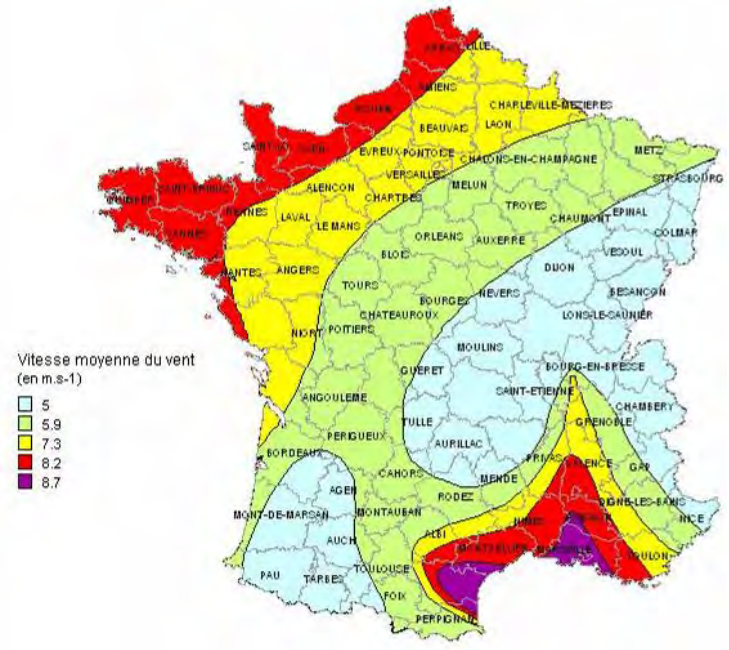


Figure 173. Carte de France des vents moyens

La carte ci-dessous extraite de l'Eurocode 1 : EN1991-1-4:2005 donne un vent de référence (période de retour de 50 ans) compris entre 28 et 30 m/s.



* Cette carte est donnée à titre indicatif mais n'a pas de caractère contractuel.
Pour préciser les limites des zones, reportez vous à la liste des cantons ci-jointe.

zones	1	2	3	4	5
V_{ref} (m/s)(à 10 m)	24	26	28	30	34

Figure 174. Vent de référence (source eurocode 1)

La vitesse de vent pour une période de retour *T* en années est donnée par :

$$\frac{V_T}{V_{50}} = \sqrt{\frac{1-0{,}33.ln\left(-ln\left(1-1/T\right)\right)}{2{,}29}}$$

ou par le tableau suivant :

Tableau 68. Facteur multiplicatif entre la vitesse du vent 50 ans et la vitesse du vent T ans

Période de retour *T* (ans)	**Facteur multiplicatif**
5	0,81
10	0,87
20	0,93
50	1
100	1,05
200	1,10
500	1,15
1000	1,20
10000	1,33

On retient que la vitesse du vent pour une période de retour 1000 ans vaut 1,2 fois celle pour 50 ans et la vitesse du vent pour une période de retour 5 ans, vaut 0,8 fois celle pour 50 ans. Par exemple, si la vitesse de vent cinquantennale vaut 100 km/h, la vitesse millénale vaut 120 km/h et la vitesse quinquennale 80 km/h.

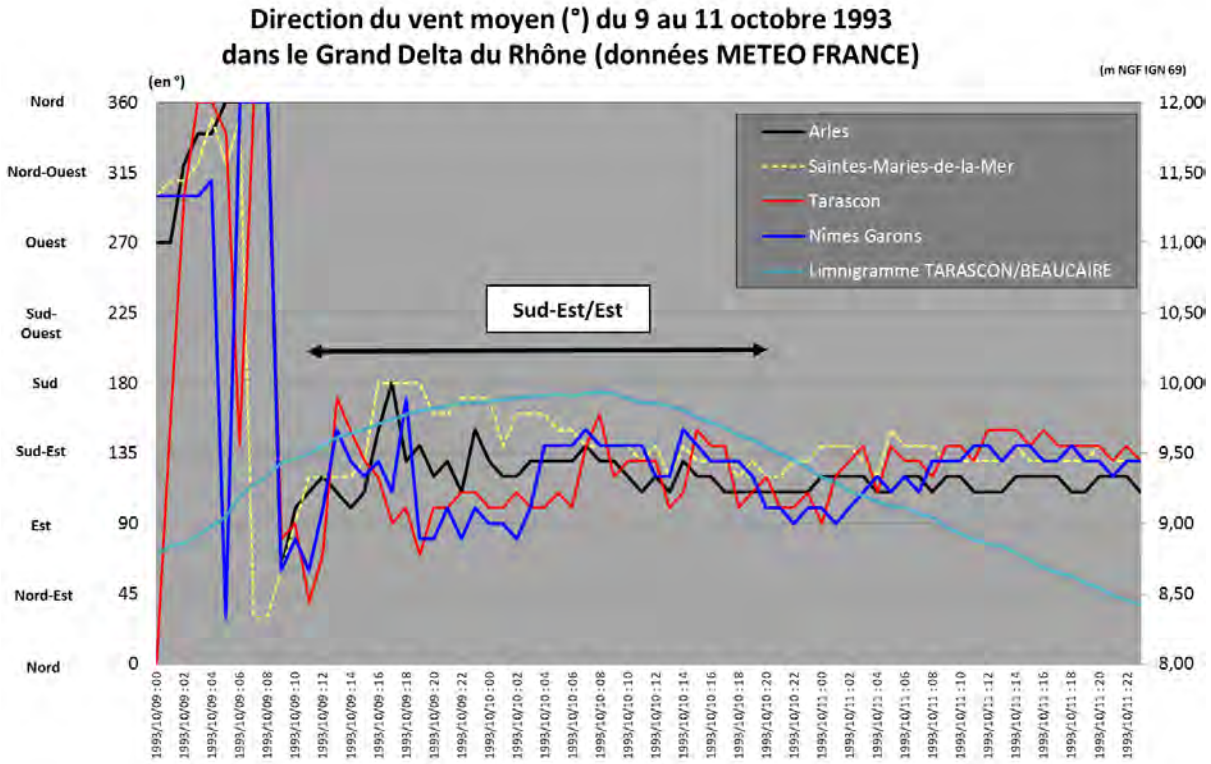
3.2 VENTS OBSERVES LORS DES CRUES SUP. A LA DECENNALE DEPUIS 1993

Les figures ci-après illustrent la direction et la force des vents aux cinq stations précitées lors des crues respectivement d'octobre 1993, janvier 1994, novembre 1994, novembre 1996, septembre 2002, novembre 2002 et décembre 2003.

Le niveau du Rhône (en m NGF) à la station de Beaucaire/Tarascon permet de voir l'évolution du vent au cours de la crue.

3.2.1 Direction et force du vent lors de la crue d'octobre 1993

Lors de la crue d'octobre 1993, le vent était principalement orienté Sud-Est/Est. La vitesse du vent moyen était en amont du Delta de l'ordre de 5 m/s et dans la partie sud du Delta entre 6 et 10 m/s, ce qui donne des vents moyens.



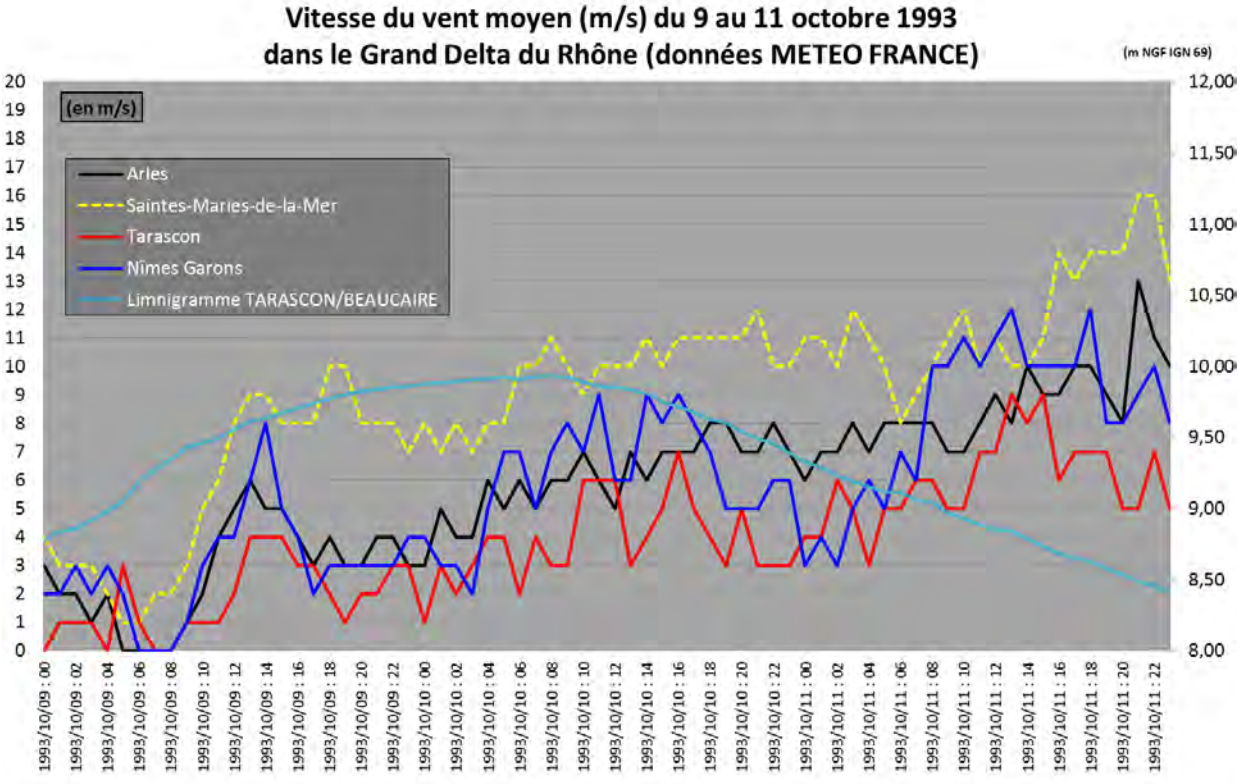
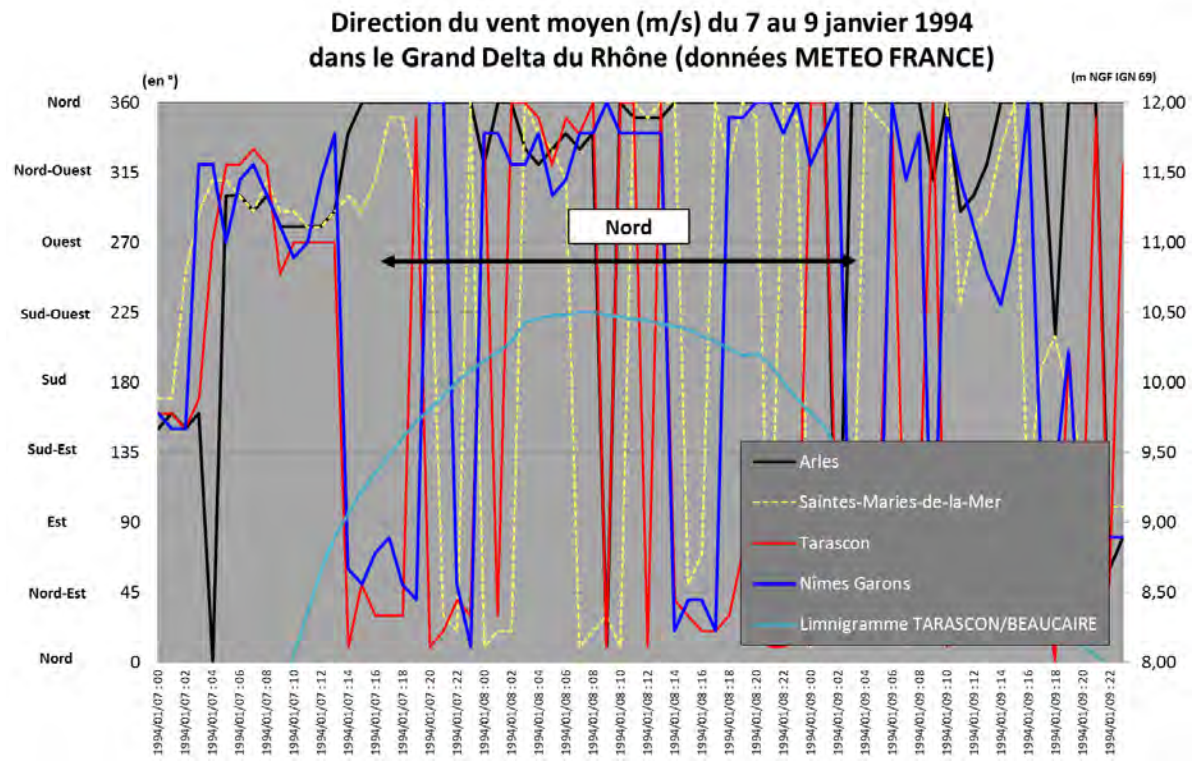


Figure 175. Direction et force du vent moyen dans le Delta lors de la crue d'octobre 1993

3.2.2 Direction et force du vent lors de la crue de janvier 1994

Lors de la crue de janvier 1994, le vent était principalement orienté Nord. La vitesse du vent moyen dans le Delta, lors de la pointe de crue était inférieure à 4 m/s, ce qui est faible. On note des vents avec des vitesses comprises entre 8 et 14 m/s dans la journée précédant la crue.



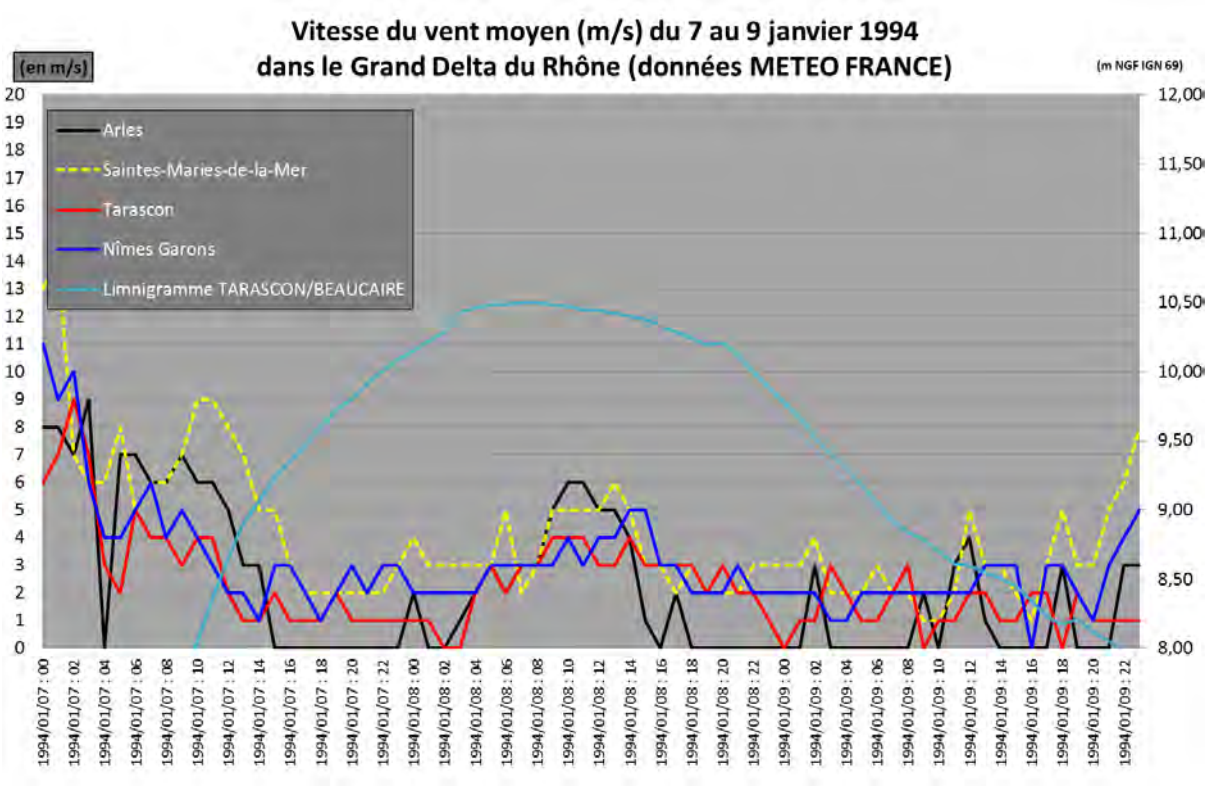


Figure 176. Direction et force du vent moyen dans le Delta lors de la crue de janvier 1994

3.2.3 Direction et force du vent lors de la crue de novembre 1994

Lors de la crue novembre 1994, le vent était orienté Sud-Est à la station de Tarascon et Nord-Ouest/Nord-Est dans le Delta et en périphérie avec un vent variable à la station des Saintes-Maries-de-la-Mer. La vitesse du vent moyen était en amont du Delta de l'ordre de 8 m/s et inférieure à 4 m/s dans les autres stations. La force du vent dans la journée précédant la crue était du même ordre de grandeur.

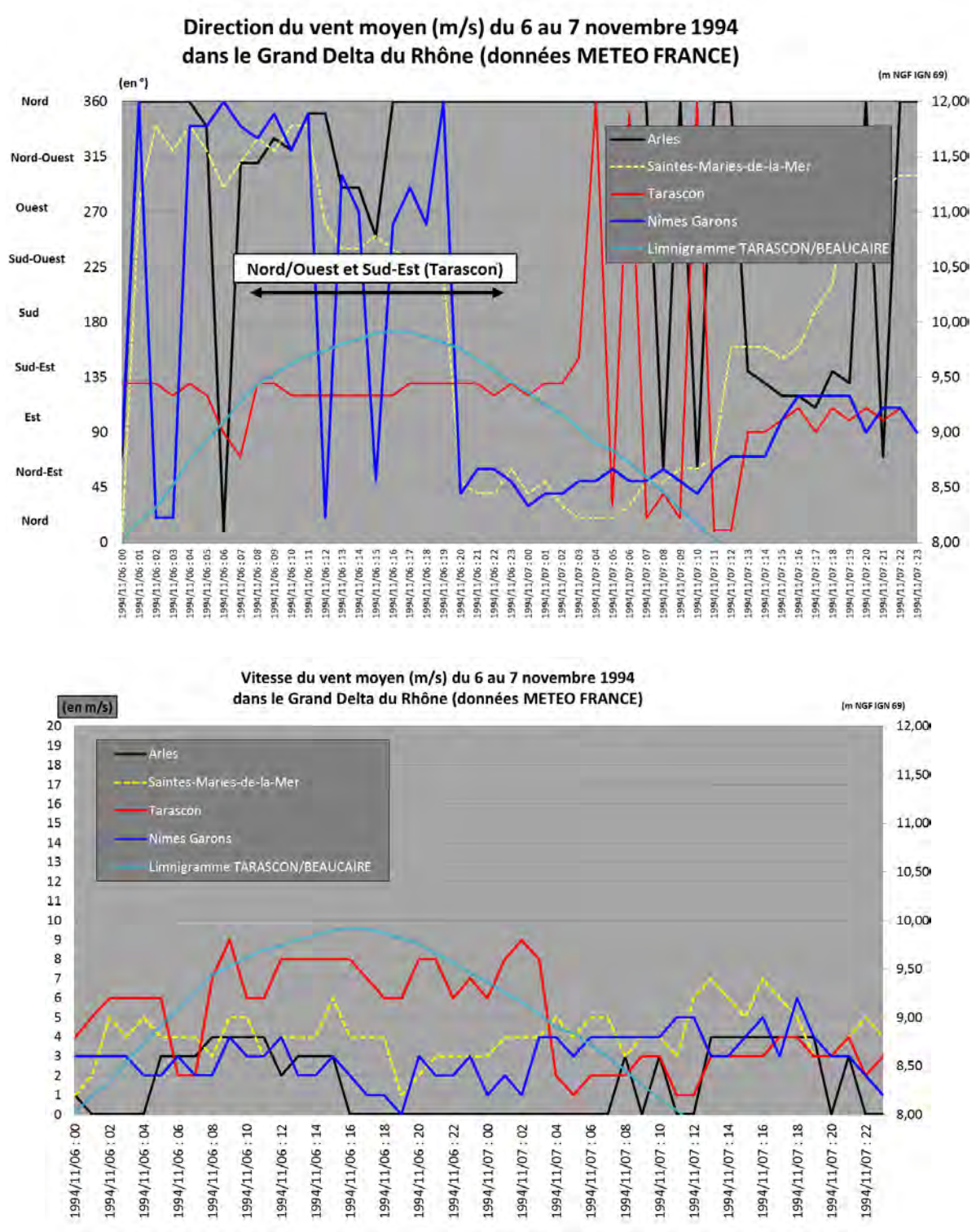


Figure 177. Direction et force du vent moyen dans le Delta lors de la crue de novembre 1994

3.2.4 Direction et force du vent lors de la crue de novembre 1996

Lors de la crue novembre 1996, le vent était orienté Nord dans l'ensemble du delta. La vitesse du vent moyen était comprise entre 4 et 6 m/s. On note des vents avec des vitesses de l'ordre de 10 m/s dans la journée précédant la crue.

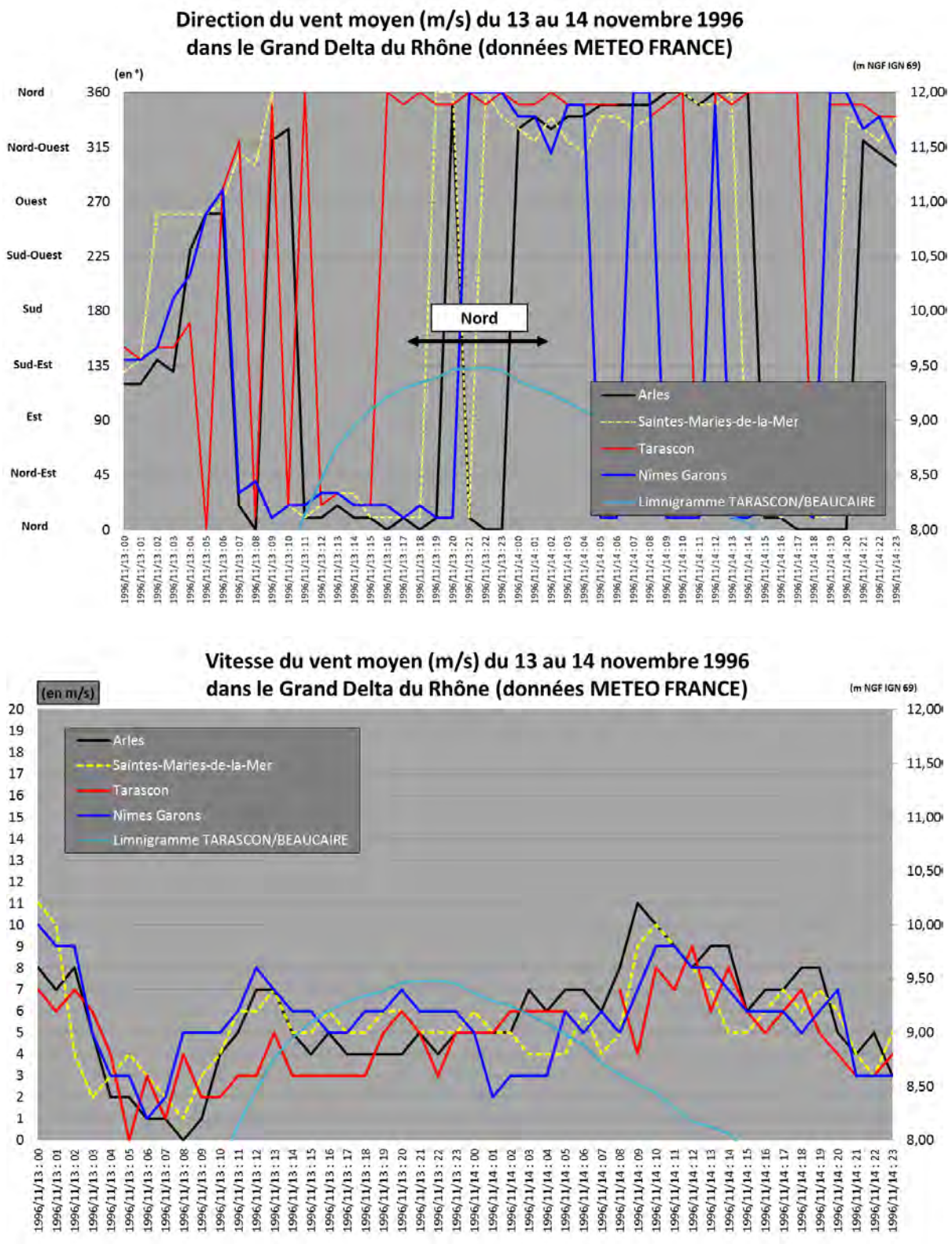


Figure 178. Direction et force du vent moyen dans le Delta lors de la crue de novembre 1996

3.2.5 Direction et force du vent lors de la crue de septembre 2002

Lors de la crue de septembre 2002, le vent était orienté Nord/Nord-Ouest dans l'ensemble du delta. La vitesse du vent moyen était comprise entre 2 et 4 m/s. On note des vents avec des

vitesses comprises entre 10 et 16 m/s dans la journée précédant la crue et une direction orientée Sud-Est.

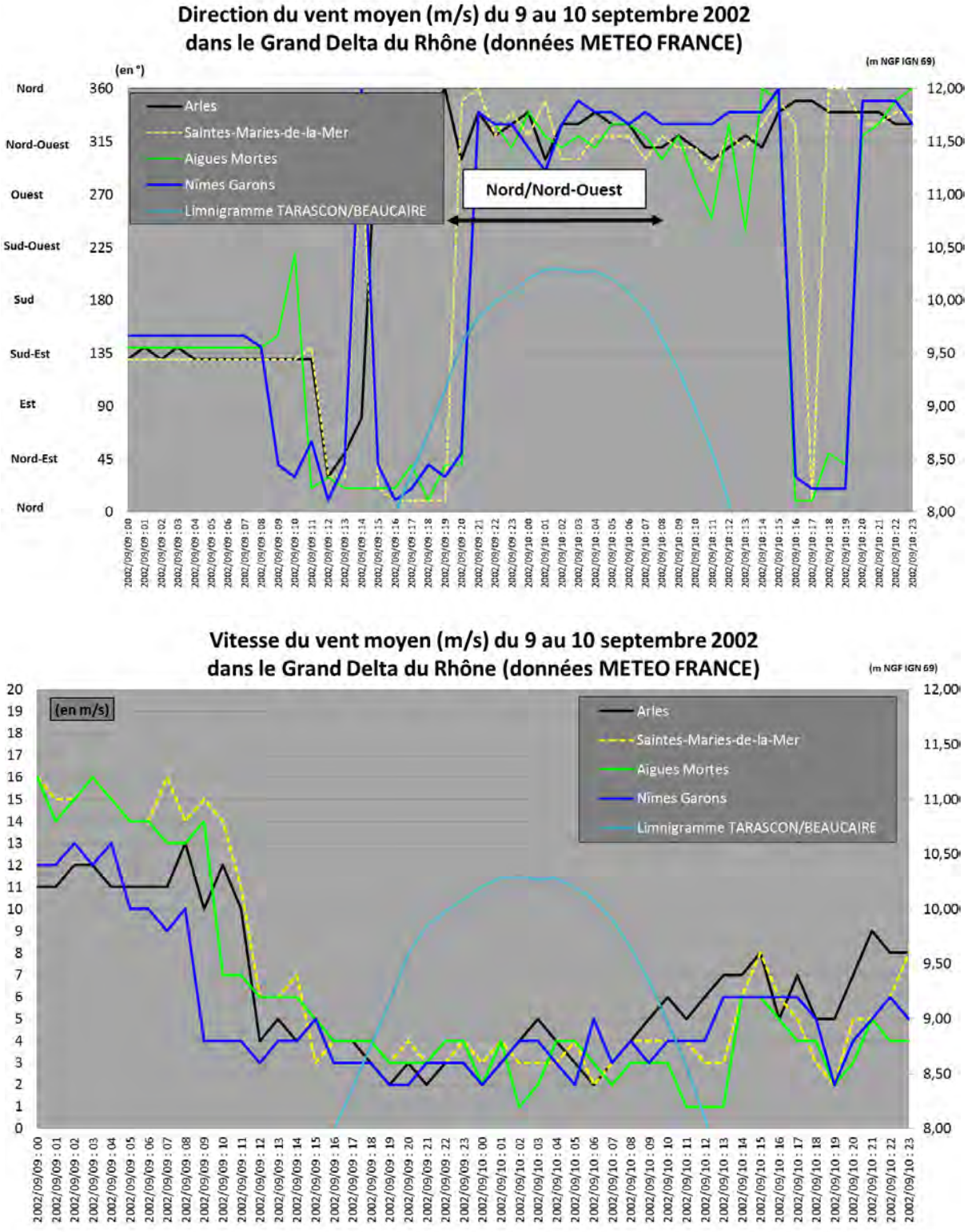


Figure 179. Direction et force du vent moyen dans le Delta lors de la crue de septembre 2002

3.2.6 Direction et force du vent lors de la crue de novembre 2002

Lors de la 1ère pointe de crue en novembre 2002, le vent était orienté Sud/Sud-Est dans l'ensemble du delta. La vitesse du vent moyen était comprise entre 1 et 8 m/s. On note des vents avec des vitesses comparables dans la journée précédant et suivant la crue avec une direction orientée Nord.

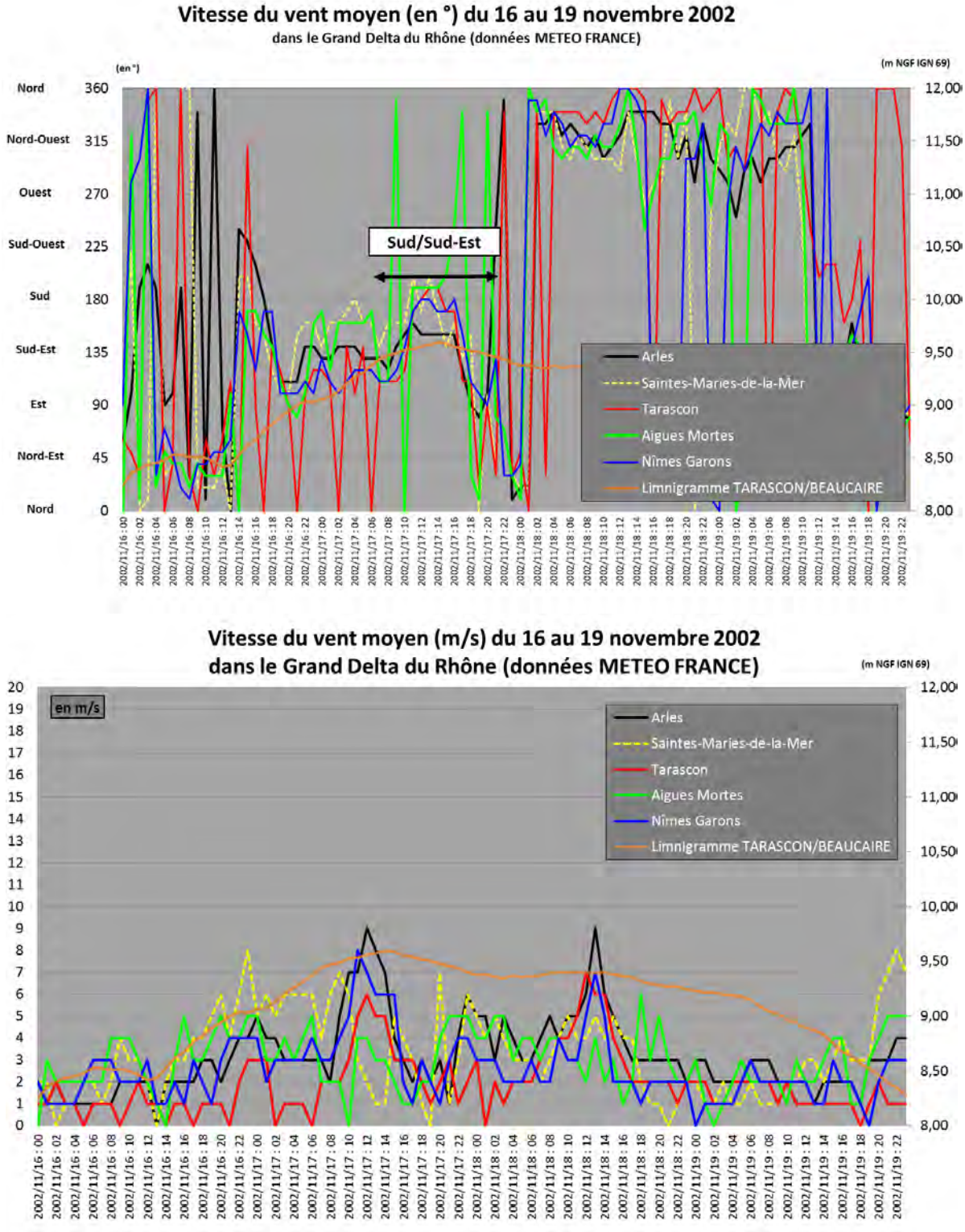


Figure 180. Direction et force du vent moyen dans le Delta lors de la crue de novembre 2002 (1ère pointe)

Lors de de la 2ème pointe de crue en novembre 2002, le vent était orienté Nord dans l'ensemble du delta. La vitesse du vent moyen était comprise entre 6 et 10 m/s. On note des vents avec des vitesses moins élevées dans la journée précédant et suivant la crue avec une direction orientée plutôt Sud.

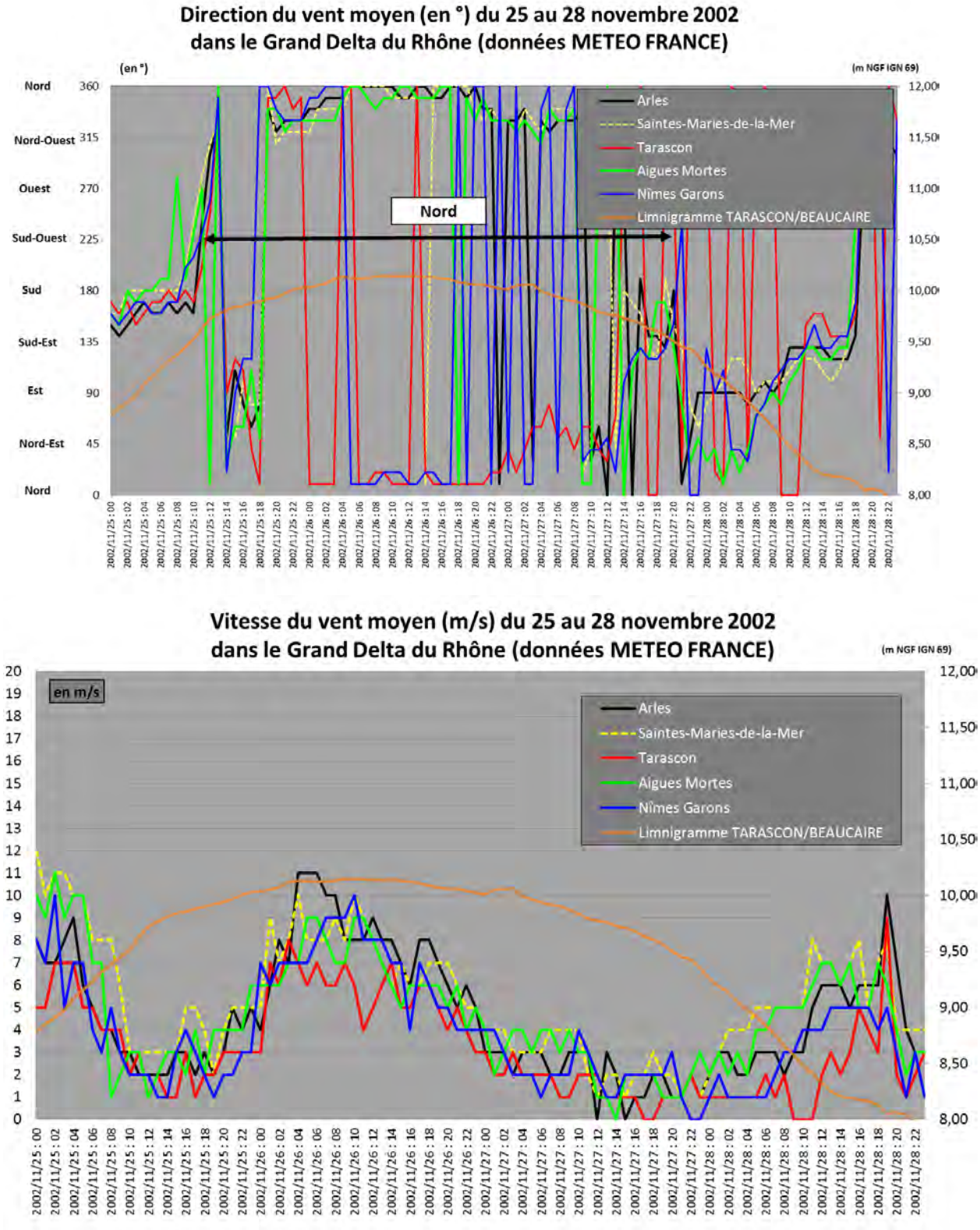


Figure 181. Direction et force du vent moyen dans le Delta lors de la crue de novembre 2002 (2ème pointe)

3.2.7 Direction et force du vent lors de la crue de décembre 2003

Lors de la crue en décembre 2003, le vent était orienté Nord/Nord-Est puis Sud-Est/Sud lors de la montée de crue. Lors de la pointe, sa direction est passée au Nord-Est/Est et lors de la décrue il était orientée Sud/Sud-Est dans l'ensemble du delta. Le vent s'est levé lors de la montée de crue. La vitesse du vent moyen était comprise entre 9 et 11 m/s en tête de delta et en périphérie. Dans le sud du delta, les vitesses étaient comprises entre 12 et 15 m/s et même des vitesses de 18 m/s lors de la montée de crue.

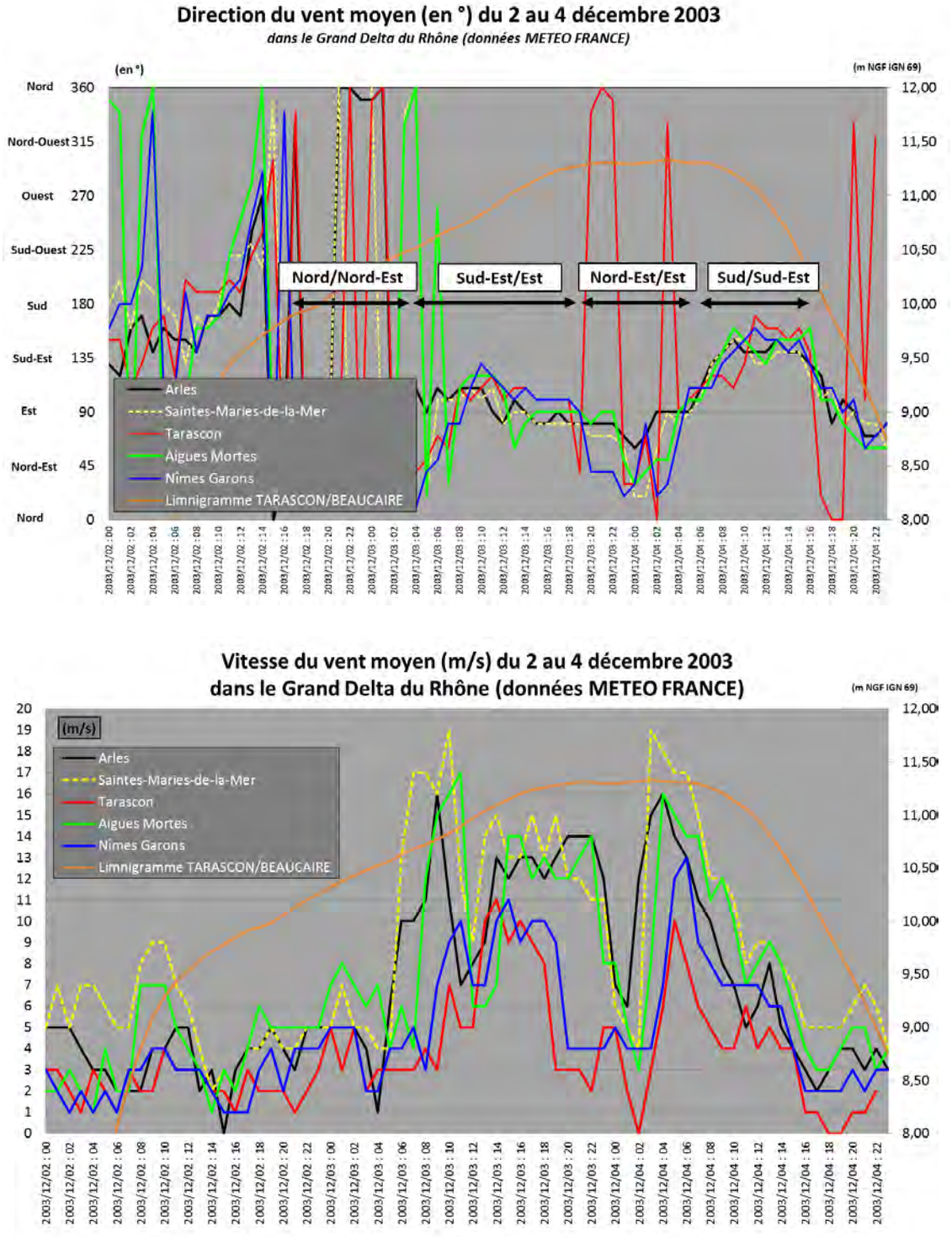


Figure 182. Direction et force du vent moyen dans le Delta lors de la crue de décembre 2003

3.2.8 Synthèse

L'analyse du vent lors des 8 crues supérieures à la crue décennale entre 1993 et 2003 montre que les vents dominants lors des crues sont orientés Nord ou Sud-Est, mais peuvent changer de direction en crue, comme cela fut le cas en décembre 2003. Si l'on excepte la crue de décembre 2003, la force du vent lors des crues est inférieure à 10 m/s, ce qui est très inférieure au vent annuel. La crue de décembre 2003, dont la période de retour est d'environ 100 ans montre néanmoins qu'on peut avoir des vents importants en crue sans néanmoins atteindre des vitesses supérieures à 18 m/s, ce qui correspond à quasiment un vent de fréquence annuel (en considérant une période de retour de 50 ans pour des vitesses de vent de 30 m/s).

Tableau 69. Direction et force du vent lors des crues importantes de 1993 à 2003

crue	Direction du vent moyen	Force du vent moyen
Octobre 1993	Sud-Est/Est	Entre 5 et 10 m/s
Janvier 1994	Nord	Inférieure à 4 m/s
Novembre 1994	Nord et Sud-Est	Entre 4 et 8 m/s
Novembre 1996	Nord	Entre 4 et 6 m/s
Septembre 2002	Nord/Nord-Ouest	Entre 2 et 4 m/s
Novembre 2002 (1er)	Sud/Sud-Est	Entre 1 et 8 m/s
Novembre 2002 (2ème)	Nord	Entre 6 et 10 m/s
Décembre 2003	Sud-Est/Est puis Nord-Est Puis Sud/Sud-Est	Entre 9 et 11 m/s - nord du delta et 12 et 18 m/s - sud du delta

3.3 RUN-UP

La figure ci-dessus illustre le phénomène de run-up

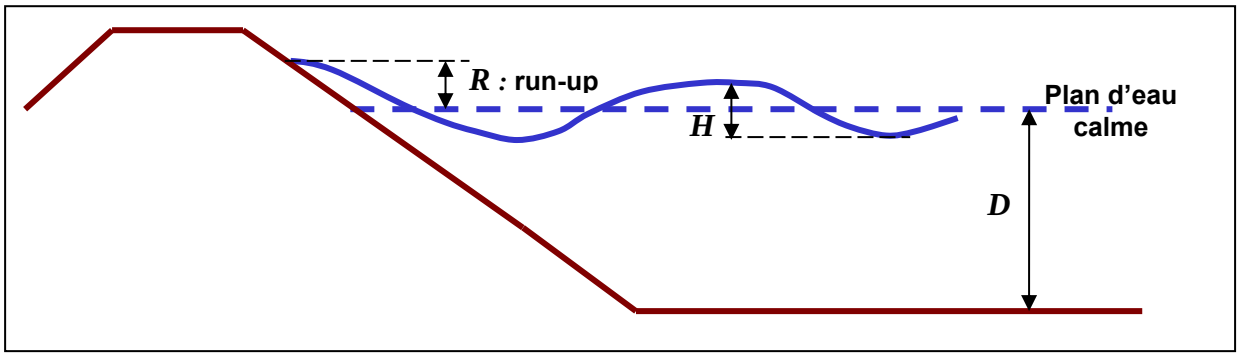


Figure 183. Déferlement (run-up) des vagues (source CFBR [X040])

De nombreuses formules empiriques permettent d'apprécier la hauteur de vagues significative en fonction du vent, qui est la hauteur moyenne du tiers supérieur de toutes les vagues du spectre.
Ces formules ont été établies pour des retenues de barrage ou les digues littorales donc dans des espaces « ouverts » sans obstacle. Pour l'estimation de la hauteur spécifique des vagues dans le cas de Fetchs restreints, le CFBR recommande la formule de Jane M. Smiths (1991) adaptée aux conditions d'eau profonde :

$$H_S = 0.0015 \left(\frac{\hat{U}_a^2}{g} \right) \left(\frac{gF}{\hat{U}_a^2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Avec :

Hs : hauteur significative des vagues en m ;
F : longueur du fetch en m ;
Ûa : vitesse efficace ajustée du vent à 10 m de hauteur en m/s, soit Ûa = Ua.cos(θ) avec θ l'angle entre les directions du vent et des vagues.

$U_a = U\sqrt{(0{,}75 + 0{,}067 \times U)}$ (formule de Garrat 1977)

avec U vitesse moyenne sur une heure du vent à 10 m au-dessus de la surface de l'eau, pour la période de retour considérée. Sans information sur la direction des vents, on prend $\hat{U}_a = U_a$.

Tableau 70. Vitesse et vitesse efficace du vent

U (en m/s)	Ua (en m/s)
5	5
10	12
20	29
30	50

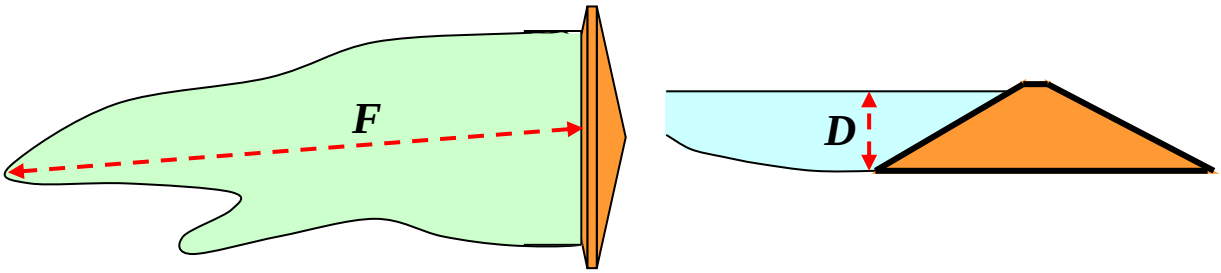


Figure 184. Paramètres intervenant dans le calcul des vagues (source CFBR [X040])

La figure ci-dessous donne la hauteur de vagues spécifiques en fonction de la longueur de Fetch effectif et de la vitesse du vent U

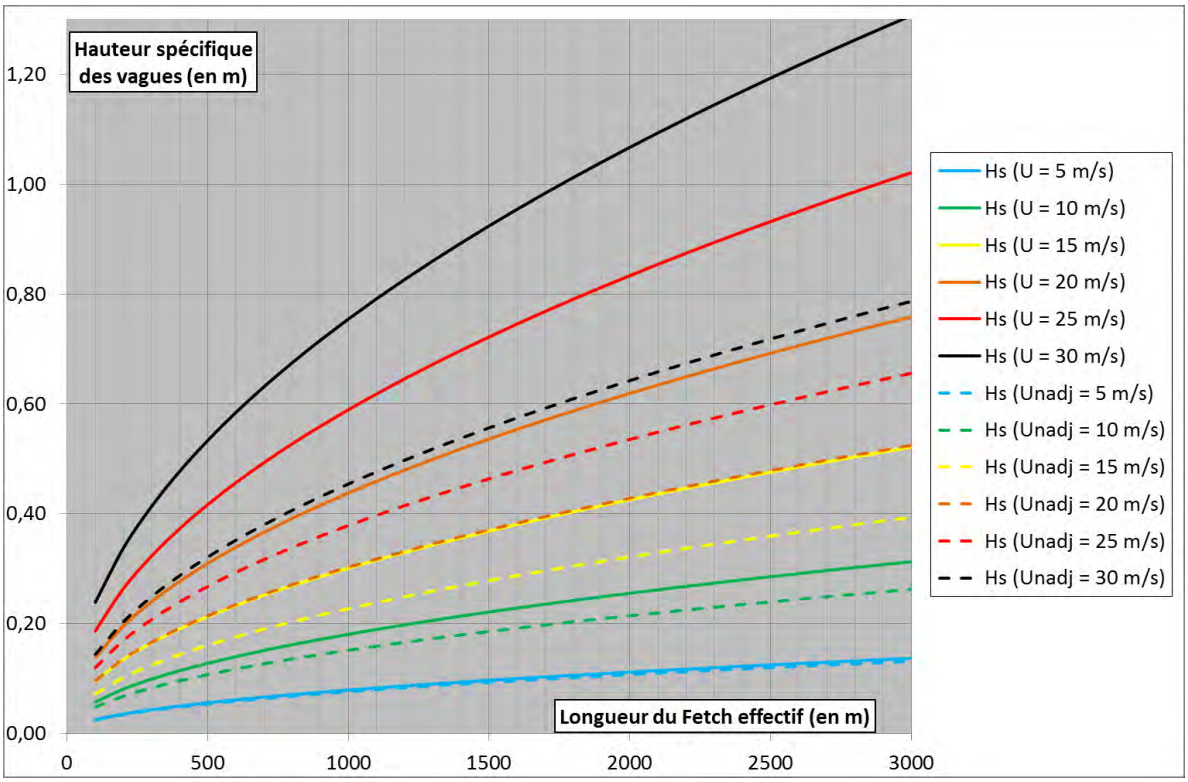


Figure 185. hauteur de vagues spécifiques en fonction du Fetch effectif et de la vitesse du vent

La formule de Smiths peut donner avec des vents ajustés suivant la formule de Garrat des hauteurs de vagues significatives supérieures au mètre sans compter l'effet de run-up.

Pour les barrages en remblai, qu'on peut assimiler aux digues du Symadrem, la CIGB recommande de ne laisser passer que 5 % des vagues sur la crête et préconise pour cela de multiplier la hauteur des vagues significatives par un coefficient multiplicateur de 1,25 pour obtenir la « hauteur de projet ».

Le run-up pour des parements lisses ou imperméables, auxquels peuvent être assimilés les parements végétalisés des digues du SYMADREM est donné par l'abaque de Saville figurant ci-dessous

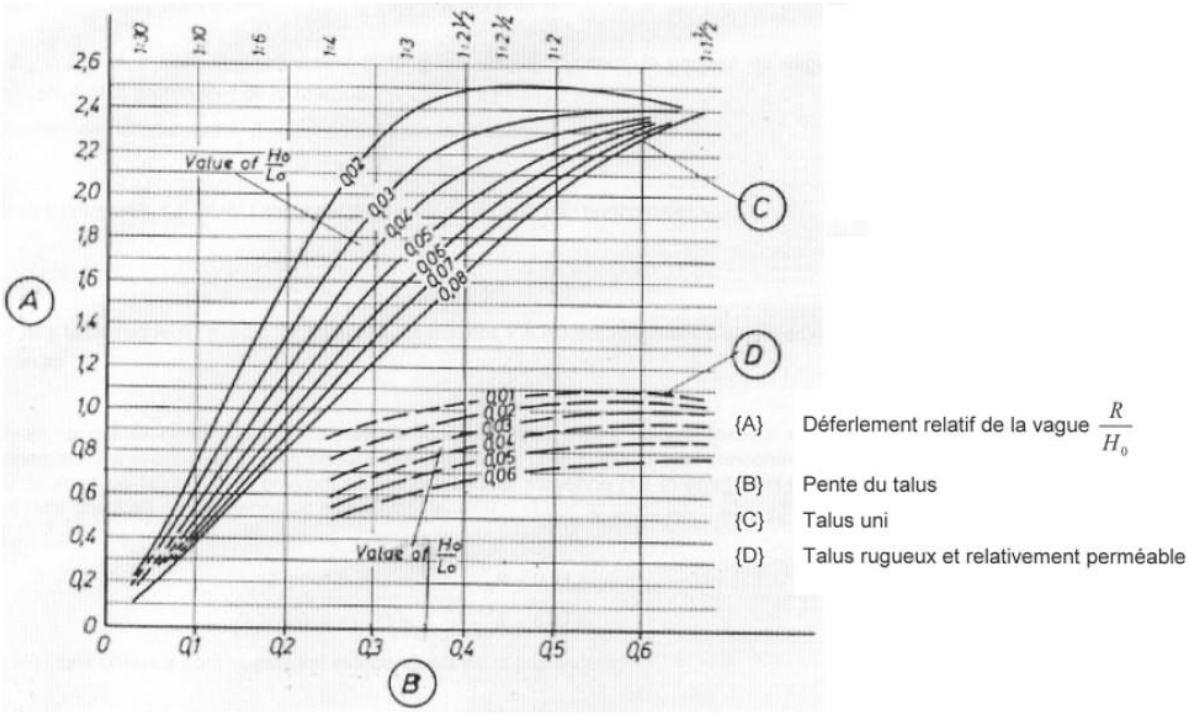


Figure 186. Abaque de Saville

La longueur d'ondes des vagues L, est donnée en eau profonde par la formule suivante (si D> L/2) :

$$\text{Eau profonde : } L = \frac{g\,T^2}{2\pi} = 1.56\,T^2$$

Où Tp est la période du pic spectral des vagues en s estimée par la formule suivante :

$$T_p = 0.3704 \left(\frac{\hat{U}_a}{g} \right) \left(\frac{g\,F}{\hat{U}_a^2} \right)^{0.28}$$

On obtient un rapport H_0/L_0 compris entre 0,06 et 0,09. En assimilant les talus des digues à des talus rugueux et relativement perméable (végétation sur les digues) de fruit compris entre 1,5 et 2, on obtient un rapport R/H au maximum de 0,8, ce qui tend à montrer un amortissement de la vagues à l'arrivée sur le talus.

Pour les talus uni comme les perrés en béton ou perrés maçonnés, ce rapport R/H donne des valeurs proches de 2.

3.3.1 Retour d'expérience des observations faites en décembre 2003

Les valeurs de run-up sont donc égales à 0,8 fois la hauteur des vagues significatives de la figure ci-avant, ce qui peut donner des valeurs de l'ordre du mètre alors qu'en décembre 2003 Les agents du SYMADREM chargés de la surveillance n'ont pas observé de vagues significatives sur le Rhône.

Des témoignages sur le tronçon de digue situé en amont de la brèche d'Argence font état de vagues d'une hauteur de 20 à 30 cm.

Trois cas sont analysés ci-après à partir des observations faites en décembre 2003 :

- Les témoins ayant observé les prémices de la brèche de Petit Argence, le 3 décembre 2003 à 10 heures ont fait part de vaguelettes de 20 à 30 cm. Par ailleurs, une laisse de crue relevée à la station de Petit Argence a été levée à 7,83 NGF sur un parement béton, alors que le niveau de crue estimé à partir des différentes modélisations donne un niveau de 7,4 m NGF, ce qui donnerait un run-up de 45 cm environ ;
- La vidéo tournée par le directeur du SIDR aux abords de la maison du garde digues de Fourques, le 3 décembre 2003 à 15 heures montre des vaguelettes de 10 cm ;
- La vidéo tournée par un cadre de la mairie d'Arles au moment de la formation de la brèche de l'Armellière, le 3 décembre 2003, 6 à 12 heures montre l'absence de vagues.

A partir des données recueillies auprès de Météo France et en pondérant par l'inverse de la distance entre ces stations et ces trois sites, on peut estimer que :

- Au droit de la prise d'eau de Petit Argence, le vent moyen avait le 3 décembre 2003 à 10 heures, une force de 11 m/s et une direction de 115° ;
- Au droit de la prise d'eau de l'Armelière, le vent moyen avait le 3 décembre 2003 à 12 heures, une force de 7m/s et une direction de 89 ° ;
- Au droit de la maison du garde digues de Fourques, le vent moyen avait le 3 décembre 2003 à 15 heures, une force de 11 m/s et une direction de 90° ;

Tableau 71. Force et direction du vent moyen à 3 points caractéristiques

	Arles	**Saintes Maries**	**Tarascon**	**Aigues Mortes**	**Nîmes Garons**	**Paramètres retenus**
Distance Argence (en km)	26	30	15	31	16	
Pondération Argence	0,16	0,14	0,29	0,14	0,27	
Force Vent le 3/12 à 10 h (en m/s)	11	19	7	16	9	**11**
Direction Vent 3/12 à 10 h (en °)	110	100	110	120	130	**115**
Distance Armelière (en km)	8	24	27	39	35	
Pondération Armelière	0,48	0,16	0,14	0,10	0,11	
Force Vent le 3/12 à 12 h (en m/s)	8	9	5	6	7	**7**
Direction Vent 3/12 à 12 h (en °)	80	80	100	110	110	**89**
Distance Fourques (en km)	22	30	14	35	21	
Pondération Fourques	0,20	0,15	0,32	0,13	0,21	
Force Vent le 3/12 à 15 h (en m/s)	12	13	9	14	11	**11**
Direction Vent 3/12 à 15 h (en °)	80	80	100	90	100	**92**

1er cas : prise d'eau de Petit Argence

En retenant l'hypothèse que les rangées d'arbres cassent l'effet des vagues et limitent le développement du Fetch, la figure ci-dessus montre qu'avec une direction de 115°, la longueur du Fetch est de 300 m (hyp.1). Cette longueur passe à 1300 m avec une direction de vent moyen de 123° (hyp.2). En retenant l'hypothèse que les rangées d'arbres ne brisent pas l'effet des vagues, avec une direction de 123°, la longueur du Fetch est portée à 1700 m (hyp. 3).

Suivant la formule de Smiths, la hauteur des vagues spécifiques (Hs) et le Run-up (R) estimé à 2,1 fois cette hauteur suivant l'abaque de Saville (parement bétonné du talus amont de la prise d'eau) donne les résultats suivants :

- Hyp. 1 : Hs = 11 cm / R = 23 cm
- Hyp. 2 : Hs = 22 cm / R = 46 cm
- Hyp. 3 : Hs = 26 cm / R = 55 cm

L'hypothèse 2 semble « valider » l'observation des témoins et la laisse de crue levée sur la prise d'eau, sans qu'il ne soit possible d'écarter l'hypothèse 3.

Les recommandations de l'USACE préconisent de calculer le Fetch autour d'un angle de 15°, ce qui, dans un espace contraint par les digues et la végétation, donne des valeurs fortement variables ; confirmé dans le cas présent.

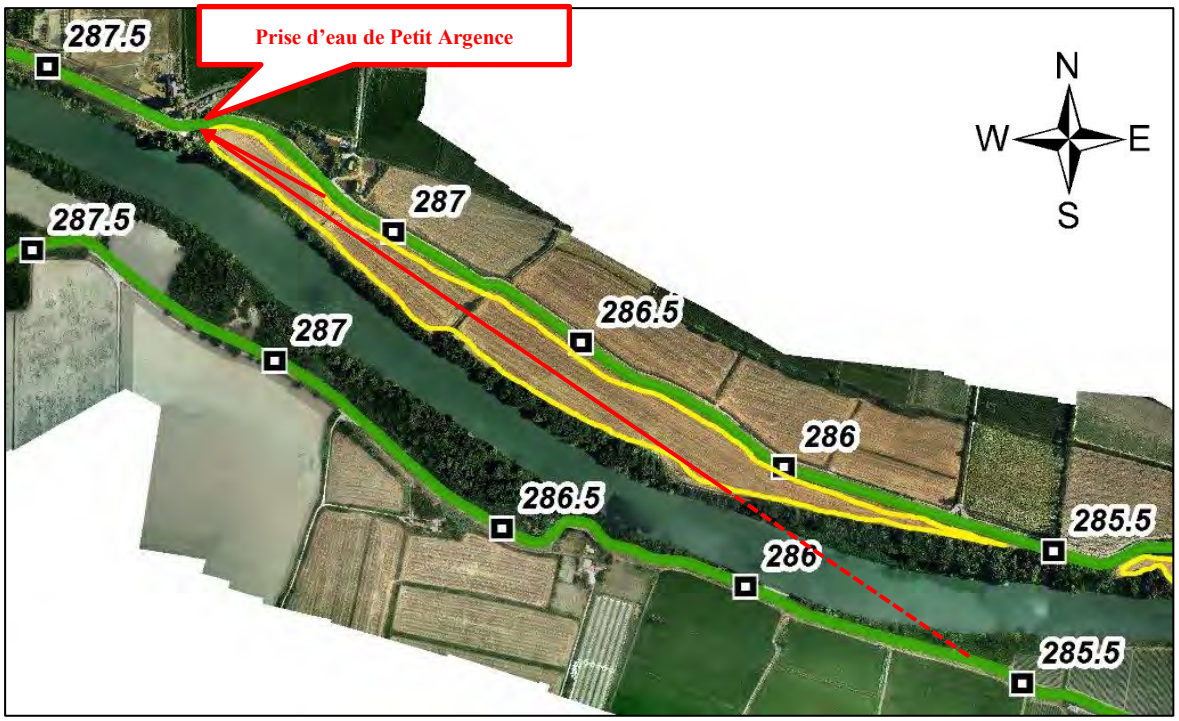


Figure 187. Calcul du Fetch dans le cas de la prise d'eau de Petit Argence en décembre 2003



Photo 32. Laisses de crues relevées à la station de Petit Argence située 700 m en amont de la brèche

2ème cas : maison du garde digues de Fourques

La lecture de la vidéo tournée par le directeur du SIDR donne une estimation de la hauteur des vagues d'une quinzaine de centimètres.

En retenant l'hypothèse que les rangées d'arbres cassent l'effet des vagues et limitent le développement du Fetch, la figure ci-après montre qu'avec une direction de 92°, la longueur du Fetch est de 350 m (hyp.1 trait plein). En retenant l'hypothèse que les rangées d'arbres ne brisent pas l'effet des vagues, la longueur du Fetch est portée à 1500 m (hyp. 2 trait plein + pointillés).

Avec un vent moyen estimé à 11 m/s, la formule de Smiths et l'abaque de Saville (parement rugueux et relativement perméable) donnent respectivement les hauteurs des vagues spécifiques (Hs) et le Run-up R (estimé à 0,7 fois cette hauteur) suivants :

- Hyp. 1 : Hs = 12 cm / R = 9 cm
- Hyp. 2 : Hs = 25 cm / R = 18 cm



Photo 33. Extrait de la vidéo tournée par le SIDR en décembre 2003 à Fourques

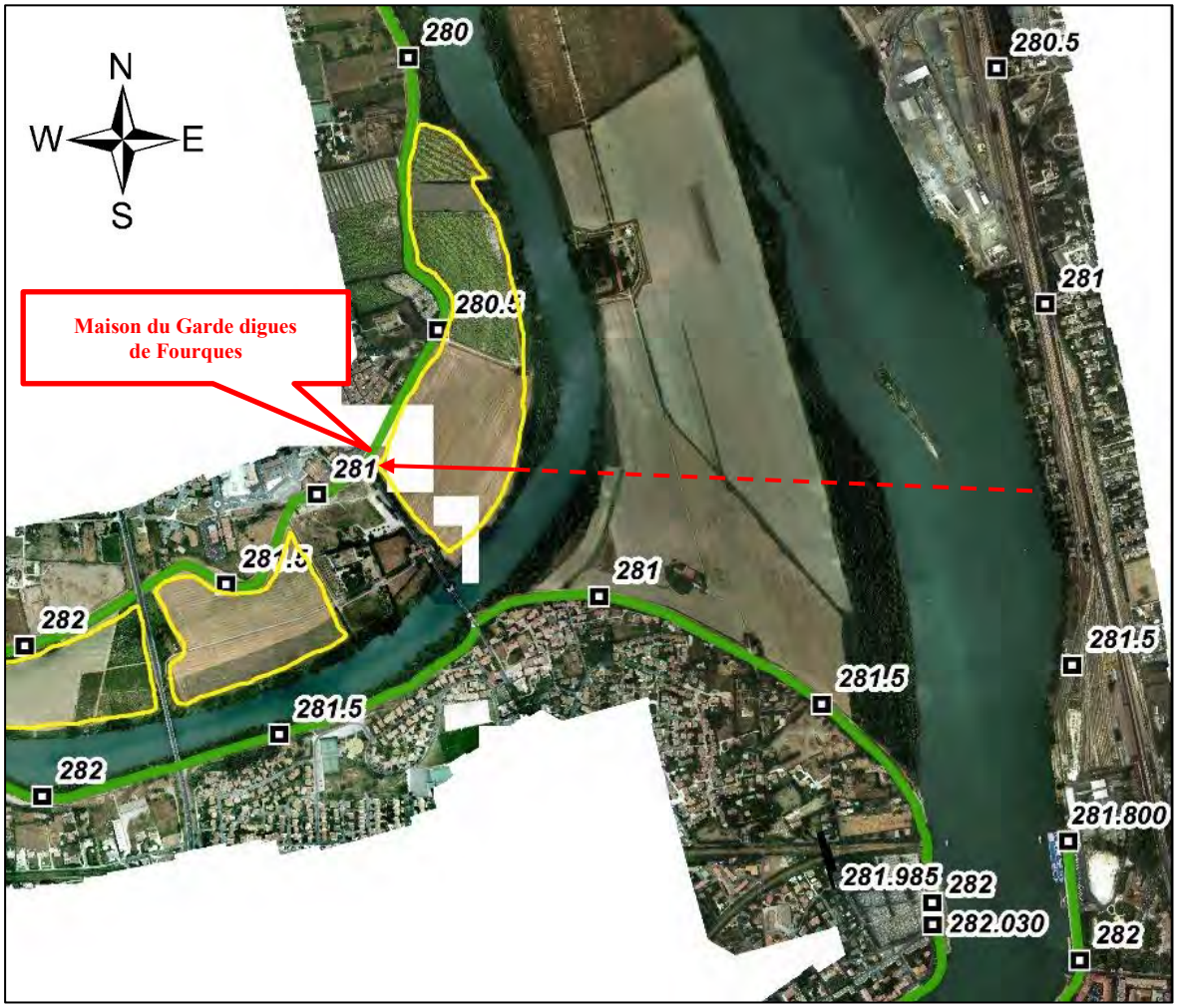


Figure 188. Calcul du Fetch dans le cas de la maison du garde digues en décembre 2003

La lecture de la vidéo semble valider l'hypothèse 1

3ème cas : brèche de l'Armelière

La lecture de la vidéo tournée par un cadre de la mairie d'Arles ne montre pas de vagues déferlant sur la digue.

Le vent moyen avait une direction estimée à 89° et une force de 7 m/s.

En retenant l'hypothèse (hyp. 1) que les rangées d'arbres cassent l'effet des vagues et limitent le développement du Fetch, le Fetch est nul et il est donc logique de ne pas retrouver de vagues. En retenant l'hypothèse que les rangées d'arbres ne brisent pas l'effet des vagues, la longueur du Fetch est portée à 1500 m (hyp. 2 trait pointillé).

La formule de Smiths et l'abaque de Saville (parement rugueux et relativement perméable) donnent une hauteur des vagues spécifiques Hs de 14 cm et un Run-up R de 10 cm.

La lecture de la vidéo semble valider l'hypothèse 1

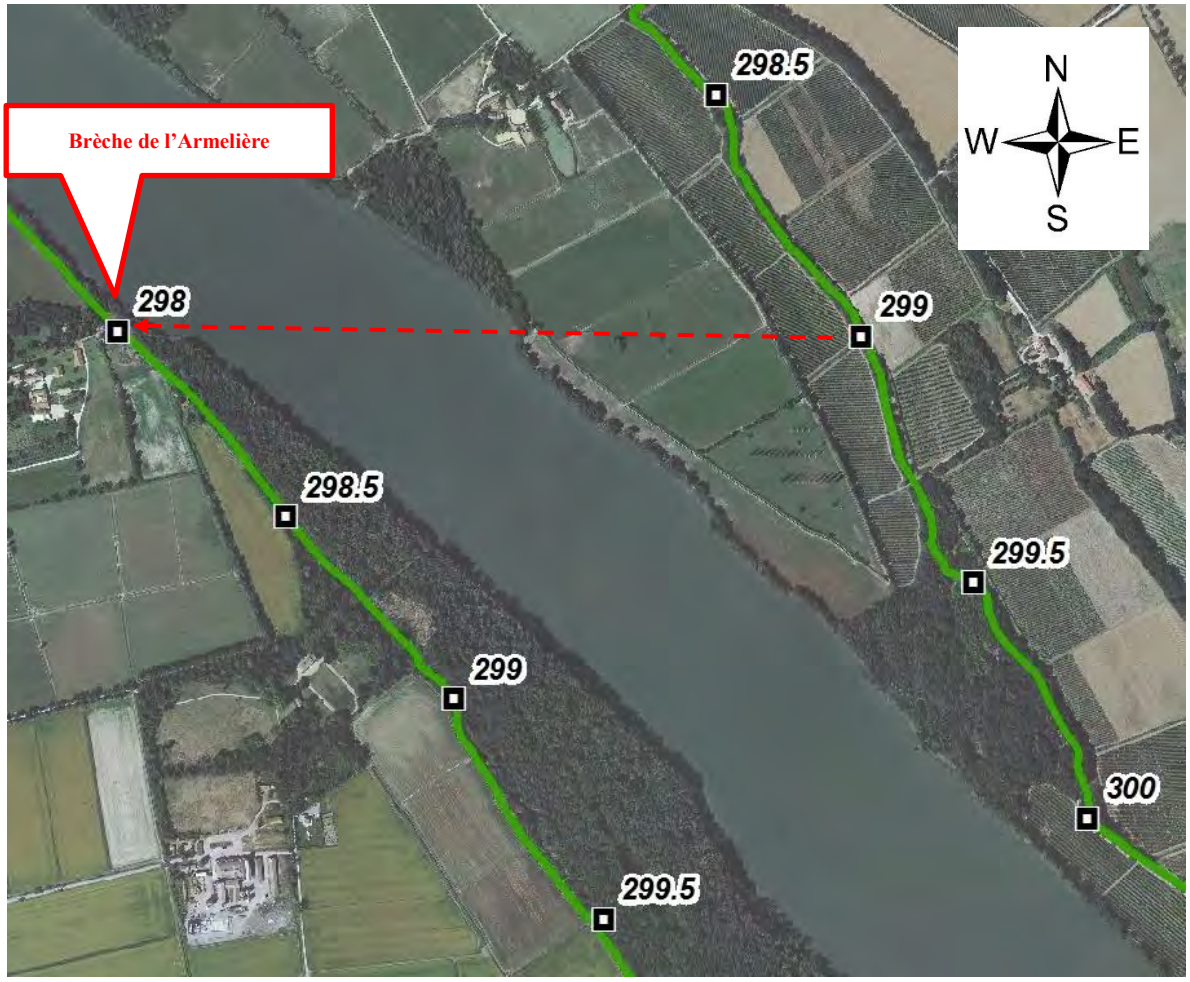


Figure 189. Calcul du Fetch dans le cas de la brèche de l'Armelière en décembre 2003



Photo 34. Extrait de la vidéo tournée la mairie d'Arles en décembre 2003 à l'Armelière

3.4 CONCLUSION ET IDENTIFICATION DES SECTEURS EXPOSES AU EFFET DU VENT

L'analyse des données de vents relatives aux crues supérieures à la crue décennale de 1993 à 2003 tend à montrer :

- des vitesses de vent de fréquence annuelle, voire moins ;
- des directions de vent très variables au cours de la crue ;
- l'effet joué par la végétation le long des berges du fleuve qui limite le développement de longs Fetch et donc des hauteurs de vagues spécifiques ;
- L'espace « contraint » que représente le lit endigué qui limite également le développement de longs Fetch (règle des 15°).

Le lit endigué a fait l'objet d'une analyse de la végétation à partir des orthophotographies réalisées lors de la campagne FLIMAP. Des « petites retenues » où des vagues peuvent potentiellement se développer ont été définies.

Cette analyse montre que le développement de Fetch supérieur à 500 m est peu probable.

En retenant un vent de référence de 30 m/s quel que soit sa direction, la formule de Smiths donne une valeur de hauteur de vague significative de 53 cm et un run-up de 37 cm. Avec un vent de fréquence annuel arrondi à 15 m/s et un vent biennal arrondi à 20 m/s, le run-up est respectivement de 15 et 20 cm, ce qui est faible.

Le retour d'expérience accidentologique de la crue de décembre 2003 n'a pas montré d'érosion liée aux vagues sur les parements végétalisés des digues. L'abaque ci-dessous extrait de l'ILH [X015] donne la résistance d'un parement plus ou moins végétalisé en fonction de la durée de sollicitations et de la hauteur de vague spécifique. Cet abaque tend à montrer que la hauteur des vagues a vraisemblablement été inférieure à 25 cm.

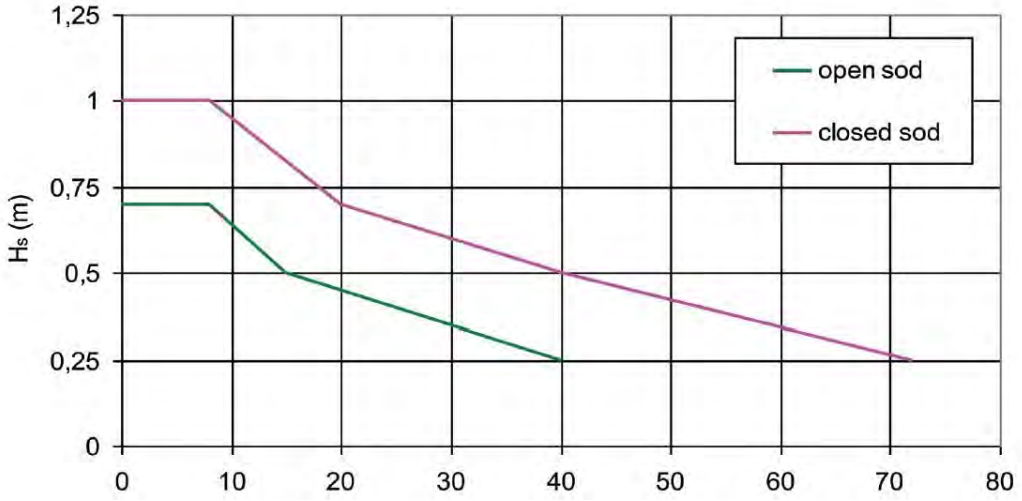


Figure 190. Résistance du parement d'une digue végétalisée en fonction de la hauteur spécifique des vagues (source ILH [X015])

3.4.1 Rive droite

Deux zones méritent une attention :

- le tronçon de digue situé au droit de la prise d'eau de Petit Argence, qui sur un linéaire très limité peut être très exposé au vent comme ce fut le cas en décembre 2003,
- le tronçon de digue situé juste en amont de la station de la Tourette, qui peut être sur un tronçon très limité également exposé à un vent du Sud Est.



Figure 191. Tronçon situé en amont de la station de la Tourette exposé sur un linéaire limité au vent du Sud Est

Sur ces deux tronçons, la longueur du Fetch est estimée au maximum à 1300 m (plus faible en réalité compte tenu de l'angle de 15° qu'il faudrait théoriquement prendre suivant les recommandations de l'USACE) ce qui donne les valeurs suivantes.

Tableau 72. Force du vent, hauteur spécifique et run-up

Force du vent	Hauteur de vague significative	Run-up (R/H = 0,7)
15 m/s	34 cm	24 cm
20 m/s	50 cm	50 cm
30 m/s	86 cm	60 cm

Il est à noter que sur des structures bétonnées comme la prise d'eau d'Argence, le rapport R/H permettant de calculer le run-up est de l'ordre de 2, mais la structure même de ces ouvrages permet également de tolérer des petites surverses.

3.4.2 Rive gauche

En rive gauche du Rhône, les digues où de longs Fetch peuvent se développer sont exposées au vent d'Ouest et Sud-Ouest. Au regard des données historiques récentes ou anciennes, la probabilité d'avoir un vent important d'Ouest ou Sud-Ouest concomitamment avec la pointe de crue est très faible. On peut considérer le risque d'érosion, liée au vagues, très faible et le risque de déferlement inférieur au 35 cm pris en compte dans la revanche de 50 cm.

La digue de la Montagnette exposée au vent du Nord pourrait présenter un risque d'exposition aux vagues important. Cependant la haie d'arbres disposée au nord de la digue joue un rôle de protection en dissipant les vagues potentiellement déferlantes.

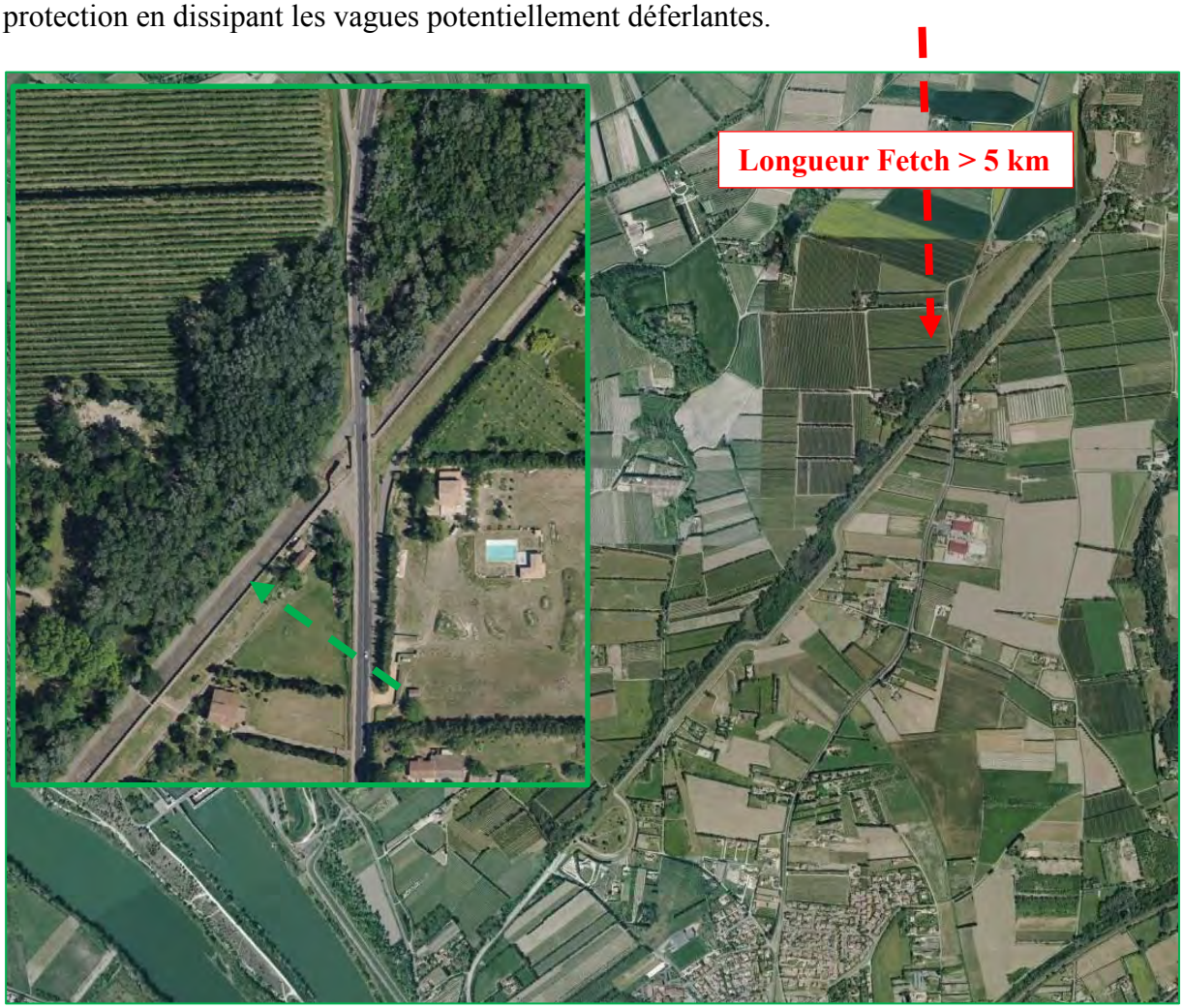


Figure 192. Digue de la Montagnette et exposition aux vagues éventuelles

3.4.3 Camargue Insulaire

Les digues exposées au vent sont :

- celles situées sur le Grand Rhône rive droite notamment en aval de Salin de Giraud (vent du sud-Est et entrées maritimes),
- celles situées sur le Petit Rhône riva gauche au droit de l'Amarée (vent du Sud-Ouest et entrées maritimes),
- celle du Défluent (vent du Nord)

L'étude accidentologique a montré que les deux premières digues étaient fréquemment sollicitées par les vents marins que ce soit en période de crues ou hors période de crues.

La digue du défluent est exposée au vent du Nord avec un Fetch potentiel de 1,5 km. Le retour d'expérience des crues passées n'a pas montré de risque d'érosion liée aux vagues. La digue présente une revanche confortable par rapport à la crue exceptionnelle. Compte tenu des enjeux humains, il conviendrait d'envisager la plantation d'une haie d'arbres au nord de la digue de manière à dissiper l'énergie des vagues et réduire le risque de déferlement sur la digue qu'on peut évaluer à 40 cm en cas de vent annuel concomitant avec une crue.



Figure 193. Digue du défluent

4 SEISMES

Suivant le nouveau zonage sismique de la France en vigueur à partir du 1er mai 2011, l'ouvrage se situe dans une zone de risque faible (partie sud) ou modéré (partie nord), comme le montrent les cartes ci-après.

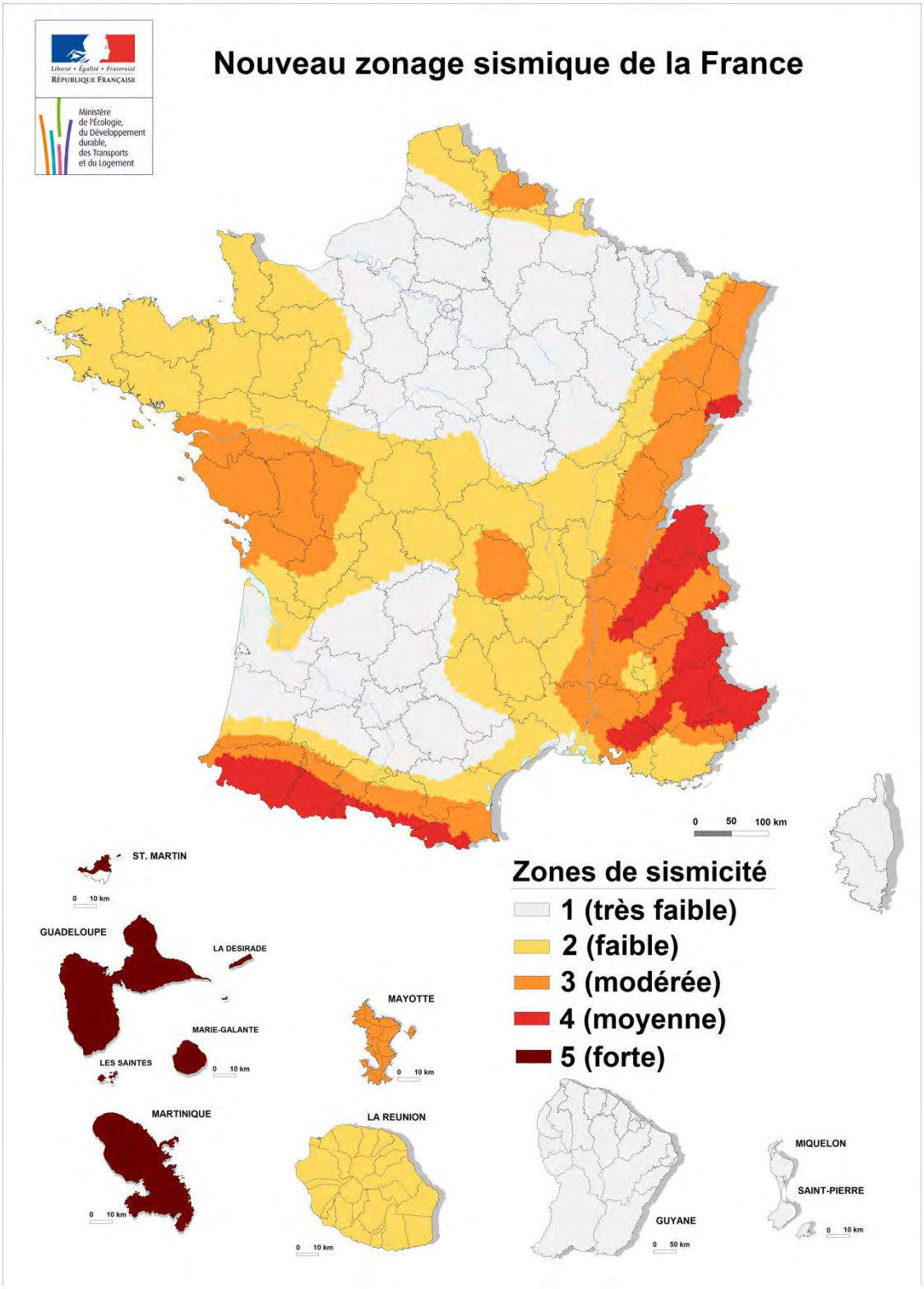


Figure 194. Zonage sismique de la France

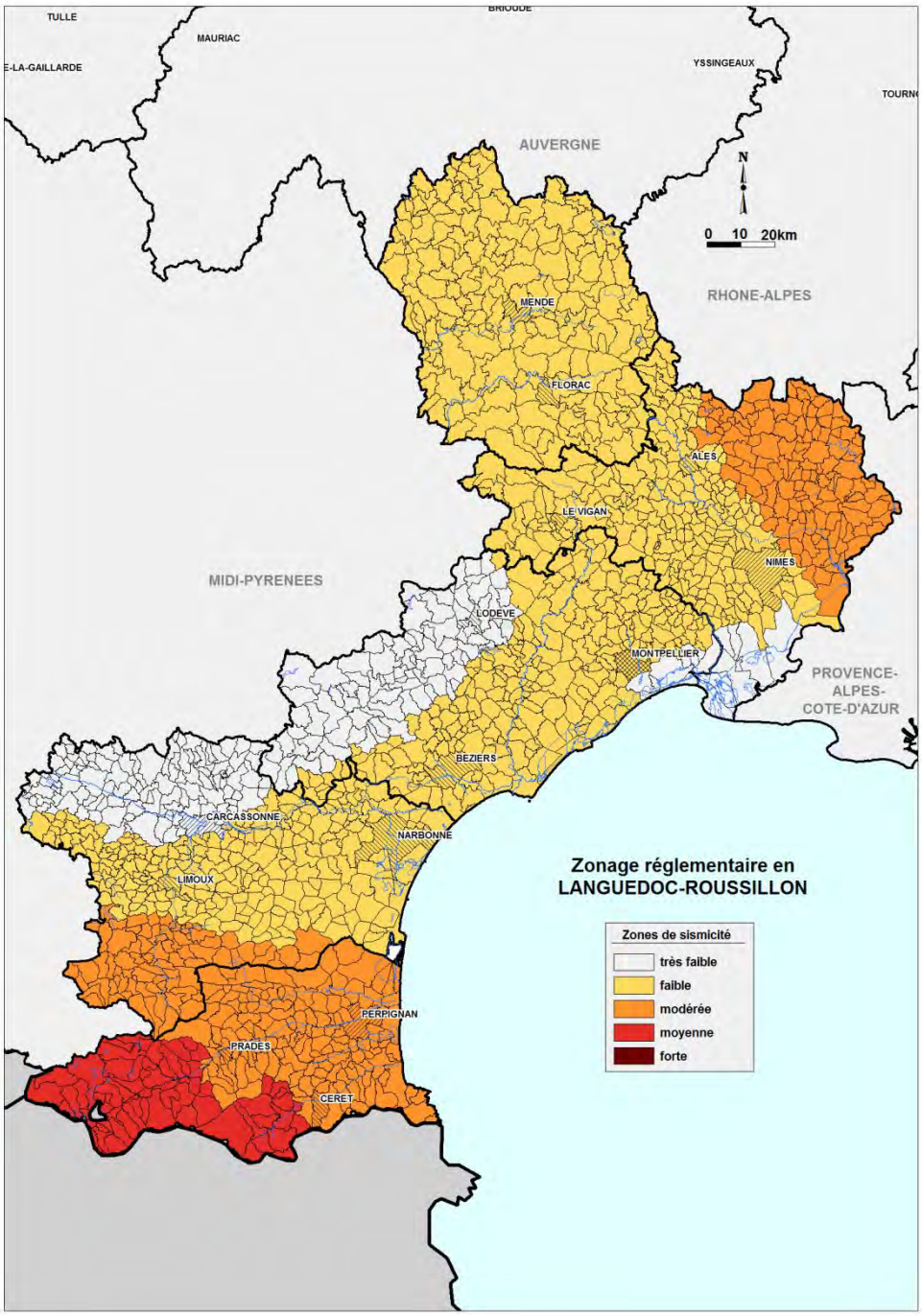


Figure 195. Zonage sismique de la France – Région Languedoc Roussillon

Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement SYMADREM des Digues du Delta du Rhône et de la Mer

SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT

CAMARGUE INSULAIRE

ET DES TRAVAUX DE CONFORTEMENT DES DIGUES

DU PETIT RHONE ET DE SALIN DE GIRAUD

RUBRIQUE N°7 : ETUDE ACCIDENTOLOGIQUE ET RETOUR D'EXPERIENCE



SOMMAIRE

1 Généralités 8
2 Bilan des désordres, départs de brèches et brèches 11
3 Crue de Novembre 1840 16
3.1 Limnigramme et instant de formation des principales brèches 16
3.2 Propagation de la crue dans la zone protégée et dommages occasionnés 17
3.3 Laisses de crues dans la zone protégée et champs d'inondation 22
3.4 Bilan des brèches (largeurs, débits et volumes de déversement) 23
3.5 Brèches digue de la Montagnette 27
3.6 GRG 286,7 - Brèche de Prend-té-Garde 29
3.7 RD 269.1 - Brèche de l'abattoir 32
3.8 RD 271.25 - Brèche de Saint Peyre 35
3.9 RD 272.0 et RD 272.5 - Brèches de Saint Denis 36
3.10 RD 273.3 - Brèche du Mas de Ranguy 38
3.11 RD 277,9 - Brèche du mas de Raousset 39
3.12 RD 278.4 - Brèche de la Cine 40
3.13 Brèche vis-à-vis de l'épi de Fourques 41
3.14 PRD 284.2 à 282.8 – « Brèche » de la Tourette 43
3.15 PRD 289.0 – « Brèche » du mas de Laborde 44
3.16 PRD 290.4 et PRD 291.3 – Petite et Grande « Brèche » du mas de Grand Cabane . 46
3.17 PRD 293.1 – Brèche « par retour » du Mas de Bertaud 47
3.18 PRD 319.2 et PRD 321.2 - Brèches « par retour » amont et aval du mas de Liviers 48
3.19 PRG 302.3 - Brèche de Lauricet 49
4 Crue d'octobre 1841 51
4.1 Déroulement et bilan de la crue 51
4.2 Bilan des brèches 53
4.3 Rd - Brèches de l'Abattoir et de Saint Denis 54
4.4 GRG Brèches partielle du Mas de la Ville et du Grand Mollégès 55
5 Crue de novembre 1843 57
5.1 Déroulement de la crue 57
5.2 Crue novembre 1843 – Bilan général des brèches 58
6 Crue d'octobre 1846 60
7 Crue de mai 1856 61
7.1 Bilan général des brèches 61
7.2 Bilan des laisses de crue dans la zone protégée 62
7.3 RG 264 à 265.5 - Brèches dans la digue de la montagnette 64

7.4 RD - Brèche de Saint Peyre ... 69
7.5 Défluent - Brèche de Trinquetaille ... 71
7.6 PRG 294,7 à 295 - Brèche de Rigodon ... 73
7.7 Départ de brèche de Cazeneuve ... 75
7.8 Brèche ou départ de brèche de Mas de Rey ... 76
7.9 Départ de brèche de Mas Combet ... 77
7.10 Départ de brèche de Mas de Brun et Mas d'eybrun ... 77
7.11 Brèche ou départ de brèche de la Triquette ... 78
7.12 Brèche ou départ de brèche de Passerons ... 80
7.13 Brèche ou départ de brèche de Montlong ... 81
7.14 Brèche ou départ de brèche de Peaudure ... 81
7.15 Brèches ou départs de brèche de Chartrousse et Jacquières ... 82
7.16 Brèche de Barcarin ... 82
7.17 Brèche ou départ de brèche de Galignan ... 83
7.18 Brèche ou départ de brèche de Parade ... 84
8 Crue de 1872 ... 86
9 Crue d'octobre 1993 ... 88
9.1 Déroulement de la crue ... 88
9.2 Bilan des brèches ... 88
9.3 Bilan de l'inondation du Rhône ... 91
9.4 PRG 289.76 – Départ de Brèche Molin ... 93
9.5 PRG 291.50 – Départ de brèche de Grille Léautaud ... 95
9.6 PRG 298.60 - Brèche de Figarès ... 97
9.7 PRG 299.90 - Brèche de la Galante ... 103
9.8 PRG 301.0 - Brèche de Casebrune ... 107
9.9 PRG 304.40 - Brèche de Lauricet ... 110
9.10 PRG 305.650/305.700/305.800 – Départs de brèches (3) du mas de la vigne ... 114
9.11 GRD 290.88 – Départ de brèche du mas neuf de Sansouires ... 115
9.12 GRD 315.350 – Départ de brèche du Petit Peloux ... 116
9.13 GRG 299.100/299.150 – Départs de brèches (2) de l'Attilon ... 117
9.14 GRG 309.90 – Départ de brèche de tour de parade ... 118
10 Crue de janvier 1994 ... 119
10.1 Déroulement de la crue ... 119
10.2 Bilan des brèches et des désordres ... 119
10.3 Bilan de l'inondation du Rhône ... 119
10.4 PRD 288.16 - Brèche de Beaumont ... 122
10.4.1 Brèche de Lauricet ... 124

10.5 Départs de brèche et autres désordres en rive gauche 126
10.6 PRD 289.0 - Intervention d'urgence Mas Laborde 126
11 Crue de Novembre 1994 128
12 Crue de novembre 1996 129
12.1 Bilan général des brèches et départs de brèches 129
12.2 PRD 314.65 – Départ de brèche du Mas Neuf de Capette 129
12.3 PRD 305 à 309 Désordres en rive droite du Petit Rhône 132
12.4 PRG 286.9 - Fontis en rive gauche du Petit Rhône 132
13 Crue de septembre 2002 134
14 Crue de novembre 2002 136
14.1 Bilan général des brèches 138
14.2 Bilan général des désordres 138
14.3 Brèche de Claire Farine 139
14.4 Surverse 144
14.4.1 PRD 322,41 à 324,54 - Aval Sylvéréal Grand Abbaye 144
14.4.2 PRD 312,33 - Bel Air 148
14.4.3 PRG 326.79 - Mas de Badet, Cabannes de Cambon 149
14.4.4 PRD 325 - Mas du juge 149
14.4.5 GRG 322.0 à 322.2 - Port-Saint-Louis-du-Rhône Quartier Vauban 150
14.5 Infiltrations eaux chargées en matériaux fins 151
14.5.1 PRG 283.95 à 284.13 - Affaissement de la crête Mas de Vert Amont 152
14.5.2 PRG 285.74 à 285.88 – Infiltrations Mas d'Yvan 153
14.5.3 PRG 285.97 à 286.18 – Infiltrations Mas Médaille 154
14.5.4 PRG 293.51 à 293.97 - Beaujeau de Castres 155
14.5.5 PRG 299.81 - Brèche de la Galante de 1993 156
14.5.6 PRG 304.36 - Brèche de Lauricet de 1993 et 1994 157
14.5.7 PRG 307,0 et 308,46 – Amont et Aval d'Albaron 158
14.5.8 PRG 312.52, 312.70 et 314.05 - Eymini de Boismeau et Mas de Ventabren 159
14.5.9 PRG 316.24 - Grandes Cabannes du Vaccarès 162
14.5.10 GRD 308.89 à GRD 310.50 - Mas d'Auphan et de Grifeuille 165
14.5.11 GRD 315.27 à 315.34 - Chamone 166
14.6 Infiltrations eaux claires 167
14.6.1 PRG 282.25 à PRG 282.29 - Trou de Fourques 168
14.6.2 PRG 301.03 - Station de pompage de Casebrune 169
14.6.3 PRG 305.63 – Mas de la vigne 170
14.6.4 GRD 313.93 à GRD 314.09 - Mas de l'Amérique 170
14.7 Affouillement externe 171

14.7.1 PRD 322.74 – Mas des Mantilles 172
14.7.2 PRD 327.99 à PRD 328.13 - Pin Fourcat 173
14.7.3 GRD 315.89 - Eglise de Barcarin 174
14.7.4 GRD 320 à GRD 321.86 - L'esquineau 175
14.8 Glissement 176
14.8.1 GRG 283.7 – Embouquement Ecluse d'Arles 176
14.9 Défaillance des ouvrages traversants 178
14.9.1 PRG 282.43 - Mas de Cazeneuve 179
14.9.2 PRG 286.85 - Station de Pompage de la Commanderette ou « Petite Corège » 180
14.9.3 PRG 317.25 - Mas Duroure 181
14.9.4 GRG 316.70 - Bac de Barcarin rive gauche 182
14.9.5 GRD 301.4 - Tour du Cazeau 182
15 Crue de décembre 2003 183
15.1 Bilan général des brèches causées lors de la crue de décembre 2003 184
15.2 Inondation du Rhône causée par ces brèches 186
15.3 Bilan général des autres désordres 189
15.4 Surverse 193
15.4.1 RD277.30 - Mas de Maillan 193
15.4.2 PRD 303.0 à PRD 304.5 - Aval La Fosse 194
15.4.3 PRD 322.41 à PRD 324.54 - Aval Sylvéréal 194
15.4.4 PRG 298.20 à PRD 298.80 - Figarès 196
15.4.5 GRD 315.00 à GRD 315.18 - Chamone 197
15.4.6 GRD 292.00 - Mas millet 197
15.5 Infiltrations d'eaux chargées en fines et affaissement de digues causés par écoulements internes 198
15.5.1 PRG 284.97 à 285.17 et 285.74 à 285.88 et 285.97 à 286.18 – Infiltrations du Mas de Vert au Mas Médaille 200
15.5.2 PRG 293.51 à 293.97 – Infiltrations et fissuration Beaujeu de Castres 202
15.5.3 PRG 298.70 à 298.81 – Amorce renard transition brèche de Figarès 202
15.5.4 GRD 292.47 – terriers de blaireaux traversants avec eau affleurante en sortie côté terre 203
15.5.5 GRD 308.89 et 311.22 – terriers de blaireaux traversants avec eau affleurante en sortie côté terre 203
15.5.6 GRD 315.27 à 315.34 – Terriers blaireaux Chamone 203
15.5.7 GRG 287.01 – Affaissement Mas de la vigne 204
15.5.8 GRG 292.30 – Infiltrations terrier de lapins 206
15.5.9 GRG 303.25 et 304.65 à 305.30 – Infiltrations Mas Thibert et Mas de la Forêt 207

15.5.10 GRG 311.75 – Infiltrations Grand Porcelette 209
15.5.11 GRG 313.50 à 313.80 – Infiltrations Mas Antonelle 210
15.5.12 GRG 318.00 à 320.00 210
15.6 Infiltrations d'eaux claires 211
15.6.1 PRG 281.00 – Infiltration Trou de Fourques 212
15.6.2 PRG 323.02 – Infiltrations Mas de Jonquière 212
15.6.3 PRG 324.76 – Infiltrations Mas d'Astouin 213
15.6.4 PRG 329.36 – Infiltrations Mas d'Icard 213
15.6.5 GRG 284.0 – Infiltrations Patio Barriol (eaux claires) 213
15.6.6 GRG 312.50 à 313.50 – Infiltrations Grand Passon 214
15.6.7 GRG 320.75 à 321.25 et 321.60 à 321.75 – Infiltrations Vauban 215
15.7 Affouillement externe et glissement de berges 216
15.7.1 PRD 302.30 à PRD 302.56 – La Fosse 217
15.7.2 PRD 313.00 à PRD 313.05 – Les Pradeaux 219
15.7.3 PRG 285.92 à 285.97 – Glissement de berges – Mas Médaille 222
15.7.4 PRG 295.20 à 295.29 – Erosion de berge Rigaudon sur 150 m 224
15.7.5 PRG 330.43 à 330.52 – Affouillement Fadaise 227
15.7.6 GRD 315 et 315.89 – Erosion externe Canal du Japon et Eglise de Barcarin . 229
15.7.7 Affouillement externe au droit du Mas Antonelle et lieu-dit du Grand Peloux 233
15.7.8 Bac de Barcarin (GRG 316.70) 235
15.8 Glissement de talus 236
15.9 Défaillance ouvrages traversants 237
15.9.1 PRG 282.43 – Prise d'eau fuyarde Mas de Cazeneuve 238
15.9.2 PRG 287.37 – Prise d'eau du Mas d'Augery 238
15.9.3 PRG 295.14 – Château de Saliers 239
15.9.4 PRG 295.71 – Prise d'eau de Saliers 239
15.9.5 PRG 295.82– Prise d'eau Mas de la Vinasse 240
15.9.6 PRG 316.42 - Erosion le long d'un OHT Mas de la Cure (Château d'Avignon) 240
15.9.7 PRG 319.19 - Infiltration en pied d'ouvrage Sénebier 241
15.9.8 PRG 323.76 – Prise d'eau Mas d'Astouin 241
15.9.9 PRG 326.67 - Prise d'eau fuyarde Badet 242
15.9.10 GRD 294.01 et GRD 294.46 – OHT du Mas Millet 242
15.10 GRD 297.97 - L'Armellière – Départ de brèches 243
15.11 PRD 309,5 - Brèche de Claire Farine 245
15.11.1 Analyse du cahier des charges 247
15.11.2 Analyse technique : Examen du mode de rupture par surverse 248

15.11.3 Analyse technique - examen du mode de rupture par affouillement externe 249
15.11.4 Analyse technique - examen du mode de rupture par glissement 251
15.11.5 Analyse technique - examen du mode de rupture par érosion interne..... 252
15.11.6 Analyse technique - conclusion 255
16 Crue de novembre 2016 257
16.1 Bilan général des brèches 257
16.2 PRG 314.2 - Brèche du Mas de Ventabren 258
16.3 Terrier de fouisseur 259
16.4 Infiltrations d'eau claires 259
16.5 Défaillance ouvrage traversant 261
16.6 Surverse 263

1 GENERALITES

Les définitions nécessaires à la compréhension de l'étude sont extraites du glossaire figurant dans la rubrique n°2 :

Brèche : La fonction principale d'une digue est de retenir l'eau. Tout mouvement engendrant une incapacité du remblai à contenir la crue provoque une brèche. En conséquence, la brèche est la perte de cette fonction principale. Il importe de distinguer la notion de brèche de la notion de rupture. L'évènement redouté des ouvrages hydrauliques est la brèche. La brèche est obtenue à la fin d'un processus impliquant des mécanismes de dégradation et de ruptures, qui se développe en trois étapes : initiation, formation et élargissement.
La brèche est initiée par une perte incontrôlée d'eau de la retenue tant que la crête résiste, la formation commence dès que la crête est détruite et se termine à l'érosion de tout un profil et est suivie par l'élargissement à partir du moment où l'extension de la brèche est horizontale par érosion latérale. Elle est donc caractérisée par la phase d'élargissement et des entrées d'eau massive dans la zone protégée qui ne peuvent plus être interrompues. Un mécanisme de rupture n'engendre pas systématiquement la brèche. Il importe donc de remplacer le terme rupture, au sens de la CIGB, par celui de brèche.

Rupture : une perte momentanée d'équilibre d'un matériau ou d'un composant.

Départ de brèche : Le processus impliquant des mécanismes de dégradation et de ruptures est en cours. La phase d'élargissement caractérisant la brèche n'est pas encore en cours. Il peut y avoir des entrées d'eau mais qui peuvent être interrompues par un effondrement de la digue, interventions d'urgence ou la diminution de la charge hydraulique liée à la décrue.

Scénario ou processus ou mécanisme de brèche : série de processus physiques, mécaniques et hydrauliques, qui aboutit à la formation d'une brèche dans un ouvrage.

Mode de rupture : mécanisme dont le processus principal est induit par un mode d'action bien défini : surverse, érosion interne, affouillement ou glissement.

Processus de rupture: ce processus décrit comment une digue pourrait se rompre par érosion interne sous un chargement donné. La rupture par érosion interne comprend la définition du chargement, le cheminement de l'érosion, les quatre phases (initiation, continuation, progression et l'initiation de la brèche). Dans une analyse d'arbres d'évènements, chaque mode est représenté par un arbre entier.

Défaut : Un défaut est une condition physique qui permet un écoulement préférentiel. Une fissure continue ou une couche mal compactée dans laquelle un écoulement préférentiel se développe en sont des exemples.

Dégradation : détérioration d'une propriété physique ou fonctionnelle de la digue.

Désordre : signe observable ou quantifiable d'une dégradation de l'état initial de la digue.

Les brèches, départs de brèche et désordres ont été localisés et analysés à partir des références « accidentologie » figurant dans la rubrique n°2.

La localisation des désordres et brèches anciennes (hors période 1993-2016) a été faite, soit à partir des plans d'archives pour les plus grandes brèches, soit à partir des documents d'archives qui évoquent ces brèches, notamment par des lieux-dits et par le croisement avec les plans des ponts et chaussées de 1876 [H0003] qui font état localement de la digue en perré, ce qui était le plus souvent la technique de réparation utilisée à l'époque. Un exemple est donné ci-dessous en aval d'Albaron, où les archives font état d'une brèche ou d'un départ de brèche au droit du mas de Combet. L'examen des plans des Ponts et Chaussées de 1876 permet d'identifier un tronçon de digue perreyé sur la face amont de 124 m (IRP), ce qui laisse supposer que la brèche ou le départ de brèche se sont produits à cet endroit.



Figure 1. Brèche du Fer à Cheval à Beaucaire et brèche ou départ de brèche à Combet en 1856

Tableau 1. Typologie des brèches

Code	Typologie des brèches
B1	Surverse
B2	Infiltration (terminologie Ponts et Chaussées utilisée au XIX^{ème} siècle
B3	Erosion de conduit dans un terrier
B4	Erosion de conduit le long d'un ouvrage traversant

Tableau 2. Typologie des désordres

Code	Typologie des désordres
D1	Venue d'eau claire en pied de digue / quai côté terre
D2	Venue d'eau boueuse en pied de digue / quai côté terre
D3	Venue d'eau par terriers d'animaux fouisseurs
D4	Venue d'eau autour de canalisations et ouvrages hydrauliques traversants
D5	Fuite au droit de vannes ou d'ouvrages hydrauliques traversants
D6	Surverse de la digue / quai
D7	Surverse avec érosion de la partie supérieure de la digue/quai et du talus côté terre
D8	Affaissement localisé dans le talus côté terre
D9	Affaissement ponctuel en partie supérieure de la digue/quai
D10	Affaissement localisé dans le talus côté fleuve (partie restant visible)
D11	Erosion du talus côté fleuve (partie restant visible)
D12	Fissure dans le talus côté fleuve
D13	Fissure dans le talus côté terre
D14	Fissure longitudinale en partie supérieure de la digue/quai
D15	Arbre couché dont le pied a provoqué une cavité dans les talus côté fleuve et/ou côté terre
D16	Désorganisation de moellons, fissures dans les perrés et ouvrages maçonnés
D17	Autres

2 BILAN DES DESORDRES, DEPARTS DE BRECHES ET BRECHES

En ce qui concerne les désordres et brèches recensés en périodes de crues, L'analyse a été menée sur 14 crues couvrant la période 1840 - 2016

Pour l'analyse, nous avons considéré d'une part la période 1840 – 2016 et d'autre part la période plus récente s'étalant de 1993 à 2016.

Le recensement des ruptures dans les barrages en remblai réalisé par la CIGB donne les statistiques suivantes :

Tableau 3. statistique des ruptures de barrages en remblai (CIGB 2015 d'après Foster § Al.)

Mécanisme de rupture	**Erosion**		**Glissement**	
Mode de rupture	Surverse	Erosion interne	Instabilité statique	Instabilité sismique
Statistiques	48 %	46 %	4 %	2 %
	94 %		6 %	

L'étude accidentologique sur les brèches et départs de brèches dans les digues du SYMADREM ainsi que sur les désordres/incidents observés lors des crues récentes (1993 à 2016), donne une tendance similaire avec 100 % des brèches et des départs de brèche dus à des phénomènes d'érosion répartis comme suit :

- Brèche par surverse : 33 % (période 1840-2016) et 25 % (période 1993-2016)
- Brèche par érosion interne : 67 % (période 1840-2016) et 75 % (période 1993-2016)

L'absence de brèche par glissement de talus sous sollicitation hydrostatique ou sismique s'explique pour le premier cas par le caractère transitoire des crues, qui compte tenu de la perméabilité des sols en place, n'ont pas le temps de saturer le corps de digue et pour le deuxième cas par la très faible probabilité d'occurrence d'un séisme concomitamment avec une crue. Des glissements se sont bien produits, mais sans atteindre la crête et sans engendrer de départ de brèche. Ils ont souvent été causés par l'initiation d'une fuite localisée dans la digue ou la conséquence d'un raidissement de talus suite à un affouillement en pied de digue.

Certaines brèches par érosion interne restent non élucidées, sur le mode de rupture initiateur. Elles représentent 8 % des cas (période 1993-2016).

L'étude accidentologique a montré que les brèches ont été initiées, soit par surverse, soit par érosion de conduit de manière sûre. Des cas liées à l'érosion régressive sont également pressenties en ce qui concerne les brèches de la crue de mai 1856, sans en être vraiment certains.

L'étude accidentologique a également montré que l'affouillement externe pouvait être une source de désordre, mais sans conduire à la formation de brèche.

Aucun cas de brèches ou départs de brèches liés au glissement en masse n'a été identifié comme mécanisme d'initiation. Les seuls cas sont le résultat d'infiltration ou d'affouillement externe.

La plupart des désordres sont occasionnés sur les secteurs proches du fleuve (largeur < 20 mètres) ou dans les secteurs où des paléo-chenaux sont connus ou pressentis.

Sur la période s'étalant de la crue de novembre 1840 à celle de novembre 2016, on recense au total 57 brèches, 57 départs de brèches et 3 brèches par retour du fleuve dans son lit.

La ventilation par initiateur de rupture figure ci-dessous. Si on ne prend en compte que les brèches (donc ayant donné lieu à libération d'eau dans la zone protégée), elles sont au nombre de 57. 33 % ont été initiées par la surverse et 67 % par érosion interne.
Les brèches par infiltrations, qui est la terminologie utilisée au XIX^{ème} siècle pour l'érosion interne, représentent 51 % des brèches. Si on compare avec l'époque récente, il est très probable qu'elle soit due à l'érosion de conduit dans un terrier ou le long de d'un ouvrage traversant, mais l'érosion régressive n'est pas à écarter.

Si on ajoute les départs de brèche et les brèches par retour du fleuve dans son lit, on dénombre au total **117 brèches et départs de brèche en 156 ans**. La part des brèches et départs de brèche par surverse passe de 33 à 18 %. On note quelques départs de brèches par affouillement externe (7). Ce mode de rupture n'a engendré aucune brèche totale. On notera qu'aucun départ de brèche ou de brèche ne sont imputés au glissement talus terre ou talus fleuve. Des glissements ont été occasionnés, souvent à l'origine d'infiltrations localisées mais qui n'ont donné lieu qu'à des glissements du talus n'allant pas jusqu'à la crête de l'ouvrage, ce qui ne permet pas de les qualifier de départs de brèche.

Tableau 4. Période 1840/2016 – Bilan brèches et départs de brèche par initiateur de rupture

Initiateur de la brèche	**Brèches**			**Brèches Départs de brèches Brèches par retour**		
	Nb	**%**		**Nb**	**%**	
Surverse	19	33	33	21	18	18
Infiltrations (term. XIX^{ème} siècle)	29	51	67	65	55	76
Erosion de conduit dans un terrier	6	10		17	15	
Erosion de conduit le long d'un ouvrage traversant	2	4		6	5	
Erosion interne - autre mode de rupture	1	2		1	1	
Affouillement externe	0	0	0	7	6	6
Glissement talus côté fleuve	0	0	0	0	0	0
Glissement talus côté terre	0			0		
TOTAL	57	100		117	100	

Sur la période s'étalant de la crue d'octobre 1993 à celle de novembre 2016, on recense 29 brèches et départs de brèche :

- 12 brèches,
- 17 départs brèches,
- aucune brèche par retour du fleuve dans son lit.

Le bilan des brèches, départs de brèche par initiateur de rupture, figure ci-après. On constate que 25 % des brèches ont été initiées par la surverse et 75 % par érosion interne. Cette proportion passe à 17 % / 83 % en incluant les départs de brèche. Les brèches par érosion de conduit dans des terriers d'animaux fouisseurs représentent 50 % du total des brèches. En incluant les départs de brèches, cette proportion passe à 59 %.

Tableau 5. Période 1993/2016 – Bilan brèches et départs de brèche par initiateur de rupture

Initiateur de la brèche	**Brèches totales**			**Brèches et Départs de brèche**		
	Nb	%		Nb	%	
Surverse	3	25	25	5	17	17
Erosion de conduit dans un terrier	6	50	75	17	59	83
Erosion de conduit le long d'un ouvrage traversant	2	17		6	21	
Erosion interne - autre mode de rupture	1	8		1	3	
Affouillement externe	0	0	0	0	0	0
Glissement talus côté fleuve	0	0	0	0	0	0
Glissement talus côté terre	0			0		
TOTAL	12	100		29	100	

L'analyse menée sur les désordres recensés sur les crues importantes (période de retour ≥ 10 ans) récentes (1993-2016) (Cf. tableau ci-après) suit la même tendance.

38 % des désordres proviennent de l'érosion interne, qui demeure l'initiateur privilégié. Plus de la moitié concerne des désordres liés aux fouisseurs.

12 % des désordres concernent des surverses ou des limites de surverse. Les 7 surverses constatées sur des points bas localisés ont donné lieu à des interventions d'urgence réalisées avec succès. 7 surverses, correspondant à des dépassements de cote d'ouvrage, n'ont pas donné lieu à brèche. Il s'agit notamment des surverses observées sur un linéaire de 2 km en partie aval du delta. La faible hauteur des digues à cet endroit (2 m max), la faible lame d'eau (5 cm sur 2 km ; 20 cm localement), malgré une durée de déversement d'une vingtaine d'heures et la présence d'une végétation dense en pied de digue, ont eu pour conséquence de ralentir les vitesses et l'érosion du talus côté protégé. Deux autres secteurs ont fait l'objet de rechargement de grave en crête.

19 % des désordres concernent des fuites dans des ouvrages traversants ; certaines liées à des défaillances d'étanchéité des organes de fermeture, d'autres à l'absence d'obturation des mêmes organes, soit par incapacité à manœuvrer, soit par oubli. Ces désordres ont donné lieu

à des interventions d'urgence, toutes couronnées de succès. Depuis, de nombreux ouvrages traversants défaillants ont été purgés (environ 80 sur un parc initial de 400).

17 % des désordres sont des infiltrations d'eaux claires, qui ont fait l'objet d'une surveillance régulière.

11 % concernent des glissements de berge liés à des affouillements externes.

3 % concernent des glissements de talus côté fleuve dus à la raideur des talus ou côté terre, dus à la présence d'une couche sableuse très perméable.

Tableau 6. Période 1993-2016 – Bilan des désordres par initiateur de rupture

Initiateur du désordre		**Nb**	**%**	**Nb**	**%**
Surverse	point bas localisé (encoule)	7	5	16	12
	dépassement cote de l'ouvrage	7	5		
	limite de surverse	2	2		
Infiltrations d'eaux limoneuses (érosion interne)	Dans terriers de fouisseurs (blaireaux ou lapins)	31	23	51	38
	Au droit d'anciennes brèches	11	8		
	Autres (couche de sable, racines mortes, fissures liées au vieillissement, anciens terriers)	2	2		
	Erosion le long d'un ouvrage traversant	7	5		
Défaillance ouvrage traversant	Fuites dans ouvrage	25	19	25	19
Infiltrations d'eaux claires (écoulement sans érosion)	Au droit de paléo-chenaux	4	3	23	17
	Au droit d'anciennes brèches ou transition	10	7		
	Autres	9	7		
Affouillement externe		15	11	15	11
Glissement	Talus côté terre	1	1	3	3
	Talus côté fleuve	2	2		
TOTAL		**133**	**100**	**133**	**100**

Ce bilan est quasiment exhaustif pour les crues de novembre 2002 et décembre 2003. Pour les autres crues, il dépend essentiellement de la richesse des données collectées. Par ailleurs, certains des désordres observés, comme les infiltrations, au droit d'une ancienne brèche, sont comptabilisées à chaque crue, ce qui peut influencer le bilan global. Il a donc été procédé aux bilans respectivement de la crue de novembre 2002, qui est une crue longue et moyenne en termes de débit ($Q = 9500\ m^3/s$ - T=20 ans), et de la crue de décembre 2003, qui est une crue rapide et intense ($Q = 11500\ m^3/s$ - T=100 ans).

Tableau 7. Crue novembre 2002 et décembre 2003 – Bilan des désordres par initiateur de rupture

Initiateur du désordre		**Nov. 2002**	**Déc. 2003**	**Nov. 2002 Déc. 2003**	
		Nb	**Nb**	**Nb**	**Nb**
Surverse	point bas localisé (encoule)	3	3	6	14
	dépassement cote de l'ouvrage	2	4	6	
	limite de surverse	0	2	2	
Infiltrations d'eaux limoneuses (érosion interne)	Dans terriers de fouisseurs (blaireaux ou lapins)	10	10	20	39
	Au droit d'anciennes brèches	3	8	11	
	Autres (couche de sable, racines mortes, fissures liées au vieillissement, anciens terriers)	0	2	2	
	Erosion le long d'un ouvrage traversant	1	5	6	
Défaillance ouvrage traversant	Fuites dans ouvrage	4	9	13	13
Infiltrations d'eaux claires (écoulement sans érosion)	Au droit de paléo-chenaux	2	0	2	16
	Au droit d'anciennes brèches ou transition	2	4	6	
	Autres	0	8	8	
Affouillement externe		4	11	15	15
Glissement	Talus côté terre	1		1	3
	Talus côté fleuve	1	1	2	
TOTAL		**32**	**68**	**100**	**100**

La comparaison entre les deux crues, montre que grosso modo, il y a plus de 2 fois plus de désordres en 2003 qu'en 2002 malgré le caractère rapide de la crue : l'intensité du chargement prévaut sur la durée. La proportion des désordres liés aux fouisseurs diminue entre 2002 et 2003, ce qui peut s'expliquer par un traitement préventif croissant des terriers entre ces deux dates. La proportion de désordre liée à l'affouillement externe croît sensiblement entre les deux crues. Cela avait été constaté par le CEMAGREF dans ses rapports post-crue. Cela s'explique justement par le caractère plus rapide de la montée de crue et donc l'importance de la pente hydraulique lors de l'événement.

Sur les 32 désordres recensés en novembre 2002, 24 interventions d'urgence ont été commandées. En décembre 2003, 68 désordres ont été recensés et 16 interventions d'urgence ont été commandées. L'augmentation des désordres entre les deux crues s'explique par l'intensité de l'événement (T=20 ans en nov. 2002 et T= 100 ans en déc. 2003). L'écart des interventions d'urgence entre les deux crues s'explique par la durée des crues (15 jours en 2002 et 3 jours en 2003).

3 CRUE DE NOVEMBRE 1840

Les données relatives à la crue figurent en rubrique n°6.

3.1 LIMNIGRAMME ET INSTANT DE FORMATION DES PRINCIPALES BRECHES

La figure ci-dessous permet de voir l'évolution des niveaux en m NGF aux échelles de Beaucaire et Arles. Le limnigramme sans brèche estimé par Pardé permet de voir que la crue se serait maintenue au-dessus de 6500 m^3/s pendant plus de 13 jours et au-dessus de 8500 m^3/s pendant plus de 8 jours.

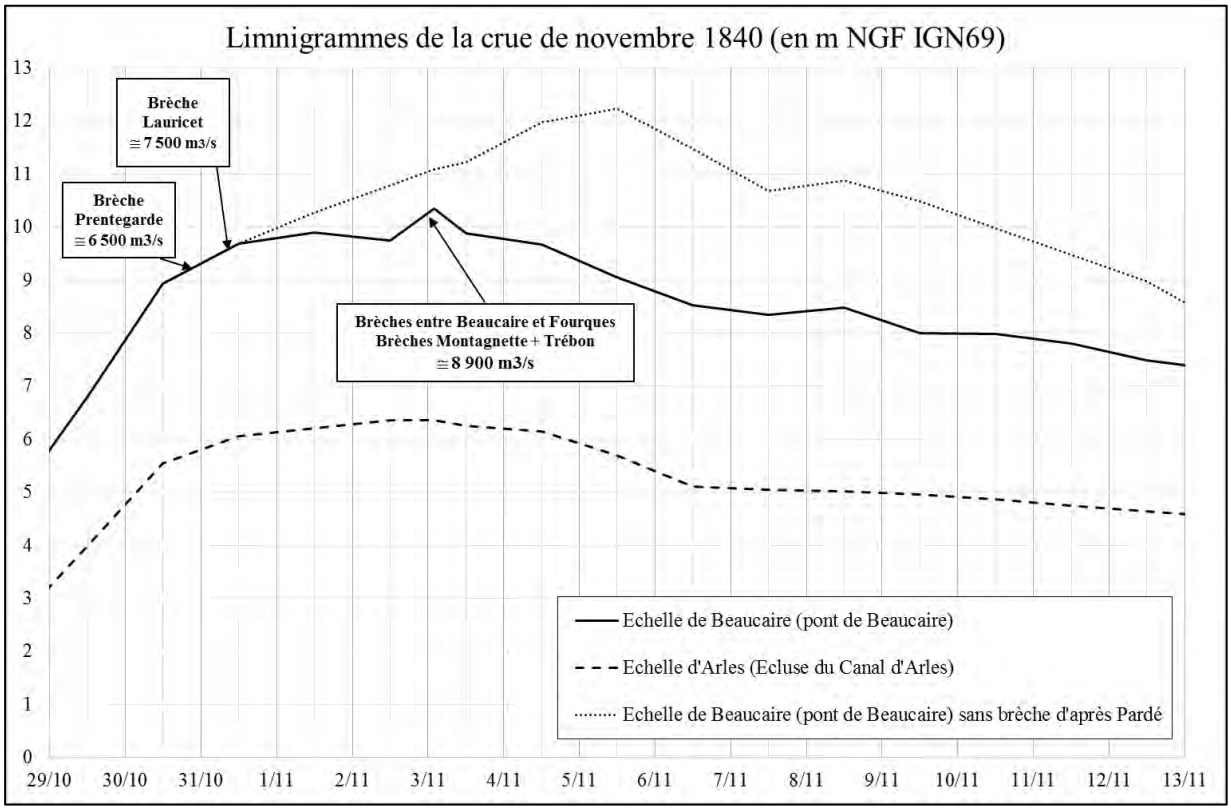


Figure 2. Crue novembre 1840 – limnigrammes aux échelles de Beaucaire et Arles (en m NGF)

On estime à plus de 2 milliards de m^3, le volume de crue ayant transité en traversée de Beaucaire-Tarascon au-dessus du débit annuel de 4200 m^3/s.

Il aurait été de 6 milliards de m^3 en l'absence de brèches.

3.2 PROPAGATION DE LA CRUE DANS LA ZONE PROTEGEE ET DOMMAGES OCCASIONNES

Quelques éléments de cinétique de l'inondation figurent dans Pardé [O0001] et sont reproduits ci-dessous :

« En rive gauche (Source Pardé), la digue de la Montagnette a été « pulvérisée » en maints endroits. Elle a provoqué à l'Est de Tarascon l'irruption d'une masse d'eau assez formidable pour submerger toute la contrée jusqu'à la mer entre le Grand Rhône et la Crau ; bien plus les flots recouvrant le canal d'Arles à Bouc se répandirent dans le plan du Bourg, prirent à revers la digue de la rive gauche en aval d'Arles et la rompirent pour rentrer dans le fleuve (la lecture des journaux de l'époque révèle un scénario différent ; en effet la brèche de Prentégarde est apparue lors de la montée de crue pour un débit estimé à 6500 m^3/s, ce qui est très bas). *35 000 hectares furent engloutis. Sur la rive droite, le fleuve y fit cinq ou six brèches, d'après Pardé, dont deux énormes* (vraisemblablement celle de l'Abattoir et de Saint Denis). *Il s'étala sur une superficie de 44 000 hectares, envahit les salines de Peccais et cerna Aigues-Mortes.*
La Camargue fut aussi inondée quoique moins gravement ».

Dans le livre édité par Elie Bataille, maire de Bellegarde, après la crue de décembre 2003 [A2003 18], un récit de la crue de 1840 écrit par Marcel Avignon et présenté lors de la conférence du 19 nov. 1994 à Saint-Gilles permet d'avoir une idée de propagation des eaux provenant des brèches dans la plaine. On y parle d'une vitesse de propagation de 3 m/s, noyant tout sur son passage. Dans le courant de la matinée du 3 novembre 1840, la hauteur de l'eau dans les bas quartiers progresse à raison de 15 à 18 cm/h. Cette vitesse est moindre en soirée avec une vitesse de l'ordre de 6 à 8 cm/h. Les habitants des mas de la plaine sont partout cernés par les eaux qui va de 2 à 4 mètres, selon que l'on se trouve proche ou loin du Rhône. On enregistre une hauteur d'eau de 4 mètres aux portes de Saint Gilles dans les marais de la Palunette et des Castagnottes.

Le jeudi 5 novembre 1840 à 3 heures du matin (soit 48 heures après la formation des brèches), l'inondation a atteint son point maximum à Saint-Gilles : 3,60 m au-dessus des quais du port du canal, 1,50 m dans la rue Emile Jamais et 1,20 m devant le temple place Frédéric Mistral. En soirée vers 17 heures, l'eau commence lentement à baisser. Il faudra attendre 1 mois pour voir disparaître en totalité les eaux des quartiers de Saint-Gilles.
A Aigues Mortes, l'inondation fit son apparition dans la journée du 4 novembre 1840. Dans la nuit vers 2 heures du matin, l'eau d'inondation commence à arriver aux pieds des remparts et pénètre dans la ville par divers égouts. Les portes de l'enceinte fortifiée furent fermées, si bien qu'on réussit à maintenir l'eau à l'extérieur des remparts. La force de l'inondation emporta les digues des salines de Peccais. Les eaux envahirent et détruisirent les 420 ha de marais Salants. Deux ans furent nécessaires pour remettre en état toutes les installations et un an d'évaporation pour enfin pouvoir reprendre la production de sel.

A Fourques, le village fut submergé en totalité sous 2,50 à 3,0 m d'eau, y compris le cimetière

L'article du Censeur du 14 novembre 1840 [A1840 02] décrit précisément les événements relatés dans l'album Arlésien. Il est repris partiellement en page suivante.

On note que *« Dans cette terrible journée du 31, 1e vent du nord, qui avait soufflé un instant le samedi, céda au vent du sud-est qui refoula les eaux du Rhône et augmenta ainsi l'inondation, tandis que la pluie tombait avec abondance et sans interruption ».*

N° 1855. SAMEDI 14 NOVEMBRE 1840.

ON S'ABONNE :
Lyon, au Bureau du Journal, quai Saint-Antoine, n° 27, et grande rue Mercière, n° 22, au 2me.
Paris, chez MM. Lepelletier-Bourgoin, office-correspondance, place de la Bourse, 6, et chez M. Degouve-Denuncques, rue Lepelletier, 3.
Les lettres et tout ce qui concerne le Journal doivent être envoyés francs de port.
Le Censeur donne les nouvelles 24 heures avant les journaux de Paris.

LE CENSEUR,

Journal de Lyon,

POLITIQUE, INDUSTRIEL ET LITTÉRAIRE.

PRIX DE L'ABONNEMENT :
Pour Lyon et le département du Rhône,
16 francs pour 3 mois,
32 francs pour 6 mois,
64 francs pour l'année.
Hors du département, 1 franc de plus par trimestre.
Prix des annonces : 25 c. la ligne.
Le Censeur ne donne de publicité qu'aux avis, lettres et documents revêtus de signatures connues.

INONDATIONS.

Voici, d'après l'*Album arlésien*, le précis, heure par heure, des événements qui ont marqué l'inondation d'Arles depuis le 29 octobre à 8 heures du soir jusqu'au 6 novembre à midi. Ce tableau exact, quoique décoloré, fera mieux connaître la marche et la grandeur du fléau que des récits plus animés.

Le 29 octobre, à huit heures du matin, le Rhône était à 3 m. 70 c. au-dessus de l'étiage de la mer. Le 30, à huit heures du matin, il s'élevait à 4 m. 15 c., et le pont de bateaux était rompu par un train de bois. Le même jour, à dix heures du soir, brèche à *Prentegarde* (plan du Bourg); le 31, à neuf heures du matin, brèche à Lauricet en Camargue sur le petit Rhône. Entre onze heures et midi, le pont de Saint-Gilles est emporté par l'impétuosité des eaux. Les bas quartiers de la ville et la promenade de la Lice sont inondés. A minuit, le fleuve avait atteint 4 m. 92 c.

Dans cette terrible journée du 31, le vent du nord, qui avait soufflé un instant le samedi, céda au vent du sud-est qui refoula les eaux du Rhône et augmenta ainsi l'inondation, tandis que la pluie tombait avec abondance et sans interruption. Le plan du Bourg ne formait plus qu'un vaste lac depuis les chaussées du fleuve jusqu'au canal de Bouc. En Camargue, toute la ligne du petit Rhône était inondée, et au centre de l'île, la vaste brèche de Lauricet avait laissé arriver le pont de Saint-Gilles jusque dans les marais de Solliers. Le Siphon, qui donne passage aux eaux de dessèchement du Trébon et du plan du Bourg, reçut au contraire celles du Rhône; la plus grande partie des marais desséchés fut inondée derechef. Les quartiers bas de la ville étaient inondés à plusieurs pieds de hauteur, et des bateaux d'un port considérable parcouraient la Roquette et les rues adjacentes.

La journée du 1er novembre vit l'inondation se soutenir sans accidents nouveaux.

Le 2, à huit heures du matin, les berges de la rive droite du canal de navigation, entre Montcalde et le mas de Laville, sont rompues sur plusieurs points par les eaux de la brèche de Prentegarde. Le même jour, les eaux du canal de navigation versent dans le Viguérat par la demi-écluse du port de Gleize et dans le *Vuidange* par les martelières de Montcalde. Enfin, ce jour-là, tous les canaux de dessèchement fonctionnent en sens inverse.

A onze heures et demie, le tocsin sonne, le fleuve est à 5 m. 05. La population de la ville se porte sur la chaussée du Trébon. Les habitants du faubourg de Trinquetaille se portent sur la chaussée de la pointe de la Camargue, et demandent du secours à l'aide d'un porte-voix. En ce moment ont lieu les ruptures de la chaussée du Trébon, au mas de Piquet, Lausac, Boulbon, Rognonas, sur la Durance, et de plus trois ou quatre brèches entre Foulques et Beaucaire.

Le moment de cette crue si féconde en désastres eut un caractère d'horreur que rien ne saurait dépeindre. Le tocsin sonnait aux quatre paroisses et au bourdon de la Grande-Horloge, et depuis trois quarts d'heure on l'entendait retentir à Trinquetaille, dont toutes les communications étaient interceptées. La pluie était épaisse, l'obscurité profonde, et le vent soufflait avec fureur.

M. le maire et M. le commissaire de marine étaient accourus sur la chaussée de la Cavalerie, qui était couverte de monde; mais, au milieu de cet immense danger, rien ne pouvait dompter la confusion. Les ordres étaient transmis avec peu de fermeté; le plus grand nombre ne recevaient pas d'exécution.

A Trinquetaille, les habitants, moins nombreux, agirent avec plus d'accord et de succès : hommes, femmes, enfants, bêtes de trait, tout fut mis à l'œuvre. La chaussée de la pointe risquait d'être enlevée et la moitié du faubourg détruite. On s'empressa de voiturer sur ce point de grosses pièces de bois; les femmes et les enfants portaient de la terre; les hommes élevaient partout des travaux de défense. Sur presque toute la ligne, des travaux du même genre furent exécutés avec vigueur, et sauvèrent une partie du territoire.

Vers deux heures du matin, le Rhône baissa de vingt-cinq centimètres. On crut le danger fini, et les habitants se retirèrent; le fleuve venait de rompre les digues de Beaucaire et d'inonder toutes les campagnes.

Le 3, à sept heures du matin, la malle-poste de Marseille à Toulouse, qui était partie d'Arles pour Tarascon quelques instants auparavant, rentre en ville et annonce que les eaux ont envahi tout le grand Trébon.

Cette malle-poste fut obligée de prendre le galop pour fuir devant l'inondation qu'elle eut le bonheur de gagner de vitesse.

A huit heures, les eaux arrivèrent au pied de la croix de la porte de la Cavalerie. On fit alors un batardeau.

A dix heures du soir, les eaux s'élevaient à la hauteur du pont de Crau. Elles venaient, peu d'instants auparavant, de renverser les berges de la rive gauche du canal de navigation près Montcalde.

Le 4, à huit heures du soir, heure de la plus haute élévation des eaux hors du lit du fleuve, elles arrivent au pied de la croix de la Genouillade et à 25 centimètres au-dessous du couronnement de l'aqueduc du pont de Crau. Le batardeau fait à la porte de la Cavalerie avait été rompu dès le matin: tout le quartier de la Cavalerie était inondé. On aperçoit un navire voguant à pleines voiles dans le plan du Bourg, sur des champs ensemencés.

L'aqueduc du pont de Crau formait comme un barrage au courant, qui allait du Trébon au plan du Bourg; on craignit que les débris entraînés par les eaux ne vinssent à boucher les arcades et que l'aqueduc ne pût alors résister à cette pression. Cette crainte, assurément très-fondée, donna lieu à un ordre inhumain. On commanda d'incendier les meules de paille et de foin, et tout ce qui pouvait faire obstacle au courant en amont de l'aqueduc; on voulut aussi couper le canal de Craponne, les habitants résistèrent à cette mesure qui aurait amené de nouveaux malheurs.

La diminution des eaux a commencé le 5 novembre à huit heures du matin; le 6, à midi, elle était d'un mètre au pont de Crau. Les bas quartiers de la ville se dégageaient, mais le territoire était encore inondé tout entier. Le bateau à vapeur *l'Aigle* n° 5 avait été envoyé au mas Thibert et ramena dans la soirée environ 80 personnes. Des embarcations, expédiées par l'administration de la marine, ont parcouru tout le territoire pour remplir cette mission d'humanité. Une très-grande quantité de pain a été envoyée dans les campagnes.

L'Album déclare avoir la certitude que l'immense portion du territoire qui est sous l'eau est infestée de malfaiteurs qui profitent de la calamité publique pour ravager et piller. Dans la nuit du 5 au 6 novembre, on a dévalisé le domaine de Sainte-Luce, appartenant à M. Bonnardel : on a scié en plein jour des arbres plantés dans les divers héritages. Les restes des maisons et cabanes sont la proie du premier occupant.

Figure 3. Le Censeur – édition du 14 novembre 1840 – bibliothèque numérique de Lyon

La lecture de ces différents journaux, des autres sources bibliographiques et des limnigrammes nous permet de reconstituer la chronologie des événements.

En ce qui concerne les brèches occasionnées dans les digues du Rhône :

- Le 30 octobre 1840 à 22h00, brèche à Prentegarde ($Q_{beaucaire/tarascon} \cong 6\ 500\ m^3/s$) ;
- Le 31 octobre 1840 à 9h00, brèche à Lauricet ($Q_{beaucaire/tarascon} \cong 7\ 500\ m^3/s$) ;
- Le 2 novembre 1840 vers 12h00, rupture de la chaussée du Trébon au Mas de Piquet et Lansac et trois à quatre brèche entre Beaucaire et Fourques ($Q_{beaucaire/tarascon} \cong 8\ 000\ m^3/s$) ;
- Le 3 novembre 1840 à 2h00, brèche de Beaucaire et plusieurs brèches dans la digue de la Montagnette ($Q_{beaucaire/tarascon} \cong 8\ 900\ m^3/s$) ;
- Le 7 novembre, la grande brèche de Beaucaire est fermée ;
- 9 brèches sont dénombrées entre Beaucaire et Fourques.

Dans le journal de Toulouse, on peut lire que le 30 octobre *« la rupture de la chaussée de la Montcalde a donné lieu à un trait de dévouement qu'il est juste de signaler. Quelques marins employés à la garde du pont sur la chaussée de Camargue ayant entendu au milieu de la nuit, les cris poussés sur l'autre rive se sont précipités au nombre de cinq dans une embarcation, qu'ils ont, malgré le péril, lancé par la brèche, et sont parvenus à sauver une femme et trois enfants qui, abandonnés dans une cabane, allaient être engloutis par les eaux.*
Nous n'avons pu recueillir que les noms de trois de ces marins : Chabert, Bourde et Fusa »

On peut lire dans le Censeur du 14 novembre 1840 *« la chaussée de la pointe risquait d'être enlevée et la moitié du faubourg détruite. On s'empressa de voiturer sur ce point de grosses pièces de bois; les femmes et les enfants portaient de la terre; les hommes élevaient partout des travaux de défense. Sur presque toute la ligne, des travaux du même genre furent exécutés avec vigueur, et sauvèrent une partie du territoire ».*

En ce qui concerne la propagation des eaux en rive gauche

- Le 31 octobre 1840, *« les bas quartiers de la ville et la promenade de la Lice sont inondés »* ;
- Le 1er novembre, *« le plan du Bourg ne formait plus qu'un vaste lac depuis les chaussées du fleuve jusqu'au canal de Bouc…. Le Siphon, qui donne passage aux eaux de dessèchement du Trébon et du plan du Bourg, reçut au contraire celles du Rhône ; la plus grande partie des marais desséchés fut inondée… Les quartiers bas de la ville étaient inondés à plusieurs pieds de hauteur, et des bateaux d'un port considérable parcouraient la Roquette et les rues adjacentes*
- *Le 2, à huit heures du matin, les berges de la rive droite du canal de navigation, entre Montcalde et le mas de Laville, sont rompues sur plusieurs points par les eaux de la brèche de Prentegarde. Le même jour, les eaux du canal de navigation versent dans le Vigueirat par la demi-écluse du port de Gleize et dans le Vuidange par les martelières de Montcalde. Enfin, ce jour-là, tous les canaux de dessèchement fonctionnent en sens inverse.*
- *Le 3, à sept heures du matin, la malle-poste de Marseille à Toulouse, qui était partie d'Arles pour Tarascon quelques instants auparavant, rentre en ville et annonce que les eaux ont envahi tout le grand Trébon*

- Le 3, à huit heures, les eaux arrivèrent au pied de la croix de la porte de la Cavalerie. On fit alors un batardeau.
- Le 3 *A dix heures du soir, les eaux s'élevaient à la hauteur du pont de Crau. Elles venaient, peu d'instants auparavant, de renverser les berges de la rive gauche du canal de navigation près Montcalde.*
- *Le 4, à huit heures du soir, heure de la plus haute élévation des eaux hors du lit du fleuve, elles arrivent au pied de la croix de la Genouillade et à 25 centimètres au-dessous du couronnement de l'aqueduc du pont de Crau. Le batardeau fait à la porte de la Cavalerie avait été rompu dès le matin : tout le quartier de la Cavalerie était inondé. On aperçoit un navire voguant à pleines voiles dans le plan du Bourg, sur des champs ensemencés. L'aqueduc du pont de Crau formait comme un barrage au courant, qui allait du Trébon au plan du Bourg; on craignit que les débris entraînés par les eaux ne vinssent à boucher les arcades et que l'aqueduc ne pût alors résister à cette pression. Cette crainte, assurément très-fondée, donna lieu à un ordre inhumain. On commanda d'incendier les meules de paille et de foin, et tout ce qui pouvait faire obstacle au courant en amont de l'aqueduc ; on voulut aussi couper le canal de Craponne, les habitants résistèrent à cette mesure qui aurait amené de nouveaux malheurs.*
- *La diminution des eaux a commencé le 5 novembre à huit heures du matin ; le 6, à midi, elle était d'un mètre au pont de Crau. Les bas quartiers de la ville se dégageaient, mais le territoire était encore inondé tout entier.*
- *Le bateau à vapeur l'Aigle n° 5 avait été envoyé au mas Thibert et ramena dans la soirée environ 80 personnes. Des embarcations, expédiées par l'administration de la marine, ont parcouru tout le territoire pour remplir cette mission d'humanité. Une très grande quantité de pain a été envoyée dans les campagnes. L'Album déclare avoir la certitude que l'immense portion du territoire qui est sous l'eau est infestée de malfaiteurs qui profitent de la calamité publique pour ravager et piller, Dans la nuit du 5 au 6 novembre, on a dévalisé le domaine de Sainte-Luce, appartenant à M. Bonnardel ; on a scié en plein jour des arbres plantés dans les divers héritages. Les restes des maisons et cabanes sont la proie du premier occupant.*

En ce qui concerne <u>la propagation des eaux en rive droite</u>

- *les francs-bords du canal ont été emportés ; trois portes de l'écluse de Nourriguier ont été entraînées par la violence des eaux. Toute communication entre Beaucaire et les autres villes est interrompue*
- *Le bateau à vapeur l'aigle n°5 est allé hier sauver dans la plaine des malheureux réfugiés sur les toits et sur des arbres. Il en a ramené 110 ; c'était principalement des enfants. Il est impossible d'exprimer la douloureuse émotion que l'on ressentait en considérant les traces profondes d'effroi empreintes sur les figures de ces infortunés que l'on venait d'arracher à la mort,*
- Le 5 novembre 1840, on note 4 mètres d'eau aux portes de la ville (Mémoire Gilles Bernard [A1840 17])
- Le 5 novembre 1840, vers 17 heures, la décrue semble s'amorcer
- *Les eaux baissent bien lentement. Tons les travaux de dessèchement du canal de Beaucaire sont détruits. Dans le court trajet de cette ville à Fourgues, le Rhône s'est frayé 9 passages à travers la plaine.*
- Dans la journée du 6, on a entendu le canon d'alarme tirer à Aigues-Mortes.

- Le 7 novembre *« La plaine d'Aigues mortes est submergée à une hauteur de 7 à 8 pans »* (soit un peu plus de 2 mètres)
- *A Saint-Gilles, le Rhône a porté ses eaux jusqu'à la Ménagerie, c'est-à-dire 1,000 pieds plus loin que la fameuse inondation de 1755.*
- A Bellegarde, les eaux du Rhône, après avoir brisé les digues, se sont répandues jusqu'à environ 200 mètres de la ville.

En ce qui concerne la propagation des eaux en Camargue Insulaire

- Le 1er novembre, *« En Camargue, toute la ligne du petit Rhône était inondée, et au centre de l'île, la vaste brèche de Lauricet avait laissé arriver le pont de Saint-Gilles jusque dans les marais de Solliers »* ;
- Le 4 décembre, *La brèche de Lauricet, dont les travaux sont avancés et qui ne présente plus qu'une ouverture de 25 à 30 mètres, ne peut encore être fermée, malgré l'activité qui a été déployée pour y parvenir.»*

En ce qui concerne les dommages, on peut lire

L'agriculture a considérablement souffert; les semailles étaient faites en presque totalité, et le séjour des eaux ne permettra de les renouveler ni dans le Trébon, ni dans les marais, ni dans le plan du Bourg. La Camargue sera plus heureuse, la plus grande partie n'a eu qu'un débordement accidentel dont les traces ont à peu près disparu….
...Les mas ou domaines du Trébon et du plan du Bourg ont considérablement souffert; plusieurs sont écroulés et ensevelis sous les eaux, d'autres crevassés de manière à compromettre entièrement leur solidité. On cite particulièrement, parmi les mas écroulés, ceux de Vallier, de Desvignes, de Rochi, et une foule d'autres.
.... Jusqu'à ce moment les pertes matérielles ne sont pas très-grandes ; nous avons eu 25 brebis noyées au pont de Crau, et nous venons d'apprendre la perte d'une marque de 2 à 3,000 têtes, qui a été emportée sur les chaussées du Rhône, entre Beaucaire et Fourques, sans qu'on ait pu sauver une seule brebis.
Dans nos contrées, les travaux opérés par l'OEuvre de dessèchement, et qui avaient si fort augmenté notre richesse territoriale, sont complètement anéantis. Quand les eaux se retireront, le grand canal du Viguiérat sera à peu près comblé, les Vuidanges et tous les canaux accessoires le seront aussi; le canal de navigation, qui a été submergé et détruit comme tout le reste, sera hors d'état de fournir à l'Oeuvre ruinée et comblée le secours de ses biefs, comblés comme elle. Cependant Tarascon va exiger le rétablissement du Viguiérat, qui est son canal d'écoulement jusqu'à la mer ; cette réparation sera énorme. On ne pourra songer â relever les Vuidanges; ce serait trop exiger de la part des propriétaires ruinés par une inondation qui est loin d'avoir cessé, en admettant qu'elle puisse finir pour les marais. Quant aux réparations du canal de Bouc, qu'on évalue déjà à plusieurs millions, il est plus que probable que le gouvernement n'y songera de longtemps. Ainsi, des propriétés qui, avant l'inondation, valaient des sommes immenses, et qui étaient affermées à des milliers de petits agriculteurs, sont réduites à néant.

3.3 LAISSES DE CRUES DANS LA ZONE PROTEGEE ET CHAMPS D'INONDATION

Le tableau ci-après donne quelques laisses de crues dans la zone de protégée. Elles permettent de mesurer l'ampleur de l'inondation.

Tableau 8. Laisses de crue 1840 dans la zone protégée

Zone protégée	Lieu	Cote relevée par SYMADREM (m NGF)
Rive Gauche	*Tarascon – Centre-ville*	*9,8 (d'après écrit)*
	Mas de Grande Parade	7,92
	Château de Barbegal	7,87
	Mas de Truchet	7,68
	Mas de Truchet	7,60
	Amont de l'aqueduc de Pont de Crau	7,71
	Amont de l'aqueduc de Pont de Crau	7,83
Rive Droite	Beaucaire – rue nationale	7,01
	Fourques – Centre village	6,45
	Fourques – Mas de Marguerites	*6,37*
	Fourques – Mas de Marsane	*6,29*
	Bellegarde – rue de Beaucaire	6,23
	Saint Gilles – quai du canal	5,32
	Saint Gilles – avenue Anatole France	5,15
	Aigues Mortes - rempart	2,52
Camargue Insulaire	Mas des Bernacles	1,89 (3,30 autre relevé)

Le champ d'inondation de la crue de 1840, ainsi que celui de 1856 figure ci-dessous.

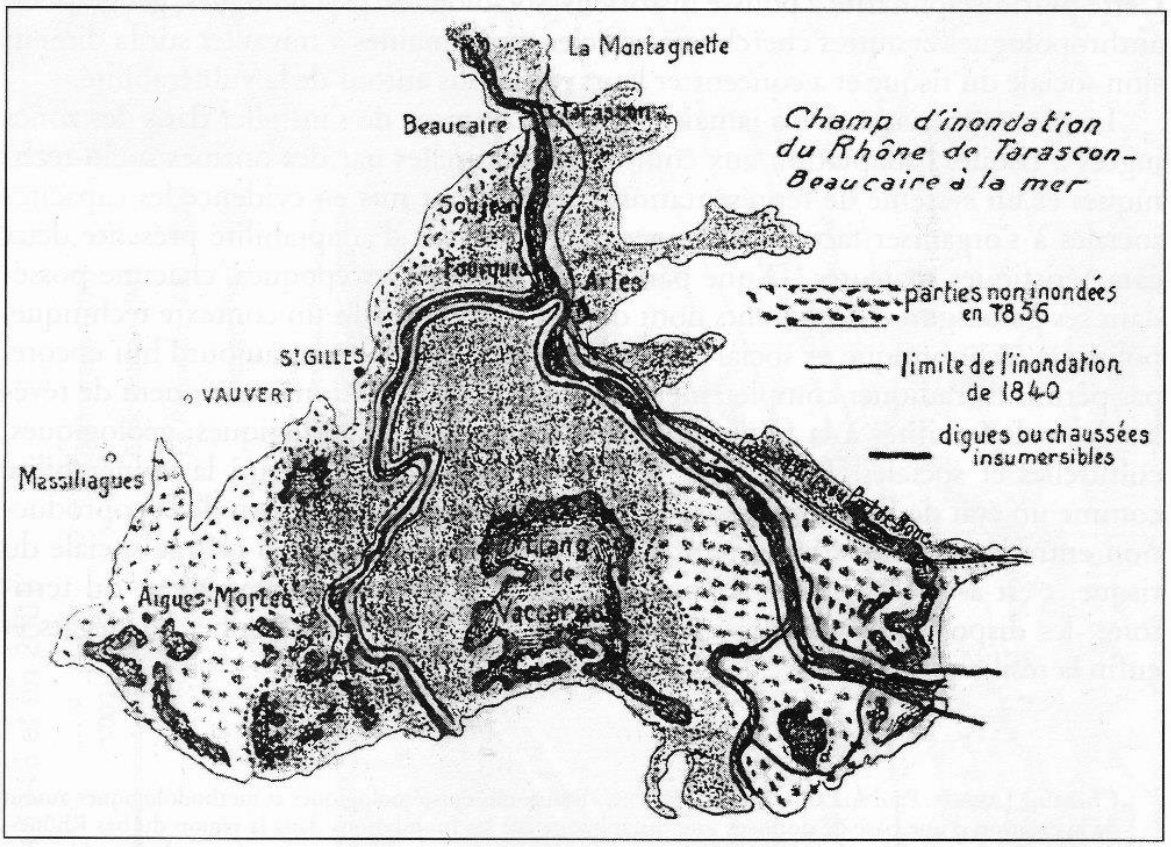


Figure 4. Inondations de 1840 et 1856 (source Pardé)

3.4 BILAN DES BRECHES (LARGEURS, DEBITS ET VOLUMES DE DEVERSEMENT)

La crue a occasionné 18 brèches et 4 départs de brèche. Sur les 18 brèches totales, 16 sont dues à la surverse et 2 ont pour origine des infiltrations (comprendre l'érosion interne).

Les brèches se sont produites dans la nuit du 2 au 3 novembre 1840, vers 2 heures du matin. Pardé [K001] donne quelques informations sur ces brèches, notamment celle de la Montagnette en rive gauche.

En rive droite, dès le 8 décembre 1840, les ingénieurs des ponts et chaussées [A1840 06] établissent un bilan de 8 brèches. Le mode de rupture des brèches est indiqué comme étant la **surverse** par Pardé [K001] et repris dans Mejean [H0080].

Le décompte général définitif établi en juillet 1841 par le Service Spécial du Rhône [A1840 13] dresse un bilan plus étendue, notamment sur le Petit Rhône en y ajoutant 7 brèches. Ont-elles été totales ou partielles ? Il est peu probable qu'elles aient été totales et même provoquées par surverse, sinon elles auraient été recensées dans le bilan de décembre 1840. Par ailleurs, l'examen des laisses de crue donne un niveau de crue sur le Petit Rhône relativement bas, qui s'explique d'une part par les dérivations de débit en amont et d'autre part par l'apparition de la brèche au droit du mas de Lauricet lors de la montée de crue ($Q \approx 7500$ m^3/s), qui a limité la montée du Rhône.

Pour les 4 départs de brèches (ou brèches partielles) (Tourette, Mas laborde, Grand Cabane amont et aval) situées sur l'amont du Petit Rhône, l'origine semble être plutôt l'érosion

interne, d'autant plus que 3 des 4 brèches sont à proximité d'un paléo-chenal. L'affouillement externe n'est cependant pas à écarter. En effet, les niveaux bas sur le Petit Rhône liés à la brèche de Lauricet conjugués à la montée des niveaux en amont a sans doute provoqué une pente d'écoulement et des vitesses sur le Petit Rhône relativement élevées. Par ailleurs, les reconnaissances géotechniques dans ces 4 secteurs ont montré la présence de sols sableux sujets à l'érosion (interne ou externe).

On notera également que le secteur en aval de l'A54 a fait l'objet d'une grande brèche en 1755 d'après A. SURREL [H0024] et d'infiltrations en 1993. En ce qui concerne les brèches de Bertaud et Mas Liviers Amont et Aval, la formation de ces brèches est intervenue le 17 novembre 1840 ([A2003 18] / [A1840 17]), soit 15 jours après la pointe de crue. Le niveau dans la plaine était encore très élevé et celui dans le Rhône revenu à un niveau bas. Les brèches se sont alors produites par écoulement dans la fondation de la zone protégée vers le fleuve. Ces faits sont notamment relatés dans le rapport de A.VALT de 1877 [A1877].

Tableau 9. Bilan général des brèches et départs de brèche lors de la crue de nov. 1840

Nom de la brèche	Type	PR digue	Largeur (m)	Initiateur rupture
Rhône rive gauche				
Montagnette (6 brèches)	Totale	RG 264,6	900 m	Surverse
Mas de Piquet	Totale	Anc. chaussées du Trébon	??	Surverse
Mas de Lansac	Totale		??	Surverse
Rhône rive droite				
Aval abattoir	Totale	RD 269,1	480 m	Surverse
Saint Peyre	Totale	RD 271,25	50 m	Surverse
Saint Denis 1ère	Totale	RD 272,0	200 m	Surverse
Saint Denis 2ème	Totale	RD 272,3	150 m	Surverse
Mas de Ranguy	Totale	RD 273,3	50 m	Surverse
Mas de Raousset	Totale	RD 277,9	50 m	Surverse
La Cine	Totale	RD 278,4 Ou PRD 279,7	100 m	Surverse
Petit Rhône rive droite				
Epi de Fourques	Totale	PRD 280,5	150 m	Surverse
Tourette	Départ de brèche	PRD 284,6	15 m	Infiltration/affouillement pas de paléo- chenal connu, sols sableux
Mas Laborde	Départ de brèche	PRD 289,1	26 m	Brèche de 1755 infiltration en 1993 paléo-chenal à proximité
Mas de Grand Cabane 1ère	Départ de brèche	PRD 290,4	19,40 m	Infiltration/affouillement paléo-chenal à proximité
Mas de Grand Cabane 2ème	Départ de brèche	PRD 291,3	13,50 m	Infiltration/affouillement paléo-chenal à proximité
Mas de Bertaud	Totale ?	PRD 293,1	90 m	Brèche par retour au Rhône le 17/11/1840 (infiltration dans le sens lit protégé/lit endigué) paléo-chenal à proximité
Mas Livier Amont	Totale ?	PRD 319,2	60 à 100 m	
Mas Livier Aval	Totale ?	PRD 321,2		
Petit Rhône rive gauche				
Lauricet	Totale	PRG 302,3	≅ 250 m	Erosion interne
Grand Rhône rive gauche				
Prend-té-Garde	Totale	GRG 286,7	≅ 100 m	Erosion interne
Total du linéaire de brèches par surverse : 2 130 mètres (estimation minimum) **Total du linéaire de brèches par infiltration (érosion interne) : ≅ 350 m** **Total du linéaire de départs de brèches par infiltration ou affouillement : ≅ 74 m** **Total du linéaire de brèches par retour au Rhône : 150 à 190 m**				

Certaines cinétiques ou caractéristiques de brèches ont pu être reconstituées à partir des documents ou plans d'archives disponibles. Elles sont résumées dans le tableau ci-dessous et justifiées dans les paragraphes ci-après :

Tableau 10. Bilan des volumes de déversement liés aux brèches de 1840

Brèche	Largeur max	Débit de pointe	Volume de déversement	Zone protégée
Montagnette (6 brèches)	900 m	1 900 m^3/s	0,8 milliard m^3	Rive gauche
Prend-té-Garde	100 m	200 m^3/s	0,05 milliard m^3	
Abattoir	480 m	4 200 m^3/s	1,2 milliard m^3	Rive droite
Saint Peyre	50 m	350 m^3/s	0,1 milliard m^3	
Saint Denis	350 m	3 300 m^3/s	1,0 milliard m^3	
Ranguy	50 m	500 m^3/s	0,15 milliard m^3	
Raousset	50 m	400 m^3/s	0,1 milliard m^3	
La cine	100 m	750 m^3/s	0,2 milliard m^3	
Epi de Fourques	150 m	1000 m^3/s	0,2 milliard m^3	
Lauricet	200 m	800 m^3/s	0,35 milliard m^3	Camargue insulaire

Ce qui donne par zone protégée, les volumes déversés au travers des brèches suivants :

- Rive droite : environ 3 milliards de m^3,
- Camargue Insulaire : environ 400 millions de m^3,
- Rive gauche : environ 850 millions de m^3.

Soit un volume total de 4,2 milliards de m^3. Ce volume correspond à la différence du volume au-dessus de 4200 m^3/s calculé suivant les limnigrammes observés et estimés suivant Pardé (Rubrique n°6).

Un autre calcul [A0011] (en supposant des niveaux statiques ce qui n'est pas une hypothèse totalement infondée au regard de la durée de la crue) a été fait à partir des laisses de crues, du champ d'expansion et du modèle numérique de terrain de la BDT IGN, il donne les résultats suivants :

- Rive droite : environ 1,4 milliards de m^3,
- Camargue Insulaire : environ 800 millions de m^3 (avec une laisse à 1,9 m NGF),
- Rive gauche : environ 600 millions de m^3 (non prise en compte des volumes en aval de Meyranne).

Soit un volume total de 2,8 milliards de m^3. Ce volume correspond à la différence du volume au-dessus de 6000 m^3/s calculé suivant les limnigrammes observés et estimés suivant Pardé (Rubrique n°6).
En l'absence de modélisations hydrauliques, on retiendra un volume de déversement de l'ordre de 3 milliards de m^3.

3.5 BRECHES DIGUE DE LA MONTAGNETTE

Plusieurs brèches ont été occasionnées dans la digue de la Montagnette. La carte de Poulle extraite de l'étude historique de G. PICHARD [H0004] en localise six (6).

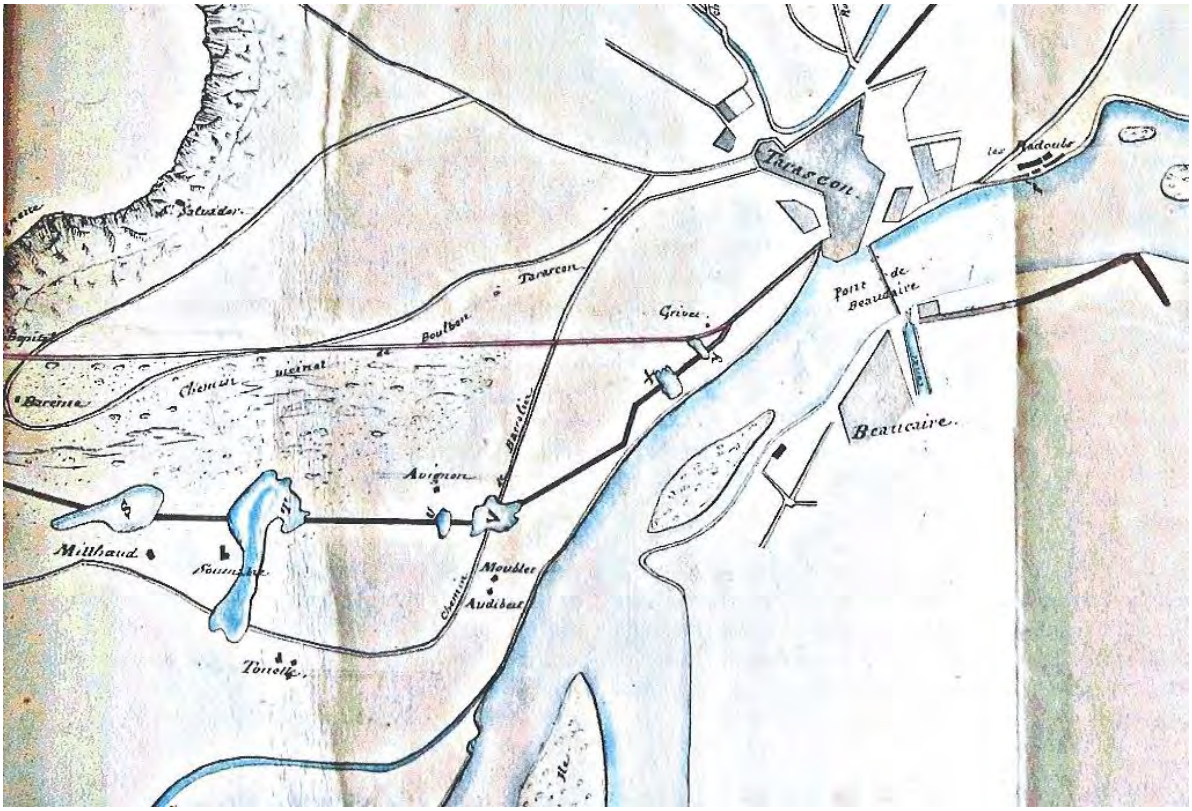


Figure 5. Crue nov. 1840 – Carte de Poulle – brèches dans la Montagnette (Pichard [H0004])

L'examen des plans d'archives des ponts et chaussées donne une largeur de la principale brèche d'environ 400 mètres.

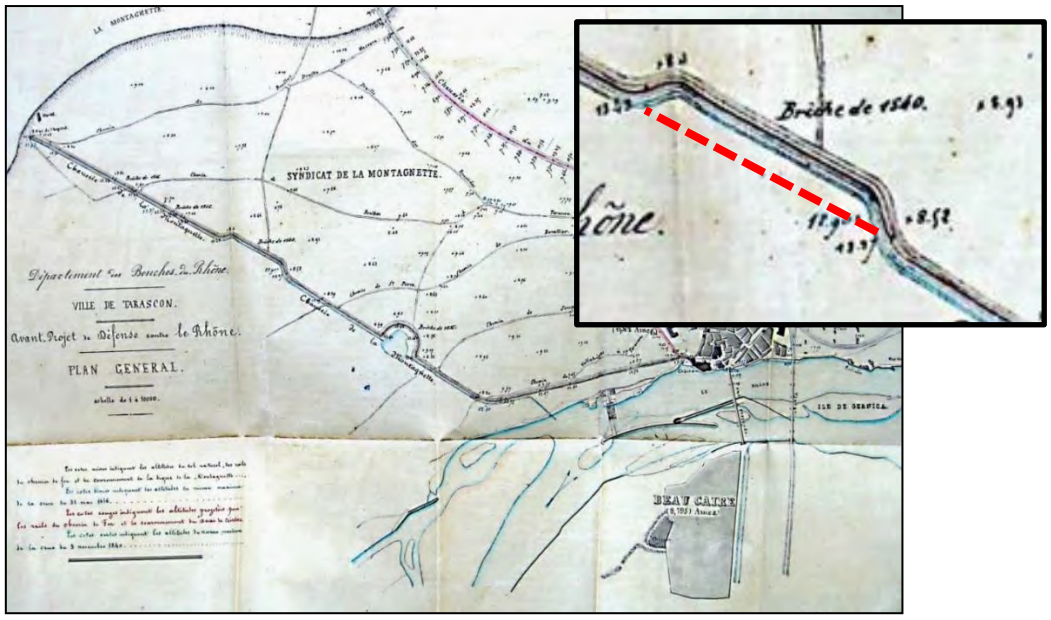


Figure 6. Carte d'avant-projet de défense de Tarascon contre le Rhône – Secteur amont de Tarascon (Archives départementales des Bouches-du-Rhône) Source DDE 13 [A1856 06]

On peut estimer la longueur totale des brèches à environ 900 mètres. Le mode de rupture initiateur semble être la surverse d'après Pardé [K001] et un rapport du Service Spécial du Rhône. En ajoutant un dénivelé hydraulique de 90 cm au niveau max de la crue estimé à 10,36 m NGF le 3 novembre 1840 à 2 heures du matin à l'échelle du pont de Beaucaire, la cote maximum est estimée à 11,26 m NGF au moment de la rupture, soit un peu moins de 3 m au-dessus du terrain naturel (8,5 m NGF) et 3 m en dessous de la crête de digue actuelle (cote du parapet : env. 14 m NGF).
Le modèle numérique de terrain ci-après réalisé par l'IGN en 2009 [C202] permet de voir les cônes de déjection en amont des brèches créés par l'accélération des vitesses. On peut également voir des marques de paléo-chenaux.

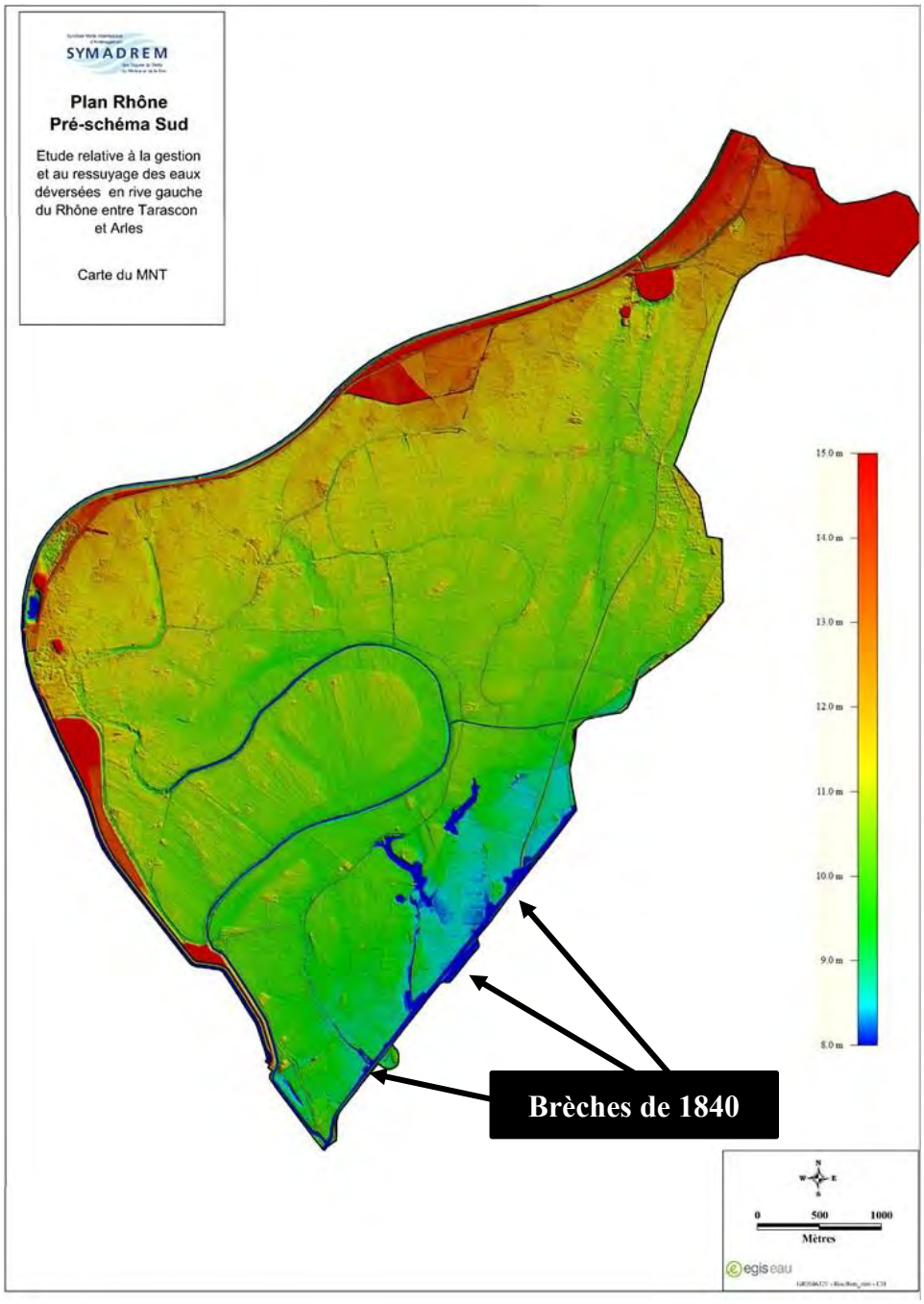


Figure 7. Modèle numérique de terrain (BDT IGN [C202])

A partir du limnigramme à l'échelle de Beaucaire recalé dans le référentiel NGF IGN 69 (le zéro de l'échelle était calé à 3,49 m NGF) et en retenant les hypothèses suivantes :

- Dénivelé hydraulique entre l'échelle de Beaucaire et la brèche : 90 cm
- Largeur des brèches : 900 mètres
- Coefficient de seuil : 0,3
- Cote du terrain naturel aval : 8,5 m NGF
- Temps d'ouverture : quelques heures

On estime la somme des débits de pointe des 6 brèches à environ 4 000 m^3/s et un volume total de déversement de 800 millions de m^3 du 3 nov. 1840 à 2 heures du matin au 7 novembre 1840, date à laquelle le niveau de la crue est redescendu sous le niveau du terrain naturel.

Ce volume de brèches apparait comme un bon ordre de grandeur au regard de la laisse de crue à Pont de Crau de 7,7 m NGF et des résultats du scénario de brèche n°7 issu de l'étude de dangers de RFF, qui donne un niveau modélisé de 7,5 m NGF pour un volume de brèche de 660 millions de m^3.

3.6 GRG 286,7 - BRECHE DE PREND-TE-GARDE

Cette brèche est mentionnée dans Pardé [K001] comme étant une brèche par retour du Rhône dans son lit. La lecture des journaux de l'époque nous indique qu'il s'agit en fait d'une brèche occasionnée très tôt le 30 octobre 1840, soit 3 jours avant la pointe de crue pour un débit estimé à 6500 m^3/s. Il est donc probable que les eaux provenant des brèches de la Montagnette soient retournées en partie dans le Rhône par cette ouverture.

Cette rupture a vraisemblablement été initiée par érosion interne. La présence de sable B5 (suivant la GTR) traversant la digue et de sable D1 en fondation a en effet été observée lors des investigations géotechniques menées sous la direction d'$EGIS_{eau}$ dans le cadre des travaux de confortement de la digue du Grand Rhône rive gauche au sud d'Arles.

Les études de projet [D603] réalisées par $EGIS_{eau}$ permettent de nous donner quelques informations supplémentaires sur la présence possible d'un paléo-chenal dans ce secteur du fleuve.
« L'étude des cartes anciennes et des différentes sources inventoriant les paléo-chenaux du Rhône ne permet pas de définir la présence d'anciens lits recoupant l'axe de la protection.
La seule information permettant de supposer la présence d'un ancien méandre du Rhône au droit de la zone d'étude est le cadastre napoléonien, qui permet d'observer une répartition du parcellaire agricole perpendiculaire à des axes de roubines de largeur variable, avec bandes de terrains longitudinales non cultivées.
Cette disposition des structures du paysage est caractéristique de la recolonisation d'anciens méandres par l'homme (maintien d'un drainage dans les points bas, installation du parcellaire agricole dans l'ancien lit…). Les principales roubines perdurent aujourd'hui dans le paysage et sont utilisées pour le ressuyage des rizières du Mas de la Ville. »

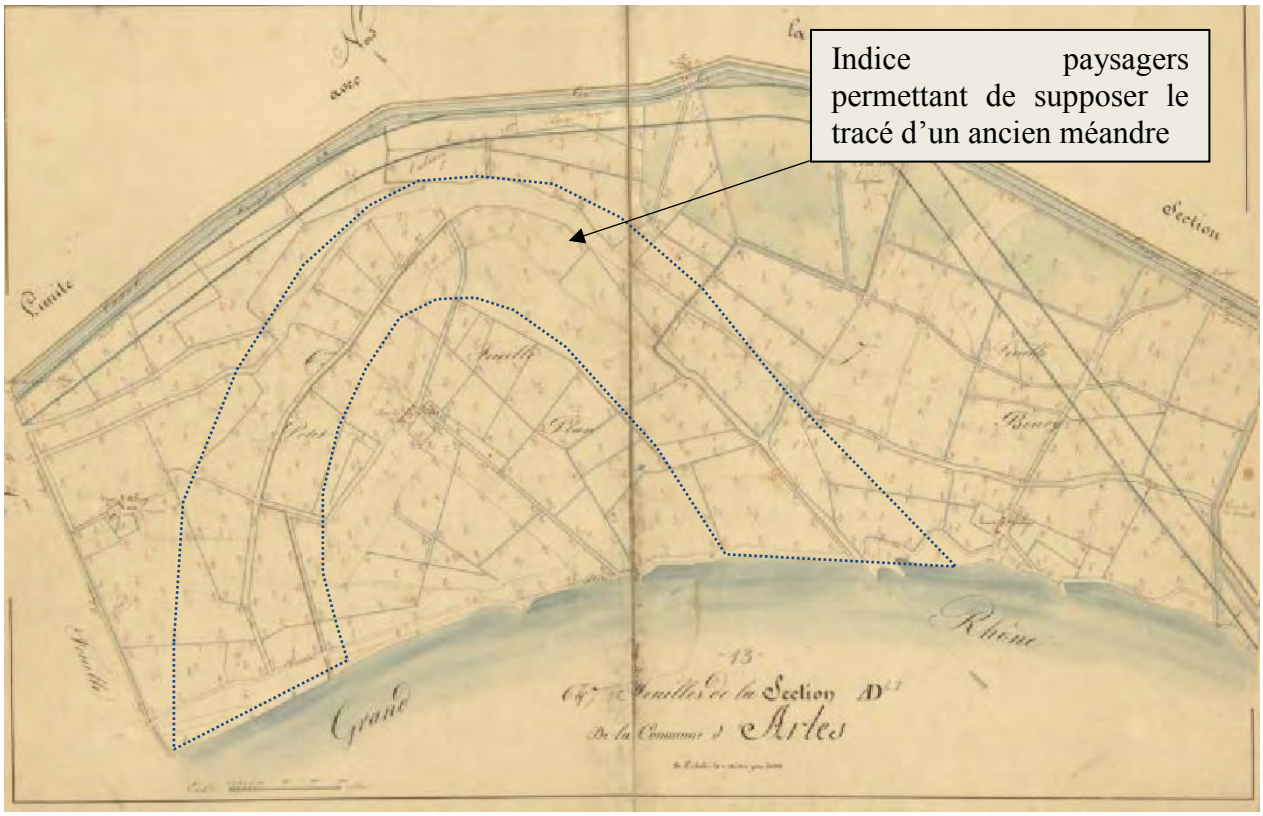


Figure 8. Extrait du cadastre napoléonien sur le secteur du Petit Plan du Bourg

L'amont du paléo-chenal semble néanmoins se situer au sud de la brèche.

Dans la même étude, EGISeau note que sur la partie située juste en aval du lieu-dit « prends-té-garde », ainsi que sur le cadastre napoléonien, que l'axe de digue effectue une brusque angulation, qui n'apparait plus sur la carte des Ponts et Chaussées de 1876 [H0003] ni sur le tracé actuel.



Figure 9. Comparaison des tracés de digue en aval du Mas de Prends-Té-Garde

L'axe de la digue semble donc avoir été légèrement déplacé vers le fleuve, très probablement suite à une brèche. En effet, la toponymie récente mentionne le « Mas de la brèche » au droit du secteur, de plus la carte des Ponts et Chaussées permet d'observer une zone qui tranche avec le parcellaire agricole plutôt géométrique et qui pourrait s'apparenter à une fosse d'affouillement (entourée en bleu sur la figure précédente).

Cette zone n'est plus visible aujourd'hui, cependant elle peut être observée sur la photo aérienne de 1942, où une zone (boisée/humide ?) reste présente au droit de la brèche supposée et recoupe le parcellaire agricole.

Cette photo permet également de visualiser l'emprise de l'ouvrage de jonction entre le Vigueirat et le Rhône, retrouvé sur la carte de 1642 et sur le cadastre napoléonien.



Figure 10. Extrait de photo aérienne de 1942 / encart de 2005 – Source IGN

Certains indices témoins de cette brèche perdurent aujourd'hui sur site :

- La coupe de l'angle de la parcelle de verger,
- La présence de produits divers sur la parcelle, traduisant de son remblaiement avec des produits anthropiques,
- La topographie du site, située en moyenne 50 cm sous le niveau des terrains alentours en amont et en aval (niveau entre 3 et 3,2 m NGF au droit du secteur remblayé, niveaux homogènes à 3,7 m NGF de part et d'autre).

A partir du limnigramme à l'échelle d'Arles recalé dans le référentiel NGF IGN 69 (le zéro de l'échelle était calé à 1,30 m NGF) et en retenant les hypothèses suivantes :

- Dénivelé hydraulique entre l'échelle d'Arles et la brèche : 20 cm
- Cote maximum de la crue au droit de la brèche : 6,15 m NGF
- Hauteur d'eau par rapport au terrain naturel : 1,45 m

- Largeur de la brèche : 100 mètres
- Coefficient de seuil : 0,24
- Cote du terrain naturel aval : 4,7 m NGF
- Temps d'ouverture : quelques heures

On estime le débit de pointe dans la brèche à environ 200 m^3/s et un volume de déversement de 50 millions de m^3 du 30 octobre 1840 au 3 novembre 1840, date à laquelle de nombreuses brèches se sont produites en amont d'Arles et ont eu pour effet d'inverser le sens de l'inondation. Ce volume reste faible au regard de la durée de l'événement mais s'explique par l'éloignement de la digue par rapport au fleuve et l'altimétrie relativement élevé du ségonnal qui a la hauteur de déversement et donc le débit.

3.7 RD 269.1 - BRECHE DE L'ABATTOIR

La brèche de l'abattoir est située au RD 269,1, soit environ 1 km en aval du viaduc ferroviaire Beaucaire/Tarascon. A cet endroit, la digue est située à l'ouest du Site-Industrialo-Portuaire actuel de Beaucaire, qui est venu se substituer dans les années 1970 à la protection que constituait cette digue.



Figure 11. Orthophotoplans FLIMAP 2007 [T0003] et Plan d'archives localisant la brèche de l'abattoir [A1841 03]

L'examen des plans et documents d'archives [A1840 06] donne les indications suivantes :

- Largeur de la brèche : 480 mètres
- Extension de la fosse en aval de la brèche : 300 mètres pour une hauteur de crue par rapport au terrain naturel de 4,5 mètres.
- Niveau de 7 mètres entre l'étiage et la cote de la digue (d'après [A1841 03])

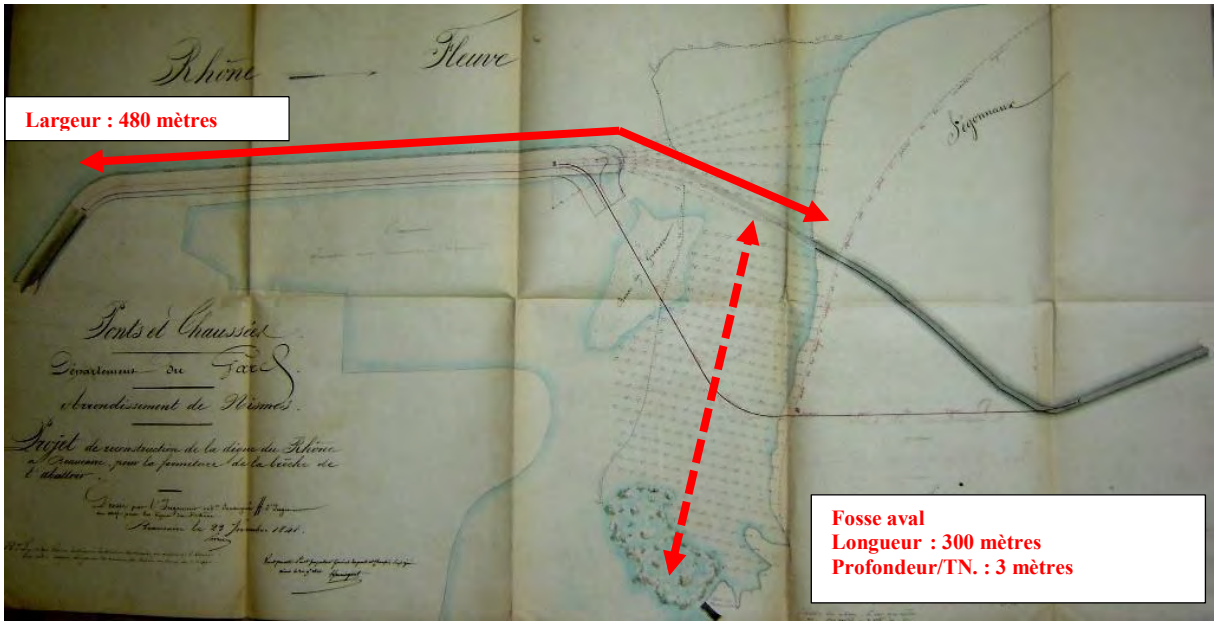


Figure 12. Vue en plan de la brèche de l'abattoir SSR [A1841 03]

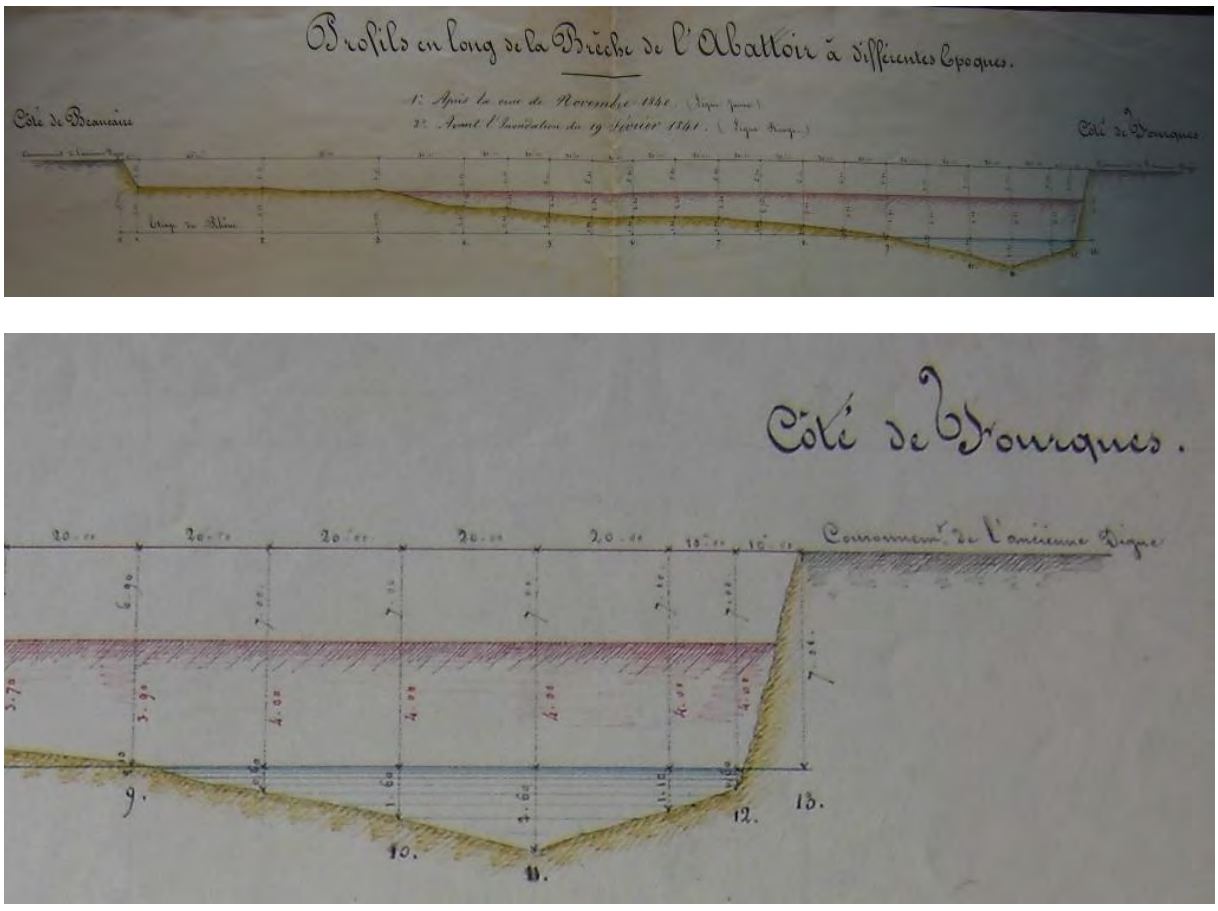


Figure 13. Profil en long de la brèche de l'abattoir SSR [A1841 03]

Concernant cette rupture de digue, plusieurs versions se sont propagées et notamment la suivante : « L'autorité de la ville de Beaucaire, craignant que la partie basse de la ville soit engloutie par le fleuve, aurait facilité la rupture de la chaussée tout près de l'abattoir au-dessous de la ville pour prévenir de malheurs infiniment plus grands… ».

A partir des limnigrammes des échelles de Beaucaire et d'Arles recalés dans le référentiel NGF IGN 69 et interpolés au droit de la brèche et en retenant les hypothèses suivantes :

- Cote maximum estimée de la crue au droit de la brèche : 10 m NGF
- Hauteur estimée de la digue par rapport au terrain naturel : 4,5 m
- Largeur de la brèche : 480 mètres
- Coefficient de seuil : 0,24
- Cote du terrain naturel aval : 5,5 m NGF
- Temps d'ouverture : quelques heures

On estime le débit de pointe dans la brèche à environ 4 200 m^3/s et un volume de déversement de 1,2 milliard de m^3 du 3 nov. 1840 à 2 heures du matin au 7 novembre 1840, date de fermeture de la brèche. Ce volume est considérable mais l'ordre de grandeur reste probable compte tenu des faits relatés dans [A2003 18] et de la topographie du nord de la plaine de Beaucaire faisant la forme d'un cône d'érosion [C202].

3.8 RD 271.25 - BRECHE DE SAINT PEYRE

La brèche de l'abattoir est située au RD 271,25, soit environ 2 km en aval du viaduc ferroviaire. A cet endroit, la digue est située à l'ouest du Site-Industrialo-Portuaire actuel de Beaucaire qui est venu se substituer en tant que protection à la digue d'origine dans les années 1970. L'examen des documents d'archives [A1840 06] donne les indications suivantes :

- Largeur de la brèche : 50 mètres
- Niveau de 4 mètres entre l'étiage et la cote de la digue

Sur les ortho-photo plans, on peut encore apercevoir la fosse d'affouillement en aval de la brèche, dont l'extension aval est estimée à 50 m pour une hauteur d'eau de 4 mètres par rapport au terrain naturel.



Figure 14. Localisation de la brèche de Saint Peyre – crue novembre 1840

A partir des limnigrammes des échelles de Beaucaire et d'Arles recalés dans le référentiel NGF IGN 69 et interpolés au droit de la brèche et en retenant les hypothèses suivantes :

- Cote maximum estimée de la crue au droit de la brèche : 9,5 m NGF
- Hauteur estimée de la digue par rapport au terrain naturel : 4 m
- Largeur de la brèche : 50 mètres
- Coefficient de seuil : 0,24
- Cote du terrain naturel aval : 5,5 m NGF
- Temps d'ouverture : quelques heures

On estime le débit de pointe dans la brèche à environ 350 m^3/s et un volume de déversement de 100 millions de m^3 du 3 nov. 1840 à 2 heures du matin au 7 novembre 1840, date de fermeture de la brèche..

3.9 RD 272.0 ET RD 272.5 - BRECHES DE SAINT DENIS

Les deux brèches de Saint-Denis sont situées entre le RD 272 et 272,5 au lieu-dit du « fer à cheval ». Le mode de rupture ayant provoqué la brèche en novembre 1840 est la surverse d'après Pardé [K001]. Les travaux de réparation effectués après la crue de novembre 1840 ont consisté à reconstruire une nouvelle digue au milieu de la fosse d'affouillement aval suivant le tracé figurant ci-dessous. Une petite crue en février 1841 et une crue importante en novembre 1841 ont rompu l'ouvrage, ce qui a amené les ingénieurs de l'époque à reconstruire l'ouvrage en contournant la fosse d'affouillement par l'aval, formant un fer à cheval, qui a donné son nom au lieu.

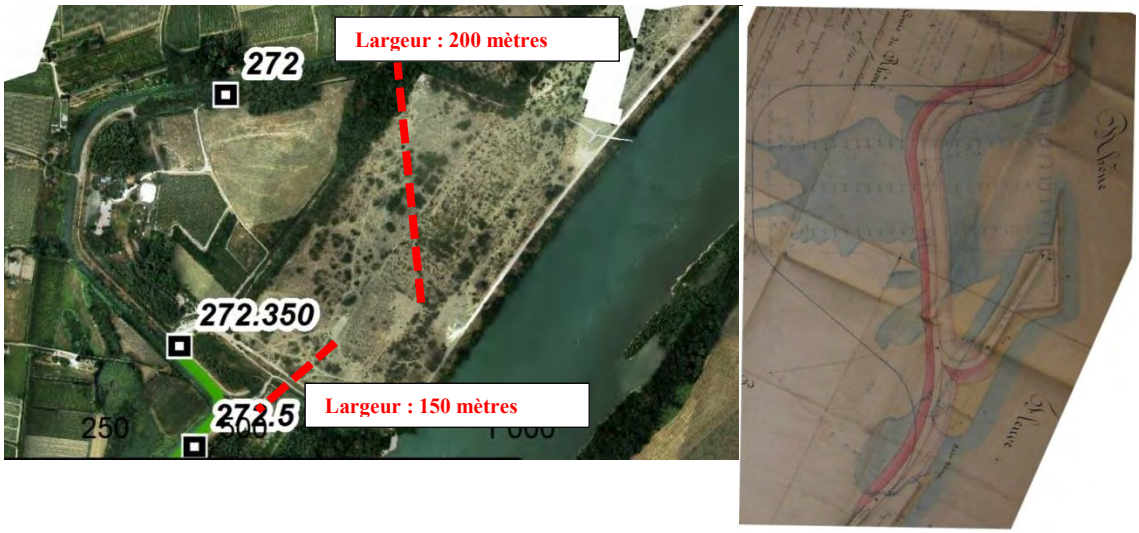


Figure 15. Localisation des deux brèches de Saint Denis – crue nov. 1840 (SSR [A1840 11])

L'examen des plans et documents d'archives [A1840 06] donne les indications respectives pour la 1ère et la 2ème brèche de Saint Denis :

- Largeur de la brèche : 200 mètres (Br1) et 150 mètres (Br2)
- Extension de la fosse en aval de la brèche : 500 mètres (Br1) et 100 mètres (Br2) pour une hauteur d'eau d'au moins 4,80 mètres par rapport au terrain naturel

A partir des limnigrammes des échelles de Beaucaire et d'Arles recalés dans le référentiel NGF IGN 69 et interpolés au droit des brèches et en retenant les hypothèses suivantes :

- Cote maximum estimée de la crue au droit des brèches : 9,3 m NGF
- Hauteur estimée de la digue par rapport au terrain naturel : 4,8 m
- Largeur de la brèche : 350 mètres
- Coefficient de seuil : 0,24
- Cote du terrain naturel aval : 4,5 m NGF
- Temps d'ouverture : quelques heures

On estime le débit de pointe dans la brèche à environ 3 300 m^3/s et un volume de déversement de 1 milliard de m^3 du 3 nov. 1840 à 2 heures du matin au 7 novembre 1840, date de fermeture de la brèche. Ce volume est considérable mais l'ordre de grandeur reste probable

compte tenu des faits relatés dans [A2003 18] et de la topographie du nord de la plaine de Beaucaire faisant la forme d'un cône d'érosion [C202].

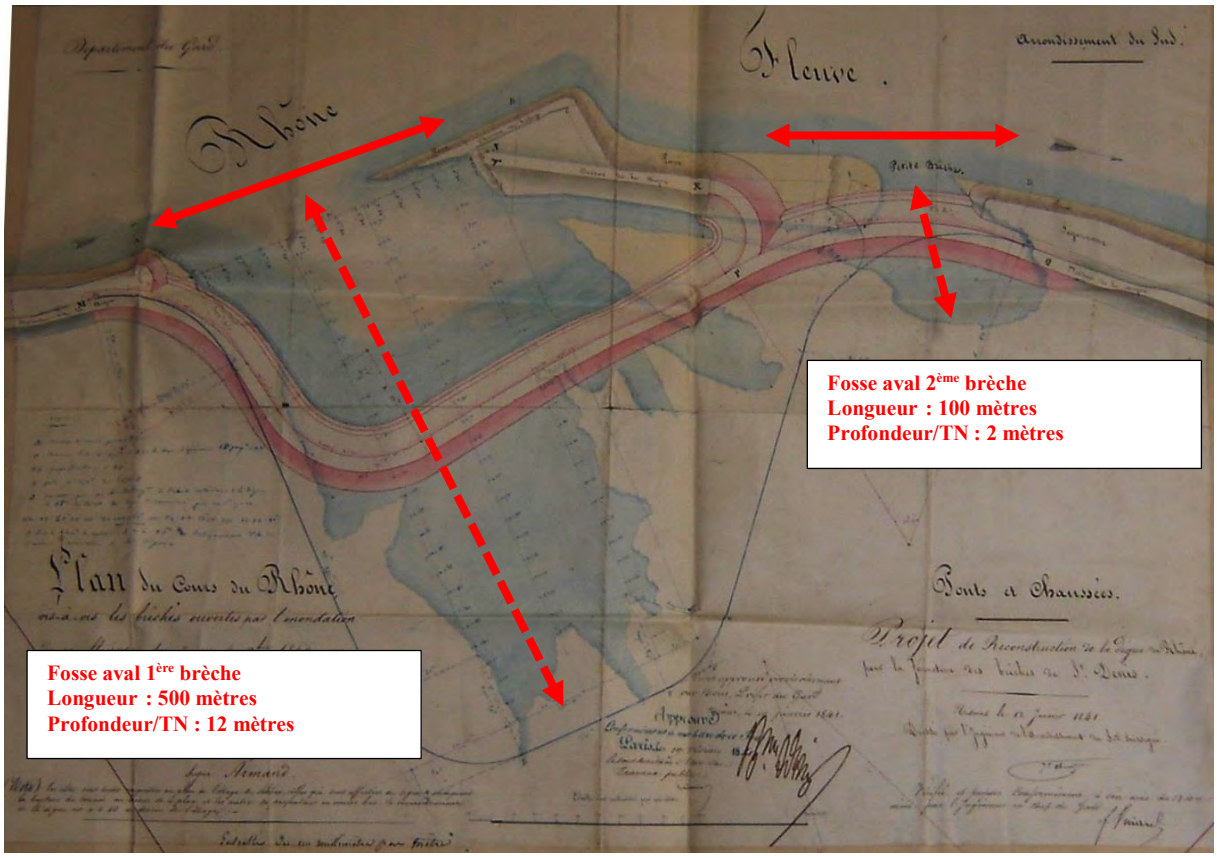


Figure 16. Vue en plan des deux brèches de Saint-Denis – crue nov. 1840 (SSR [A1840 11])
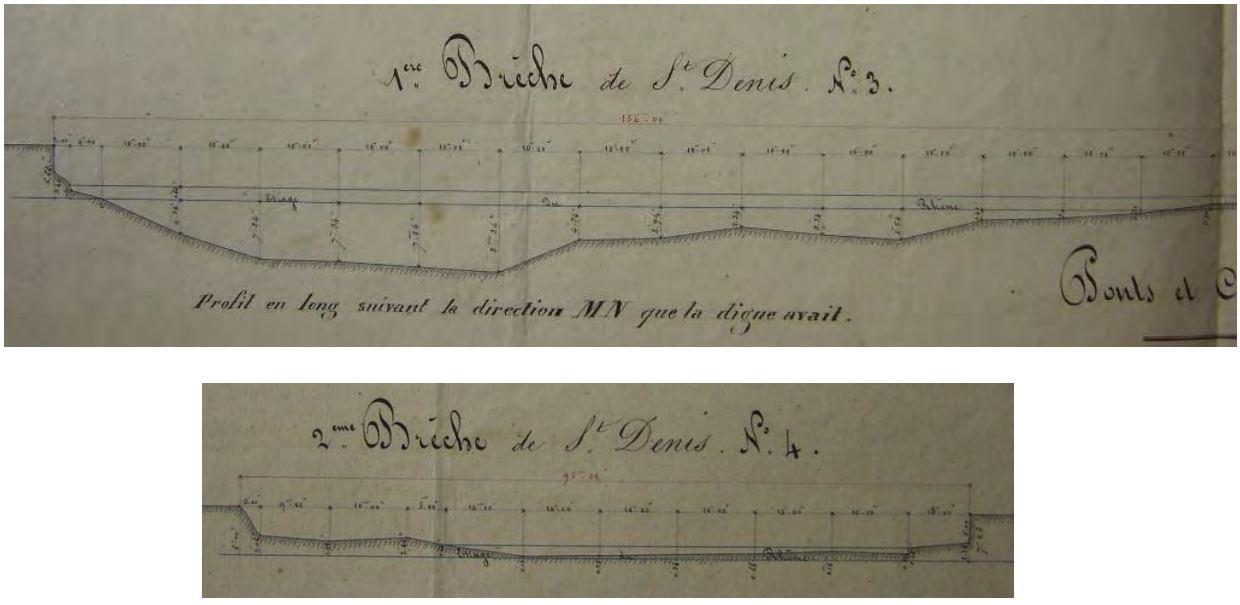


Figure 17. Profil en long des deux brèches de Saint Denis – crue nov. 1840 (SSR [A1840 11])

3.10 RD 273.3 - BRECHE DU MAS DE RANGUY

La brèche du Mas de Ranguy est située au RD 273,3. Le mode de rupture ayant provoqué la brèche est la surverse d'après Pardé [K001]. Aucune vue en plan des Ponts et Chaussées positionnant la brèche n'a été trouvée dans les archives départementales ou communales.

Son positionnement a été estimé à partir de la carte des ponts et chaussées de 1876 [H0003], qui localise sur une longueur de 90 m une digue avec un perré sur le talus amont (Code IRP), qui est la technique utilisée au XIX^{ème} siècle pour la réparation des anciennes brèches (SSR [A1840 06]). L'examen des documents d'archives [A1840 08] donne les indications suivantes :

- Largeur de la brèche : 50 mètres
- Niveau de 4 mètres entre l'étiage et la cote de la digue

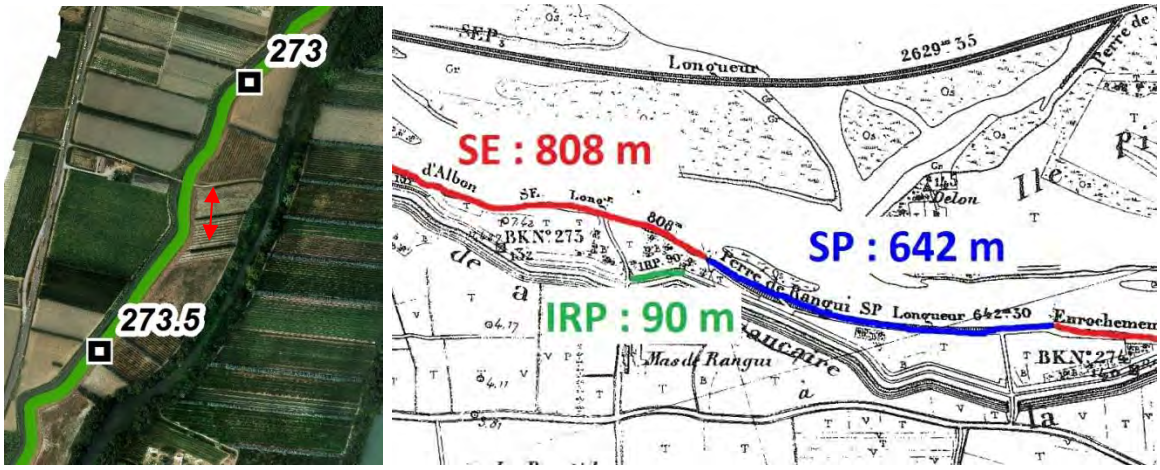


Figure 18. Localisation de la brèche de Ranguy – crue nov. 1840

A partir des limnigrammes des échelles de Beaucaire et d'Arles recalés dans le référentiel NGF IGN 69 et interpolés au droit des brèches et en retenant les hypothèses suivantes :

- Cote maximum estimée de la crue au droit de la brèche : 9,1 m NGF
- Hauteur estimée de la digue par rapport au terrain naturel : 4,6 m
- Largeur de la brèche : 50 mètres
- Coefficient de seuil : 0,24
- Cote du terrain naturel aval : 4,5 m NGF
- Temps d'ouverture : quelques heures

On estime le débit de pointe dans la brèche à environ 500 m^3/s et un volume de déversement de 150 millions de m^3 du 3 nov. 1840 à 2 heures du matin au 7 novembre 1840, date de fermeture de la brèche.

3.11 RD 277,9 - BRECHE DU MAS DE RAOUSSET

La brèche du Mas de Raousset est située au RD 277,9. Le mode de rupture ayant provoqué la brèche est la surverse d'après Pardé [K001]. Son positionnement a été déduit à partir de la localisation du mas de Raousset et du tracé de la digue qui forme un petit « fer à cheval » en amont du mas. L'examen des documents d'archives [A1840 08] donne les indications suivantes :

- Largeur de la brèche : 50 mètres
- Niveau de 4 mètres entre l'étiage et la cote de la digue



Figure 19. Localisation de la brèche de Raousset – crue nov. 1840

A partir des limnigrammes des échelles de Beaucaire et d'Arles recalés dans le référentiel NGF IGN 69 et interpolés au droit des brèches et en retenant les hypothèses suivantes :

- Cote maximum estimée de la crue au droit de la brèche : 8 m NGF
- Hauteur estimée de la digue par rapport au terrain naturel : 4,0 m
- Largeur de la brèche : 50 mètres
- Coefficient de seuil : 0,24
- Cote du terrain naturel aval : 4,0 m NGF
- Temps d'ouverture : quelques heures

On estime le débit de pointe dans la brèche à environ 400 m^3/s et un volume de déversement de 100 millions de m^3 du 3 nov. 1840 à 2 heures du matin au 7 novembre 1840, date de fermeture de la brèche.

3.12 RD 278.4 - BRECHE DE LA CINE

La brèche de la Cine est difficile à localiser. Le lieu-dit de la Cine est situé aujourd'hui vers le PK 279. Le « fer à cheval » situé au RD 278,4 laisse penser que la brèche a pu se produire à cet endroit. Le mode de rupture ayant provoqué la brèche est la surverse d'après Pardé [K001]. L'examen des documents d'archives [A1840 08] donne les indications suivantes :

- Largeur de la brèche : 100 mètres
- Niveau de 5 mètres entre l'étiage et la cote de la digue



Figure 20. Localisation probable de la brèche de la Cine – crue novembre 1840

A partir des limnigrammes des échelles de Beaucaire et d'Arles recalés dans le référentiel NGF IGN 69 et interpolés au droit des brèches et en retenant les hypothèses suivantes :

- Cote maximum de la crue au droit de la brèche : 7,9 m NGF
- Hauteur estimée de la digue par rapport au terrain naturel : 3,9 m
- Largeur de la brèche : 100 mètres
- Coefficient de seuil : 0,24
- Cote du terrain naturel aval : 4,0 m NGF
- Temps d'ouverture : quelques heures

On estime le débit de pointe dans la brèche à environ 750 m^3/s et un volume de déversement de 200 millions de m^3 du 3 nov. 1840 à 2 heures du matin au 7 novembre 1840, date de fermeture de la brèche.

3.13 BRECHE VIS-A-VIS DE L'EPI DE FOURQUES

La brèche de l'épi de Fourques est située au RD 280. Le mode de rupture ayant provoqué la brèche est la surverse d'après Pardé [K001].
Son positionnement a été estimé à partir de la carte des ponts et chaussées de 1876 [H0003], qui localise en amont du RD280 sur une longueur de 328 m une digue avec un perré sur le talus amont (Code IRP), qui est la technique utilisée au XIX^{ème} siècle pour la réparation des anciennes brèches [A1840 06]. Son positionnement peut être également vérifié à partir d'un plan d'archives de 1856 sur la corrosion observée sur la rive opposée. L'examen des documents d'archives [A1840 08] donne les indications suivantes :

- Largeur de la brèche : 150 mètres
- Niveau de 6 mètres entre l'étiage et la cote de la digue

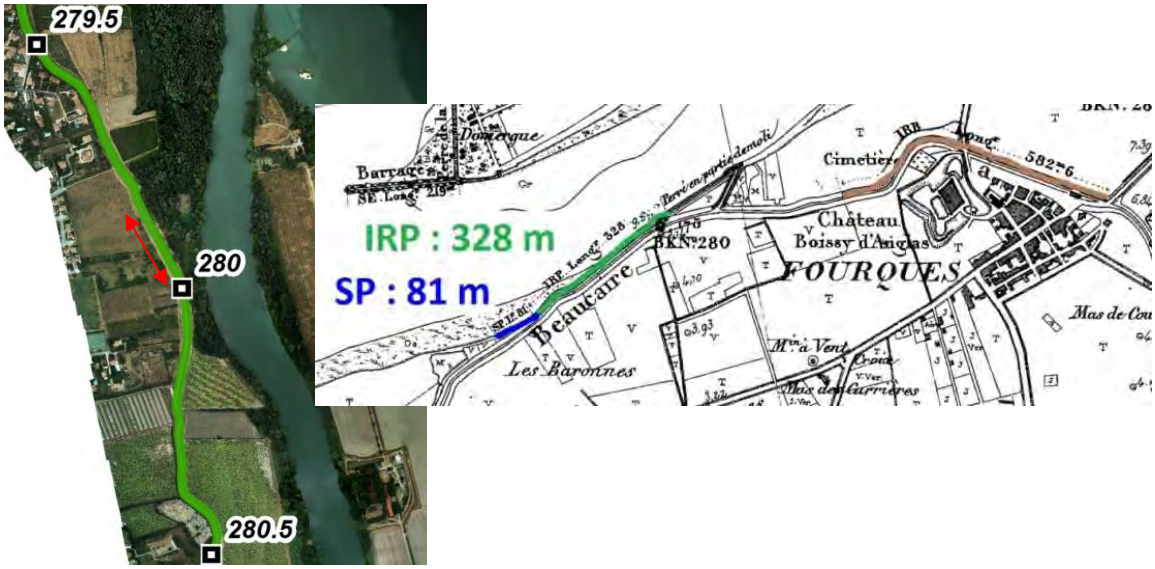


Figure 21. Localisation de la brèche de l'Epis de Fourques – crue nov. 1840

A partir des limnigrammes des échelles de Beaucaire et d'Arles recalés dans le référentiel NGF IGN 69 et interpolés au droit des brèches et en retenant les hypothèses suivantes :

- Cote maximum estimée de la crue au droit de la brèche : 7,5 m NGF
- Hauteur estimée de la digue par rapport au terrain naturel : 3,5 m
- Largeur de la brèche : 150 mètres
- Coefficient de seuil : 0,24
- Cote du terrain naturel aval : 4,0 m NGF
- Temps d'ouverture : quelques heures

On estime le débit de pointe dans la brèche à environ 1000 m^3/s et un volume de déversement de 200 millions de m^3 du 3 nov. 1840 à 2 heures du matin au 7 novembre 1840, date de fermeture de la brèche.

On notera la laisse de crue relevée à 6,5 m NGF dans le centre du village pour un terrain naturel à environ 4 m NGF, soit une hauteur d'eau de 2,5 m, ce qui est conforme aux faits relatés.

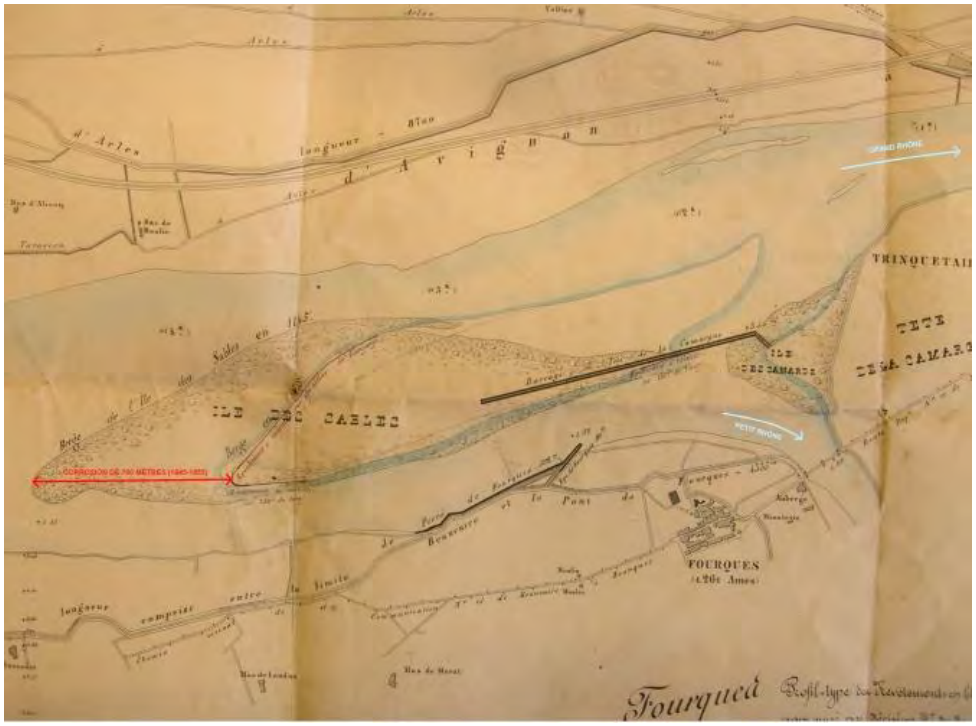


Figure 22. Corrosion de l'ile des Sables entre 1845 et 1855 (Ponts et Chaussées, 1856 source [H0080])

3.14 PRD 284.2 A 282.8 – « BRECHE » DE LA TOURETTE

Les autres brèches ne figurent pas dans le bilan établi en décembre 1840. En revanche, elles figurent dans le décompte général définitif de 1841 du Service Spécial du Rhône [A1840 13]. Leur largeur est plus faible, ce qui laisse penser à des départs de brèches ou gros désordres.

Le départ de brèche de la Tourette d'une longueur de 15 m est située en le PRD 284,2 et 284,8. Son origine peut être l'affouillement externe ou l'érosion interne. Les reconnaissances géotechniques menées lors des études du Plan Rhône ont révélé la présence de sable en fondation (aucun paléo-chenal n'est recensé dans ce secteur du fleuve, la présence de sable peut avoir une origine anthropique lors du comblement de la fosse d'affouillement de la brèche). Des infiltrations dans le sens zone protégée/fleuve ont été observées lors des périodes d'étiage en 1877 (rapport d'A. VALTZ - [A1877 01]) juste après la construction du canal d'irrigation de Beaucaire en pied aval de la digue (éloigné d'une dizaine de mètres depuis).
Le positionnement de la brèche a été estimé à partir de la carte des ponts et chaussées de 1876 [H0003], qui localise, sur une longueur de 729 m, une digue avec un perré sur le talus amont (Code IRP), qui est la technique utilisée au XIX^{ème} siècle pour la réparation des anciennes brèches.



Figure 23. Localisation de la brèche de la Tourette – crue nov. 1840

3.15 PRD 289.0 – « BRECHE » DU MAS DE LABORDE

Le départ de brèche de la Laborde d'une longueur de 26 m est située en le PRD 289,0 et 289,5, vraisemblablement juste en aval du PRD 289,0. Son origine semble être l'érosion interne. En effet, l'éloignement de la digue du fleuve nous permet d'écarter l'affouillement externe comme mode de rupture. La surverse n'est également pas privilégiée compte tenu de l'absence de mention de cette brèche dans le bilan établi en décembre 1840 (SSR [A1840 08]).

L'érosion interne semble être le mode de rupture privilégiée compte tenu de :

- L'observation d'infiltrations sur un linéaire important lors des crues d'octobre 1993 et de janvier 1994. Ces dernières ont été traitées par la réalisation d'un remblai drainant [A1994 04],
- La proximité d'un paléo-chenal (Cf. Rub. 6),
- La présence de montilles de sables sur la carte des ponts et chaussées de 1876 [H0003],
- La présence d'une paléo-brèche en 1755 mentionnée dans Surrel [H1009] et confirmée par les travaux effectués par le CEREGE sur la carte géologique. Ces travaux montrent en effet dans le secteur situé juste en aval de l'autoroute A54, des couches sableuses sont disposées sous la forme de cône d'érosion laissant supposer une ancienne brèche. Il est très fort probable qu'il s'agisse de la brèche de 1755 relaté par Surrel et Pichard [H0004]. L'extrait de la carte géologique figure ci-dessous.

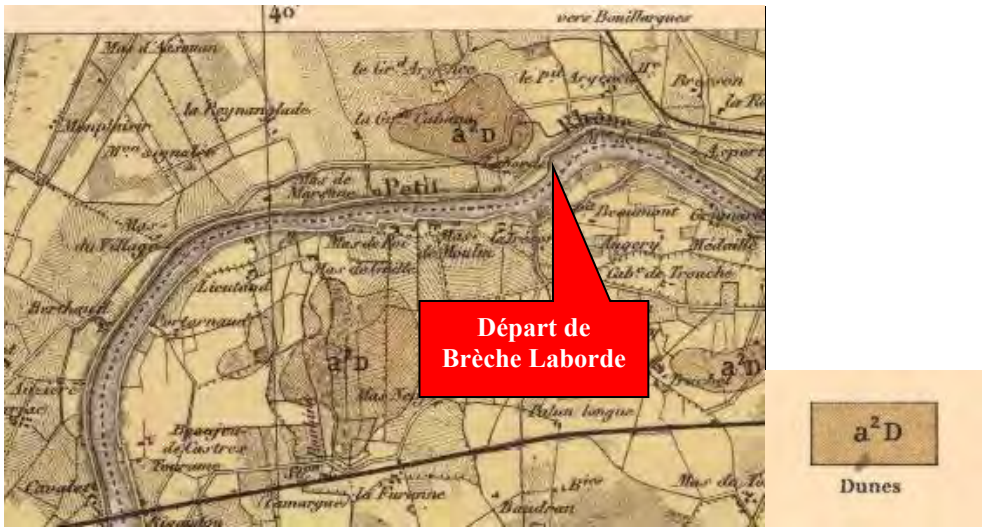


Figure 24. Carte géologique dans le secteur d'Argence [M002]



Figure 25. Localisation de la brèche de Laborde – crue nov. 1840

3.16 PRD 290.4 ET PRD 291.3 – PETITE ET GRANDE « BRECHE » DU MAS DE GRAND CABANE

Les petite et grande brèches, très vraisemblablement partielles du mas de Grand Cabane, d'une longueur respective de 19,40 et 13,50 d'après les documents d'archives [A1840 13] se situent aux PRD 290,4 et 291,3. Leur positionnement a été estimé à partir de la carte des ponts et chaussées de 1876 [H0003] qui localise aux PRD supra, deux tronçons de digue de 35 et 50 m avec un perré sur le talus amont (Code IRP), qui est la technique utilisée au XIX^{ème} siècle pour la réparation des anciennes brèches [A1840 06]. Le mode de rupture ayant provoqué la brèche semble s'orienter vers l'érosion interne ou l'affouillement externe. Pour des raisons analogues aux brèches de Tourette et Laborde, la surverse doit être écartée. En revanche, compte tenu de la proximité du fleuve et la pente hydraulique qui a vraisemblablement été élevée (Cf. remarques supra), l'affouillement externe ne peut être complétement écarté. La proximité d'un paléo-chenal peut nous conduire également à privilégier l'érosion interne comme un mode de rupture possible.



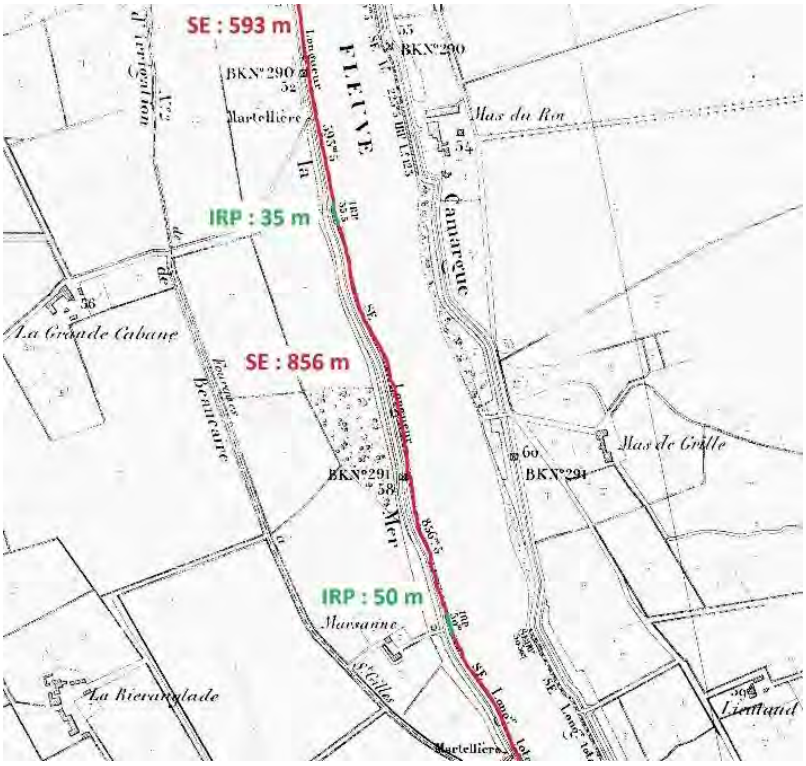


Figure 26. Localisation des brèches de Grand Cabane – crue nov. 1840

3.17 PRD 293.1 – BRECHE « PAR RETOUR » DU MAS DE BERTAUD

La brèche du Mas Bertaud d'une longueur de 90 m et située au PRD 293,1 est une brèche par retour du Rhône dans le lit du fleuve. Le mode de rupture diverge néanmoins suivant les sources. La lecture de Pardé [K001] semble privilégier la surverse par retour du fleuve dans son lit, ce qui est possible compte tenu des milliards de m^3 s'écoulant par les brèches de l'Abattoir et de Saint Denis citées supra et de ce que la hauteur des digues était moins importante à cette époque qu'actuellement. Néanmoins, ces brèches ont été occasionnées vers le 16/17 septembre d'après [A2003 18], soit plus de 15 jours après la formation des brèches et lorsque le fleuve était redescendu à un niveau relativement bas, ce qui laisse penser plutôt à un mécanisme d'érosion interne en fondation, renforcé par la proximité de la digue du fleuve, la proximité de secteur de divagation du Rhône (Cf. rubrique 6) et du fait que ce mécanisme a été confirmé par A. VALTZ dans son rapport de 1877 [A1877 01] sur les problèmes d'érosion observés au droit de la station de Tourettes, pour lesquels il fait une analogie avec les brèches du mas de Liviers citées ci-après.

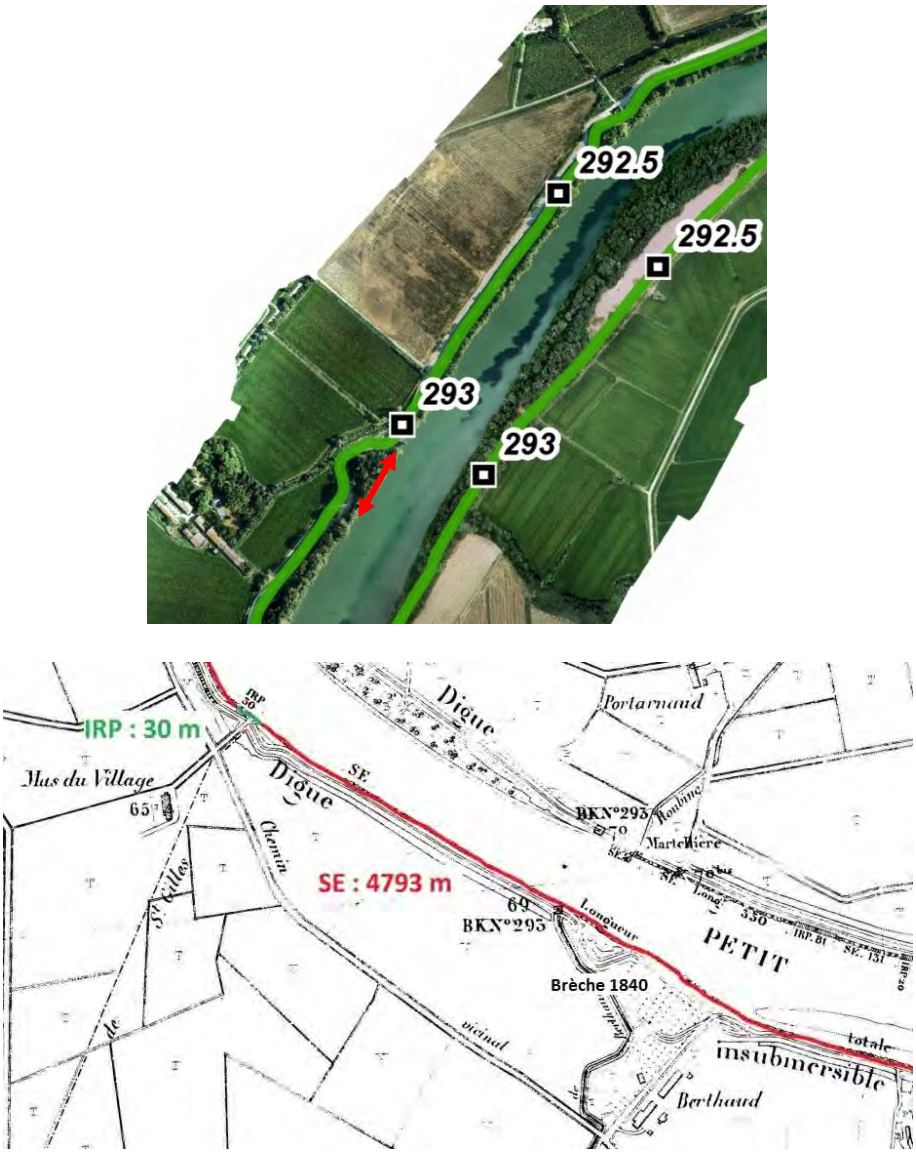


Figure 27. Localisation de la brèche de Bertaud – crue nov. 1840

3.18 PRD 319.2 ET PRD 321.2 - BRECHES « PAR RETOUR » AMONT ET AVAL DU MAS DE LIVIERS

Les deux brèches du Mas de Liviers d'une longueur de 60 à 100 m se situent respectivement aux PRD 319,2 et 321,2. Ce sont des brèches par retour du fleuve dans son lit. A l'instar de la brèche de Bertaud, le mode de rupture privilégié est l'érosion interne compte tenu des observations faites par A. VALTZ [A1877 01] dans son rapport sur les problèmes observés au droit de la station de la Tourette et de la proximité d'un paléo-chenal dans ce secteur du fleuve.



Figure 28. Localisation de la brèche de Bertaud – crue nov. 1840

On notera également la présence dans la zone protégée à une centaine de mètres en aval de la digue, d'un fontis observé et relaté dans l'étude menée ARTELIA sur le décorsetage limité des digues du Petit Rhône, mais dont l'origine précise reste à éluder.

3.19 PRG 302.3 - BRECHE DE LAURICET

La brèche de Lauricet est mentionnée dans les journaux de l'époque [A1840 01 et A1840 02]. Cette brèche dont la longueur est estimée à 250 mètres est l'unique brèche recensée dans nos sources d'archives ayant inondé la Camargue Insulaire en 1840. Le positionnement de la brèche au PRG 302,3 est confirmé par :

- la présence d'une fosse d'affouillement en aval de la digue observable dans le paysage (Cf. ortho- photo ci-dessous).
- la carte des ponts et chaussées de 1876 [H0003] qui localise au PRGsupra, deux tronçons de digue de longueurs respectives de 81 et 263 m avec un perré sur le talus amont (Code IRP), qui est la technique utilisée au XIX^{ème} siècle pour la réparation des anciennes brèches
- les travaux du CEREGE sur les cartes géologiques qui montrent la présence de couches sableuses en forme de cône d'érosion (Cf. figure ci-dessous)
- La base de données topographique de grande précision réalisée par l'IGN dans le cadre du plan Rhône, qui montre les apports sédimentaires disposés en cône d'érosion [C202].

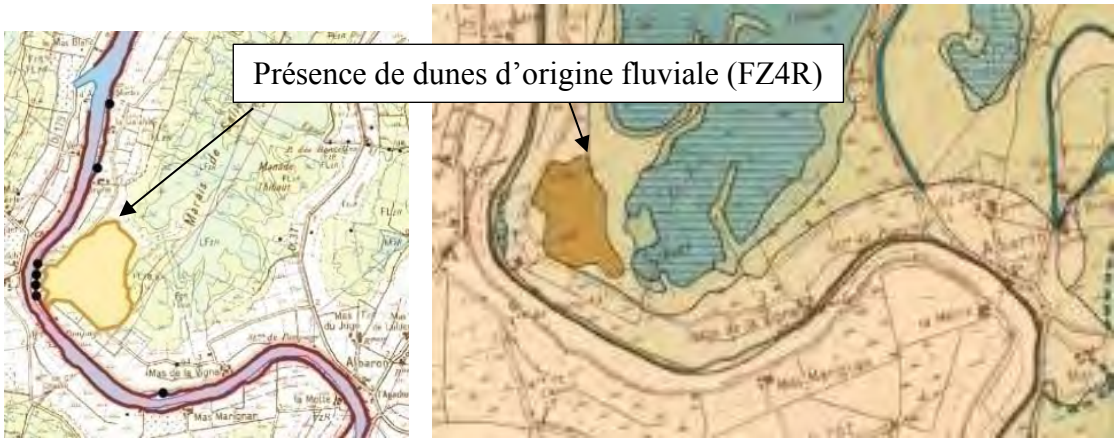


Figure 29. Extraits respectifs des atlas géomorphologiques réalisés par le CEREGE en 2007 (à gauche) et la DDAF 13 en 1970 (à droite)

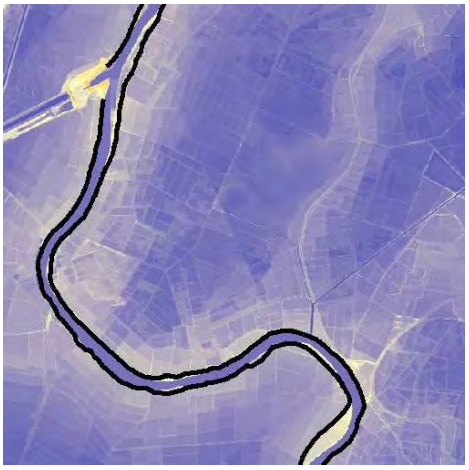


Figure 30. Extrait base de données topographiques Plan Rhône [C202]

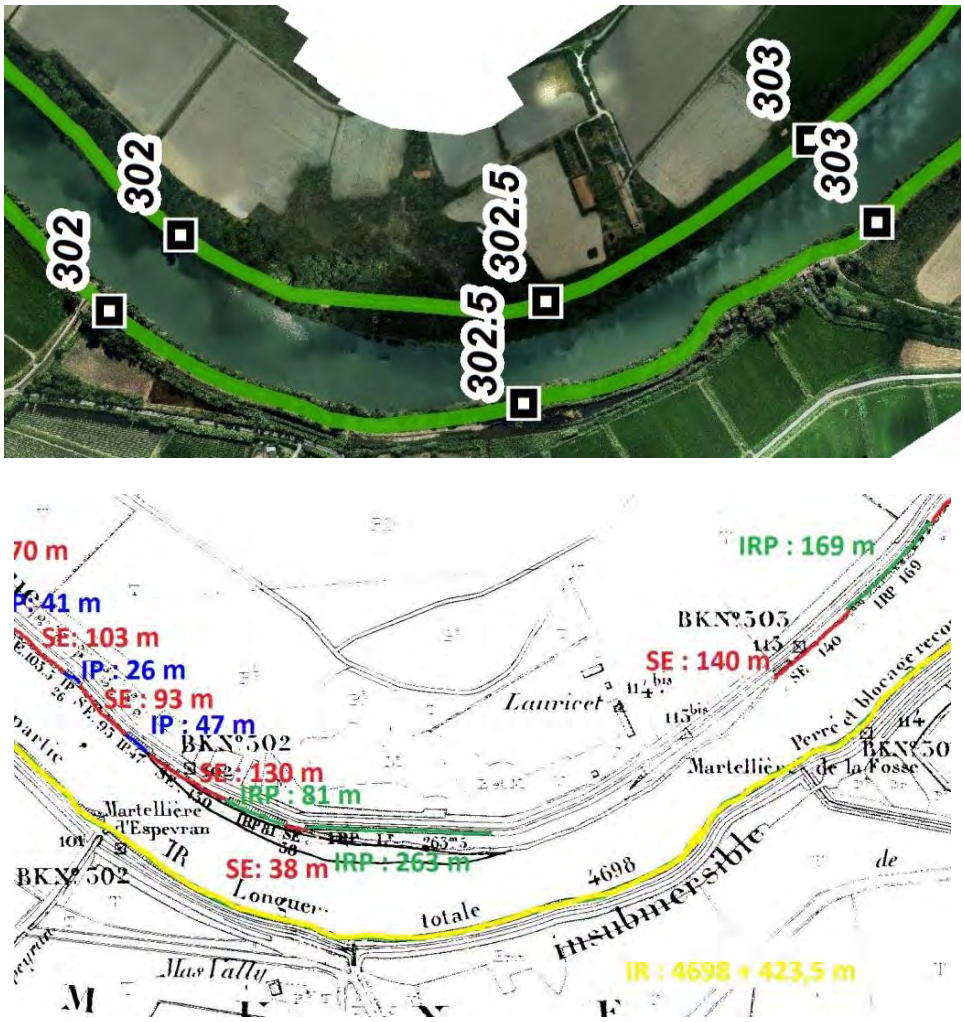


Figure 31. Localisation de la brèche de Lauricet – crue nov. 1840

Compte tenu de son apparition en début de montée de crue (Q≈7500 m^3/s), de la nature sableuse des matériaux dans la digue et la présence avérée de blaireaux dans ce secteur, il est très probable que l'érosion interne soit à l'origine de la brèche.

A partir des limnigrammes des échelles de Beaucaire et d'Arles recalés dans le référentiel NGF IGN 69 et interpolés au droit des brèches et en retenant les hypothèses suivantes :

- Cote maximum de la crue au droit de la brèche : 4,5 m NGF
- Hauteur estimée de la digue par rapport au terrain naturel : 2 m
- Largeur de la brèche : 250 mètres
- Coefficient de seuil : 0,24
- Cote du terrain naturel aval : 2,5 m NGF
- Temps d'ouverture : quelques heures

On estime le débit de pointe dans la brèche à environ 800 m^3/s et un volume de déversement de 400 millions de m^3 du 31 octobre 1840 au 12 novembre 1840, date à laquelle le niveau du fleuve est redescendu sous le niveau du terrain naturel.

4 CRUE D'OCTOBRE 1841

4.1 DEROULEMENT ET BILAN DE LA CRUE

La crue d'Octobre 1841 a un atteint un débit de pointe estimé à 8500 m^3/s (période de retour 10 ans) selon Pardé [K001].

La lecture des journaux de Toulouse [A1841 01] et du censeur de Lyon [A1841 02] permet de reconstituer le déroulement de la crue, d'y recenser les brèches et d'estimer l'ampleur de l'inondation.

En ce qui concerne les brèches et la propagation de la crue en rive droite, on peut lire dans le courrier du Gard

« Beaucaire, le 26 octobre. - 5 h. 1/2 du matin.
Les eaux du Rhône, sans avoir atteint la hauteur de l'année dernière, ont fait irruption dans notre plaine. Les nouvelles chaussées de Saint-Denis et de l'Abattoir ont été emportées ; les mesures les plus activés sont prises pour la conservation des habitants des campagnes surpris par les eaux

« Bellegarde, le 26 octobre.
Le territoire de cette commune se trouve, à cette heure presque entièrement submergé. Toutes les terres étaient préparées pour être ensemencées ; plusieurs avaient déjà reçu leur semence. Les habitants des campagnes de la plaine, dans la crainte d'être envahis par les eaux, ont de grand matin abandonné leurs habitations, emportant avec eux ce qu'ils avaient de plus précieux. La consternation est extrême. »

Beaucaire, le 27 octobre. – 11h. du matin.
La nuit dernière le Rhône a considérablement diminué. Cette heure il paraît vouloir se maintenir. Les portes de la ville ont été fortifiées ; le sauvetage des personnes, organisé ce matin, promet les plus heureux résultats. Douze embarcations ont reçu l'ordre de parcourir tous les points menacés, et de recueillir tous les malheureux Des sacs de pains ont été remis à la disposition des mariniers.

St-Gilles, 27 octobre, 10 h. du matin.
Les eaux augmentent toujours la population est consternée et désespérée. Une grande partie des semailles était faite ; les eaux ont tout emporté. La désolation est à son comble…. Un service de bateaux est organisé, Pont- visiter les campagnes, rétablir les communications avec la Camargue et faire le service de la partie de la ville qui est occupée par les eaux. Nous n'avons encore à déplorer, grâce à Dieu, la mort de personne.

Aigues-Mortes, le 27 octobre 181.
Les eaux du Rhône se répandent dans nos canaux. La population encore émue des désastres de l'année dernière, redoute le renouvellement des inondations dont elle a eu tant à souffrir. Nous espérons néanmoins que nous n'aurons pas à déplorer des malheurs pareils à ceux de 1840.

Le préfet et MM. les ingénieurs se sont rendus à Beaucaire le 26, et par leurs soins un service de sauvetage a été organisé pour porter secours aux habitons des campagnes isolées au milieu de l'inondation. M. de Jessaint s'est également rendu à St Gilles.

En ce qui concerne les brèches et la propagation de la crue en rive gauche, on peut lire dans le Sémaphore de Marseille et dans le courrier du Gard :

« Le 26 octobre, à deux heures du matin, le tocsin sonna à toutes les paroisses de Tarascon et de Beaucaire ; ce signal d'alarme annonçait la rupture des chaussées du Rhône. Au même instant, les eaux ont déversé dans le bassin des Alpines par trois grandes brèches formées aux nouvelles chaussées, et se sont répandues dans la plaine avec une impétuosité effroyable ; »

« Des lettres d'Arles à la date du 26, arrivées hier à Marseille, annoncent que le Rhône a de nouveau brisé les digues en plusieurs points, que le territoire de Beaucaire est complètement sous l'eau, que la digue au-dessous de Tarascon a été rompue, et que les campagnes d'Arles sont de nouveau inondées. La ville de Tarascon, au dire de quelques voyageurs, aurait aussi vu se renouveler au milieu d'elle les ravages du précédent débordement. »

« Ces deux inondations survenant presque coup sur coup ont frappé de terreur les riverains du Rhône; il s'en fallait de beaucoup que les désastres de 1a première fussent réparés quand une seconde est venue aggraver une situation intolérable. Eclairé par ces calamités qui plongent tant de personnes dans la misère, le gouvernement ne peut reculer l'emploi des mesures propres à en prévenir le retour. C'est en contenant par de solides digues ces cours d'eaux qui menacent la vie et la fortune de tant de gens, qu'on combattra efficacement des débordements devenus pour ainsi dire périodiques. Les lenteurs des formes administratives doivent disparaître devant de si grands malheurs, et le ministre qui prendra sur lui d'ordonner et d'activer des travaux destinés à rassurer tant de propriétaires justement alarmés, obtiendra facilement de la reconnaissance publique, un billet d'acquittement pour avoir négligé d'éternelles formalités. »

« On écrit d'Arles, à la date du 27 (10 heures du matin) :
L'inondation a envahi tout notre territoire depuis les brèches de Panisse jusqu'à la mer, mais heureusement l'eau n'est qu'à une faible hauteur; on peut même s'attendre à sa prochaine disparition, et nous aimons à conserver l'espérance que les dommages ne seront pas considérables »

« Nous concevons les plus vives inquiétudes au sujet de la chaussée de Tarascon ; on nous assure qu'elle résiste encore. La Camargue est restée à l'abri de l'inondation ; un membre de la commission centrale n'abandonne pas la chaussée.
6 heures du soir. - Les eaux ont baissé de 4 mètres. Cependant l'inondation s'étend encore à un quart de lieue d'Arles; les eaux, qui ont presque totalement envahi le Trébon, ont pénétré par deux brèches très voisines l'une de l'autre; la plus grande est celle dit mas de Panisse, qui a une ouverture d'environ trente mètres de largeur. »

« Tarascon, 26 octobre
Nos chaussées nouvellement construites ont été emportées en partie, et les brèches sont telles, que tout notre terroir est de nouveau submergé, toute communication est interrompue….. Les eaux sont déjà répandues dans plusieurs quartiers de la ville. Les nouvelles brèches de la nouvelle chaussée répandent de l'eau d'une manière effrayante ; demain peut-être tout Tarascon sera inondé. Dans la campagne, il y a déjà trois mètres d'eau. Il est impossible de vous faire le tableau de nos désastres ».

On apprend que « 3 ou 4 brèches existaient à la chaussée de Tarascon…. »

L'inondation a été suffisamment importante pour *« le seul moyen de communication qu'ait la ville d'Arles avec la terre-ferme est le parapet de l'aqueduc de Craponne. »*

En ce qui concerne la Camargue Insulaire

« Les nouvelles les plus rassurantes étaient parvenues de Camargue, où les brèches de Lauricet et celle qui allait se former au mas de Moulin, avaient été dominées à force de travail et d'énergie.
La chaussée de Lauricet a donné les plus vives inquiétudes; le 26 au soir, on croyait qu'elle avait cédé. Il n'en a rien été heureusement. La Camargue est entièrement préservée. »

4.2 BILAN DES BRECHES

Le bilan général des brèches s'établit ainsi à 8 brèches et 2 départs de brèche qui ont été toutes initiées par infiltrations (comprendre érosion interne) pour reprendre la terminologie utilisée à l'époque.

En sus des brèches citées dans les journaux de l'époque, l''étude historique menée par Adrien Mejean en 2007 [H0080] recense également deux brèches sur les digues du Grand Rhône rive gauche :

- Une brèche au Mas de la ville,
- Une brèche au droit du mas Mollégès,

Ces brèches n'étant pas citées dans les journaux de l'époque, il est probable qu'il s'agisse de départ de brèches.

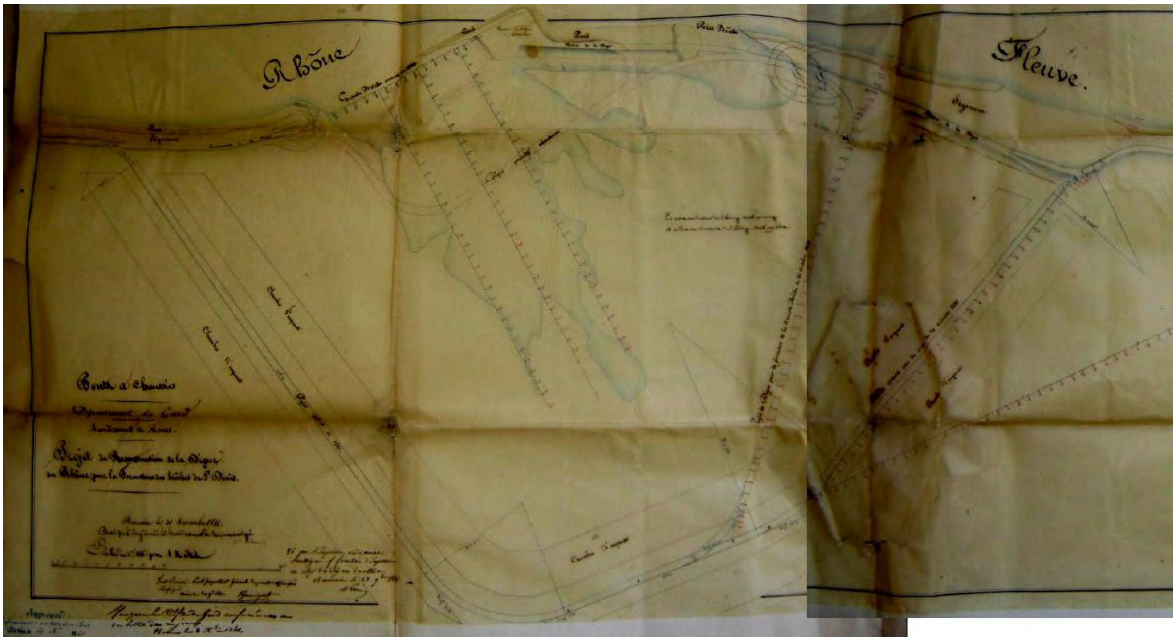
Tableau 11. Crue nov 1841 – Bilan général des brèches et départs de brèche

Nom de la brèche	Type	PR digue	Largeur (m)	Initiateur rupture
Rhône rive gauche				
Chaussées de Tarascon (3)	Totale		??	Infiltrations
Mas de panisse (3)	Totale	Anc. chaussées du Trébon	30 m	Infiltrations
Mas de la ville	Départ		??	Infiltrations
Mas de Grand Mollégès	Départ		??	Infiltrations
Rhône rive droite				
Abattoir	Totale	RD 269,1	??	Infiltrations
Saint Denis	Totale	RD 272,1	??	Infiltrations

4.3 RD - BRECHES DE L'ABATTOIR ET DE SAINT DENIS

En rive droite, deux brèches ont été occasionnées par infiltration au droit des deux grandes brèches de novembre 1840 respectivement de l'Abattoir au RD 269,1 et de Saint Denis au RD 272,3, dont les terres n'avaient pas eu le temps de prendre persistance d'après les ingénieurs des ponts et chaussées [A1840 17]. Le projet de fermeture de la brèche de Saint Denis au RD 272,3 a subi de nombreuses modifications qui sont détaillées dans l'étude menée par Bernard Gilles [A1840 17] et qui peuvent être résumées ainsi :

- un 1er tracé est envisagé à 100 mètres en aval de la grande brèche. Il traverse la fosse d'affouillement de 1840. La difficulté de mise en œuvre et une petite crue en février 1841 amènent les ingénieurs à envisager un 2ème tracé ;
- un 2ème tracé plus en recul est en cours de réalisation quand la crue d'octobre 1841 se produit et vient ruiner l'ouvrage ;
- Un 3ème tracé est finalement retenu en novembre 1841, qui est le tracé formant le fer à cheval actuel.



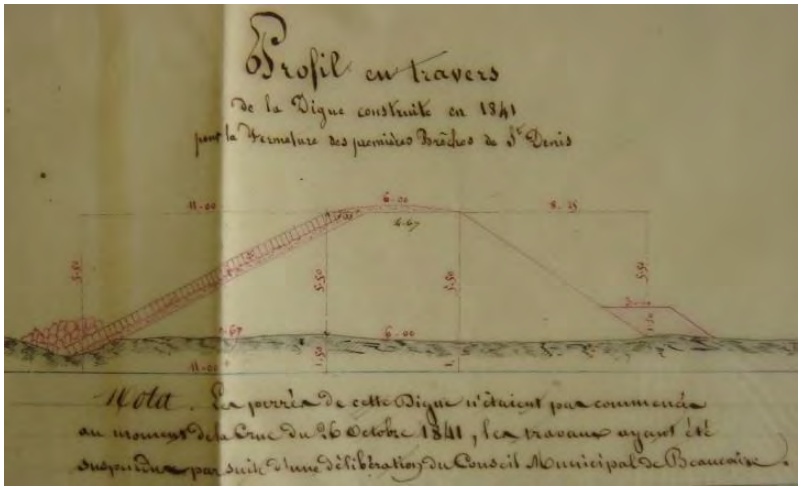


Figure 32. Projet de fermeture de la brèche de Saint Denis – Novembre 1841[A1841 04]

4.4 GRG BRECHES PARTIELLE DU MAS DE LA VILLE ET DU GRAND MOLLEGES

L'examen des cartes des ponts et chaussées de 1876 [H0003] permet de localiser une brèche au GRG 291,4, qui pourrait être la brèche du mas de la ville lui-même situé au GRG 291.

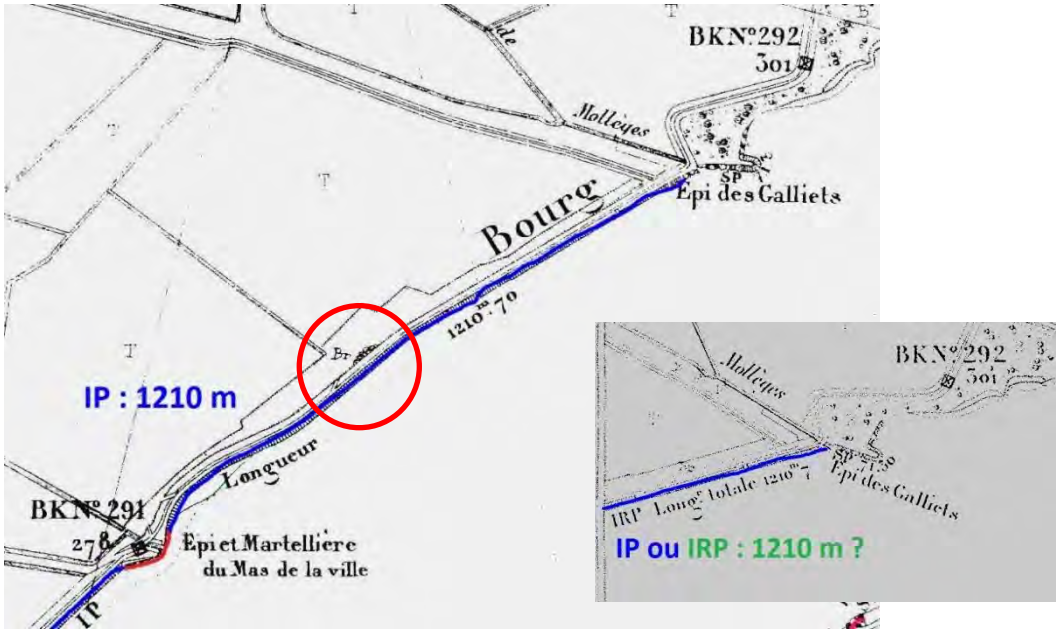


Figure 33. Localisation possible de la Brèche du mas de la Ville – Crue d'oct. 1841

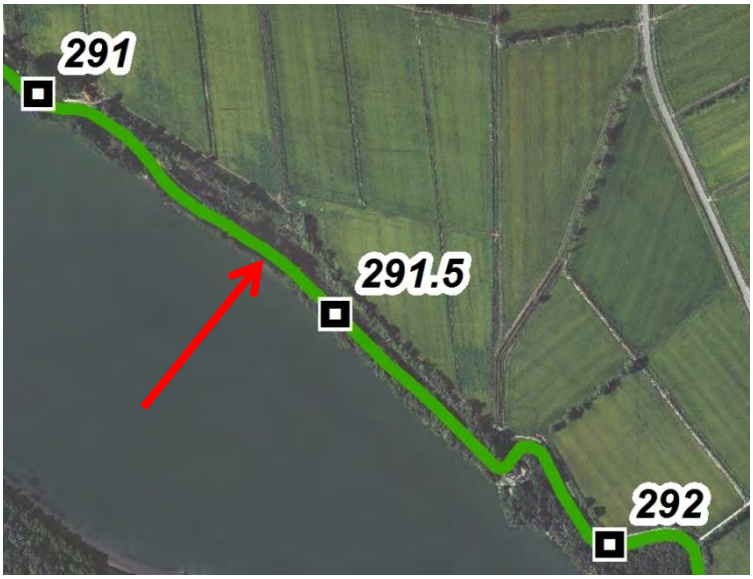


Figure 34. Localisation possible de la Brèche du mas de la Ville – Crue d'oct. 1841

On note également que sur la feuille n°46 des cartes de 1876 [H0003], l'ouvrage est indiqué IP, ce qui signifie que la berge est perreyée, alors que sur la feuille n°47, l'ouvrage est indiqué IRP (Cf. figure supra), ce qui signifie que la digue est perreyée dans sa totalité.

L'examen des cartes des ponts et chaussées de 1876 permet également de localiser la présence d'une digue perreyée sur la face amont au GRG 293 (longueur 136 m), ce qui pourrait laisser

penser à la brèche de Grand Mollégès citée dans les documents d'archives, à moins que cette dernière ne soit située au droit du fer à cheval situé juste en amont du GRG 293.

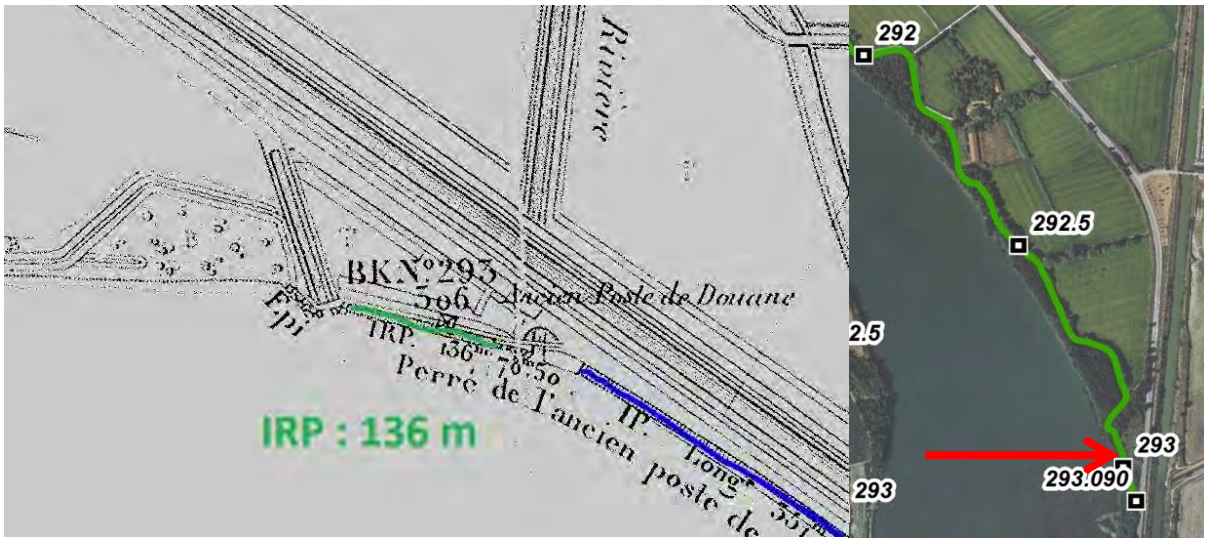


Figure 35. Localisation possible de la Brèche du Grand Mollégès – Crue d'oct. 1841

5 CRUE DE NOVEMBRE 1843

Les données relatives à la crue figurent en rubrique n°6.

5.1 DEROULEMENT DE LA CRUE

La lecture des journaux de Toulouse [A1843 01] et du censeur de Lyon [A1843 02] permet de reconstituer le déroulement de la crue, d'y recenser les brèches et d'estimer l'ampleur de l'inondation.

En ce qui concerne la rive droite, on peut lire :

« Dans le courrier du Gard les détails suivants, qu'on lira avec intérêt, bien que les faits soient en partie connus : « A la suite des pluies continuelles et torrentielles dont nous avons déjà parlé, la ville de Beaucaire a failli voir se renouveler les désastres du 2 novembre 1840. Dans les journées de jeudi et de vendredi derniers, le fleuve s'était élevé à 6.80, quelques centimètres de plus qu'à cette époque de douloureuse mémoire. Encore quelques centimètres, et la ville de Beaucaire était de nouveau inondée! Toute cette population épouvantée offrait un douloureux spectacle ; les femmes fuyaient, emportant leurs enfants dans leurs bras, et se rendaient en toute hâte sur les hauteurs qui bornent la ville au nord.
A la première nouvelle du débordement des eaux, M. le préfet du Gard, M. Vinard, ingénieur en chef des ponts et chaussées, et M. Talabot, se rendirent sur les lieux, accompagnés d'un détachement militaire, et des mesures actives de prévoyance et de sûreté furent prises aussitôt. M. Surrel, ingénieur du service spécial du Rhône, avait pris l'initiative, et c'est à lui que revient la première et la plus grande part d'éloges pour son infatigable activité et les efforts intelligents qu'il a faits pour s'opposer à l'envahissement des eaux. Tous les points menacés furent fortifiés, et trois cents ouvriers, sans compter un détachement du régiment de chasseurs qui avait été obligé de quitter Tarascon pour se réfugier à Beaucaire, ont travaillé sans relâche à défendre les chaussées contre les envahissements du Rhône. Leurs efforts ont été couronnés de succès, le fleuve a été contenu. Les portes des maisons riveraines ont eu seules à souffrir de la violence des eaux; on a craint un instant pour la porte de la Couronne, mais tout le monde a redoublé d'ardeur, et la porte, calfeutrée et étayée à la hâle, a résisté à la fureur des flots.
.... Enfin, le 3 au matin, le Rhône était stationnaire et dans la journée les eaux qui effleuraient déjà les bords des digues ont baissé de 1 mètre 3 centimètres. Le 4, 1e fleuve était en pleine décroissance, les populations riveraines étaient rassurées et tout le danger était passé. »

....on a remblayé les endroits où les infiltrations étaient les plus fortes, on a construit des batardeaux sur les points les plus menacés, et le succès a couronné tous ces efforts. Des travaux semblables ont été exécutés à Fourques, à Bellegarde et à Saint-Gilles; les habitants de cette dernière ville ont élevé spontanément un bourrelet de 30 centimètres en moyenne sur un développement de 2,000 mètres.

En ce qui concerne la rive gauche, on peut lire :

La rive gauche du Rhône a eu davantage à souffrir; la digue de Boulbon, en amont de Tarascon a été rompue; la chaussée d'Arles a cédé également à l'impétuosité du fleuve.
La hauteur des eaux en 1840, que l'on avait présentée comme maxima, a été dépassée en 1843 de 3 cm à Beaucaire et de 25 centimètres à Aramon;

La lecture du journal de Toulouse du 10 novembre 1843 confirme néanmoins la présence de brèches totales sans qu'il soit possible d'en donner le nombre.
« Le Rhône, qui depuis le 31, avait crû considérablement, s'était élevé, dans la nuit du 2, vers minuit, à 4 m20 au-dessus de l'étiage. Vers les 11 heures, il avait atteint 4 m. 90. La chaussée du Trébon a été emportée vers minuit à 2,000 mètres de la Cavalerie [soit vers le RG 280].
A cette heure, Trinquetaille sonnait le tocsin et paraissait tenir encore. Du côté de la ville, le canal de Craponne déversait en inondant toute la Lice, le quartier de la Roquette et le Port.
Le Rhône atteignait 5 m. 05 c. Au matin l'on a pu reconnaître que tout le Trébon était inondé ».
« Du côté du Trébon, [les eaux] se précipitent avec violence sur le pont de Crau, dont la ruine est certaine »
« ... Les eaux ont couvert tous les marais d'Arles jusqu'à Mouriès, Fontvieille, Maussane, Paradou. Enfin, la situation est la même qu'en 1840 et s'annonce d'une manière désastreuse. L'on n'a eu à déplorer la mort de personne….. »

« A Tarascon le Rhône a entièrement submergé la ville. Une brèche considérable s'est formée au-dessous de la caserne. »

En ce qui concerne la Camargue Insulaire, on peut lire :

« Toute la Camargue a été inondée, et le fleuve s'est répandu dans toutes les plaines. En fortifiant les digues insubmersibles, en les élevant sur tous les points d'environ 1 mètre 50 centimètres, on pourrait peut-être prévenir le retour de semblables désastres.

Journal de Toulouse du 10 novembre 1843
« ...En Camargue, une brèche s'était déclarée entre le mas de Vert et le mas de Rey. L'on distingue de la tour des Arènes, les plaines de Caseneuve, de Vert et de Saliers entièrement couvertes par les eaux, qui, du côté du Trébon, se précipitent avec violence sur le pont de Crau, dont la ruine est certaine »

On écrit d'Arles à la date du 17 novembre à propos de brèche :
« Celle du mas d'Yvan, sur le Petit-Rhône, est d'une largeur considérable. Les travaux de fermeture se poursuivent avec la plus grande activité. »

5.2 CRUE NOVEMBRE 1843 – BILAN GENERAL DES BRECHES

Un bilan des brèches est donné dans l'édition du Censeur du 23 novembre 1843.
« Les dernières nouvelles portent à cinq les brèches faites à la chaussée du Rhône, du côté de la Cavalerie. Il en existe sur le Petit-Rhône : une au Mas d'Yvan ; une à Lauricet ; une du côté du Languedoc, au-dessus de Sylvéréal. Les eaux commencent à se montrer dans la plaine de Bellegarde ; on suppose qu'elles proviennent de Beaucaire. Sur le grand Rhône, en Camargue, il n'existe qu'une brèche peu importante, à Fume-Morte.
A Tarascon le Rhône a entièrement submergé la ville. Une brèche considérable s'est formée au-dessous de la caserne. »

Un cahier des charges établi par A. SURREL fait état de nombreuses brèches dans la chaussée du Trébon située sur le tracé du canal des Alpilles, qui faisait office d'ouvrage de protection avant la réalisation du remblai ferroviaire entre Tarascon/Arles. 13 brèches y sont recensées sur la commune de Tarascon et 10 brèches sur la commune d'Arles [A1843 03 et 04]. Il est

vraisemblable qu'il s'agisse d'un bilan en rive gauche incluant les brèches totales supra et des départs de brèches.

Au total, le bilan estimatif des brèches est le suivant : 10 brèches totales et 17 départs de brèche ; Tous initiés par infiltrations (comprendre érosion interne) pour reprendre la terminologie utilisée à l'époque.

Tableau 12. Crue nov 1843 – Bilan général des brèches et départs de brèche

Nom de la brèche	Type	PR digue	Largeur (m)	Initiateur rupture
Rhône rive gauche				
Commune de Tarascon (1)	Totale	Montagnette ? Au sud Caserne ?	??	Infiltrations
Commune de Tarascon (12)	Départ	??	??	Infiltrations
Commune d'Arles (5)	Totale	Anc. chaussées du Trébon	30 m	Infiltrations
Commune d'Arles (5)	Départ		??	Infiltrations
Camargue Insulaire				
Mas d'Yvan	Totale	PRD 285,7	considérable	Infiltrations
Lauricet	Totale	PRG 302,2	??	Infiltrations
Fume morte (GRD)	Totale	??	??	Infiltrations
Rive droite				
Sylvéréal	Totale	PRD 322	??	Infiltrations

La lecture du Censeur du 23 novembre 1843 laisse penser que la largeur des brèches totales en rive gauche n'a pas été importante puisque moins de 15 jours après la crue on écrit d'Arles à la date du 17 novembre :
« La route d'Arles à Tarascon est entièrement délivrée des eaux de l'inondation et même des dépôts vaseux. » Toutes les communications avec les communes de l'arrondissement sont libres et praticables. » Presque toutes les brèches faites à la chaussée du Rhône sur le territoire d'Arles et du côté du Trébon sont entièrement réparées. »

6 CRUE D'OCTOBRE 1846

Les données relatives à la crue figurent en rubrique n°6.

La crue du 17 octobre 1846 a un débit de pointe inférieure à 8 500 m^3/s d'après Pardé [K001].

On note dans le rapport du 26 octobre 1846 établi par l'ingénieur Bouvier et relaté dans A. Méjean [H0080] que la digue a rompu en 2 endroits entre les mas Chabert et Beaumelle, « notant un fer à cheval ». La chaussée fut construite en 1841 par les soins du syndicat des Saintes Maries.

« Les chaussées ne présentaient aucune consistance, ayant étaient construite sans choix de terre, avec du sable ou sansouire, c'est à dire aucune matière excessivement friable à cause du principe salin dont elle est mélangée et que le contact de l'eau liquéfie immédiatement. »

Le mas des Beaumelle est situé au PRG 326, l'examen des plans d'archives de 1876 [H0003] ne montre pas de digue perreyée (Identifiant IRP) dans ce secteur mais révèle la présence d'une protection en enrochements, ce qui laisse penser que l'origine de ce qui semble orienter vers un départ de brèche est due à l'affouillement externe.



Figure 36. Départ de brèche de Beaumelle – crue de nov. 1846

7 CRUE DE MAI 1856

Les données relatives à la crue figurent en rubrique n°6. Les digues du delta du Rhône subirent de nombreuses brèches. Contrairement à la crue de 1840, les digues rompirent par infiltration (sources Pardé [K001] et Service Spécial du Rhône [H0036]). La crue a occasionné 9 brèches et 14 départs de brèche. Toutes les brèches totales ont pour origine des infiltrations (comprendre l'érosion interne). Sur les 14 départs de brèches, 10 sont dus aux infiltrations et 4 à l'affouillement externe. Le bilan des brèches recensées figurent dans le tableau ci-après.

7.1 BILAN GENERAL DES BRECHES

Tableau 13. Bilan général des brèches dans le Delta du Rhône en mai 1856

Nom	Type	PR digue	Largeur (m)	Origine rupture
Rhône rive gauche - Digue de la montagnette				
pont boulbon	totale	RG 264,1	100 m	Infiltrations – paléo-chenal
petit servan	totale	RG 264,2	100 m	Infiltrations – paléo-chenal
Barallier	totale	RG 265,5	250 m	Infiltrations – paléo-chenal
Rhône rive droite				
Saint Peyre	totale	RD 271,25	100 m	Infiltrations – anc. brèche 1840
Diffluence				
Trinquetaille	totale	GRD 281	500 m	Infiltrations – paléo-chenal
Petit Rhône rive gauche				
Cazeneuve	Départ	PRG 281,8	Faible linéaire	Infiltrations – paléo-chenal
Mas de Rey	Départ	PRG 285 à 286	50 m	Infiltrations – prox. paléo-chenal
Rigodon (4)	Totale	PRG 295	180 m	Infiltrations – paléo-chenal + extrados
Mas Combet	Départ	PRG 307,75	125 m	Infiltrations – paléo-chenal/affouillement
Mas de Brun Mas d'eybrun	Départ	PRG 311	Faible linéaire	Affouillement externe
Grand Rhône rive droite				
Triquette (1)	Totale ?	GRD 283,7	150 m	Infiltrations – paléo-chenal
Triquette (2)	Totale ?	GRD 285,4	150 m	Affouillement ancienne divagation
Passerons	Totale ?	GRD 286,25	50 m	Infiltrations – paléo-chenal
Montlong	Totale ?	GRD 288,4	50 m	Infiltrations – paléo-chenal
Peaudure	totale ?	GRD 310,5	??	Infiltrations – ancienne divagation
Chartrousse	totale ?	GRD 312,4	??	Infiltrations – ancienne divagation
Jacquières	totale ?	GRD 313,25	??	Infiltrations – ancienne divagation
Barcarin	départ	GRD 315,75	??	Erosion du fleuve - affouillement
Grand Rhône rive gauche				
Galignan	Totale ?	GRG 295,9	??	Infiltrations
Parade	Départ	GRG 311,4	??	Infiltrations – paléo-chenal
Total du linéaire de brèches connues : 1 230 mètres				

7.2 BILAN DES LAISSES DE CRUE DANS LA ZONE PROTEGEE

Les laisses de crue relevées dans la zone protégée sont les suivantes

Tableau 14. Laisses de crue 1856 dans la zone protégée

Zone protégée	Lieu	Cote relevée (m NGF)
Rive Gauche	Tarascon – centre-ville – rue du château	11,44
	Tarascon –angle rue Lubières et rue E. Pelletan	11,56
	Tarascon –Rue Amy, sur les contre fort de l'église	11,49
	Tarascon - angle de la rue de la révolution et de la rue du jeu de Paume	11,68
	Tarascon – rue Jean Jaurès	11,79
	Mas de Lucas	6,78
Camargue Insulaire	Trinquetaille – avenue Edouard Herriot	6,26
	Mas de Bernacle	2,16
	Mas du Pont de Rousty	2,62

Le champ d'inondation de la crue de 1840, ainsi que celui de 1856 figure ci-dessous.

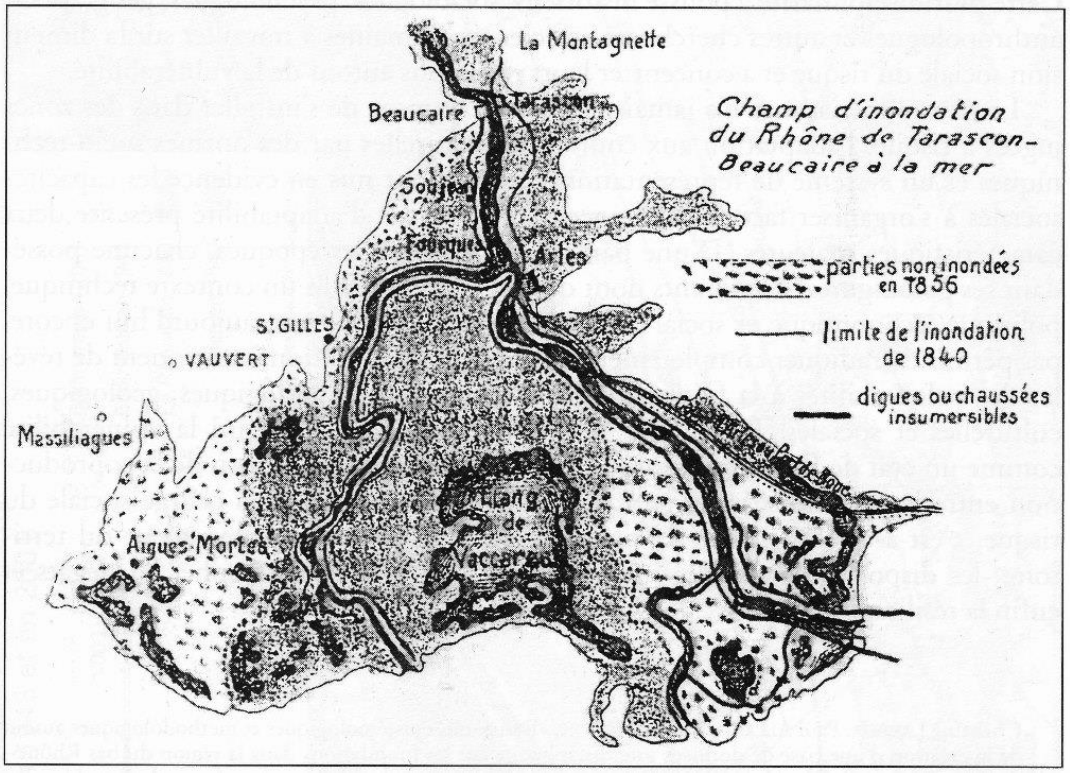


Figure 37. Inondations de 1840 et 1856 (source Pardé)

Certaines cinétiques ou caractéristiques de brèches ont pu être reconstituées à partir des documents ou plans d'archives disponibles. Elles sont résumées dans le tableau ci-dessous et justifiées dans les paragraphes ci-après :

Tableau 15. Bilan des volumes de déversement liés aux brèches de 1856

Brèche	Largeur max	Débit de pointe	Volume de déversement	Zone protégée
Montagnette	250 m	2 800 m^3/s	650 millions m^3	Rive gauche
Défluent	500 m	2 300 m^3/s	500 millions m^3	Camargue Insulaire
Rigodon	180 m	1 200 m^3/s	700 millions m^3	
Saint Peyre	100 m	1 000 m^3/s	300 millions m^3	Rive droite

Un calcul [A0011] (en supposant des niveaux statiques ce qui est une hypothèse conservatrice compte tenu de la durée de crue qui a été moins importante qu'en 1840) a été fait à partir des laisses de crues, du champ d'expansion et du modèle numérique de terrain de la BDT IGN, il donne les résultats suivants :

- Rive droite : environ 300 millions de m^3,
- Camargue Insulaire : environ 1 milliard de m^3,
- Rive gauche : environ 500 millions de m^3

Soit un volume total de 1,8 milliards de m^3. Ce volume est supérieur à la différence du volume au-dessus de 6000 m^3/s calculé suivant les limnigrammes observés et estimés suivant Pardé (Rubrique n°6). On retiendra un volume d'environ 1,8 milliard de m^3.

7.3 RG 264 A 265.5 - BRECHES DANS LA DIGUE DE LA MONTAGNETTE

La digue de la montagnette s'est rompue le 31 mai 1856 à 18 heures en trois points. La formation de ces trois brèches s'est traduite immédiatement par une baisse du niveau du Rhône dans le fleuve en traversée de Beaucaire/Tarascon.

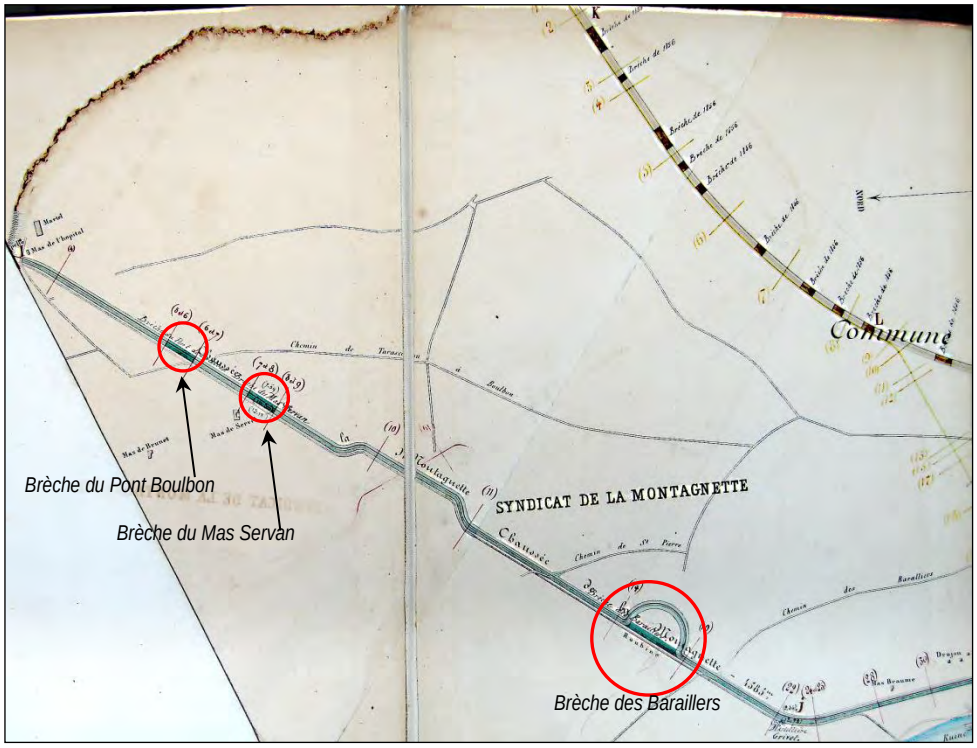


Figure 38. Localisation des brèches dans la digue de la montagnette (Source SSR [A1856 06])

Le chemin de fer situé en aval du centre-ville a retenu dans un premier temps les eaux, ce qui a provoqué une montée très rapide des eaux, avant d'être à son tour emporté. Un véritable déluge a balayé l'ensemble de la rive gauche sur plus de 23 000 hectares.

Le soir du 31 mai vers 20h45, les maisons de l'enceinte de Tarascon furent ainsi inondées sous plus de 3 à 4 mètres d'eau. La situation de calme devait laisser place à celle de la désolation. Les eaux du Rhône envahissaient Tarascon par le Nord et se précipitaient avec une violence inimaginable dans les rues, emportant tout sur leur passage et piégeant la population dans les étages des habitations : *« avant huit heure et demie, on n'observait dans la ville que d'insignifiantes flaques d'eau produites par les infiltrations du Rhône, dont la pression devait agir fortement ; mais un moment après, un bruit sourd et sinistre (...) annonça le venue des eaux du Rhône » (revue L'Illustration intitulé « Rupture du chemin de fer », du 21 juin 1856)*
« Je les ai vues se précipiter avec une violence inimaginable dans les rues de la ville, et j'ai failli être emporté en voulant sauter sur le premier jet pour entrer dans une maison hospitalière, où j'ai vu, dans ***l'espace d'un quart d'heure, arriver l'eau à 3 m de hauteur »*** *(revue L'Illustration intitulé « Rupture du chemin de fer », du 21 juin 1856).*



Figure 39. Dommages survenus aux maisons de Tarascon suite à l'inondation du Rhône de mai 1856. (© E. Balbus - source DDE 13 [A1856 06])

La propagation de la crue de 1856 depuis l'amont de Tarascon a été reproduite sur les cartes schématiques ci-après.

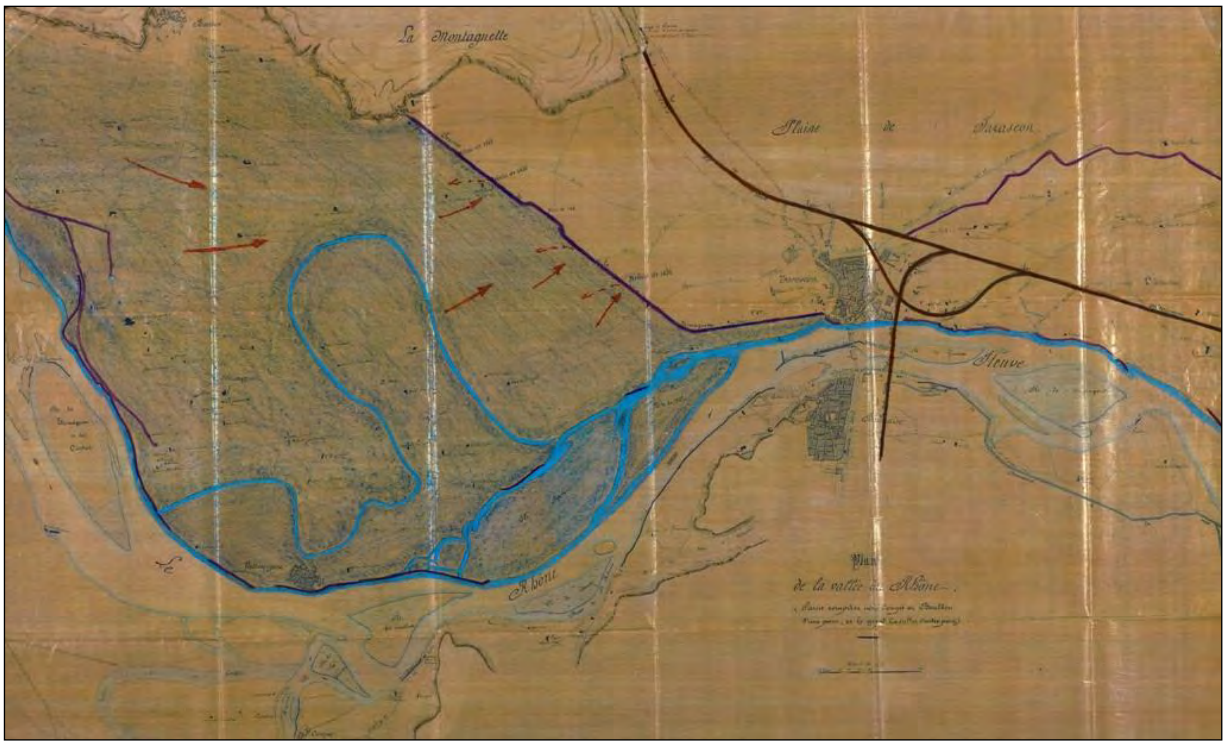


Figure 40. Invasion par les eaux des communes de Barbentane, Rognonas, Vallabrègues et Boulbon suite à la rupture de la chaussée de Mézoargues (source SSR [A1856 06])

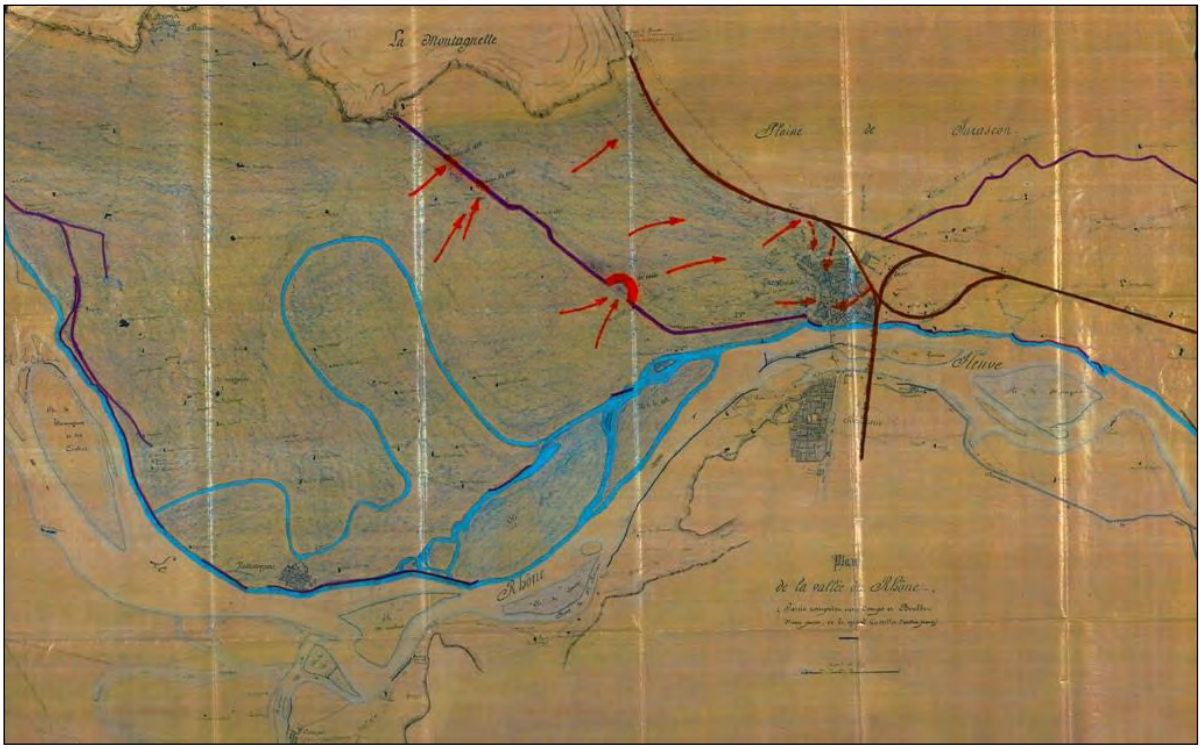


Figure 41. Invasion par les eaux du territoire communal de Tarascon et de l'enceinte de la ville suite à l'ouverture de trois brèches au niveau de la Montagnette (source SSR [A1856 06])

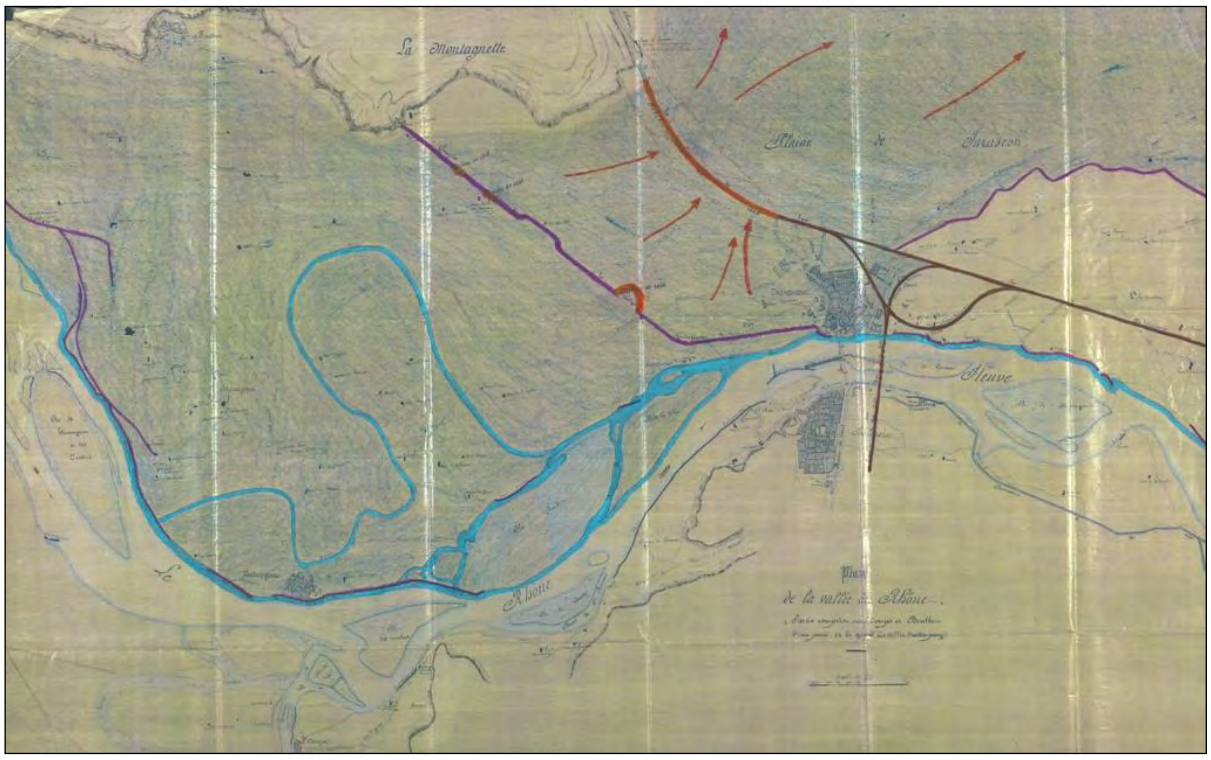


Figure 42. Invasion par les eaux de la plaine de Tarascon suite aux ouvertures de brèches au niveau de la levée de chemin de fer (source SSR [A1856 06])

Légende :

- Cours d'eau (le Rhône)
- Ouvrages de protection (perrés, chaussées ou digues)
- Voie de chemin de fer PLM
- Zones de brèches
- Sens d'écoulement des eaux d'inondation

Le croisement de Pardé [K001] et DDE13 [A1856 06] laissent penser que les trois brèches se sont formées en 2h30 le 31 mai 1856 de 18 h à 20h30.

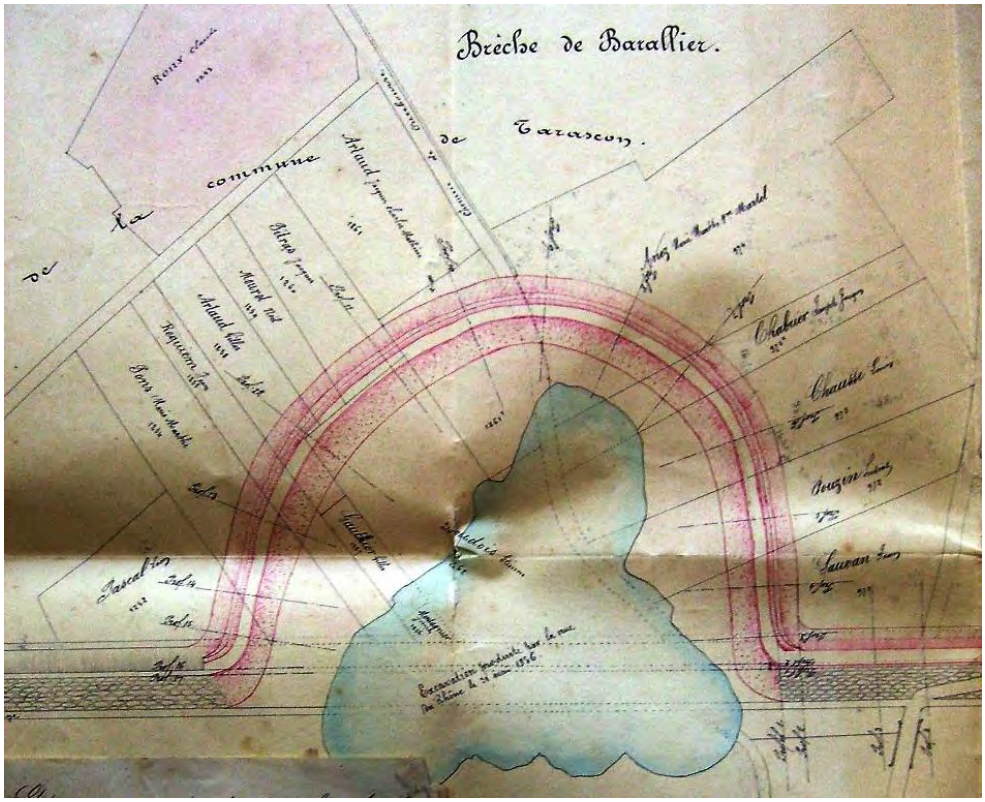


Figure 43. Brèche de Barallier (source SSR [H0005])

A partir de la laisse de crue (12,9 m NGF) et en retenant les hypothèses suivantes :

- Largeur de la principale brèche : 250 mètres
- Coefficient de seuil : 0,27
- Cote du terrain naturel aval : 8,5 m NGF
- Temps d'ouverture : 3 heures

On estime le débit de pointe dans les trois brèches à 2 800 m^3/s

La surface de la zone protégée comprise entre la digue de la montagnette et la voie ferrée étant d'environ 5 km², on estime le volume de déversement cumulé à

- 19 h : 2,5 millions de m^3 – hauteur moyenne dans Tarascon de 1 mètre
- 20 h : 10 millions de m^3 – hauteur moyenne dans Tarascon de 3 mètres
- 21 h : 20 millions de m^3 – rupture de la voie ferrée au sud du centre-ville

Ce qui est conforme avec les témoignages de la revue illustration d'un déferlement soudain.

Le déversement dans les brèches s'est poursuivi jusqu'au 12 juin 1856. Mais à partir du 6 juin 1856, les niveaux étaient stabilisés.

Le volume de déversement du 31 mai au 6 juin 1856 est estimé à environ 650 millions de m^3.

7.4 RD - BRECHE DE SAINT PEYRE

La brèche de Saint Peyre s'est produite par infiltration au droit d'une ancienne brèche de 1840. C'est la seule brèche qui s'est produite en rive droite du Rhône. L'inondation fut également extrêmement forte d'après Pardé, mais moins étendue qu'en 1840.

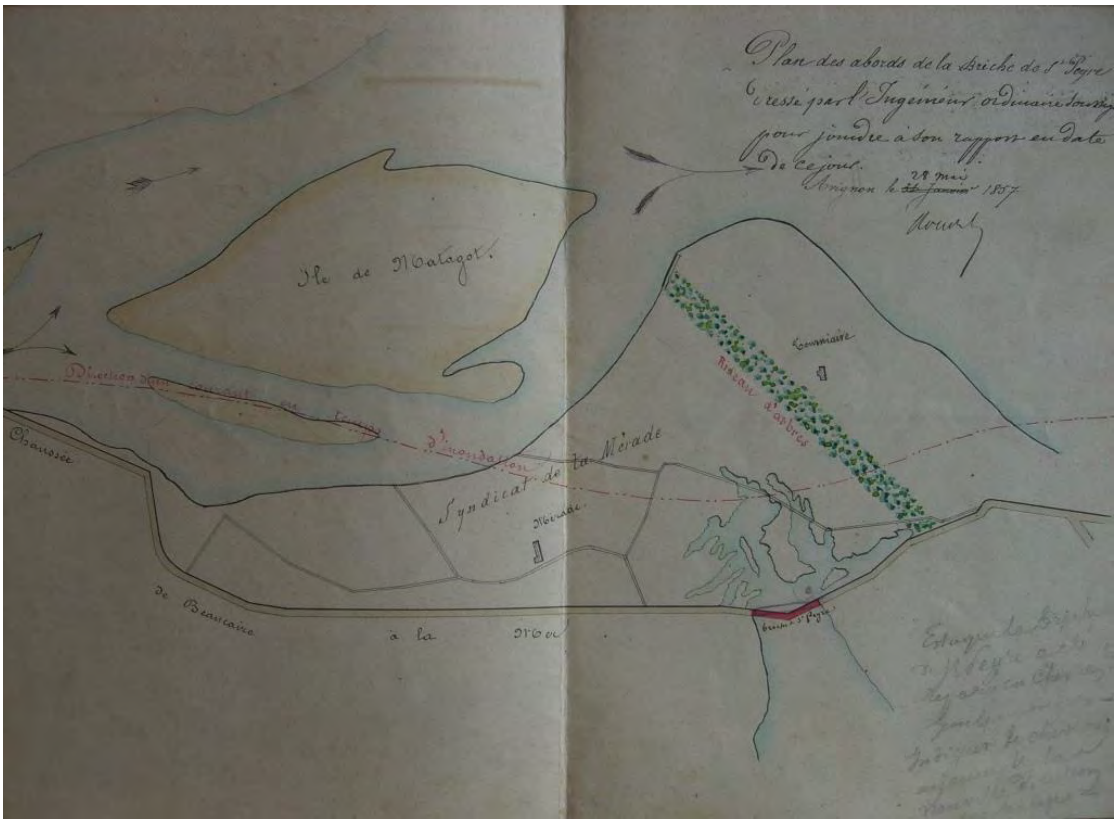
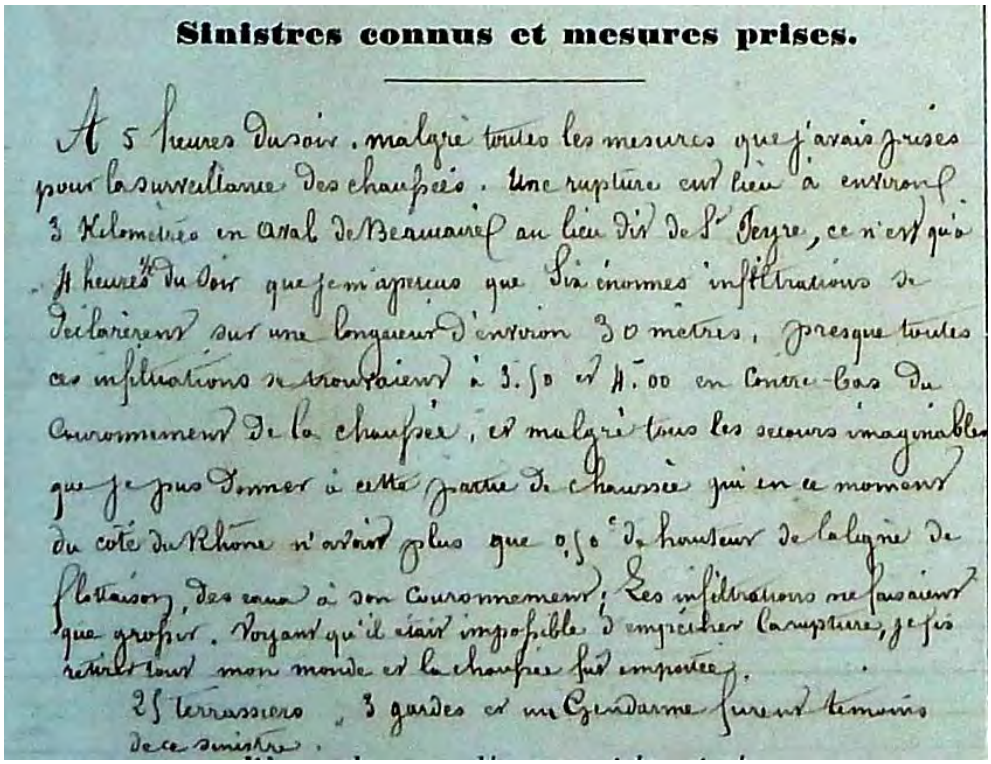


Figure 44. Brèche de St Peyre (source SSR - 1857)

Le témoignage de la brèche figure dans le bulletin horaire de la crue tenu par l'ingénieur des Ponts et Chaussées [O1856 01].

On peut y lire que d'énormes infiltrations se déclarèrent sur une longueur d'environ 30 mètres. Ces infiltrations étaient situées à 3,50 à 4,0 m en contrebas de la digue et que le niveau du Rhône au moment de la rupture était situé 50 cm sous le couronnement de la chaussée.

Dans la suite des bulletins, on peut y lire qu'une digue provisoire fut construite dans la plaine pour limiter la propagation. Le colmatage de la brèche débuta le 10 juin 1856.



Sinistres connus et mesures prises.

A 5 heures du soir, malgré toutes les mesures que j'avais prises pour la surveillance des chaussées, une rupture eut lieu à environ 3 Kilomètres en aval de Beaucaire au lieu dit de St Pierre, ce n'est qu'à 4 heures ½ du soir que je m'aperçus que six énormes infiltrations se déclarèrent sur une longueur d'environ 30 mètres, presque toutes ces infiltrations se trouvaient à 3.50 et 4.00 en contre-bas du couronnement de la chaussée, et malgré tous les secours imaginables que je pus donner à cette partie de chaussée qui en ce moment du côté du Rhône n'avait plus que 0,50 c de hauteur de la ligne de flottaison, des eaux à son couronnement; les infiltrations ne faisaient que grossir. Voyant qu'il était impossible d'empêcher l'ouverture, je fis retirer tout mon monde et la chaussée fut emportée.

25 terrassiers, 3 gardes et un Gendarme furent témoins de ce sinistre.

Figure 45. Observations écrites de l'Ingénieur des Ponts et Chaussées (source SSR [O1856 01])

A partir du limnigramme à l'échelle de Beaucaire recalé dans le référentiel NGF IGN 69 (le zéro de l'échelle était calé à 3,49 m NGF) et en retenant les hypothèses suivantes :

- Dénivelé hydraulique entre l'échelle de Beaucaire : 1,6 cm
- Largeur de la brèche : 100 mètres
- Coefficient de seuil : 0,24
- Cote du terrain naturel aval : 5,5 m NGF
- Temps d'ouverture : 1 heure

On estime le débit de pointe dans la brèche à 1 000 m^3/s et un volume de déversement de 300 millions de m^3 au 10 juin 1856, quand débuta le colmatage. Ce volume de déversement est conforme aux modélisations réalisées dans le cadre des études de renforcement de la digue entre Beaucaire et Fourques.

7.5 DEFLUENT - BRECHE DE TRINQUETAILLE

La cinétique de la brèche de Trinquetaille a été reconstituée dans la monographie réalisée par la DDE13 [A1856 06]. Elle est la suivante

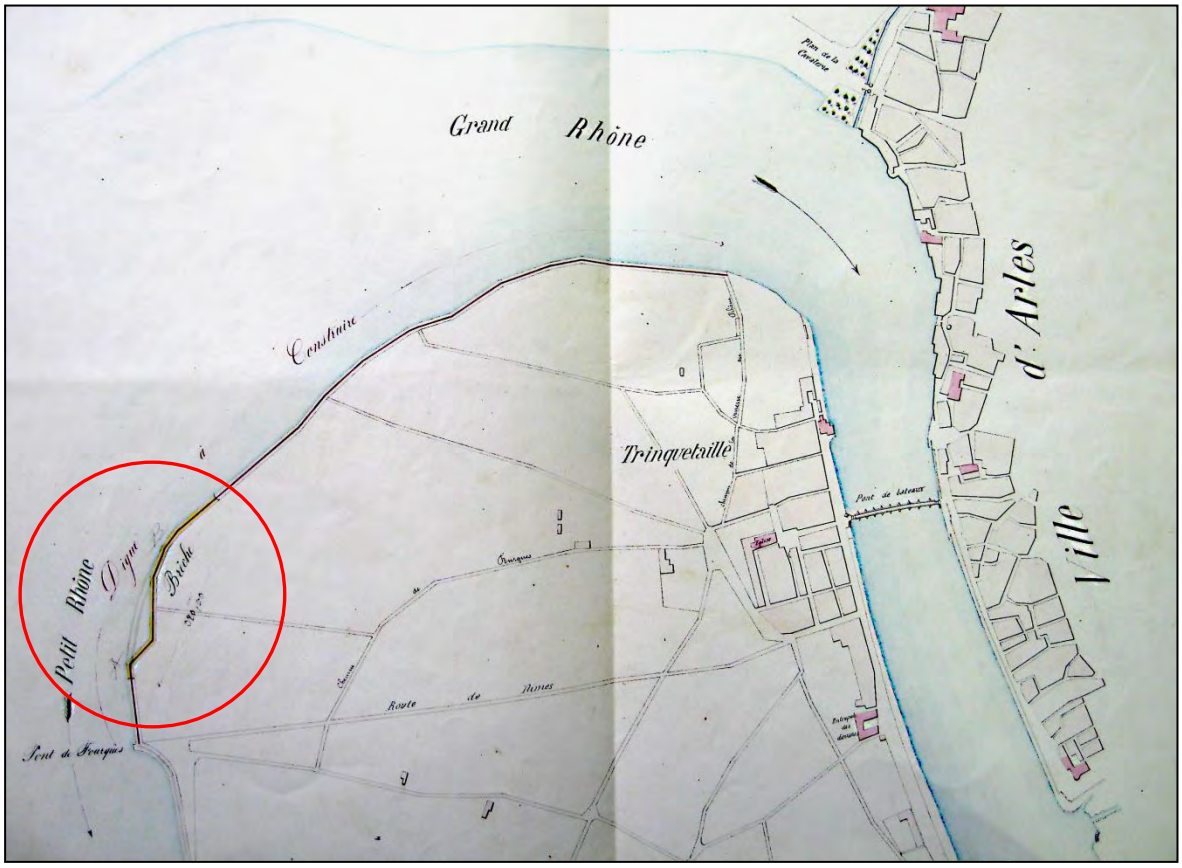


Figure 46. Carte de localisation de la brèche de Trinquetaille située à 80 environ, côté Nord, du Pont de Fourques (Source : Archives des Ingénieurs des Ponts et Chaussées – [A1856 06])

Le **31 mai**, aux environs de 17h00, une importante brèche de plus de 100 m de long s'ouvrit à la pointe de la Camargue entre le Pont de Fourques et Trinquetaille (brèche dite de Trinquetaille)

Elle a de trois à quatre cent mètres de largeur et débite un volume énorme d'eau. Une personne qui a parcouru avec le Sous-Préfet la tête de la Camargue jusque vers Gimeau [Gimeau] et le Mas-de-Vert, a trouvé partout, excepté sur une petite lisière, vers Caseneuve et le Mas-de-Vert, 2 à 2.50 mètres d'eau » (propos extrait d'une lettre d'Arles datée du 3 juin 1856 reprise par la Gazette du Midi, juin 1856).

« Depuis Arles, le 1er juin, 7 heures du soir : la brèche faite aux chaussées de Camargue, entre le Pont de Fourques et la porte de Trinquetaille, occupe maintenant 4 ou 500 m ; les eaux s'étendent du bassin de Corrège, et elles arrivent jusqu'aux anciens ségonnaux du Rhône, Saint-Férréol vers Cabassole, le mas d'Agon et Méjaunes ; là elles tendront à se niveler, et viendront battre les bords du chemin de Villeneuve jusqu'aux portes d'Arles » (récits de 1856, manuscrit).

Il est à noter que Pardé parle d'une longueur de 360 mètres dans [K001].

A partir du limnigramme à l'échelle de Fourques recalé dans le référentiel NGF IGN 69 (le zéro de l'échelle en 1911 était calé à 1,24 m NGF ; cependant afin de retrouver les niveaux communément retenus, une majoration de 0,50 m a été effectué) et en retenant les hypothèses suivantes :

- Largeur de la brèche : 100 mètres à 400 mètres
- Coefficient de seuil : 0,27
- Cote du terrain naturel aval : 4,5 m NGF
- Temps d'ouverture : 24 heures

On estime le débit de pointe dans la brèche à 1 000 m^3/s dans les premières heures et 2 300 m^3/s au maximum de l'extension, la durée de la crue peut expliquer que la brèche s'est étendue jusqu'à 400 ou 500 mètres suivant les documents d'archives. Le volume global d'eaux déversées au travers de la brèche est estimé à 500 000 m^3 au 6 juin 1856.

La digue fut entièrement perreyée (confirmé lors des travaux de renforcement réalisés en 2000) lors des travaux de réparations qui furent menés suivant le même tracé.

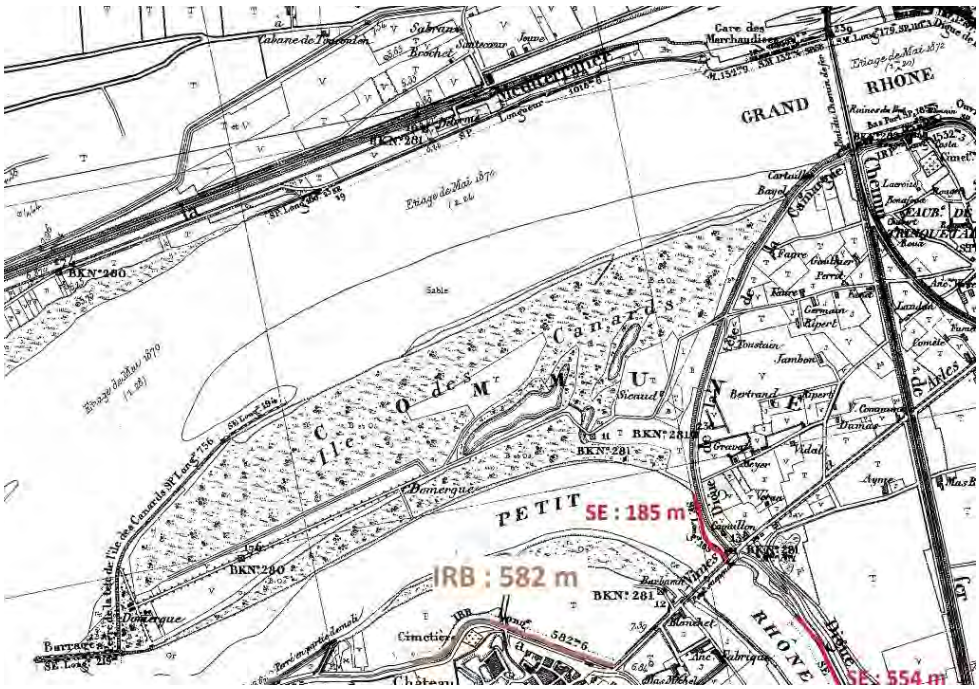


Figure 47. Carte des Ponts et Chaussées de 1876

7.6 PRG 294,7 A 295 - BRECHE DE RIGODON

La brèche de rigodon s'est produite entre le PRG 294,7 et PRG 295 au droit d'un paléo-chenal et en extérieur d'un coude prononcé.

Le positionnement de la brèche au PRG 294,7 est confirmé par :

- Les plans d'archives des ponts et chaussées figurant dans la monographie de la DDE 13 sur la crue de mai 1856 [A1856 06],
- la carte des ponts et chaussées de 1876 [H0003], qui localise sur la partie aval de la brèche, deux tronçons de digue de longueurs respectives de 28 et 44 m avec un perré sur le talus amont (Code IRP), qui est la technique utilisée au XIX^{ème} siècle pour la réparation des anciennes brèches
- les travaux du CEREGE [M0001] sur les cartes géologiques qui montrent la présence de couches sableuses en forme de cône d'érosion (Cf. figure ci-dessous)
- La base de données topographique de grande précision réalisée par l'IGN [C202] dans le cadre du plan Rhône, qui montre les apports sédimentaires disposés en cône d'érosion

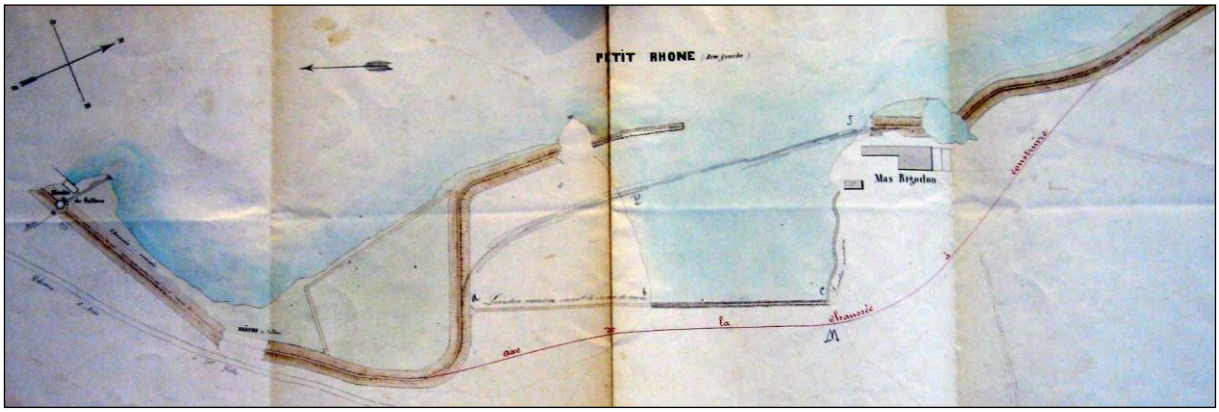


Figure 48. Brèches survenues dans le secteur de Rigodon (Source : Archives des Ingénieurs des Ponts et Chaussées – [A1856 06])

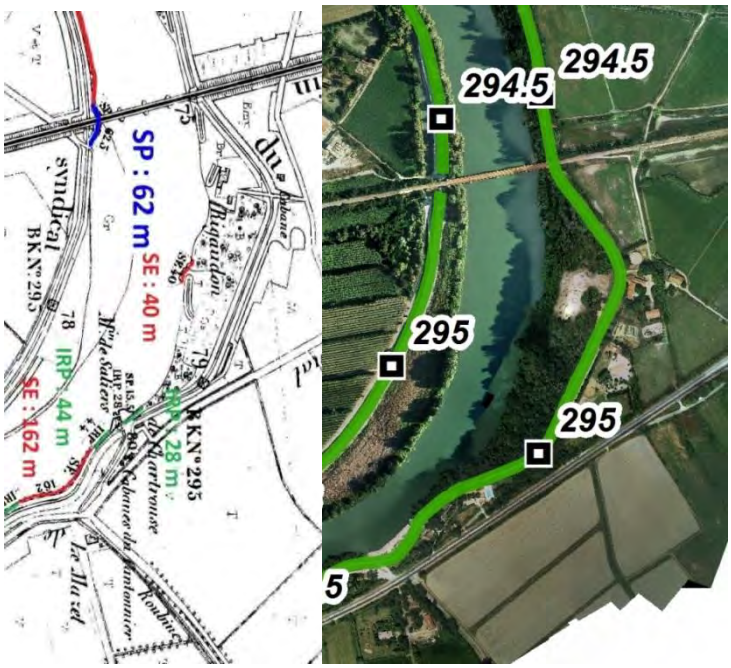


Figure 49. Localisation de la brèche de Rigodon – Crue Mai 1856



Figure 50. Extrait de la carte géologique exploitée par le CEREGE [M0001] et BDT Rhône de l'IGN (à droite) – [T0002]

4 brèches, de longueur respectives 25, 110, 20 et 25 m totalisant un linéaire de 180 m se sont produites sur moins de 500 mètres.

A partir des limnigrammes de Fourques et Saint Gilles (source SSR [O1856 02]), et en réalisant les corrections permettant de convertir les hauteurs d'eau aux échelles en cote NGF IGN 69 suivant le plan [O1856 07], et en retenant les hypothèses suivantes :

- Largeur de la brèche : 180 mètres
- Coefficient de seuil : 0,24
- Cote du terrain naturel aval : 2 m NGF
- Temps d'ouverture : 3 heures

On estime le débit de pointe dans la brèche à 1 200 m^3/s et un volume global d'eaux déversées au travers de la brèche d'environ 700 millions de m^3 au 15 juin 1856, ce qui explique son impact sur la carte géologique.

7.7 DEPART DE BRECHE DE CAZENEUVE

Aucune vue en plan de la « brèche », de faible linéaire d'après [A1856 06] n'a été retrouvée dans les archives du Service Spécial du Rhône. Sur la carte de 1876 [H0003], l'ouvrage est indiqué IP de part et d'autre du PRG 282, ce qui signifie que la berge est perreyée dans cette partie du fleuve. Il est possible que la brèche soit localisée dans cette partie du fleuve vers le PRG 281,8 (en aval du pont actuel de la RN113), d'autant plus que, ce tronçon de digue, localisé au droit du lieu-dit le « trou de Fourques » a connu d'importantes infiltrations en 1993, 1994, 2002 et 2003. Il est par ailleurs localisé au droit d'un paléo-chenal.



Figure 51. Localisation possible de la brèche de Cazeneuve – Crue mai 1856

7.8 BRECHE OU DEPART DE BRECHE DE MAS DE REY

Aucune vue en plan de la brèche, d'une longueur de 50 mètres d'après [A1856 06], n'a été retrouvée dans les archives du Service Spécial du Rhône. Sur la carte de 1876 [H0003], un tronçon de 53,5 mètres est indiqué IRP vers le PRG 285,7, ce qui signifie que la digue est totalement perreyée, ce qui était la technique utilisée au XIX^{ème} siècle pour le colmatage des brèches. La zone comprise entre le PRG 284,9 et 286,3 est une zone connue d'importantes infiltrations, bien qu'aucun paléo-chenal n'y soit recensée. Le plus proche étant plus en aval vers le PRG 287. On notera cependant qu'une brèche d'une largeur « considérable » a été occasionnée en 1843 au droit du Mas d'Yvan.

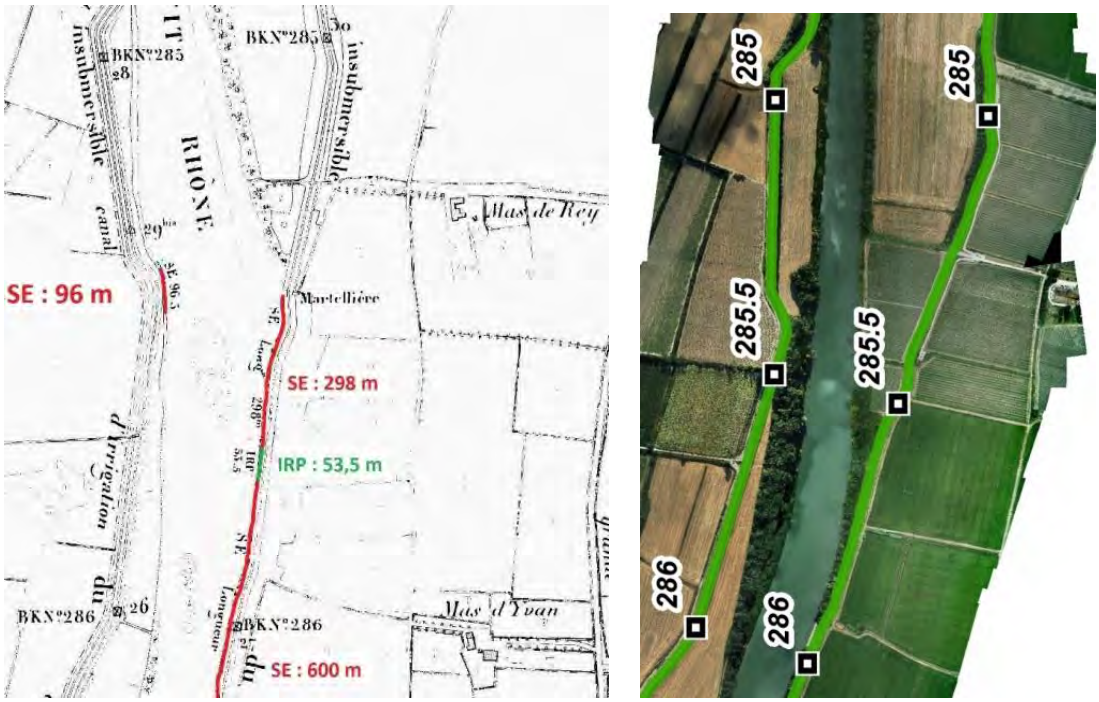


Figure 52. Localisation probable de la brèche ou départ de brèche du Mas de Rey
Crue mai 1856

7.9 DEPART DE BRECHE DE MAS COMBET

Aucune vue en plan de la brèche n'a été retrouvée dans les archives du Service Spécial du Rhône. Sur la carte de 1876 [H0003], un tronçon de 124 mètres est indiqué IRP vers le PRG 307,75, ce qui signifie que la digue est totalement perreyée, technique utilisée au XIX^{ème} siècle pour le colmatage des brèches. Compte tenu du linéaire et de la faiblesse de la charge d'eau à cet endroit, il est peu probable qu'il s'agisse d'une brèche totale et qu'on soit en présence d'un départ de brèche lié à l'affouillement ou à des infiltrations.

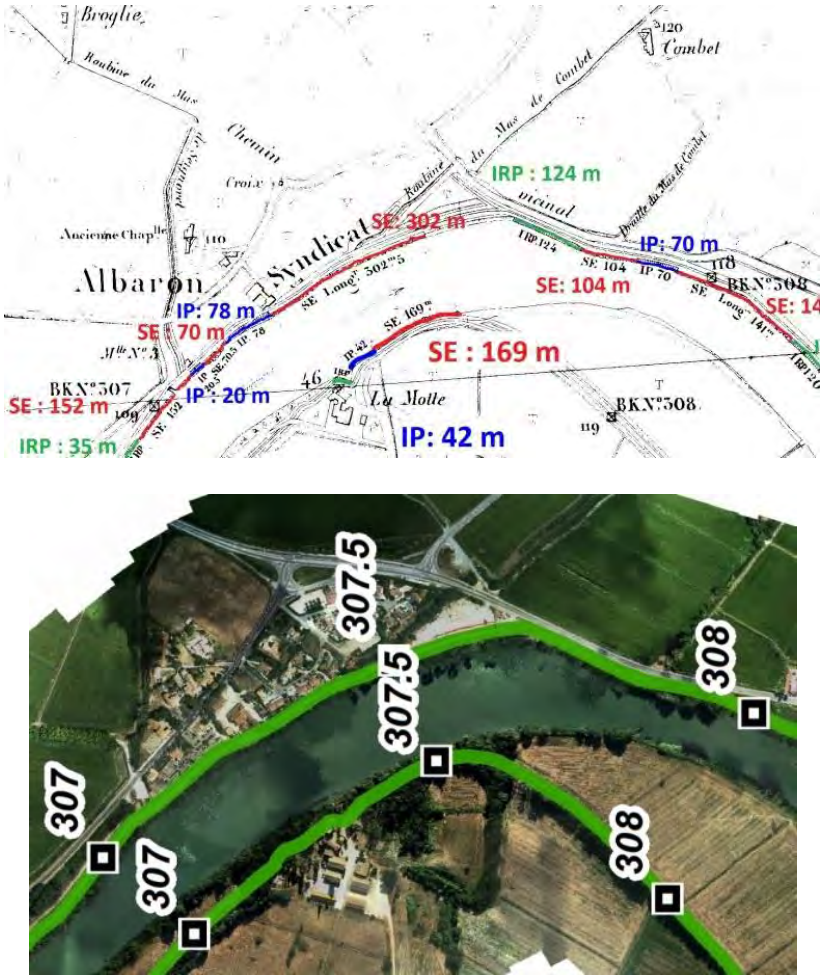


Figure 53. Localisation probable de la brèche du Mas de Combet – Crue mai 1856

7.10 DEPART DE BRECHE DE MAS DE BRUN ET MAS D'EYBRUN

L'étude historique menée par GINGER pour le compte de la DDE 13 [A1856 06] évoque deux brèches de faible linéaire respectivement aux Mas de Brun et Mas d'Eybrun (est-ce le même Mas) sans localiser les brèches. On notera que le Mas de Brun est situé au droit du PRG 311 en extrado. Il est possible qu'il agisse d'un désordre lié à l'affouillement externe.

7.11 BRECHE OU DEPART DE BRECHE DE LA TRIQUETTE

L'étude historique menée par GINGER pour le compte de la DDE 13 [A1856 06] cite plusieurs brèches dénommées « Triquette » « Passerons » « Montlong » qui correspondent à des lieux-dits actuels situés du GRD 285 à GRG 289, soit au droit de l'ancien bras de Saint Ferréol (Cf. rubrique 6).



Figure 54. Extrait de la carte géomorphologique de 1877

La longueur de la brèche ou départ de brèche de la Triquette y est donnée à 150 mètres.
Le lieu-dit de la Triquette, du nom de la roubine est aujourd'hui localisé au GRD 285,4 mais sur la carte des Ponts et Chaussées de 1876 [H0003], il est également situé au GRD 284,2. Sur la carte de 1876 [H0003], un tronçon de 357 mètres est indiqué IRP vers le GRD 283,7 au droit des anciennes Papeteries Etienne, ce qui signifie que la digue est totalement perreyée, technique utilisée au XIX^{ème} siècle pour le colmatage des brèches. Il est possible que ce soit le lieu de la brèche de la Triquette telle que mentionnée dans les documents d'archives.
On notera également qu'un cône d'érosion a été identifié en aval de ce secteur par le CEREGE [M0001].



Figure 55. Cône d'érosion figurant sur la carte géologique [M0001]



Figure 56. Localisation possible de la brèche ou départ de brèche de la Triquette – mai 1856

On note également sur la carte de 1876, que la roubine de la Triquette est localisée au GRD 285,4 et que ce lieu est appelé aujourd'hui le « Trou de la Cape » nom donné le plus souvent aux anciennes brèches. Aucune digue perreyée n'est présente sur les cartes de 1876. La situation en extrados pourrait expliquer une brèche partielle par affouillement externe.

7.12 BRECHE OU DEPART DE BRECHE DE PASSERONS

La longueur de la « brèche » ou départ de brèche de Passerons est donnée à 50 mètres dans l'étude DDE 13 [A1856 06].

Le lieu-dit Passerons est localisé au GRD 285. Sur la feuille n°46 des cartes de 1876 [H0003], un tronçon de 223,5 mètres est indiqué IRP vers le GRD 286,25, ce qui signifie que la digue est totalement perreyée, technique utilisée au XIX^{ème} siècle pour le colmatage des brèches. Il est possible que ce soit le lieu de la brèche de Passerons telle que mentionnée dans les documents d'archives.

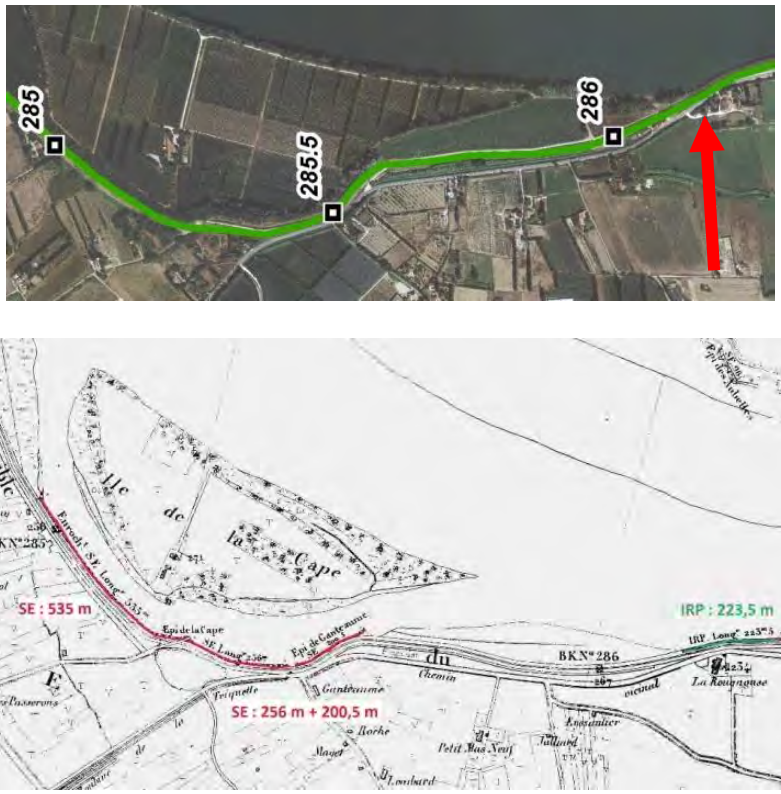


Figure 57. Localisation possible de la Brèche ou départ de brèche de Passerons (Sud) et Triquette 2ème possibilité (Nord)

7.13 BRECHE OU DEPART DE BRECHE DE MONTLONG

La longueur de la brèche ou départ de brèche de Montlong est donnée à 50 mètres dans l'étude DDE 13 [A1856 06].

Le lieu-dit Montlong est localisé entre le GRD 288 et GRD 289. Sur la feuille n°46 des cartes de 1876 [H0003], plusieurs tronçons digue perreyée, totalisant un linéaire de 800 mètres environ (Code IRP) figurent dans ce tronçon du fleuve. Il est très probable que la brèche de Montlong soit localisée sur ce tronçon.

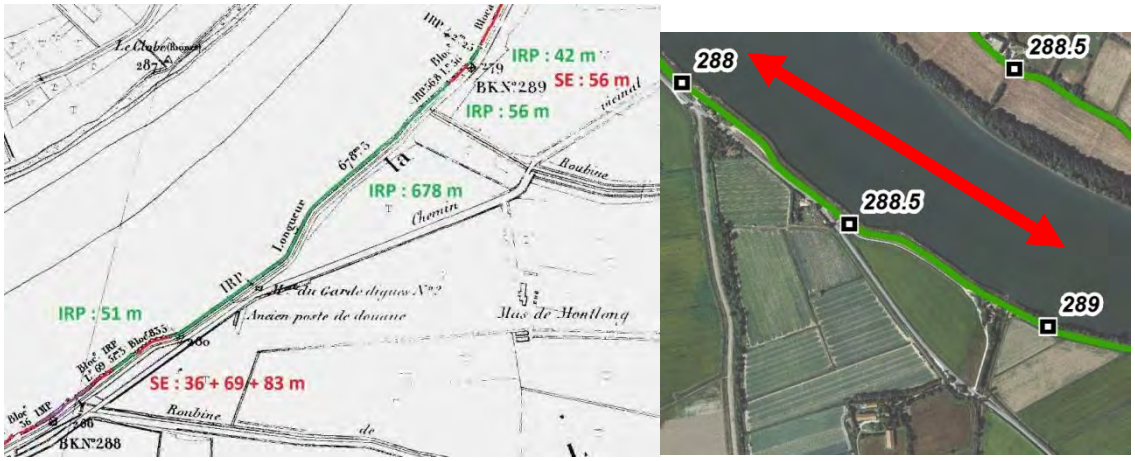


Figure 58. Localisation probable de la brèche de Montlong

7.14 BRECHE OU DEPART DE BRECHE DE PEAUDURE

La brèche ou départ de brèche de Peaudure est citée dans [A1856 06].

Le Mas de Peaudure est situé au droit du GRD 310,5. Aucun ouvrage particulier ne figure sur les plans des Ponts et Chaussées. On notera qu'au droit du GRD 310,5 sur la BDT IGN (cartographie en rubrique n°7), les terrains sont légèrement plus élevés, pouvant laisser penser à un cône d'érosion. Compte tenu de cette localisation, à proximité d'anciennes zones de divagation du Rhône, il est très vraisemblable qu'il s'agisse d'une brèche ou départ de brèche par infiltrations.



Figure 59. Localisation possible de la brèche ou départ de brèche de Peaudure

7.15 BRECHES OU DEPARTS DE BRECHE DE CHARTROUSSE ET JACQUIERES

Ces deux brèches sont citées dans [A1856 06]. Le Mas de Chartrousse est situé au droit du GRD 311,7 et le Mas de Jacquines au droit du GRD 313,25.

Aucun ouvrage particulier ne figure sur les plans des Ponts et Chaussées [H0003]. On notera un changement de tracé sur la carte de 1876 laissant penser à une ancienne brèche. Il est situé vers le GRD 312,4. De la même façon, un changement de tracé vers le GRD 313,25 pourrait laisser penser à un changement de tracé lié à une ancienne brèche.

On notera que sur ce tronçon du fleuve, on est dans des anciennes zones de méandre du fleuve et que l'origine des brèches doit très probablement être attribuée à des infiltrations.



Figure 60. Localisation possible des brèches et départs de brèche de Chartrousse et Jacquières

7.16 BRECHE DE BARCARIN

Une brèche partielle a été recensée au GRG 315,5. L'examen des plans d'archives (source SSR [H0005]) montre que la digue est en contact direct avec le fleuve, que seul le talus côté fleuve et la crête de digue ont été endommagés.

La localisation de la digue en extrados du Grand Rhône laisse penser cette brèche partielle est due à un mécanisme de rupture par affouillement externe.

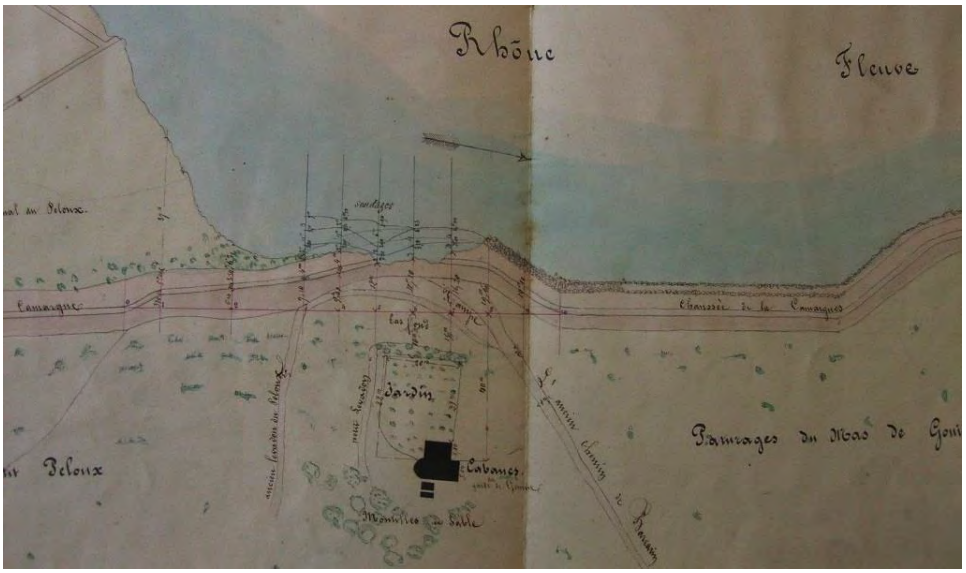


Figure 61. Crue 1856 - Brèche partielle en amont de Barcarin (source SSR [H0005])

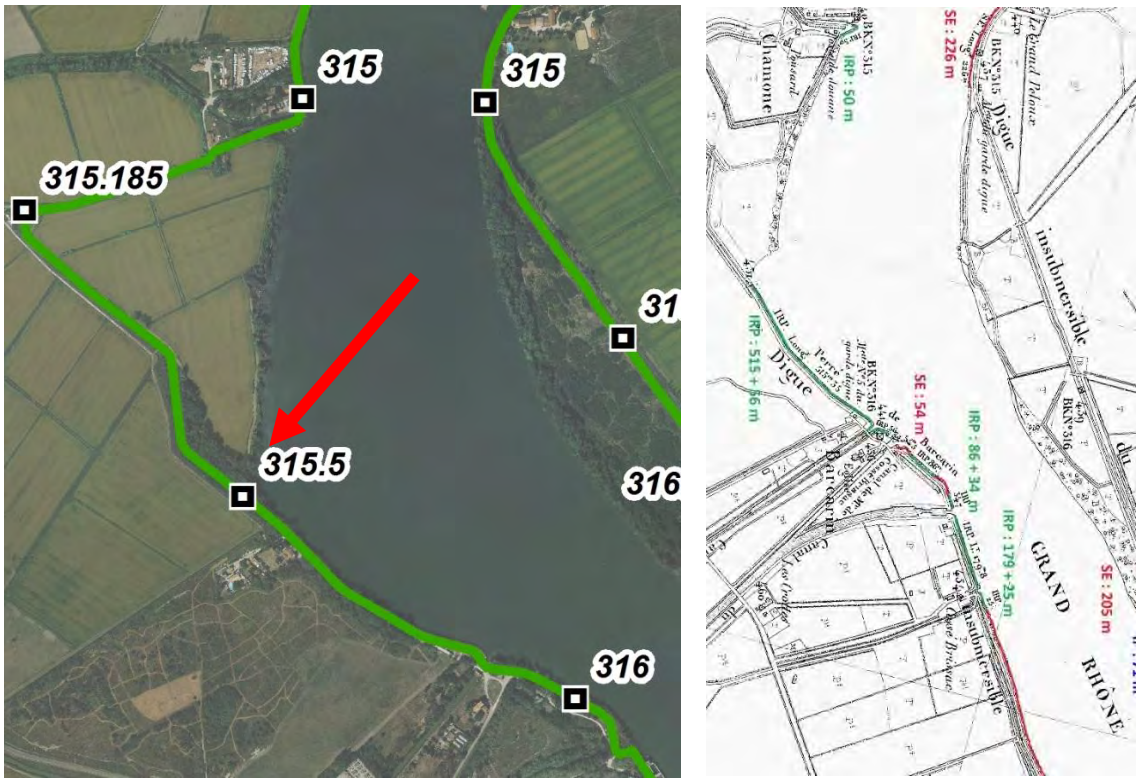


Figure 62. Localisation probable de la brèche de Barcarin

7.17 BRECHE OU DEPART DE BRECHE DE GALIGNAN

La brèche de Galignan est citée dans l'étude de la DDTM 13 [A1856 06]. Elle est localisée en rive gauche du Grand Rhône au droit du Mas de Galignan vraisemblablement au GRG 295,9 où la digue fait deux léger décrochés. Son origine semble être les infiltrations, l'affouillement et la surverse étant à écarter.



Figure 63. Localisation probable de la brèche de Galignan

7.18 BRECHE OU DEPART DE BRECHE DE PARADE

La brèche ou le départ de brèche de Parade est citée dans l'étude DDE 13 [A1856 06]. La Tour de Parade est située au droit du GRG 310.

L'examen des cartes de 1876 [H0003] révèle la présence d'une digue perreyée (Code IRP) sur un linéaire de 531 m au droit d'un bras mort (GRG 311,4). Il est très probable que ce soit la localisation de ce départ de brèche et que l'origine en soit les infiltrations.

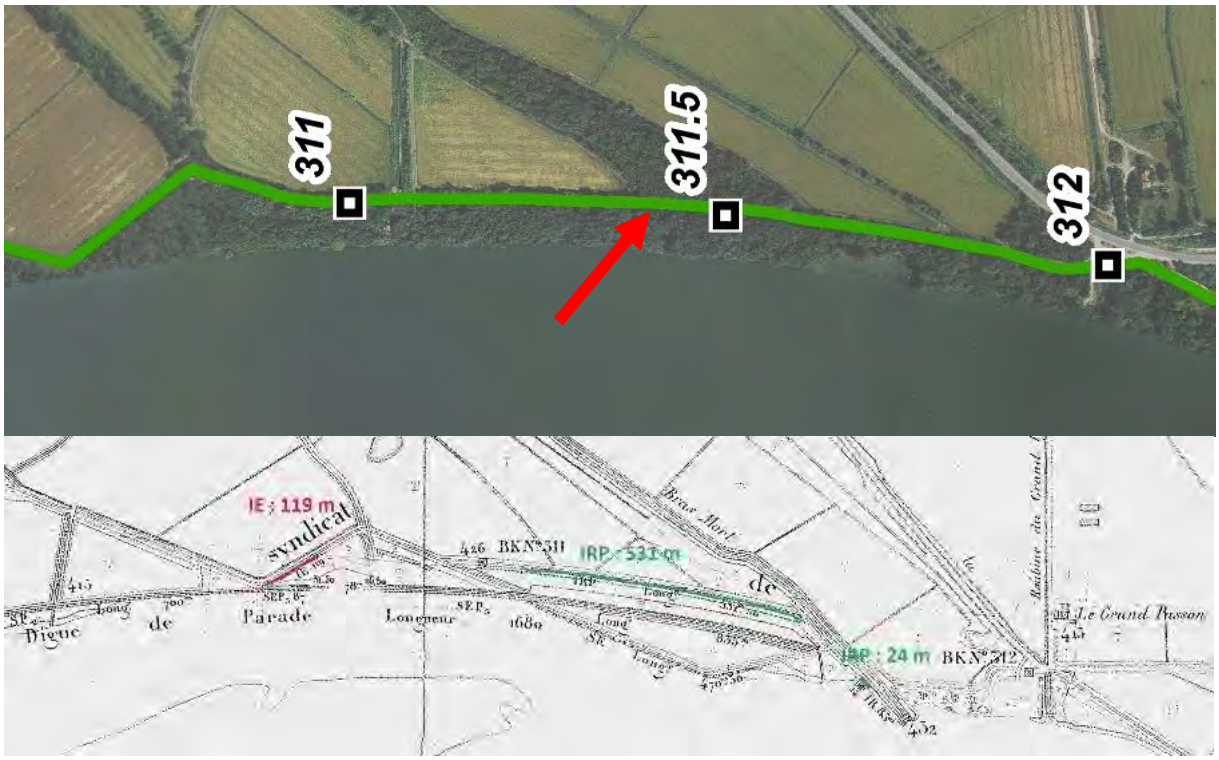


Figure 64. Localisation possible de la brèche de Parade – mai 1856

8 CRUE DE 1872

Lors de cette crue, une seule brèche ou plus précisément un départ de brèche a pu être recensée au GRD 305,2. Sa largeur a été estimée à 60 m. La digue était à l'époque située en contact direct avec un bras secondaire du fleuve et localisée en extrados du fleuve. La crue n'ayant pas été très importante (8400 m3/s – T = 10 ans), le mécanisme de rupture par surverse peut être écarté. Les seuls mécanismes ayant pu provoquer cette brèche semblent être l'érosion interne (érosion de conduit ou érosion régressive) ou l'affouillement externe. L'absence de paléo-chenal dans ce secteur permet d'écarter l'érosion régressive comme mode initiateur de rupture. La localisation de la digue en extrados peut laisser penser à brèche par affouillement externe sans écarter néanmoins une érosion de conduit.

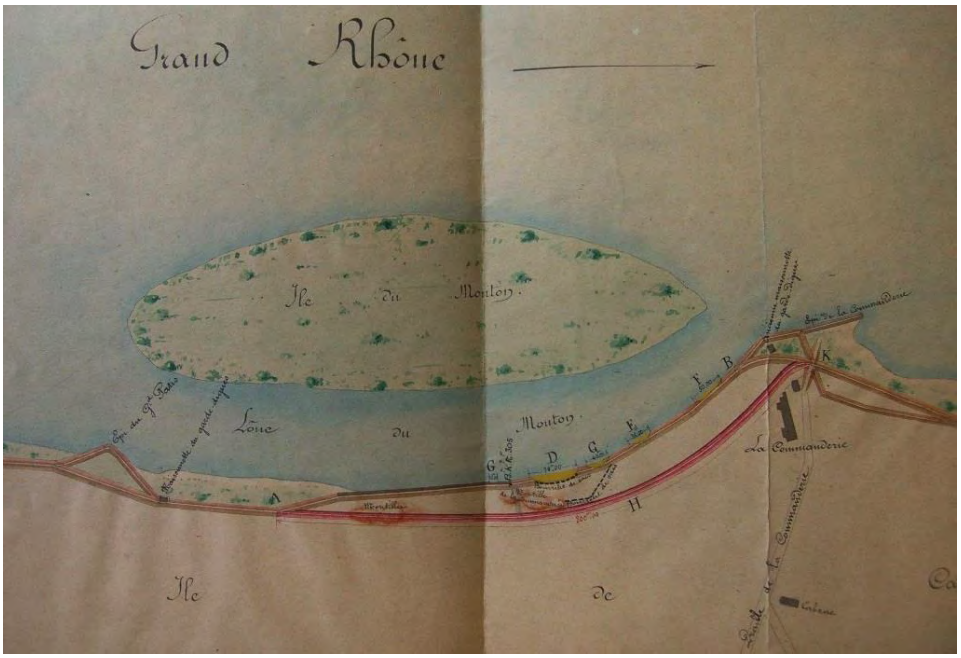


Figure 65. Crue de 1872 – Brèche de la commanderie (source SSR [H0005])

L'examen des cartes de 1876 permet de localiser précisément la brèche dénommée « ancienne digue ». On notera également la présence d'une digue perreyée juste en amont du GRD 305 pouvant laisser penser à un problème d'infiltrations.



Figure 66. Carte des Ponts et Chaussées de 1876 au droit de la Commanderie



Figure 67. Localisation de la brèche de la Commanderie – 1872

9 CRUE D'OCTOBRE 1993

9.1 DEROULEMENT DE LA CRUE

La crue a franchi le seuil de 8,15 m NGF à la station de Beaucaire/Tarascon (environ 6750 m^3/s) du 7/10/1993 en soirée jusqu'au 12/10/1993 en matinée pour atteindre son pic de crue le 10 octobre 1993 à 7h. Les principales caractéristiques de la crue d'octobre 1993 figurent dans la rubrique n°6 relatif aux aléas naturels.

L'évolution des limnigrammes aux différentes stations du Grand Delta figure en page suivante. Les instants de formation des deux principales brèches (Figarès et Lauricet) et de leurs colmatages sont également indiqués.

9.2 BILAN DES BRECHES

Cette crue a causé une série de rupture de digues se caractérisant par 14 brèches et départs de brèche sur l'ensemble du linéaire du Petit et Grand Rhône dont la plus importante a été celle de « Figarès » en rive gauche du Petit Rhône. Certaines brèches ont été totales et ont provoqué l'inondation de la zone protégée. Elles sont au nombre de 4 (brèches de Figarès, La Galante, Casebrune et Lauricet). D'autres ont été uniquement partielles et n'ont pas donné lieu à inondation. Elles sont au nombre de 10.
Ces 14 ruptures ont été initiées par érosion de conduit (érosion interne) soit dans un terrier creusé par un animal fouisseur (blaireau ou lapin), soit le long de conduites d'ouvrages traversants.

Le tableau ci-après localise l'ensemble de ces rupture et donne leur largeur ainsi que le mode initiateur de la rupture (Les largeurs sont issues des sources suivantes : TA Marseille [A1993 01] et R. Bonnefoy et P. Royet [A1993 03]).

L'origine des brèches liées aux terriers d'animaux fouisseurs d'après Bonnefoy et Royet (source [A1993 03]) semble relever deux origines distinctes :

- le (ou les) trou(s) d'animaux fouisseurs débouche(nt) de part et d'autre du corps de digue. L'écoulement par le trou se forme lors de la montée des eaux. L'agrandissement est généré par entraînement de matériaux (phénomène de renard hydraulique) jusqu'à fissuration du corps de digue côté terre et création de brèche par érosion régressive rapide ;
- le corps de digue se met en charge par des entrées d'eau côté amont qui ne débouchent pas. Le remblai aval se sature, ses caractéristiques mécaniques s'affaiblissent et il finit par s'affaisser. Il s'en suit une rupture progressive vers l'amont jusqu'à création de brèche.

Ces désordres peuvent être aggravés par le vieillissement des digues :

- augmentation de la perméabilité ;
- action des racines des arbres en pied de digues ;
- influence des alternances d'imbibition et de dessiccation ....

Toutefois, certaines entrées d'eau de ce type n'ont pas forcément engendré de brèches parce que le débit courant restait faible et que le corps de digue était composé de matériaux cohérents possédant une bonne tenue à l'entraînement de fines.

Aucune brèche n'a été déplorée côté Gard. La digue était gérée depuis 5 ans par un syndicat intercommunal le SIDR suite à la dissolution de l'ASF en 1987. Le rapport du SIDR d'octobre 1993 [A1993 08] permet de dresser un bilan de la reprise en main par le Syndicat de la gestion des digues depuis sa création. Des préconisations de confortement et d'aménagement, qui ont été par la suite reprises dans le Plan Rhône, y sont également mentionnées.

Tableau 16. Bilan des brèches et désordres lors de la crue d'Octobre 1993 et mode de rupture initiateur

Nom de la brèche	Type brèche	Localisation	Largeur	Origine rupture
de Molin	Partielle	PRG 289.76	6 m	Erosion conduit le long d'un tuyau
Grille Léautaud (affaissement)	Partielle	PRG 291.50	20 m	Erosion conduit dans un terrier
Figarès	Totale	PRG 298.70	40 m	Erosion conduit dans un terrier et éventuellement le long d'une conduite
La Galante	Totale	PRG 299.81	15 m	Erosion conduit le long d'un tuyau
Casebrune	Totale	PRG 301.03	17 m	Erosion conduit le long d'un tuyau
Lauricet	Totale	PRG 304.36	40 m	Erosion conduit dans un terrier
Mas de la Vigne n°1	Partielle	PRG 305.63	12 m	Erosion conduit dans un terrier
Mas de la Vigne n°2	Partielle	PRG 305.70	17 m	Erosion conduit dans un terrier
Mas de la Vigne n°3	Partielle	PRG 305.80	3 m	Erosion conduit dans un terrier
L'Atilon n°1	Partielle	GRG 229.10	5 m	Erosion conduit dans un terrier
L'Atilon n°2	Partielle	GRG 299.15	10 m	Erosion conduit dans un terrier
Tour de parade	Partielle	GRG 309.90	5 m	Erosion conduit dans un terrier
Mas neuf de sansouires	Partielle	GRD 290,88	10 m	Erosion conduit le long d'un ouvrage traversant
Petit Peloux	Partielle	GRD 315,35	10 m	Erosion conduit dans un terrier

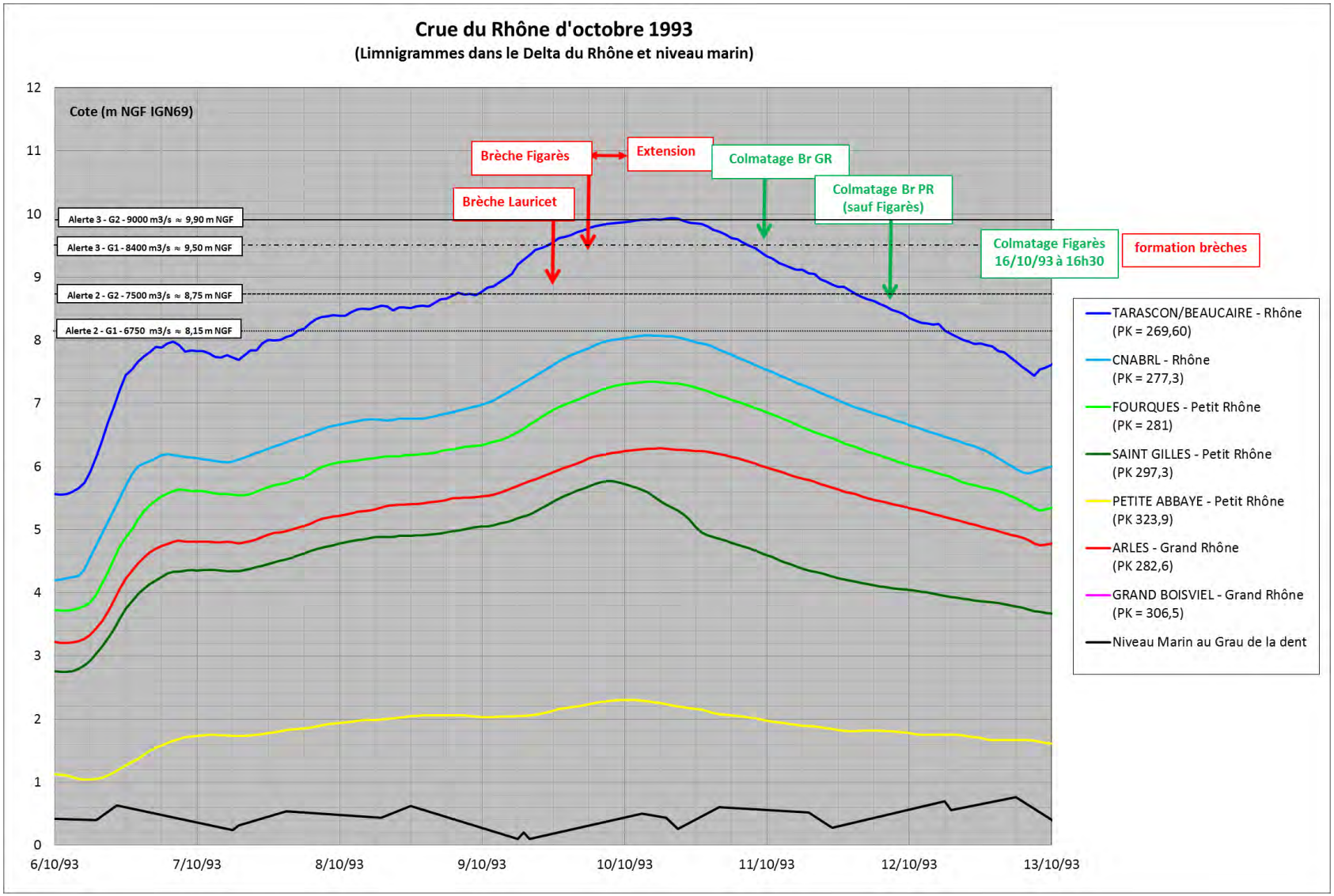


Figure 68. Crue d'octobre 1993 – Limnigrammes dans le Delta du Rhône et niveau marin

9.3 BILAN DE L'INONDATION DU RHONE

Les données ci-après sont extraites du Rapport DAMBRE [I002].

Le volume d'eaux déversées a été estimé à environ 130 millions de m^3.

450 maisons ont été inondées. La surface agricole touchée a été estimée à 13 000 ha sous une hauteur d'eau moyenne de 1 m.

Une partie de ce volume, 51 millions de m^3 a été rejeté dans le Rhône par les stations de pompage d'Albaron (PRG) et Beaujeu (GRD). La plus grande partie s'est écoulée vers le canal de Rousty et l'Etang de Vaccarès. De là, cette eau a été évacuée à la Mer, en partie gravitairement par le pertuis de la Fourcade (28 millions de m^3) et par pompage (44 millions de m^3). Ces pompages effectués pour éviter l'inondation des Saintes-Maries-de-la-Mer ont nécessité l'installation de puissantes pompes d'une capacité totale d'environ 14 m^3/s. Ils ont duré deux mois.

L'image satellitaire et la photographie aérienne ci-après illustre l'ampleur de l'inondation.

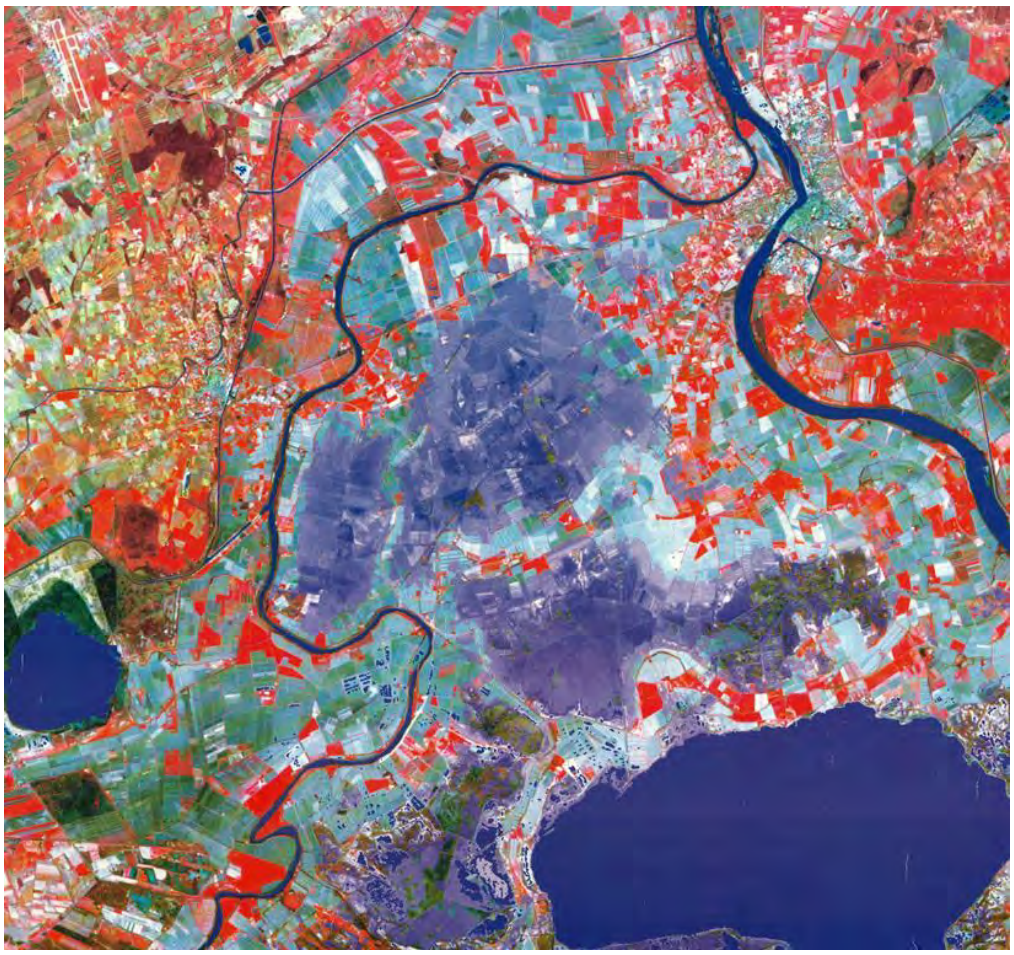


Figure 69. Inondation du Rhône d'octobre 1993 – source Spot [A1993 04]



Figure 70. Photographie aérienne (source [A1993 02])

9.4 PRG 289.76 – DEPART DE BRECHE MOLIN

L'origine du départ de brèche est décrite dans [A1993 01]. Ce départ brèche d'une largeur de 6 mètres a été initié le long d'un petit tuyau alimentant en eau le mas de Molin et disposé le long d'un ancien aqueduc désaffecté. La fuite le long du tuyau a entraîné l'effondrement de l'aqueduc et a provoqué la création d'un trou de 6 mètres de diamètre dans le corps de digue, jusqu'à rupture et déversement. Il est à noter que ségonal est très étroit (quelques mètres) et arboré



Figure 71. Crue octobre 1993 – Localisation Départ de brèche Mas Molin



Photo 1. Départ de brèche Mas Molin (source [A1993 06])

Cette érosion le long du tuyau et l'effondrement de l'aqueduc, qui a suivi, n'a pas donné lieu à une brèche totale et inondation comme le montre la vidéo tournée par M. Christian SMIDT de la mairie d'Arles (source [A1993 05]) le 10 octobre 2013 à 14h30, quelques heures après la pointe de crue.



Photo 2. Vidéo brèche Mas Mollin 10 octobre 1993 (source [A1993 05])

L'intervention d'urgence a consisté à disposer des sacs de tout-venant côté fleuve pour limiter le débit passant et à remplir la brèche par de la terre argileuse.

La brèche a été colmatée dans la journée du 12 octobre 1993, quand le Rhône est redescendu en-dessous du seuil des 7000 m^3/s.



Photo 3. Colmatage brèche du Mas Mollin (source [A1993 01])

L'ouvrage traversant est aujourd'hui supprimé.

9.5 PRG 291.50 – DEPART DE BRECHE DE GRILLE LEAUTAUD

Cet affaissement de la digue sur 20 mètres a été recensé comme une brèche. Suivant la terminologie retenue dans la présente étude, il s'agit en fait d'un départ de brèche.

Les causes sont indéterminées. D'après [A1993 01], L'effondrement, suite à la mise en charge de la digue, semble être lié à la présence d'une cave de blaireaux.



Figure 72. Crue octobre 1993 – Localisation affaissement de grille léotaud



Photo 4. Affaissement de grille léotaud (source [A1993 06])

Le ségonnal est étroit et arboré. La brèche a été colmatée dans la journée du 12 octobre 1993 quand le Rhône est redescendu en-dessous du seuil des 7000 m^3/s. Les travaux ont consisté à mettre en place des matériaux d'emprunts (arbres coupés, branchages, terre limoneuse).

La digue a été par la suite refaite en limon avec une banquette en laitier côté terre sur un linéaire d'environ 200 m. Aucun désordre n'a été observé par le garde-digues lors des crues de 2002 et 2003.



Photo 5. Banquette en laitier au droit de la brèche partielle de Léotaud (PRG 291,50)

9.6 PRG 298.60 - BRECHE DE FIGARES

La brèche est localisée au PRG 298,600



Figure 73. Crue octobre 1993 – Brèche de Figarès

La cinétique d'ouverture de la brèche est décrite dans le rapport d'activités de la subdivision d'Arles du Service Navigation (source [A1993 01]). Elle est résumée ci-dessous :

Dans l'après-midi (13 h ?) du samedi 9 octobre 1993 (Q ≈ 8400 m^3/s ancienne courbe de tarage), un agent du service navigation prévient le chef de la subdivision d'une possibilité de rupture près du Mas de Figarès.

A 14 heures, le chef de la subdivision se rend sur les lieux avec un ingénieur de la ville d'Arles. Il constate deux entrées d'eau situées de part et d'autre d'un bâtiment abritant des pompes sur le milieu du flanc de digue, côté terre. Vers 18 heures, le corps de digue situé au-dessus du trou amont s'est affaissé très rapidement et un déversoir s'est créé. Il est à noter que l'entreprise est arrivé sur les lieux à 16 heures avec une pelle mécanique et du matériau de colmatage mais n'a pas pu accéder à la digue, faute d'accès.

La brèche s'est étendue dans la nuit du samedi 9 octobre au dimanche 10 octobre pour constituer une brèche d'une largeur de 40 mètres

Les différentes étapes de formation de la brèche issues des observations figurant dans [A1993 01] ont été les suivantes :

- Un trou de blaireau d'un diamètre de 30 cm traversant la digue de part et d'autre,
- L'écoulement par ce trou lors de la montée des eaux
- L'agrandissement du trou par entraînement des matériaux
- La fissuration de la digue côté terre et création de la brèche

Les photos illustrant les différentes étapes de formation de la brèche figurent ci-après



Photo 6. Ecoulement par le trou de blaireau – vue côté fleuve (source [A1993 01])



Photo 7. Sortie de l'écoulement côté terre (source [A1993 01])



Photo 8. Glissement du talus côté terre suite à l'agrandissement du trou (source [A1993 01])



Photo 9. Brèche de Figarès (source [A1993 01])

Bien que le désordre ait été constaté tôt pendant la crue, aucune intervention rapide par des engins mécaniques n'a pu être possible, compte tenu de :

- La présence d'une caisse d'emprunt noyée en pied de digue
- L'étroitesse de la crête de digue
- La voie fluviale bloquée due au manque de tirant d'air sous le pont de Saint Gilles

Si la cause de la brèche a été imputée à la présence d'un trou de blaireau, on notera la présence de deux tuyaux de diamètre 500 mm tirés en diagonale.

Le colmatage de la brèche a été dirigé par la mairie d'Arles puis repris en phase terminale par le Service Navigation Rhône Saône. Il a consisté :

- dans un 1er temps, en le largage par voie aérienne de matériaux divers (traverses de chemin de fer, sacs remplis de tout-venant ou de ciment) ;
- dans un 2ème temps, en la tentative infructueuse d'obstruction de la brèche par une péniche désaffectée (difficulté de manœuvre + rupture du bateau lors du largage de sacs destinés à la couler) ;
- en parallèle, en la création d'une piste en tête depuis le pont de Saint Gilles (géotextile + laitier) pour déverser des matériaux : enrochements 1000/2000 (4400 tonnes) ; tout venant de carrière 0/300 (7300 tonnes) et 0/150 argileux (6500 tonnes) ;
- dans un dernier temps, en la reconstitution du ségonnal par clapage de graviers du Rhône.

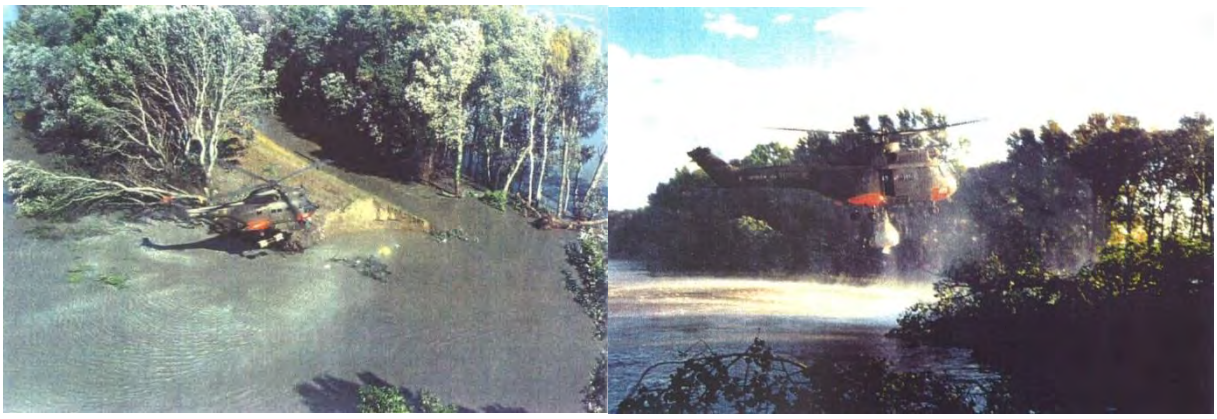


Photo 10. Largage par hélicoptères de traverses SNCF (à gauche) et sacs de tout venant (à droite)



Photo 11. Tentative d'obstruction de la brèche avec une péniche (à gauche) et colmatage en définitif par des engins de terrassement (à droite)



Photo 12. Vue aérienne de la brèche de Figarès d'oct. 1993 lors de la crue de janvier 1994

Le rapport d'expertise précise que :

- Le colmatage est beaucoup trop hétérogène pour que l'étanchéité totale soit assurée (écoulement en fondation)
- La digue reconstituée est inférieure d'environ 1,40 m par rapport à la cote initiale et se situe en limite de la ligne d'eau supposée de la crue centennale
- Le rehaussement de la digue à sa cote initiale ne devra être effectué qu'après destruction de la piste de chantier, qui crée un plan d'écoulement préférentiel non tolérable

La brèche a été colmatée le samedi 16 octobre 1993 à 16h30 ($Q \approx 5\,500$ m^3/s).

A partir des limnigrammes enregistrés par la CNR [O1993 01] et en les interpolant au droit la brèche de Figarès en fonction de la pente hydraulique moyenne entre les stations de Saint Gilles et Petit Abbaye, on estime les cotes de crue au droit de la brèche à 5,3 m NGF (le 9/10/1993 à 13 heures) et 5,5 m NGF (le 9/10/1993 à 18 heures). La cote maximum de 5,77 m NGF à la station de Saint Gilles (PK 297,3) est atteinte à 22 heures le 9/10/1993.
Le profil de la digue et la localisation du désordre peuvent être, quant à eux, reconstitués à partir des plans de la digue réalisés en 1984 par le SNRS (source [H1034]) ou juste après la crue par la mairie d'Arles (source [A1994 01])
Les différentes caractéristiques de la digue au droit la brèche sont les suivantes :

- Largeur ségonnal : 4 m
- Cote ségonnal : entre 5,21 m NGF (PK299) et 5,46 m NGF (PK298)
- Fruit talus : environ 2
- Largeur crête : environ 1,20 m
- Cote de la crête : entre 7,38 m NGF (PK299) et 7,2 m NGF (PK298)

- Cote terrain naturel côté protégé : entre 2,25 m NGF (PK299) et 1,75 m NGF (PK298)

On note que le rapport d'expertise privilégie le trou de blaireau comme étant à l'origine de la brèche. On notera que la cote du ségonnal et du Petit Rhône au moment du démarrage de la brèche étaient identiques (env. 5,3 m NGF). Les photos prises lors de la crue montrent que le trou débouche sur le milieu de talus aval. Il semblerait que le trou était horizontal ou légèrement incliné vers l'aval. Le rapport cite également deux canalisations de 500 mm en diagonal. Si ces dernières étaient à l'origine de l'érosion de conduit, les fuites auraient été observées sur le pied aval, ce qui n'est pas le cas.

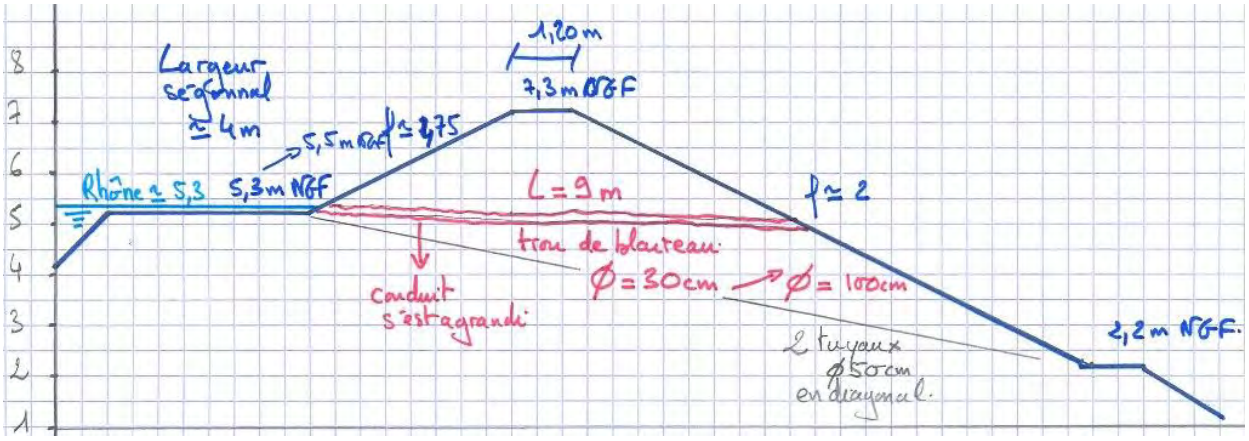


Figure 74. Brèche de Figarès – Géométrie et chargement hydraulique de la digue au moment de l'initiation

Le temps entre la détection du trou de diamètre 30 cm et l'effondrement du trou (diamètre d'environ 1 m) est d'environ 5 heures. On notera que la revanche R < Hauteur côté terre/2.

On retenant les hypothèses suivantes :

- Cote de la crue variant de 5,3 à 5,5 m NGF en 5 heures
- Cote du fil supérieur du conduit 5,2 m NGF et du fil inférieur du conduit 4,9 m NGF (Φ = 30 cm) au démarrage de la brèche
- Cote du fil supérieur du conduit 5,2 m NGF et du fil inférieur du conduit 4,2 m NGF (Φ = 100 cm) au moment de l'effondrement du trou
- L'exutoire du conduit à la cote 5 m NGF et un niveau d'eau dans le fleuve de 5,3 m NGF (± 5 cm)

Et en appliquant les formules de Bonelli et Al. (Cf. rubrique 8), on en déduit :

- une contrainte critique de l'ordre de 9 Pa (6 Pa et 11,5 Pa avec ± 5 cm,)
- un débit dans le conduit de 9 l/s (avec 8 et 10 l/s ± 5 cm).
- un indice de résistance à l'érosion de l'ordre de 2,7 (2,55 et 2,85 avec ± 5 cm).

Ce qui donne une érosion très rapide suivant la classification de Wan et Fell (Cf. rubrique 8).

Cette contrainte critique et cet index de résistance sont conformes aux résultats de l'essai HET réalisé en 2014 sur un prélèvement dans la digue de Lauricet, 3 km plus en aval.

9.7 PRG 299.90 - BRECHE DE LA GALANTE

La brèche est localisée au PRG 299,90. Sa largeur est de 15 mètres.

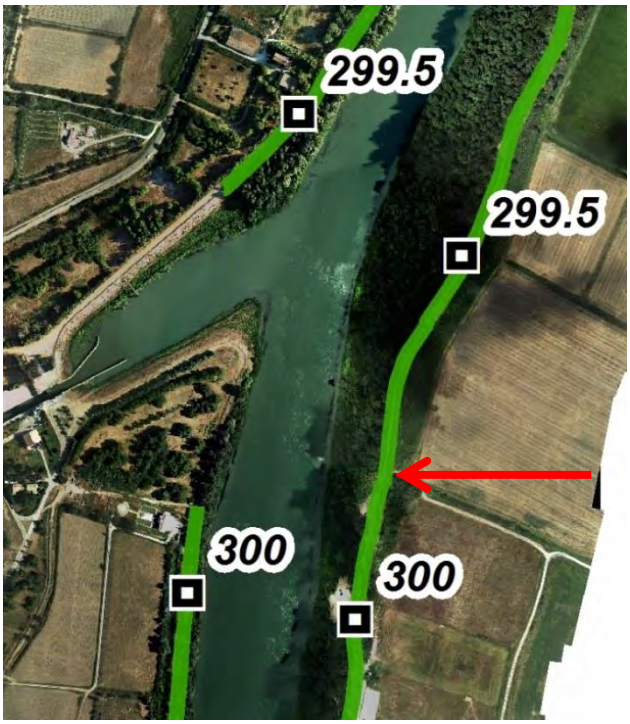


Figure 75. Crue octobre 1993 – Brèche de la galante

L'origine précise de la brèche est d'après le rapport d'expertise technique indéterminée (source [A1993 01]), car la brèche était déjà formée au moment de sa découverte. La présence de deux tuyaux de diamètre 550 et 400 a néanmoins été constatée, ce qui laisse penser à une érosion de conduit le long des tuyaux.

Le ségonnal était étroit. Le rapport d'expertise technique [A1993 01] mentionne la présence d'enrochements en pied de berge, ainsi que la ligne de charge dans la section du corps de digue avant rupture. Il est très peu probable que le régime permanent ait pu s'établir dans le corps de digue. Il doit plutôt s'agir d'une laisse de crue de l'écoulement dans la brèche.

La brèche a été colmatée par largage de sacs remplis de tout-venant ou de ciment afin de limiter les entrées d'eau. Le noyau a été reconstitué avec du tout venant de carrière 0/300 et du 0/150 argileux en crête sur une épaisseur d'au moins trois mètres côté fleuve.



Photo 13. Brèche de la Galante



Photo 14. Brèche de la galante



Photo 15. Colmatage de la brèche

La brèche a été colmatée dans la journée du 12 octobre 1993 (cote de 3,7 m NGF au droit de la brèche.

A partir des limnigrammes enregistrés par la CNR [O1993 01] et en les interpolant au droit la brèche de Galante en fonction de la pente hydraulique moyenne entre les stations de Saint Gilles et Petit Abbaye, on estime que le Rhône a atteint la cote maximum de 5,43 m NGF à 21 h le 9/10/1993 (la cote maximum de 5,77 m NGF à la station de Saint Gilles (PK 297,3) est atteinte à 22 heures).

Le profil de la digue et la localisation du désordre peuvent être quant à eux reconstitués à partir des plans de la digue réalisés en 1984 par le SNRS (source [H1034]) et juste après la crue par la mairie d'Arles (source [A1994 01])

Les différentes caractéristiques de la digue au droit la brèche sont les suivantes :

- Largeur ségonnal : 4 m
- Cote ségonnal : 5,39 m NGF au droit de la digue et 3,2 m NGF dans le bois
- Fruit talus amont : 1,5
- Fruit talus aval : 2,2
- Largeur crête : environ 1,20 m
- Cote de la crête : 7,15 m NGF (PK300)
- Cote terrain naturel côté protégé : 2,2 m NGF

L'examen des photographies laisse penser que la canalisation était calée à la cote de 3,2 m NGF, soit légèrement au-dessus du terrain naturel aval.

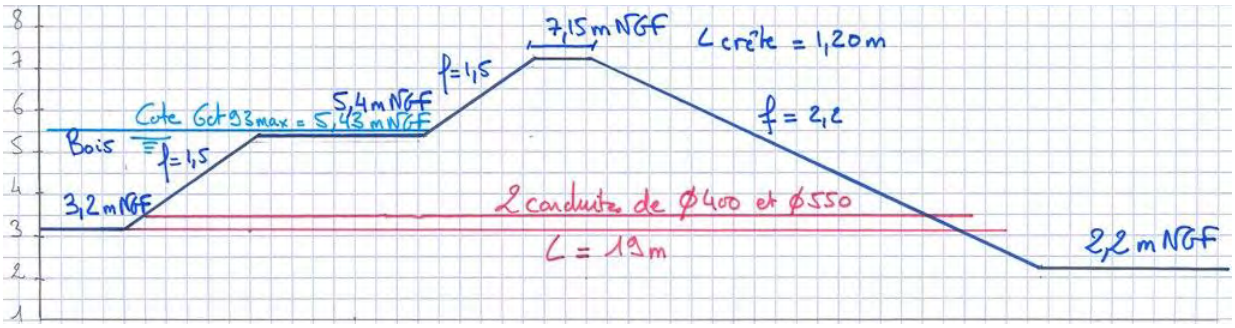


Figure 76. Brèche de la Galante – Géométrie et chargement hydraulique de la digue au moment de l'initiation

On notera que la revanche R < Hauteur côté terre/2.

On retenant les hypothèses suivantes :

- Cote de la crue 5,4 m NGF
- Cote du fil d'eau inférieur de la conduite : 3,2 m NGF
- Longueur de cheminement le long de la conduite : 19 m
- Un conduit traversant de 3 cm de diamètre à l'interface remblai/canalisations
- Ouverture en 5 heures (valeur très hypothétique compte tenu de l'absence de témoignages)

Et en appliquant les formules de Bonelli et Al. (Cf. rubrique 8), on en déduit :

- un gradient hydraulique le long de la canalisation de 0,115,
- une contrainte critique de cisaillement de l'ordre de 8 Pa,
- un débit dans le conduit de 0,9 l/s.
- un indice de résistance à l'érosion de l'ordre de 3,2 avec une détection à D = 4 cm.

Ce qui donne une érosion rapide à très rapide suivant la classification de Wan et Fell (Cf. rubrique 8)

Cette contrainte critique et cet index de résistance sont conformes aux résultats de l'essai HET réalisé en 2014 sur un prélèvement dans la digue de Lauricet, située 3 km plus en aval.

Avec un conduit traversant de 1 cm, on obtient :

- une contrainte critique de cisaillement de l'ordre de 3 Pa
- un débit dans le conduit de 0,05 l/s.
  un indice de résistance à l'érosion de l'ordre de 3,2 avec une détection à D = 4 cm.

Ce qui donne une érosion rapide à très rapide suivant la classification de Wan et Fell (Cf. rubrique 8)

On conclut que l'érosion de conduit a été initiée très probablement dans un conduit de diamètre de 2 à 3 cm, ce qui est assez fort, mais reste possible avec un mauvais compactage autour de la conduite laissant des vides importants.

Aucuns travaux autres que ceux réalisés après la crue de 1993 n'ont été opérés depuis. En période de crues, il est observé des infiltrations d'eaux claires dès que les débits à la station de Beaucaire/Tarascon dépassent 6500 à 7000 m^3/s.

9.8 PRG 301.0 - BRECHE DE CASEBRUNE

La brèche est localisée au PRG 301,00. Sa largeur est de 17 mètres.

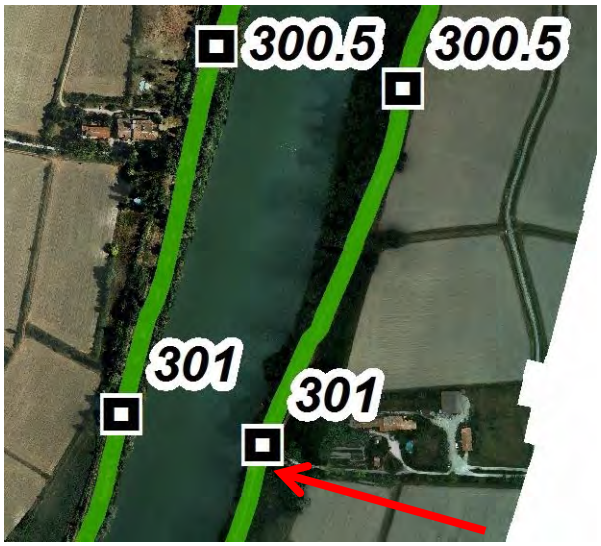


Figure 77. Crue d'octobre 1993 - Brèche de Casebrune

L'origine précise de la brèche est d'après le rapport d'expertise technique indéterminée, car la brèche était déjà formée au moment de sa découverte. La présence de deux tuyaux de diamètre 300 et 400 laisse peu de doute sur la forte probabilité d'une érosion de conduit le long des tuyaux.

Le ségonnal était très étroit et la présence d'arbres en pied de digue a été notée, ainsi que la présence de nombreuses racines (arbres abattus) dans le corps de digue côté fleuve.



Photo 16. Brèche de Casebrune



Photo 17. Brèche de Casebrune – présence de racines dans le corps de digue (à droite)

La brèche a été colmatée dans la journée du 12 octobre 1993.

L'interpolation au droit de la brèche de Casebrune des limnigrammes enregistrés par la CNR [O1993 01] aux stations de Saint Gilles et de Petite Abbaye donne une cote maximum de 5,28 m NGF à 21 heures le 9/10/1993 (la cote maximum de 5,77 m NGF à la station de Saint Gilles (PK 297,3) est atteinte à 22 heures).

Le profil de la digue et la localisation du désordre peuvent être quant à eux reconstitués à partir des plans de la digue réalisés en 1984 par le SNRS (source [H1034]) et juste après la crue par la mairie d'Arles (source [A1994 01]).

Les différentes caractéristiques de la digue au droit la brèche sont les suivantes :

- Largeur ségonnal : 5 m
- Cote ségonnal : 5,02 m NGF (PK 301)
- Fruit talus amont : 1,7
- Fruit talus aval : 2,25
- Largeur crête : environ 1,20 m
- Cote de la crête : 6,99 m NGF (PK300)
- Cote terrain naturel côté protégé : 1,95 m NGF [H1034] ou 2,67 m NGF [A1994 01]

L'examen des photographies laisse penser que la canalisation était calée à la cote du terrain naturel aval.

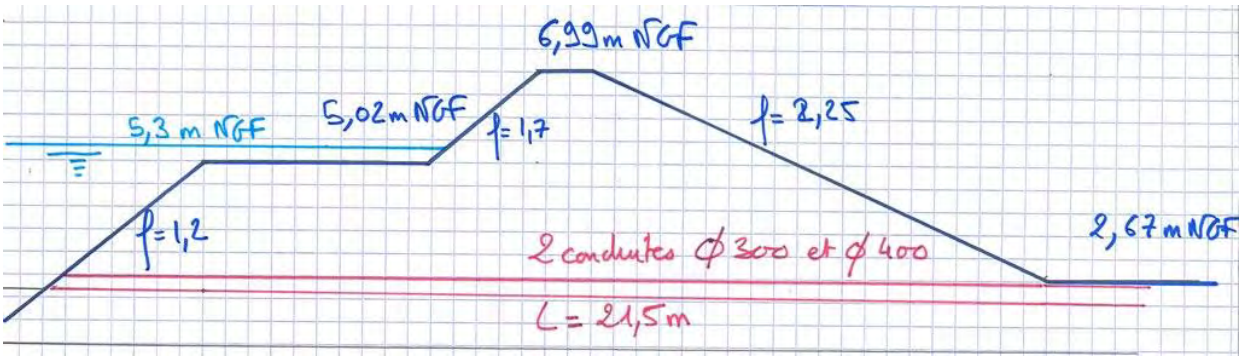


Figure 78. Brèche de Casebrune – géométrie et chargement hydraulique de la digue au moment de l'initiation de la brèche

On notera que la revanche R < Hauteur côté terre/2.

On retenant les hypothèses suivantes :

- Cote de la crue 5,3 m NGF
- Cote du fil d'eau inférieur de la conduite : 2,6 m NGF
- Longueur de cheminement le long de la conduite : 21,5 m

Et en appliquant les formules de Bonelli et Al. (Cf. rubrique 8), on en déduit :

- un gradient hydraulique le long de la canalisation de 0,125,
- une contrainte critique de cisaillement de l'ordre de 9 Pa,
- un débit dans le conduit de 0,9 l/s.
- un indice de résistance à l'érosion de l'ordre de 3,2 avec une détection à D = 4 cm et une ouverture en 5 heures.

Ce qui donne une érosion rapide à très rapide suivant la classification de Wan et Fell (Cf. rubrique 8)

Cette contrainte critique et cet index de résistance sont conformes aux résultats de l'essai HET réalisé en 2014 sur un prélèvement dans la digue de Lauricet, située 3 km plus en aval.

On conclut que l'érosion de conduit a été initiée très probablement dans un conduit de diamètre supérieur ou égale à 3 cm, ce qui est assez fort, mais peut se concevoir avec un mauvais compactage autour de la conduite laissant des vides importants.

Aucuns travaux autres que ceux réalisés après la crue de 1993 n'ont été opérés depuis. En période de crues, il est observé des infiltrations d'eaux légèrement boueuses, dès que les débits à la station de Beaucaire/Tarascon dépassent 6500 à 7000 m^3/s, sans qu'il soit certain que cette coloration soit due à un phénomène d'érosion.

9.9 PRG 304.40 - BRECHE DE LAURICET

C'est la première brèche qui est apparue dans les digues du Petit Rhône le samedi 9 octobre 1993 à 12 heures (source [A1993 01]).

La largeur de la brèche a été estimée à 40 mètres. L'origine semble être un trou de blaireaux (empreintes visibles à proximité). Le processus de formation de la brèche est identique à celui de Figarès. On note également la présence d'une protection en enrochements.



Figure 79. Crue d'octobre 1993 - Localisation brèche de lauricet

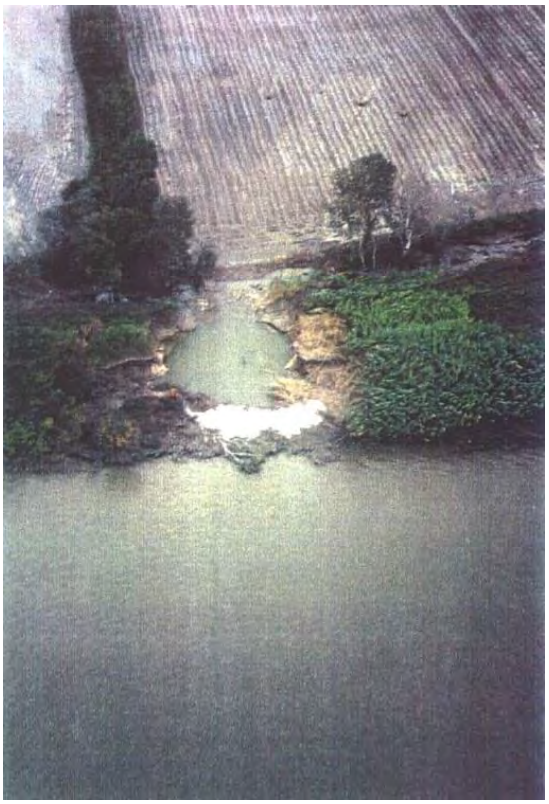






Photo 18. Brèche de Lauricet



Photo 19. Brèche de Lauricet – présence d'une protection en enrochements



Photo 20. Empreintes de blaireaux à proximité

Les travaux de colmatage ont été identiques à ceux menés sur les brèches de la Galante et de Casebrune. Ils ont été réalisés depuis le fleuve compte tenu du manque d'accès par voie terrestre. La brèche a été colmatée dans la journée du 12 octobre 1993

L'interpolation au droit de la brèche de Lauricet des limnigrammes enregistrés par la CNR [O1993 01] aux stations de Saint Gilles et de Petite Abbaye donne une cote de 4,5 m NGF (le 9/10/1993 à 12 heures) et 4,8 m NGF (le 9/10/1993 à 22 heures). La cote maximum de 5,77 m NGF à la station de Saint Gilles (PK 297,3) est atteinte à 22 heures le 9/10/1993.

Le profil de la digue et la localisation du désordre peuvent être quant à eux reconstitués à partir des plans de la digue réalisés en 1984 par le SNRS (source [H1034]) ou juste après la crue par la mairie d'Arles (source [A1994 01]).

Les différentes caractéristiques de la digue au droit la brèche sont les suivantes :

- Largeur ségonnal : > 15 m
- Cote ségonnal : entre 4,54 m NGF (PK304) et 4,64 m NGF (PK305)
- Fruit talus : environ 2
- Largeur crête : environ 1,20 m
- Cote de la crête : entre 6,63 m NGF (PK304) et 6,48 m NGF (PK305)
- Cote terrain naturel côté protégé : entre 2,05 m NGF (PK304) et 2,30 m NGF (PK305)

Le rapport d'expertise privilégie le trou de blaireau comme étant à l'origine de la brèche. On notera que la cote du ségonnal et du Petit Rhône au moment du démarrage de la brèche étaient identiques (env. 4,5 m NGF). Les seules photos disponibles concernent la brèche.

L'intervention d'urgence n'a pas pu être réalisée faute d'accès.

A l'instar de la brèche de Figarès, on peut supposer un conduit quasiment horizontal de diamètre 30 cm. On ne dispose pas de temps d'ouverture entre la mise en charge du conduit et l'effondrement du toit.

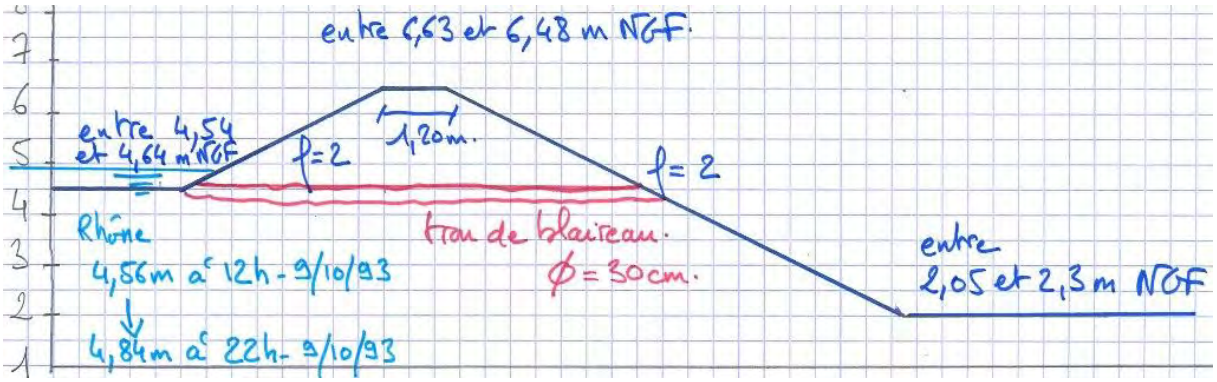


Figure 80. Brèche de Lauricet – Géométrie et chargement hydraulique de la digue au moment de l'initiation

On notera que la revanche R < Hauteur côté terre/2.

On retenant les hypothèses suivantes :

- Cote de la crue variant de 4,5 à 4,8 m NGF
- Cote du fil supérieur du conduit 4,4 m NGF et fil inférieur du conduit 4,1 m NGF (Φ = 30 cm) au démarrage de la brèche
- Cote du fil supérieur du conduit 4,4 m NGF et fil inférieur du conduit 3,4 m NGF (Φ = 100 cm) au moment de l'effondrement du trou

Et en appliquant les formules de Bonelli et Al. (Cf. rubrique 8), on en déduit :

- Un gradient moyen d'initiation de 0,01, si l'érosion a été initiée à la cote 4,5 m NGF (Hyp. 1) et 0,025, si l'érosion a été initiée à la cote 4,8 m NGF (Hyp. 2) ;
- une contrainte critique de cisaillement variant de 7 à 16 Pa suivant les deux hypothèses ;

- un débit dans le conduit variant de 85 à 125 l/s ;
- un indice de résistance à l'érosion variant de 2,7 à 3 suivant les deux hypothèses.

Cette contrainte critique et cet index de résistance sont conformes aux résultats de l'essai HET réalisé en 2014 sur un prélèvement dans la digue de Lauricet, située 3 km plus en aval.

Aucuns travaux autres que ceux réalisés après la crue de 1994 n'ont été opérés depuis. En période de crues, il est observé des infiltrations d'eaux claires dès que les débits à la station de Beaucaire/Tarascon dépassent 6000 m^3/s.

9.10 PRG 305.650/305.700/305.800 – DEPARTS DE BRECHES (3) DU MAS DE LA VIGNE

Trois « brèches » se sont formées juste en aval du Mas de la vigne d'une largeur respective de 12, 17 et 3 mètres. D'après le garde digues, il s'agirait plutôt de brèches partielles

.

A l'instar de la brèche de Lauricet, l'origine de la rupture semble être la présence de trous de blaireaux. Le processus de formation a été identique à celui de la brèche de Figarès. Le ségonnal est étroit et des trous de grand diamètre ont été visualisés à proximité immédiate de l'une des trois brèches.



Figure 81. Crue d'octobre 1993 – 3 brèches partielles du Mas de la Vigne

Les travaux de colmatage ont été identiques à ceux menés sur les brèches de la Galante et de Casebrune. L'aménagement d'une piste en crête de digue a été nécessaire. Les brèches ont été colmatées dans la journée du 12 octobre 1993.

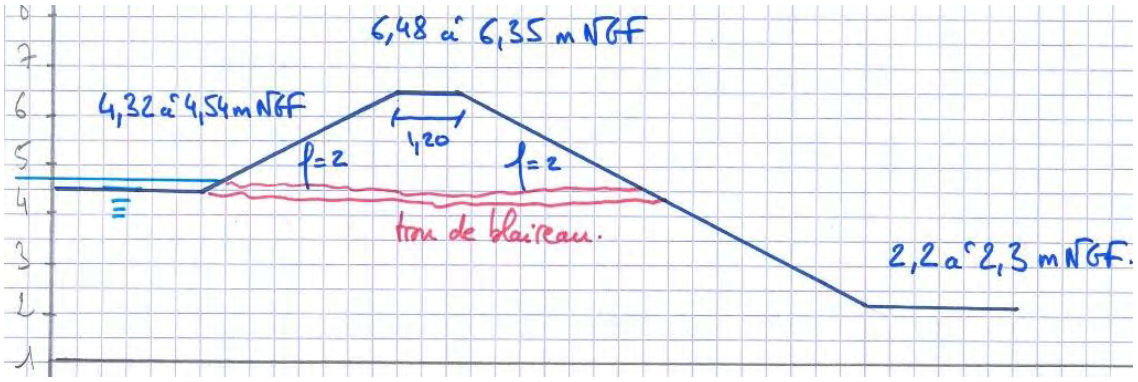


Figure 82. Départs de brèches du Mas de la Vigne – Géométrie et chargement hydraulique de la digue au moment de l'initiation

On notera que la revanche R ≈ Hauteur côté terre/2.

9.11 GRD 290.88 – DEPART DE BRECHE DU MAS NEUF DE SANSOUIRES

Ce départ de brèche est localisé au GRD 290,88. Sa largeur a été estimée à 10 mètres. D'après [A1993 01], l'origine semble être des trous d'animaux fouisseurs, compte tenu de la présence de nouveaux trous lors des opérations de colmatage. D'après le garde digues responsable du secteur à l'époque de la crue, il s'agit d'un début d'érosion interne le long d'un ouvrage hydraulique traversant. Le qualificatif de brèche ou même de départ de brèche ne semble pas d'appliquer. Il pourrait s'agir simplement d'un désordre de type D4 (venue d'eau autour de canalisations et ouvrages hydrauliques traversants). Par prudence, nous maintenons sa qualification en départ de brèche.
Toujours d'après [A1993 01], la digue s'est affaissée, suite sa mise en charge. La formation de la brèche (érosion d'après le garde digues) a débuté sans se développer. Le ségonnal est large et on note l'absence d'arbre.



Figure 83. Crue d'octobre 1993 – brèche partielle du mas neuf de Sansouires

Le colmatage a été réalisé en urgence sous le contrôle des propriétaires. Le comblement a été fait avec du tout-venant roulé, plus ou moins compacté. On notera que la pose des matériaux s'est fait sur une bâche plastique.
La brèche a été colmatée le lundi 11 octobre 1993 au soir.

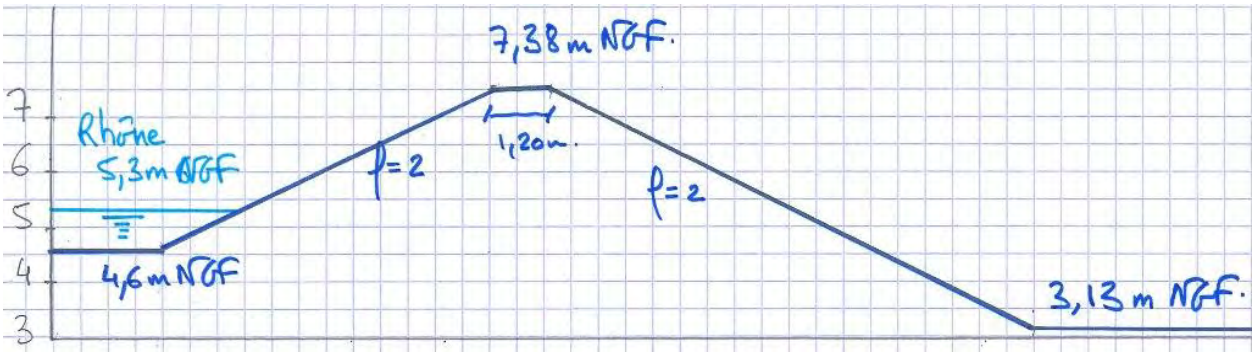


Figure 84. Départ de brèche du Mas de Sansouire – Géométrie et chargement hydraulique de la digue au moment de l'initiation

On notera que la revanche R ≈ Hauteur côté terre/2.

9.12 GRD 315.350 – DEPART DE BRECHE DU PETIT PELOUX

Ce départ de brèche dans [A1993 01] est localisé au GRD 315,35. De légères fuites ont été observées par le service navigation Rhône Saône, dès le vendredi 8 octobre 1993, lors de la montée du Rhône. Une intervention pour le colmatage de la fuite est réalisée avec succès
La largeur de la brèche a été estimée à 10 mètres. L'origine semble être des trous d'animaux fouisseurs, compte tenu de la présence d'un nouveau trou lors des opérations de colmatage.
La digue s'est affaissée, suite sa mise en charge. La formation du désordre a débuté sans se développer suffisamment pour provoquer une brèche. Le ségonnal est large et on note l'absence d'arbre.



Figure 85. Crue d'octobre 1993 – Désordre du Petit Peloux

Une intervention a été réalisée en urgence sous le contrôle des propriétaires. Le comblement a été fait avec du tout-venant roulé, plus ou moins compacté. Le départ de brèche a été colmaté le lundi 11 octobre 1993 au soir.

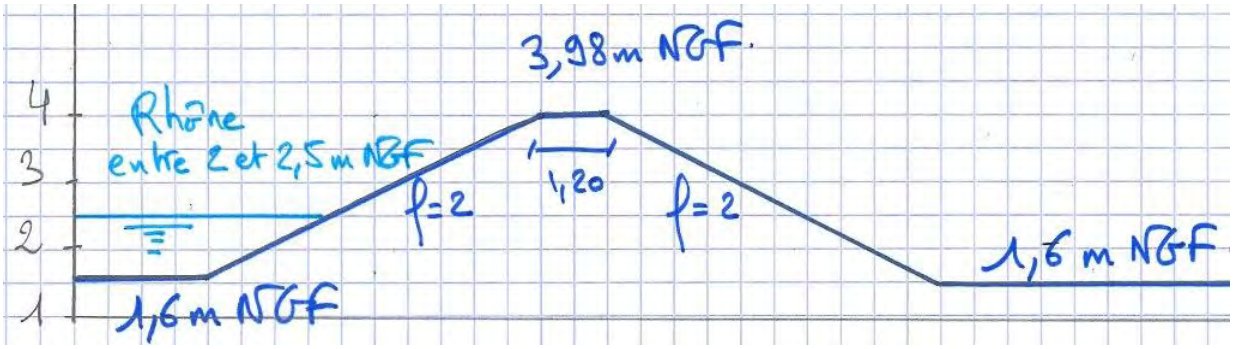


Figure 86. Départ de brèche de Petit Peloux – Géométrie et chargement hydraulique de la digue au moment de l'initiation

On notera que la revanche R > Hauteur côté terre/2.

9.13 GRG 299.100/299.150 – DEPARTS DE BRECHES (2) DE L'ATTILON

Deux départs de brèches se sont formés de largeurs respectives de 5 et 10 mètres entre les GRG 299,100 et 299,150. L'origine et le processus de formation sont identiques à Figarès. La seule différence réside en la présence d'arbres sur le ségonnal jusqu'en pied de digue.



Figure 87. Crue d'octobre 1993 – brèches partielles de l'Attilon

Le colmatage a été réalisé en urgence sous le contrôle des propriétaires avec des matériaux sableux pris sur place. Il est à noter le fichage de petits pieux en bois sur 10 mètres côté fleuve pour la brèche située en aval et la mise en œuvre d'une bâche plastique.

Les départs de brèches ont été colmatés le lundi 11 octobre 1993 au soir.

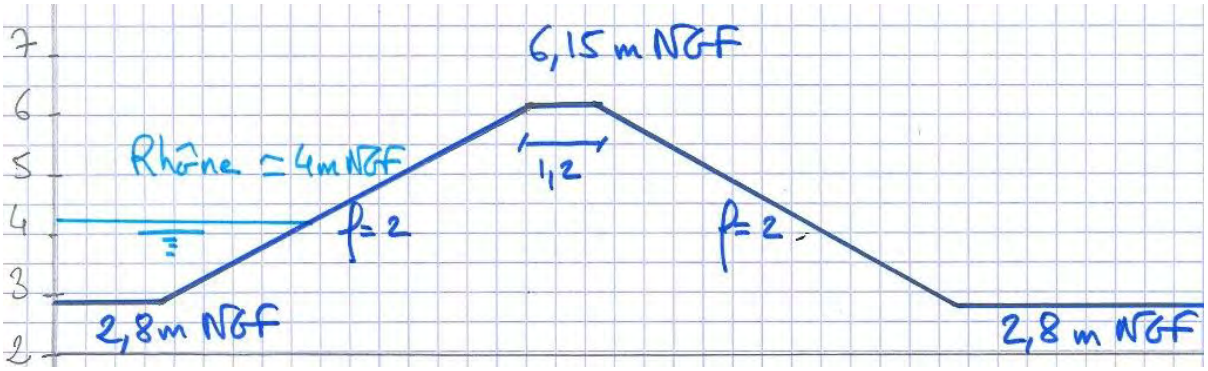


Figure 88. Départs de brèches de l'Attilon – Géométrie et chargement hydraulique de la digue au moment de l'initiation

On notera que la revanche R > Hauteur côté terre/2.

9.14 GRG 309.90 – DEPART DE BRECHE DE TOUR DE PARADE

Ce départ de brèche (ou désordre) est localisé au GRG 309,90. Sa largeur est de 5 mètres. L'origine et le processus de formation semble être un terrier de fouisseurs.

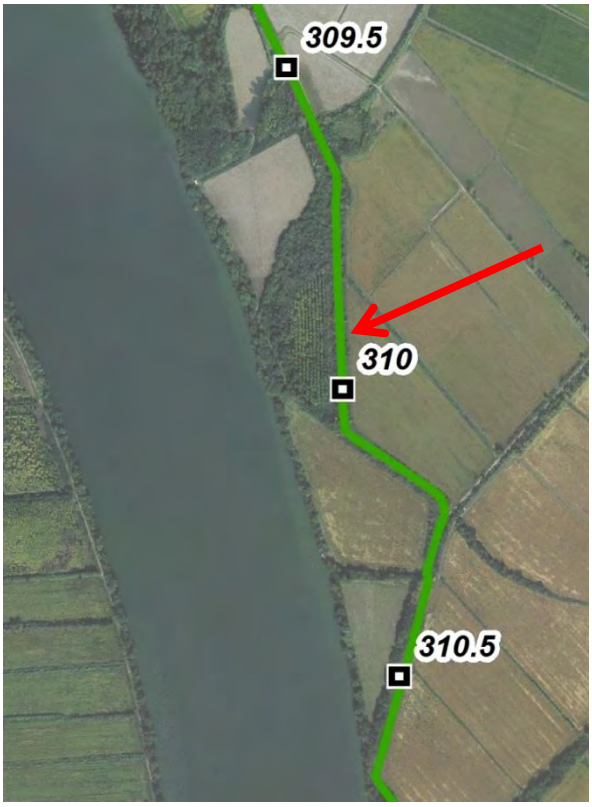


Figure 89. Crue d'octobre 1993 – localisation brèche de Parade

Le colmatage a été fait avec des matériaux très hétérogènes (terre + branchages + herbe) sans compactage. La digue a été colmatée le lundi 11 octobre 1993 au soir.

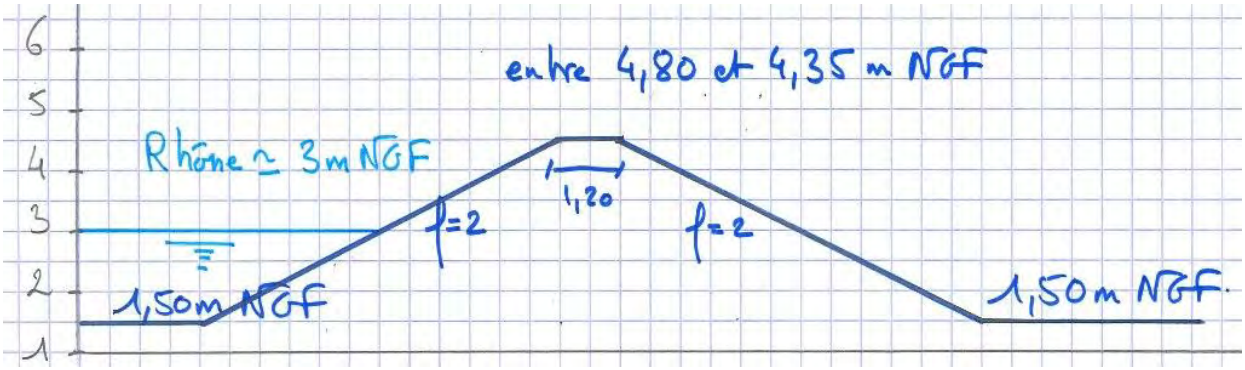


Figure 90. Départ de brèche partielle de Parade – Géométrie et chargement hydraulique de la digue au moment de l'initiation

On notera que la revanche R > Hauteur côté terre/2.

10 CRUE DE JANVIER 1994

10.1 DEROULEMENT DE LA CRUE

La crue a franchi le seuil de 8,15 m NGF (environ 6750 m^3/s) du 7/01/1994 (vers 10h30) en matinée jusqu'au 09/01/1994 en soirée (vers 18h00) pour atteindre son pic de crue le 8 octobre 1993 à 7h à la station de Beaucaire/Tarascon.

L'évolution des limnigrammes aux différentes stations du Grand Delta figure en pages suivantes. Les instants de formation des brèches de Beaumont et Lauricet et de leurs colmatages sont également indiqués.

10.2 BILAN DES BRECHES ET DES DESORDRES

Cette crue, bien que plus intense que celle d'octobre 1993, a causé 2 brèches en rive gauche du Petit Rhône et quelques désordres.

L'origine de ces brèches a été déterminée dans le cadre de la requête contre les associations syndicales forcées gestionnaires des digues au moment de la crue. Le tableau ci-après localise l'ensemble de ces brèches et donne leur largeur ainsi que le mode de rupture initiateur (source TA Marseille [A1993 01] et R. Bonnefoy et P. Royet [A1993 03]).

Tableau 17. Bilan des brèches lors de la crue d'Octobre 1993 et mode de rupture initiateur

Nom de la brèche	Type brèche	Localisation	Largeur (m)	Origine
Beaumont	Totale	PRG 288.16	35	Erosion conduit dans un terrier
Lauricet	Totale	PRG 304.16	65 (80 d'après [I002])	Erosion conduit dans un terrier

A l'instar de la plupart des brèches causées en octobre 1993, l'origine des brèches est liée aux terriers d'animaux fouisseurs d'après Bonnefoy et Royet (source [A1993 03]).

Aucune brèche n'a été déplorée en rive droite du Petit Rhône. D'importantes infiltrations ont été observées au droit du Mas Laborde (PRD 289 à 289,5) et ont fait l'objet d'une intervention consistant à réaliser une banquette drainante en pied de digue.

10.3 BILAN DE L'INONDATION DU RHONE

Le volume d'eaux déversées a été estimé à 20 millions de m^3, ce qui est plus faible qu'en janvier 1994, mais s'explique par la décrue qui a été plus rapide et par l'importance des moyens d'interventions.

La surface touchée a été de 2000 Ha et le nombre d'habitations touchées : 45.

Le montant des dommages des crues d'octobre 1993 et janvier 1994 a été estimé sommairement dans le rapport Dambre à 200 millions de Francs, soit 30 millions d'euros. Cette estimation ne tient pas compte des dommages domestiques, dommages aux infrastructures et des interventions de moyens militaires.

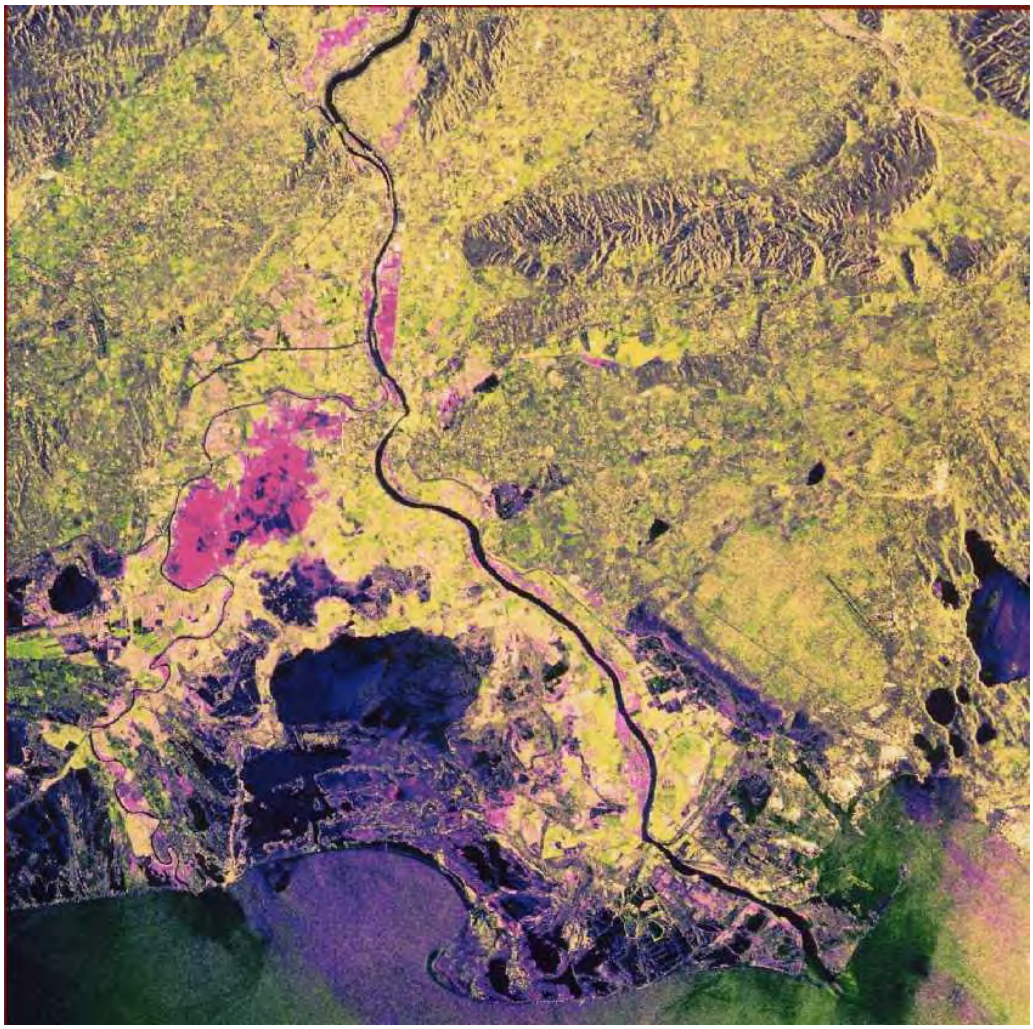


Figure 91. Inondation du Rhône de janvier 1994 – source SPOT [A1994 02]

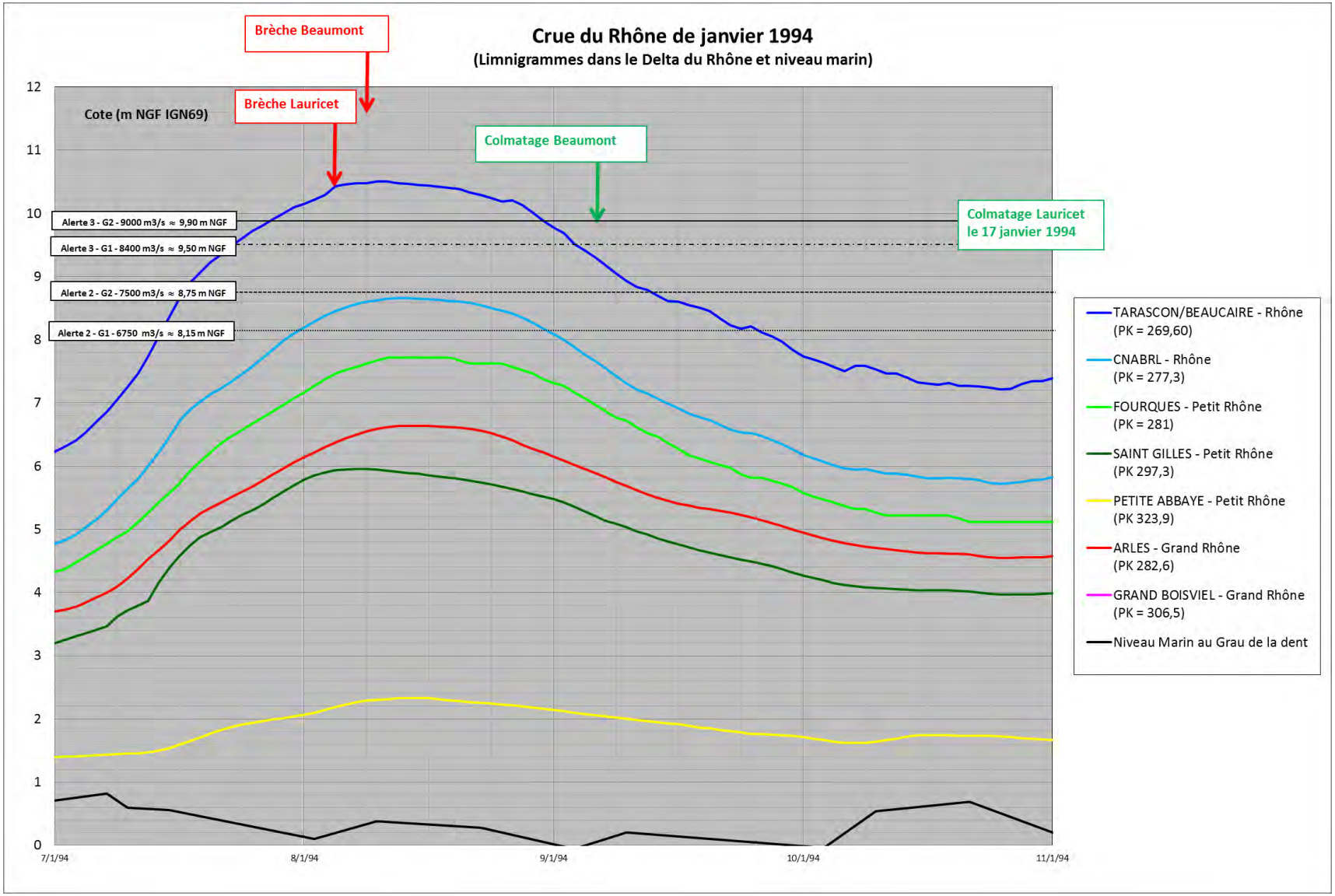


Figure 92. Crue de janvier 1994 – Limnigrammes dans le Delta du Rhône et niveau marin

10.4 PRD 288.16 - BRECHE DE BEAUMONT

La brèche a été détectée, d'après les témoignages du SYMADREM, le 8 janvier 1994 vers 5 / 6 heures du matin. La largeur totale a été de 35 mètres.

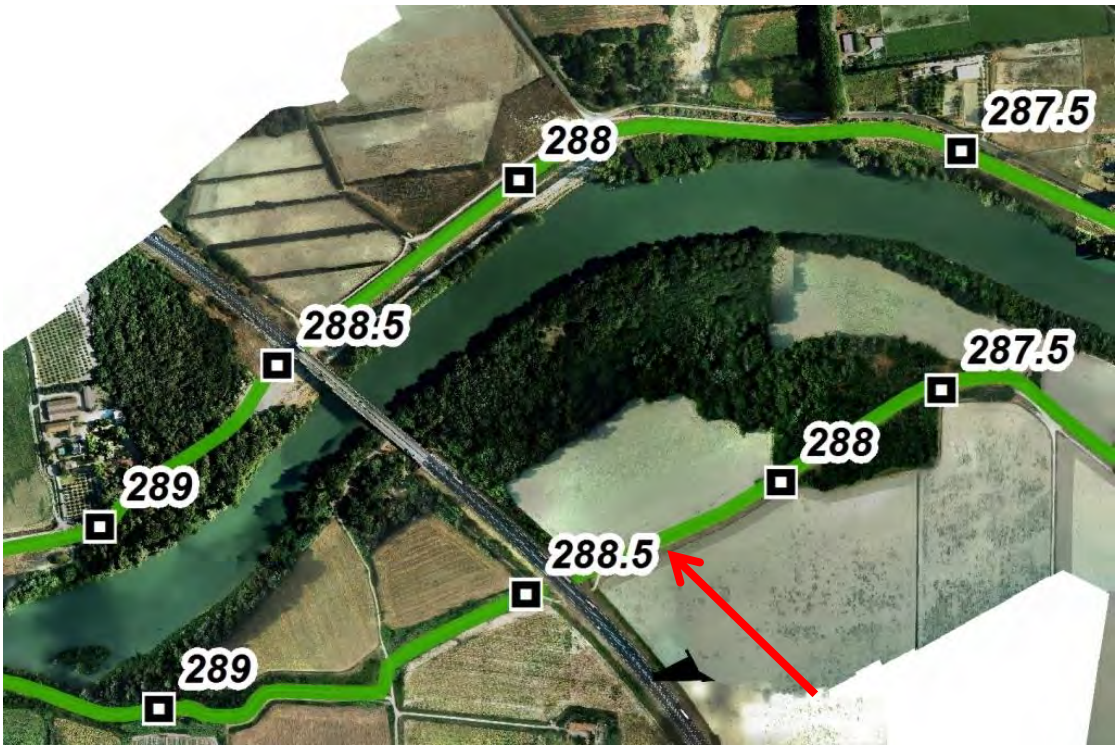


Figure 93. Crue de janvier 1994 – localisation brèche de Beaumont



Photo 21. Brèche de Beaumont (source DDE 13 [A1993 06])

Les travaux de colmatage ont débuté dans la journée ; dans un premier temps par des interventions héliportées (4 pumas) larguant des big-bags de 1,5 tonnes de tout-venant. La proximité de l'autoroute A54 a permis l'acheminement d'engins de terrassement. Le colmatage s'est terminé le 9 janvier 1994 dans la matinée.

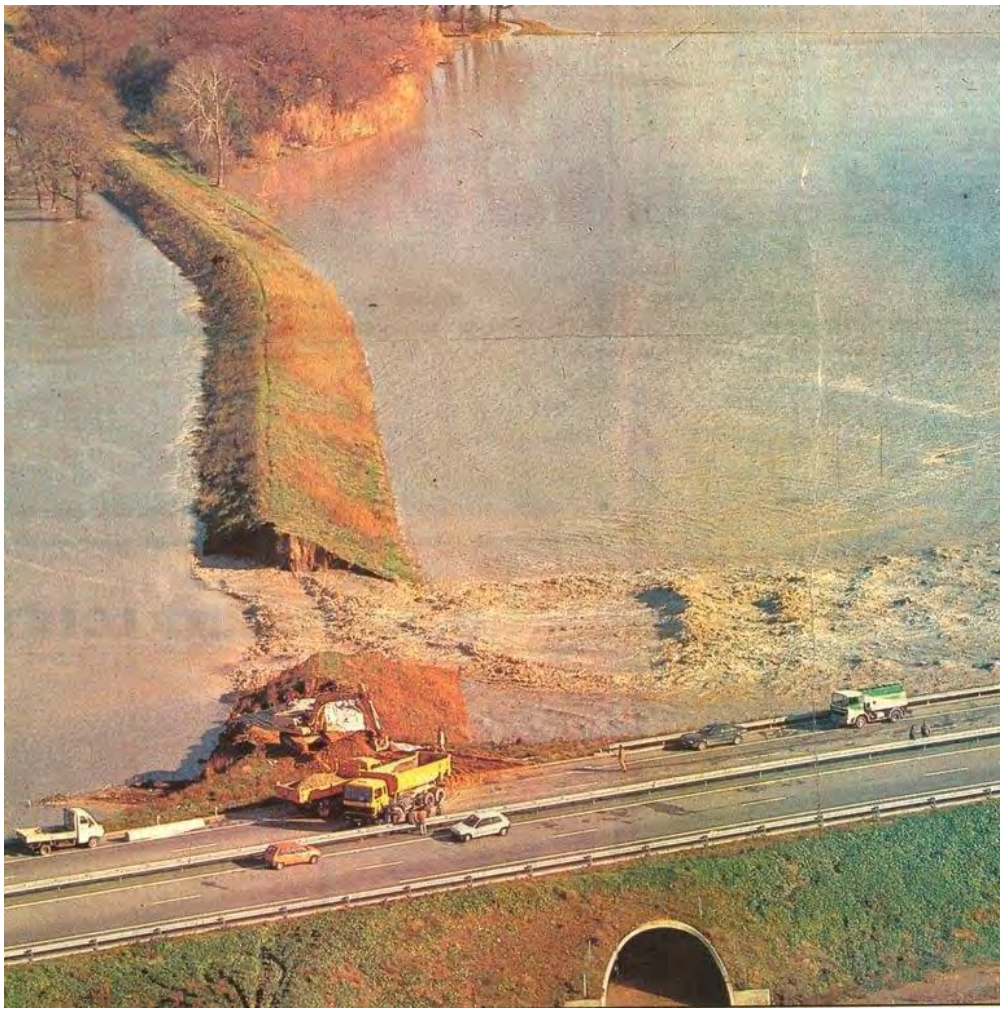


Photo 22. Brèche de Beaumont (source La Provence [A1994 07])



Photo 23. Brèche de Beaumont (source La Provence [A1994 07])



Photo 24. Brèche de Beaumont (@ Y. Cavallini [A1994 05])

10.4.1 Brèche de Lauricet

Selon le compte-rendu du PC de crise de la mairie d'Arles du 8/01/1194 (source TA [A1993 01]), la digue a cédé le 8 janvier 1994 à 3h30 à 5 mètres de la brèche d'octobre 1993. A 4h30, la digue était ouverte sur une largeur de 20 mètres et 4 mètres de hauteur. On évoque un débit de 150 m^3/s

La brèche a atteint une largeur de 50 à 65 m, voire 80 m. Le colmatage par voie héliportée a été rendu difficile compte tenu de la présence d'arbres. L'accès terrestre par la digue était quasiment impossible.

Une digue de 2ème rang a été réalisée pour contenir l'inondation. On évoque des entrées d'eau à raison de 17 millions de m^3/jour.
Les travaux de colmatage ont nécessité l'aménagement d'un accès depuis le mas de la vigne, doublés d'interventions héliportés (largage de poutrelles, big-bag).

La brèche a pu être atteinte le 13 janvier 1994 à 15h30.



Figure 94. Crue de janvier 1994 – localisation brèche de Lauricet



Photo 25. Crue de janvier 1994 – brèche de Lauricet (source DDE 13 [A1993 06])



Photo 26. Crue janvier 1994 – brèche de Lauricet (© P. Blot [A1994 02])



Photo 27. Crue janvier 1994 – brèche de Lauricet (© P. Blot [A1994 02])

10.5 DEPARTS DE BRECHE ET AUTRES DESORDRES EN RIVE GAUCHE

Un trou a été signalé le 8 janvier 1994 vers 0h15 entre le Mas d'Eyminy et le Mas de Ventabren [A1993 01].

Par ailleurs, on note entre le Mas de Rey et le Mas de Vert des petites fuites, qui ont pu être colmatées et des petites brèches (départ de brèche) dans le secteur de Cazeneuve, qui ont pu être colmatées par largage de « big-bag » [A1993 01].

De nombreuses infiltrations ont été observées dans le bois de Beaumont.

A 1 km en amont de Beaumont, un départ de brèche a été comblé par 15 sacs largués par hélicoptères.

Des résurgences ont été observées au droit de la brèche de Casebrune d'octobre 1993.

Sur le Grand Rhône, des infiltrations ont été observées au niveau d'une station de pompage (PK 290) et au niveau de « Chamône » et du lieu-dit « l'Amérique ».

10.6 PRD 289.0 - INTERVENTION D'URGENCE MAS LABORDE

En rive droite du Petit Rhône, d'importantes infiltrations ont été observées du PRD 289 au PRD 289,25, juste en aval du Mas Laborde. Une intervention d'urgence consistant à réaliser une berme aval en tout-venant de carrière a été réalisée de façon préventive. Ces infiltrations sont situées à proximité de la brèche de Laborde de 1840, de celle d'Argence de 1755 et d'un ancien paléo-chenal.



Figure 95. Crue janvier 1994 – Localisation des infiltrations du Mas Laborde



Photo 28. Crue de janvier 1994 – Infiltrations Mas Laborde (© Y. Cavallini [A1994 05])



Photo 29. Crue de janvier 1994 – Interventions d'urgence Mas Laborde (© Y. Cavallini [A1994 05])

11 CRUE DE NOVEMBRE 1994

La crue a franchi le seuil de 8,15 m NGF (environ 6750 m^3/s) du 6/11/1994 (vers 01h00) jusqu'au 07/11/1994 à 10h00. Elle a atteint son pic le 6 novembre 1994 à 16h00 à la station de Beaucaire/Tarascon.

Cette crue très rapide, bien que comparable à celle d'Octobre 1993 en termes de niveaux d'eau, n'a pas causé de brèches. Aucune donnée relative à d'éventuels désordres n'a été trouvée dans les archives du SYMADREM.

12 CRUE DE NOVEMBRE 1996

La crue a franchi le seuil de 8,15 m NGF (environ 6750 m^3/s) du 13/11/1996 à 11h00 jusqu'au 14/11/1994 à 12h00. Elle a atteint son pic le 13 novembre 1996 à 22h00 à la station de Beaucaire/Tarascon.

12.1 BILAN GENERAL DES BRECHES ET DEPARTS DE BRECHES

Cette crue très rapide et bien que moins importante en termes de niveaux que celle de novembre 1994, a causé un départ de brèche en rive droite du Petit Rhône et un désordre important en rive gauche du Petit Rhône.

Tableau 18. Bilan des brèches lors de la crue de novembre 1996 et mode de rupture initiateur

Nom de la brèche	Type brèche	Localisation	Largeur (m)	Origine
Capette	Départ	PRD 314.65	petite	Erosion conduit dans un terrier

12.2 PRD 314.65 – DEPART DE BRECHE DU MAS NEUF DE CAPETTE

Le départ de brèche est localisé dans le coude dit du Mas Neuf Capette vers les PRD 314.65 juste en aval du Mas de Capette. Il est intervenu d'après R. FATER, directeur du SIDR dans la nuit du 13 au 14 novembre vraisemblablement lors de la pointe de crue.



Figure 96. Crue Nov. 1996 – Localisation du départ de brèche de Capette



Photo 30. Coude de Capette lors de la crue de janvier 1994 (© P. BLOT [A1994 02])

Le petit Rhône est monté jusqu'en pied de digue, où des travaux agricoles semblent avoir provoqué un renard, ayant entraîné l'effondrement de la digue (source BRLi [A1996 04] d'après réunion le 14 nov. 1996 en présence du SNRS et du SIDR). Aucune inondation du Rhône n'a été à déplorer. On peut observer sur la photo ci-dessous extraite de BRLi [A1996 04], les différentes phases de construction de la digue (Cf. rubrique 3) et une couche de matériaux qui semble être de la grave.



Photo 31. Crue Nov. 1996 – Départ de brèche du Mas neuf de Capette
Vue vers l'Aval (© BRLi)



Photo 32. Crue Nov. 1996 – Départ de brèche du Mas neuf de Capette
Vue vers l'Amont (© BRLi)

Bien que situé en extrados du fleuve avec une bathymétrie prononcée, l'affouillement externe semble à écarter (largeur de ségonnal entre 5 et 10 mètres) ainsi que le glissement du talus amont (décrue rapide).

On notera que la revanche R était inférieure à Hauteur côté terre/2.

Une visite post crue mai 2013 (débit de pointe d'env. 7000 m^3/s) a montré la présence d'eau en pied de digue une centaine de mètres juste en aval de ce secteur sans qu'il soit possible d'y voir d'éventuelles infiltrations (présence de rizières à proximité et pluviométrie récente)



Photo 33. Crue Mai 2013 – Visite Post-Crue Aval du Mas Neuf de Capette

12.3 PRD 305 A 309 DESORDRES EN RIVE DROITE DU PETIT RHONE

Divers échanges entre le SIDR, la Mairie de Saint-Gilles, la Préfecture du Gard et certains riverains du Rhône ([A1996 05] et [A1996 09]) indiquent la présence de nombreux trous de blaireaux entre le Mas Marignan (PRD 305) et le Mas de Claire Farine (PRD 309) et les travaux d'intervention correspondant.

Certaine factures nous informent également de la présence de trous de blaireaux au droit du Mas des Pradeaux (PRD 313).

12.4 PRG 286.9 - FONTIS EN RIVE GAUCHE DU PETIT RHONE

Un important fontis a été observé à proximité du Mas Médaille. Cette observation n'a pas été directe, compte tenu de la présence de la couche de laitier réalisée suite à la crue de janvier 1994. Suite à l'affaissement de la crête de digue pendant l'intervention d'un camion, la DDE 13 et le SNRS ont procédé à l'ouverture de la digue et c'est à ce moment que le fontis d'une taille importante a pu être observé.



Figure 97. Crue Nov. 1996 – Fontis en crête de digue

Le tronçon de digue situé du PRG 284,9 à PRG 286,3 est connu pour ces infiltrations d'eaux boueuses et a connu également quelques brèches en 1856 et 1843. Par ailleurs, la digue est dans l'axe d'un paléo-chenal.

L'ouverture de la digue a permis d'observer une couche de sable très importante, qui pourrait être le siège d'une érosion régressive ayant abouti au débouché du fontis en crête de digue. D'après le garde-digues du secteur, le fontis serait plutôt dû à la présence de terriers de blaireaux très friands de sols sableux et nombreux dans ce tronçon du fleuve.



Photo 34. Crue de Nov. 1996 – Ouverture de la digue – Mas Médaille



Photo 35. Crue de Nov. 1996 – Ouverture de la digue – Mas Médaille – veine sableuse

13 CRUE DE SEPTEMBRE 2002

La crue de septembre 2002 est la crue la plus rapide depuis 1993. Elle a franchi le seuil de 8,15 m NGF (environ 6750 m^3/s) du 09/09/2002 à 17h00 jusqu'au 10/02/2002 à 11h00. Elle a atteint son pic le 10 septembre 2002 à 2h00 à la station de Beaucaire/Tarascon.

Aucune brèche totale n'a été déplorée. En revanche, le bilan établi par le SYMADREM au lendemain de la crue (source SYMADREM [A2002 03]) fait état de 2 brèches partielles et de 5 désordres, ayant fait l'objet d'interventions d'urgence. La brèche qualifiée de partielle au droit du Mas du Juge a fait l'objet de travaux d'un montant de 1856,00 € TTC. Compte tenu de la faible importance des travaux et du manque d'information, la qualification de brèche semble excessive. Nous l'avons requalifié de désordre.

Tableau 19. Crue de septembre 2002 - Bilan général des brèches

Nom de la brèche	Type brèche	Localisation	Largeur (m)	Origine
Mas d'Augery des Sansouirres	départ	GRD 293,64	35 m (réparation)	Erosion de conduit dans un terrier

Le départ de brèche au droit du Mas d'Augery des Sansouires a nécessité une reprise de la digue sur une longueur de 35 mètres. L'origine du départ de brèche est bien connue. Elle est due à la présence de 5 à 6 terriers de blaireaux dans le talus côté fleuve connectés entre eux mais ne traversant pas la digue. Le talus côté fleuve s'est effondré dans la matinée du 10/09/2002 lors de la décrue du Rhône. Cette brèche partielle n'a pas donné lieu à inondation du Rhône, ce qui nous permet de la qualifier en tant que départ de brèche.

On notera que la revanche R était équivalente à Hauteur côté terre/2.

Tableau 20. Crue de septembre 2002 – Bilan général des désordres et interventions d'urgence

Nom du désordre	Type désordre	PR	Type d'intervention	Initiateur	Code
Mas du juge	Rupture digue	PRD 325.00	Reconstruction digue après crue	terrier	D3
Mas de Rey	Prise d'eau fuyarde en crue	PRG 285.43	Interv. Urg. crue Reprise maçonneries après crue	Ouvrage vétuste	D5
Mas d'Augéry	Prise d'eau masquée à mi-talus localisée par des infiltrations	PRG 286,85	Interv. Urg. crue Purge ouvrage après crue	Ouvrage masqué	D5
Château d'Avignon	Prise d'eau non fermée (mas de la cure)	PRG 316,42	Interv. Urg. crue	Ouvrage vétuste	D5
Petite Abbaye	Surverse	Aval PRD 322,41	Rehausse ponctuel digue	Dépassement cote submersion	D6
Quai Roquette	Fissure Avant Pont	GRG 283	Tvx 2004	Affouillement de pied	D14



Photo 36. Crue Septembre 2002 - Affaissement de la digue du à un terrier de blaireau (La Provence [A2002 01] et SYMADREM [A2002 02])



Photo 37. Digue du Mas d'Augery des Sansouires en 2014

14 CRUE DE NOVEMBRE 2002

La crue de novembre 2002 s'est principalement caractérisée par sa longueur et ses trois pointes successives entre le 15/11/2002 et le 01/12/2002. Elle a franchi une première fois le seuil de 8,15 m NGF (environ 6750 m^3/s) le 16/11/2002 à 0h00 pour atteindre un 1^{er} pic à la cote de 9,60 m NGF le 17/11/2002 à 14h et redescendre sous le seuil de 8,15 m NGF le 20/11/2002 à 2h00.
Le 22/11/2002 à 5h00, le seuil de 8,15 m NGF a été une nouvelle fois franchi. La crue a atteint son $2^{ème}$ pic à la cote de 8,79 m NGF le 22/11/2002 à 13h00 pour redescendre sous le seuil de 8,15 m NGF, le même jour à 22h.
Le 24/11/2002, la crue franchit le seuil de 8,15 m NGF une $3^{ème}$ fois pour atteindre son pic maximum le 26/11/2002 à 9h00 (cote de 10,15 m NGF). La crue est redescendue sous le seuil de 8,15 m NGF le 28/11/2002 à 19h

L'évolution des limnigrammes aux différentes stations du Grand Delta figure en page suivante. L'instant de formation de l'unique brèche totale occasionnée dans le système juste en amont du mas de Claire Farine (PRD 309,0) et la période, pendant laquelle la digue en aval de Sylvéréal a surversé, sont également indiqués.

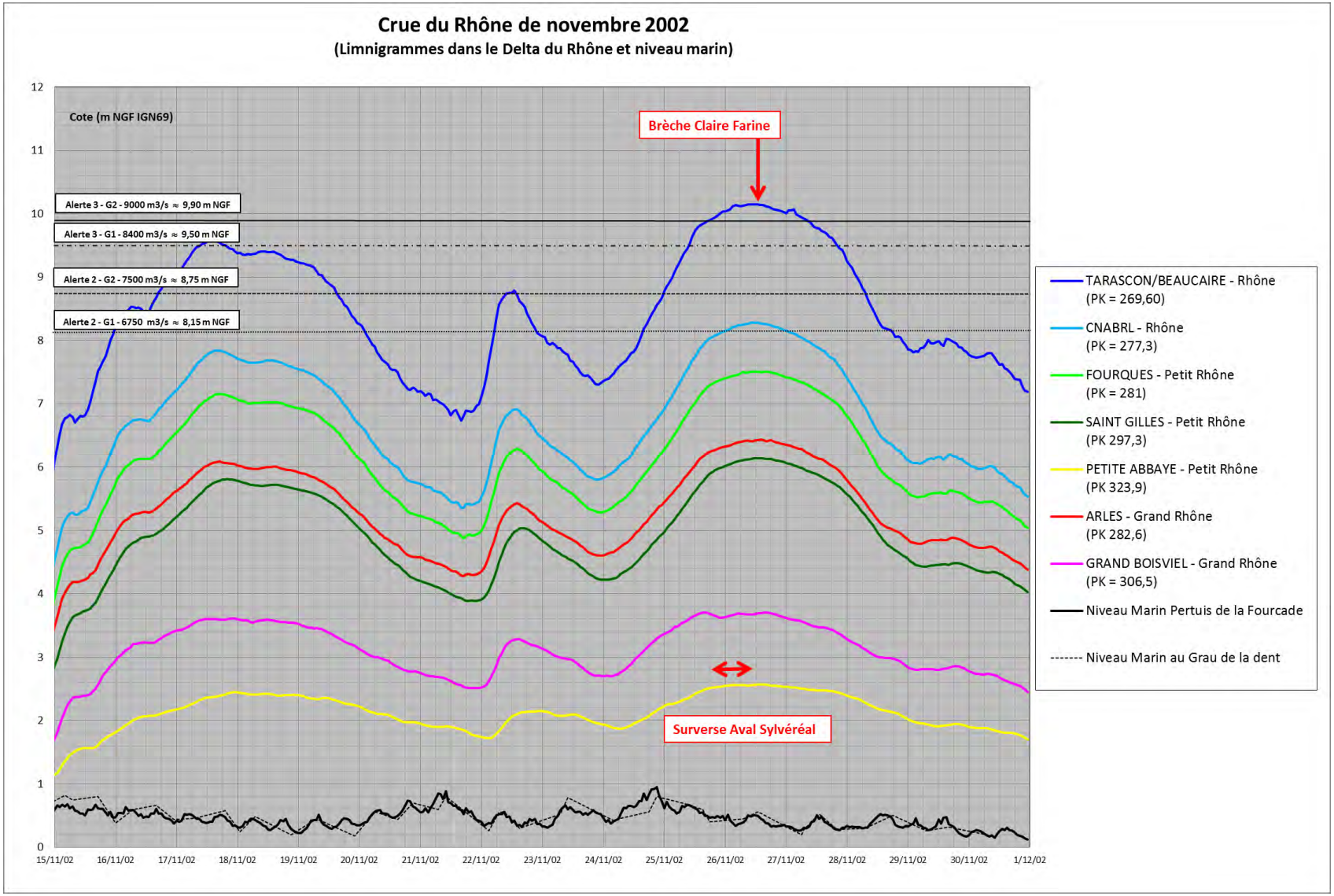


Figure 98. Crue novembre 2002 – limnigrammes stations du Grand Delta du Rhône

14.1 BILAN GENERAL DES BRECHES

Une seule brèche a été occasionnée lors de cette crue juste en amont du PRD 309.00.

Les visites menées en 2014 avec les gardes digues ont permis de reconsidérer un désordre en brèche partielle.

Tableau 21. Bilan des brèches lors de la crue de novembre 2002 et mode de rupture initiateur

Nom de la brèche	Type brèche	PR	Largeur (m)	Initiateur
Claire Farine	Totale	PRD 308,96	15 m	Erosion de conduit dans un ancien terrier après claquage hydraulique ? Erosion de conduit dans des vides à l'interface d'une ancienne brèche et de la digue
Mas des Mantilles	départ	PRD 323.67	Qq mètres	Surverse

14.2 BILAN GENERAL DES DESORDRES

Le dispositif de surveillance mis en place en rive gauche a permis d'éviter la formation de nombreuses brèches. La visite post-crue menée par le CEMAGREF en rive gauche [A2002 07] et droite [A2002 04] permet d'avoir une bonne traçabilité des désordres observés en crue sans certitude d'exhaustivité.

32 désordres ont été ainsi recensés. 24 désordres ont fait l'objet d'interventions d'urgence.

14.3 BRECHE DE CLAIRE FARINE

La brèche de Claire Farine s'est produite sur 15 mètres de longueur, le mardi 26/11/2002 aux alentours de 13 h, soit au moment de la pointe de crue, vers le PK Rhône 309, un peu en amont (au Nord) de la station de pompage de Claire Farine (source CEMAGREF [A2002 04]). La figure et photo ci-après permettent de localiser la brèche.



Figure 99. Localisation brèche de Claire Farine – novembre 2002

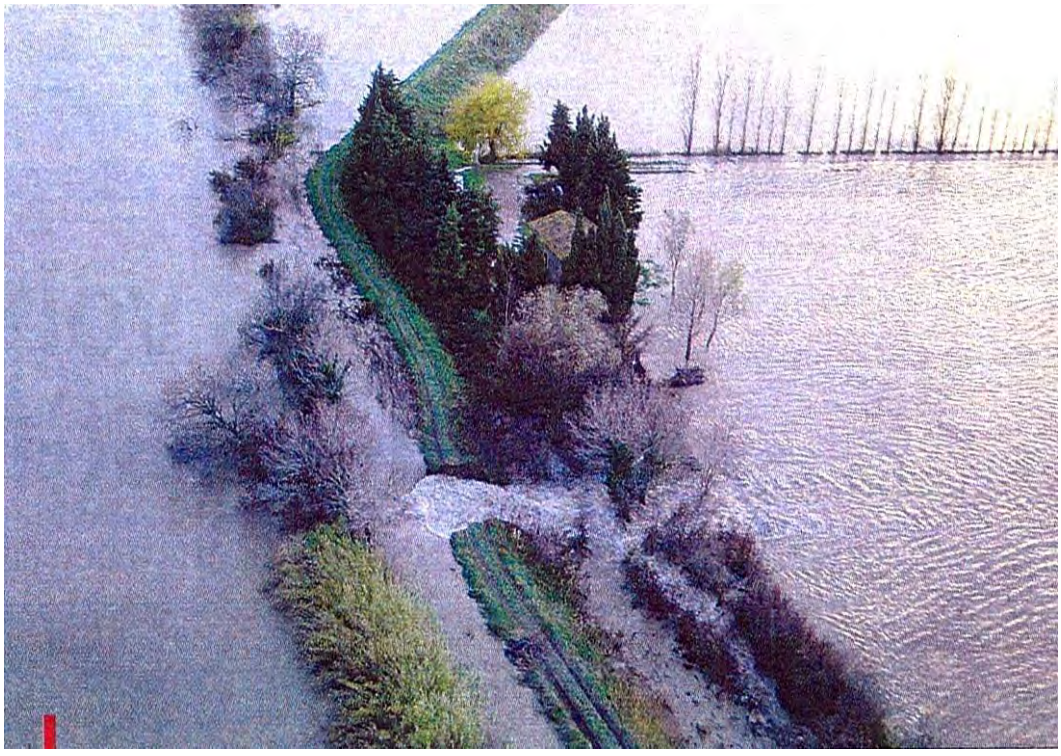


Photo 38. Brèche de Claire Farine – Novembre 2002 (source la Provence [A2002 10])

Dans ce secteur, sur quelques 300 mètres, la digue n'est séparée du Petit Rhône que par un ségonnal de 5 mètres de largeur. A la décrue, la DDE 30, assistant à maître d'ouvrage du SIDR a pu constater, sur les bords de la brèche, que le pied de digue côté fleuve était ici renforcé par un perré maçonné (détruit au droit de la brèche).

La cartographie établie par les ingénieurs des Ponts et Chaussées en 1876 [H0003] ainsi qu'un plan datant de 1909 [H1032] concernant l'alimentation d'une station de pompage confirment la présence du perré observé par la DDE sur le talus côté fleuve de la digue et d'une protection de berges respectivement en enrochements (SE sur le plan)) et perreyées (IP) aux abords de la brèche.

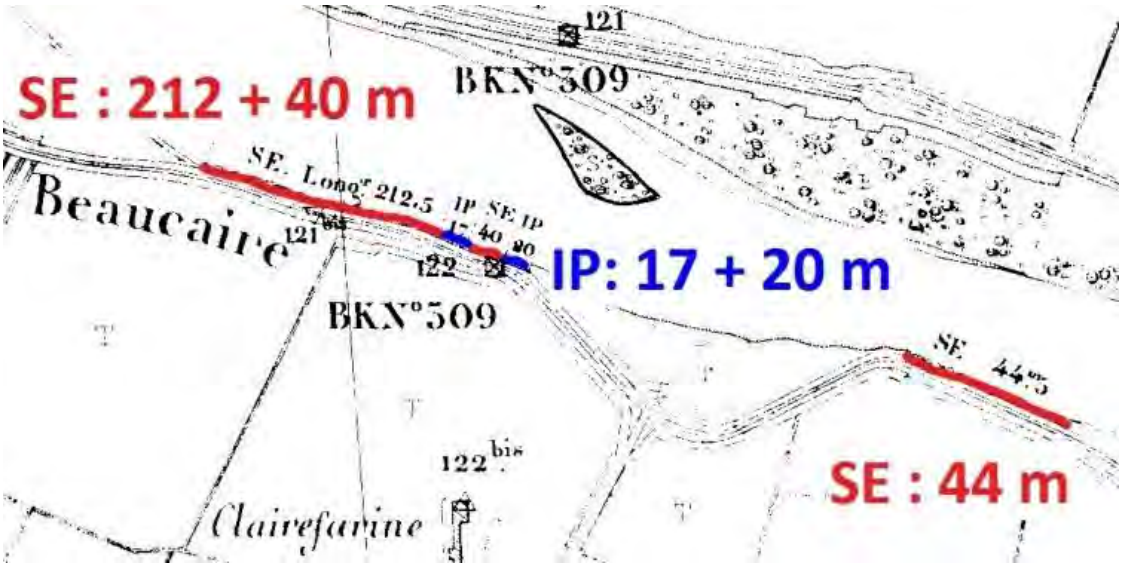


Figure 100. Cartographie des Ponts et Chaussées de 1876 [H0003]

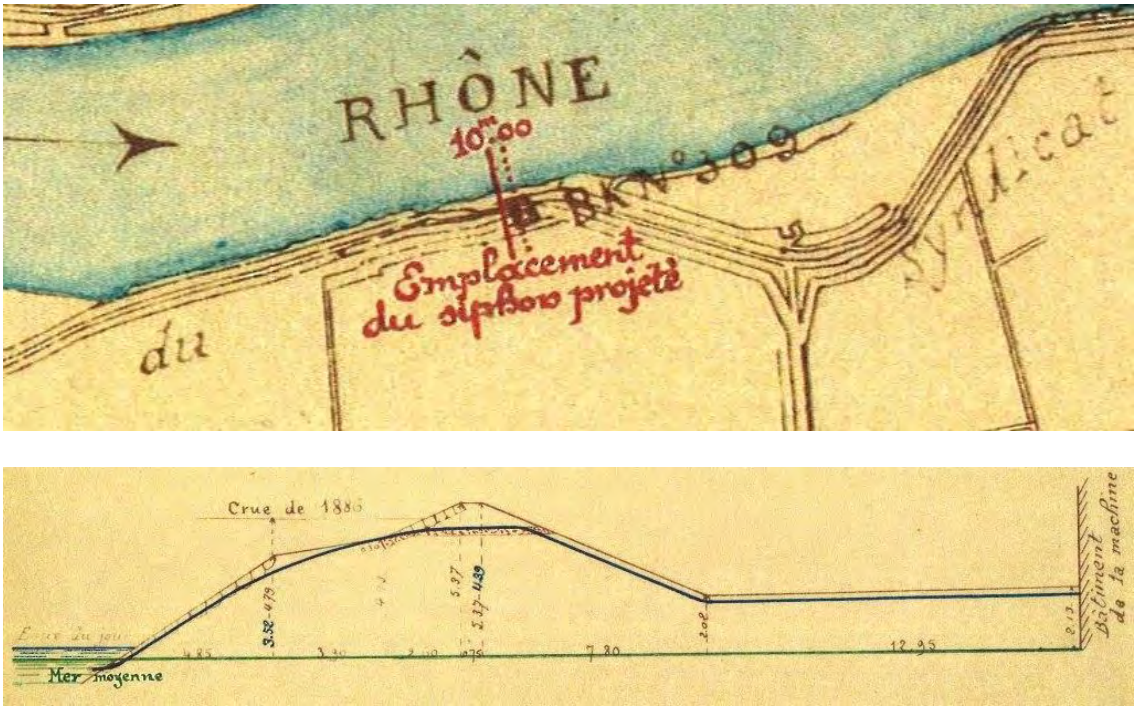


Figure 101. Vue en plan et coupe type du projet d'alimentation en siphon inversé (date 1909) [H1032]

Il est rappelé que la technique, consistant à perreyer le talus de la digue, était souvent utilisée pour la réparation de brèches ou de désordres anciens.
Le projet de siphon inversé semble se situer au droit de la station de pompage actuel, soit en dehors de la zone de brèche (Cf. photo ci-dessus).

Les principales caractéristiques extraites du plan topographique établi en mars 1994 (source SIDR [C001] sont les suivantes :

- largeur en crête : 1,5 m
- Cote de la crête de digue : entre 4,9 et 5,0 m NGF
- Cote du terrain naturel côté terre : 1,6 m NGF (soit une hauteur de 3,5 m)
- Cote du terrain naturel côté ségonnal : 3,7 m NGF (soit une hauteur de 1,5 m)
- Fruit du talus aval : 2
- Fruit du talus amont : 3
- hauteur de berge : 1,5 m
- ségonnal : 2,5 à 5 m de largeur.

Le scénario de la rupture détaillé dans [A2002 04] : est le suivant :

« En milieu de la matinée du 26/11, les agents du Syndicat procédaient au traitement d'une amorce de renard dans le secteur de Claire Farine. Ils avaient fait venir par l'amont (Nord) une pelle à pneus - circulant à grand peine sur la crête de digue (emprise étroite et remblai de digue imbibé d'eau, comme en attestent les nombreuses ornières laissées par la pelle) et avaient réussi à colmater le début de renard en plaquant des bottes de paille côté immergé de la digue, lorsqu'une vingtaine de minutes plus tard, un second renard s'amorça à quelque 20 m en aval du premier. Il était aux alentours de 11h le 26/11/2002. Ce deuxième renard a eu raison de la digue en 2 heures environ, sans qu'il ait été possible de l'enrayer par la même technique que celle mise en œuvre avec succès pour le précédent. »
Il s'agit donc d'une brèche par renard qui s'est déclenchée, alors que le niveau du Petit Rhône affleurait celui de la crête de digue.

Le limnigramme au droit de la brèche a été reconstitué par interpolation à partir des limnigrammes de la CNR situés en amont et en aval de la brèche. Il donne une cote maxi de 4,6 m NGF, soit 35 cm en dessous de la crête de digue. La hauteur d'eau par rapport au ségonnal était respectivement de 0,9 m et par rapport au terrain aval de 3 mètres

Lors du premier pic, la cote maxi au droit de la digue était estimée à 4,3 m NGF, ce qui donne une hauteur d'eau par rapport au ségonnal de 0,6 cm et par rapport au terrain côté val de 2,7 m.

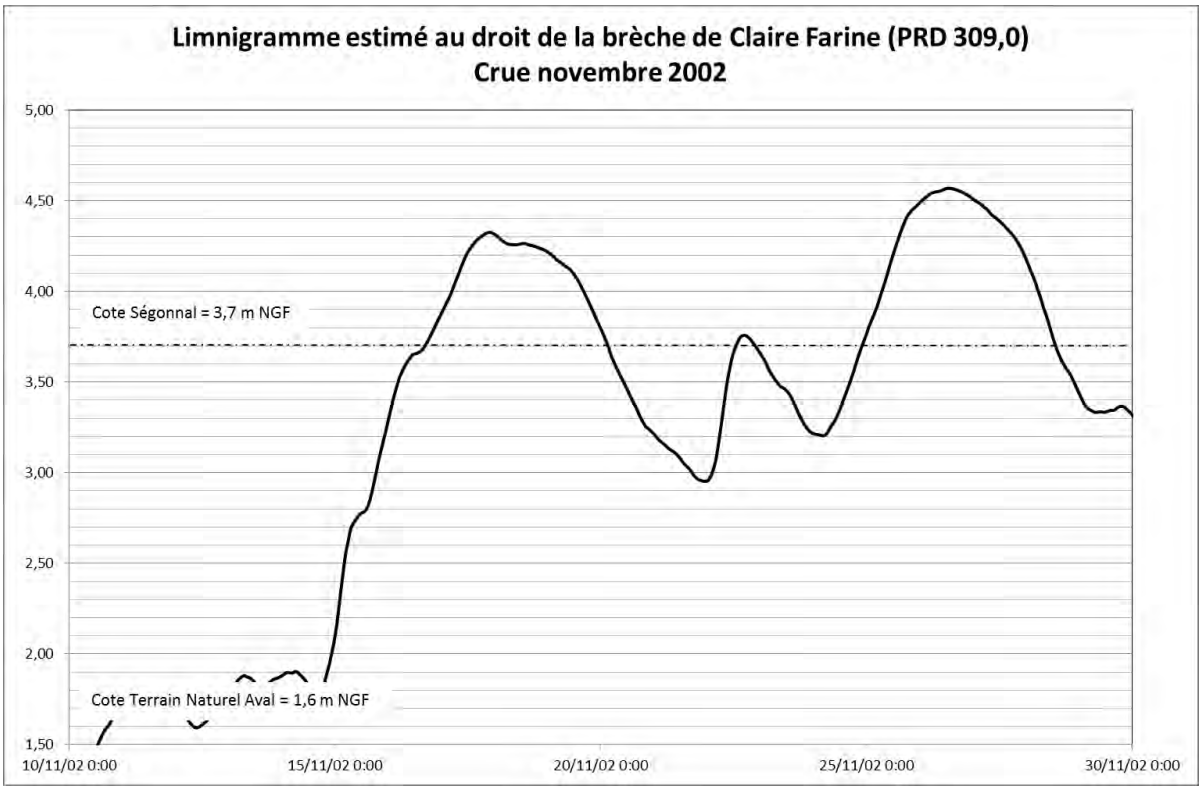


Figure 102. Limnigramme extrapolé au droit de la brèche de Claire Farine (PK 309,0)

En supposant que le ségonnal ait tenu, ce qui est possible compte tenu de la présence d'une protection de berges et de la vidéo tournée par Monsieur Fater [A2002 13], ancien directeur du SIDR, le 28/11/2002 à 12h34, soit deux heures avant que le niveau du Rhône redescende sous la cote du ségonnal avant brèche (3,7 m NGF), le volume de déversement peut être estimé, à partir d'une loi de seuil à 1,6 millions de m^3, ce qui est peu mais s'explique par la faible hauteur de déversement (4,6 – 3,7 = 0,9 m).



Photo 39. Brèche de Claire Farine – novembre 2002 (source SIDR [A2002 13])

L'analyse de la rupture conduit à écarter les modes de rupture suivants :

- La surverse (revanche de 35 cm et vent du nord, soit dans le sens des écoulements)
- Glissement : fruit du talus aval de 2 et perméabilité très faible du corps de digue ;
- Affouillement externe : présence d'une protection de berges après crue et absence d'une fosse d'affouillement en pied de digue (Cf. carte bathymétrique)
- Erosion de conduit le long d'une canalisation (la station de pompage est localisée en aval de la brèche)

Et nous amène à confirmer un phénomène d'érosion interne. Le rapport du CEMAGREF établi à partir du témoignage de Monsieur FATER laisse penser à une érosion de conduit dans des terriers (au-moins deux d'après le témoignage). Etaient-ils visibles ? Aucun témoignage n'en fait part et l'examen des fiches de suivi des gardes digues (source SIDR [A2002 06]), qui étaient en surveillance, ne révèle pas la présence de nouveaux terriers dans ce secteur. Par ailleurs, s'ils étaient visibles, un débit de fuite aurait été observé lors du 1er pic de crue, ce qui n'a pas été le cas. En revanche, les nombreuses correspondances entre le SIDR et les propriétaires riverains suite à la crue de 1996 indiquent que ce tronçon de digue avait été exposé aux terriers d'animaux fouisseurs (sources [A1996 04] à [AA1996 12]) et actes de vandalisme de la part du propriétaire riverain.

Il pourrait donc s'agir d'une érosion de conduit dans des anciens terriers partiellement colmatés suite à un claquage hydraulique du comblement partiel. Il peut également s'agir d'une érosion de conduit le long de vides situés à l'interface d'une ancienne brèche avec la section courante de digue suite à une série de claquages hydrauliques mais ce scénario paraît moins probable.

L'analyse du mode de rupture « claquage hydraulique d'un conduit partiellement colmaté » montre que le critère de sécurité est très sensible aux faibles variations d'eau. Ainsi dans l'hypothèse retenue pour l'analyse de risques en rubrique 8, un bouchon d'épaisseur 1 mètre se fissurant pour une hauteur d'eau de 0,68 m (Coefficient de sécurité F = 1) présente un niveau de sécurité suffisant (coefficient de sécurité F = 1,3) pour une hauteur d'eau de 0,52 m, soit à peine 16 cm de moins !

Le retour d'expérience de la brèche de Claire Farine 2002 pourrait être révélateur de l'effet dévastateur provoqué par le claquage hydraulique de conduits non visibles hors période de crue.

14.4 SURVERSE

Le bilan général des surverses observées en novembre 2002 figure ci-dessous.

Tableau 22. Crue de novembre 2002 – Bilan général des surverses

Surverse					
Nom du désordre	**Type désordre**	**PR**	**Mesure prise**	**Initiateur pressenti**	**Code**
Claire Farine	Déferlement vagues sur digue	PRD 309.16	Pose de sacs de sable en crête	Dépassement cote de l'ouvrage	D6
Aval Sylvéréal	Surverse sur 1,5 km 5 cm pendant 33 h.	PRD 322,41 PRD 324,54	Interv urgence Recharge GNT	Dépassement cote de l'ouvrage sur 2,1 km	D6
Bel Air	Surverse rampe d'accès à la digue	PRD 312,33	Interv urgence Bottes de paille en crête	Point bas localisé	D6
Mas Badet	Surverse rampe d'accès à la digue	PRG 326,79	Interv urgence Merlon de terre	Point bas localisé	D6
Mas juge	Surverse rampe d'accès à la digue	PRD 325,00	Interv urgence Rehausse GNT	Point bas localisé	D6
Port-Saint-Louis	Surverse	GRG 322,00 GRG 322.20	Interv urgence Merlon de terre	Dépassement cote de l'ouvrage sur 200 mètres	D6

Sur les 5 secteurs déversants, 3 secteurs concernaient des points bas localisés (encoules) et 2 secteurs concernaient des déversements liés à des dépassements de cote d'ouvrage, respectivement sur 200 mètres et 2100 mètres. Sur ce tronçon, un départ de brèche a été observé.

14.4.1 PRD 322,41 à 324,54 - Aval Sylvéréal Grand Abbaye

D'après le rapport du CEMAGREF [A2002 07], une surverse générale s'est produite sur toute la digue le long de la route départementale, soit sur 1,5 km en début de soirée le 25/11/2002 vers 19 heures pour s'arrêter dans la matinée du 26/11/2002 vers 11 h, soit 16 heures de déversement avec une hauteur de lame déversante de l'ordre de 20 cm.

L'examen du limnigramme enregistré à la station de Petit Abbaye [O0105] située au PRD 323,9 soit dans la zone de surverse montre que la variation de niveau n'a été que de 5 cm (2,52 à 2,57 m NGF IGN 69) durant cette période et qu'en supposant la cote de digue constante, la surverse aurait dû être de 33 heures.
Le rapport du CEMAGREF mentionne que des rechargements de crête de digue ont été réalisés avant la surverse jusqu'à ce qu'elle devienne inévitable. En déc. 2003 la main courante atteste d'un début de surverse à 2,30 m NGF, mais le vent orienté Sud Est était fort à ce moment pouvant créer une surcote liée au batillage. On retiendra que la surverse a été moyenne de 5 cm sur 2 km et que localement la lame d'eau a pu atteindre 20 cm.

Si les dégâts sont importants à certains endroits, ils révèlent une très bonne tenue à la surverse. Cette résistance à la surverse a sans aucun doute été renforcée par la faible hauteur de chute et la présence d'une végétation rase mais résistante (herbes et ronces) qui a limité

l'érosion des talus. Les nombreux arbres en pied de digue ont également permis la constitution d'un matelas d'eau en pied de digue qui a permis un ralentissement des vitesses et une bonne dissipation de l'énergie.

Les entretiens avec le garde digues du secteur ont permis d'identifier 1 point, où un départ de brèche par surverse a été initié :

- PRD 323.67 : Une érosion importante du talus côté terre a été observée



Figure 103. Crue Nov. 2002 – localisation surverse Aval Sylvéréal

Les photos ci-après extraites du bulletin municipal de la ville des Saintes-Maries-de-la-Mer illustrent ces surverses

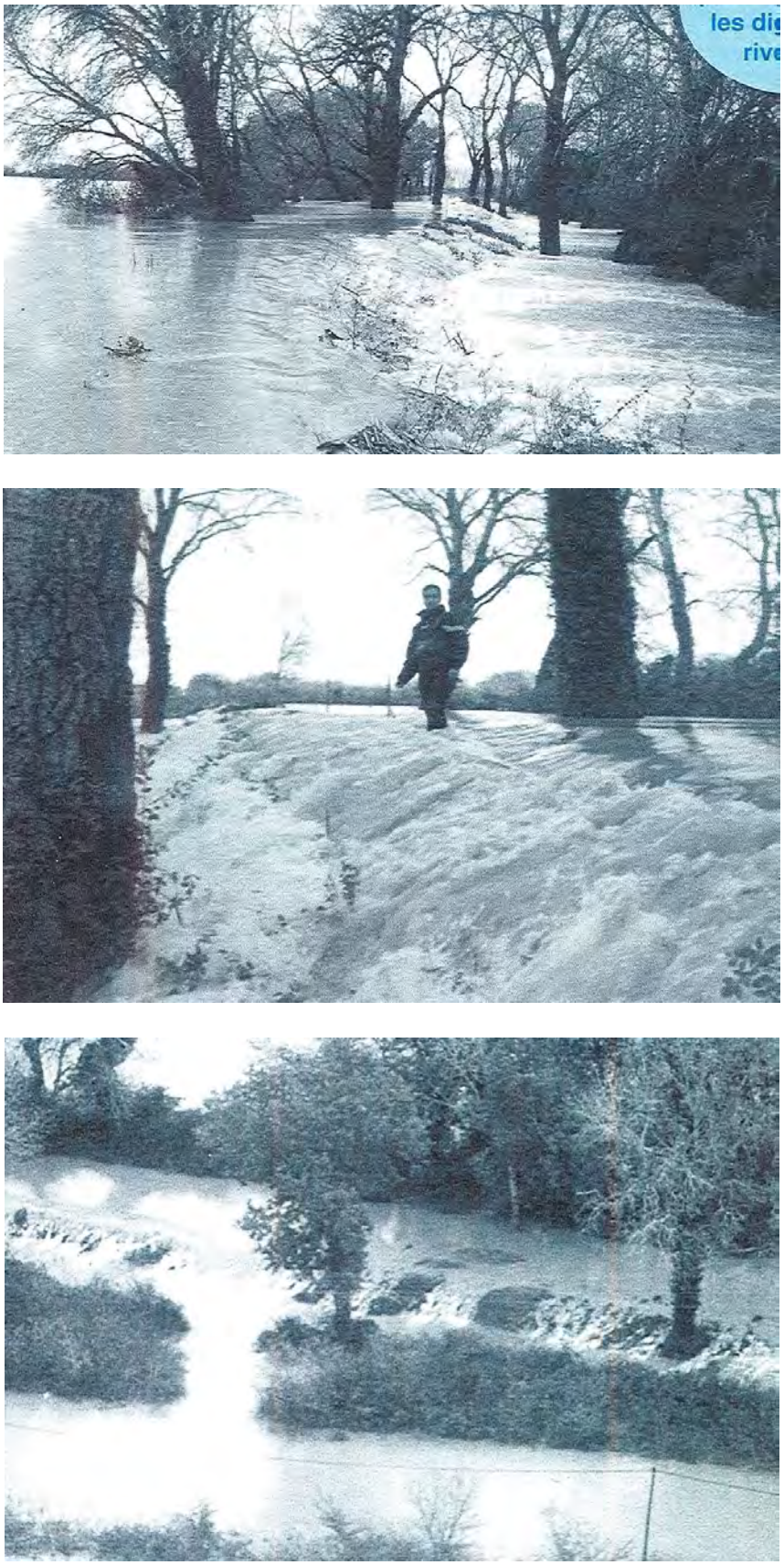


Photo 40. Déversement sur les digues du Petit en rive droite du Rhône aval de Sylvéréal (© Ville Saintes Maries de la Mer [A2002 11])

Les photos ci-dessous illustrent le début d'érosion du talus côté terre.



Photo 41. Digue Petit Rhône rive droite en aval de Sylvéréal après déversement (©Cemagref [A2002 07])



Photo 42. Recharge de la crête en tout venant (©Cemagref [A2002 07])

La photo ci-dessous prise en 2014 illustre la digue au droit du Mas des Mantilles où un départ de brèche par surverse a été initié.



Photo 43. Digue du Petit Rhône rive droite 323.67

14.4.2 PRD 312,33 - Bel Air



Figure 104. Crue Nov. 2002 – localisation surverse Bel Air

Une surverse a été déplorée au lieu-dit Bel Air (PRD 312,3) au droit d'une rampe d'accès à la digue à partir de 04 h du matin le 26/11. Les agents du SIDR ont réussi à stopper la surverse en faisant disposer à la pelle mécanique, sur la crête de digue, une rangée longitudinale de bottes de paille de 150 kg, épaulées côté Camargue par un cordon de matériau argileux.



Photo 44. Crue Nov. 2002 – Surverse Bel Air (©Cemagref [A2002 04])

14.4.3 PRG 326.79 - Mas de Badet, Cabannes de Cambon

Une surverse a eu lieu sur 5 mètres au droit d'un franchissement de digue le 25/11/2002. L'intervention d'urgence a consisté à réaliser un merlon de terre afin de rehausser légèrement l'ouvrage et permettre de stopper la surverse.



Figure 105. Crue Nov. 2002 – localisation surverse Mas de Badet

14.4.4 PRD 325 - Mas du juge

Une surverse a eu lieu le 20/11/2002 au droit d'un franchissement de digue. Des travaux d'urgence ont été réalisé et consisté en le rehaussement du chemin avec de la grave non traitée pour reconstituer le profil initial.



Photo 45. Crue Nov. 2002 - Mas du juge - rehausse de la digue (©Cemagref [A2002 07])

14.4.5 GRG 322.0 à 322.2 - Port-Saint-Louis-du-Rhône Quartier Vauban

Une surverse a commencé à se produire le 19/11/2002 sur la digue de Port-Saint-Louis au droit du quartier Vauban en centre-ville. La digue à cet endroit est de faible hauteur et vient se raccorder sur le terrain naturel.

Les travaux d'urgence ont consisté à rehausser la digue pour éviter la surverse.

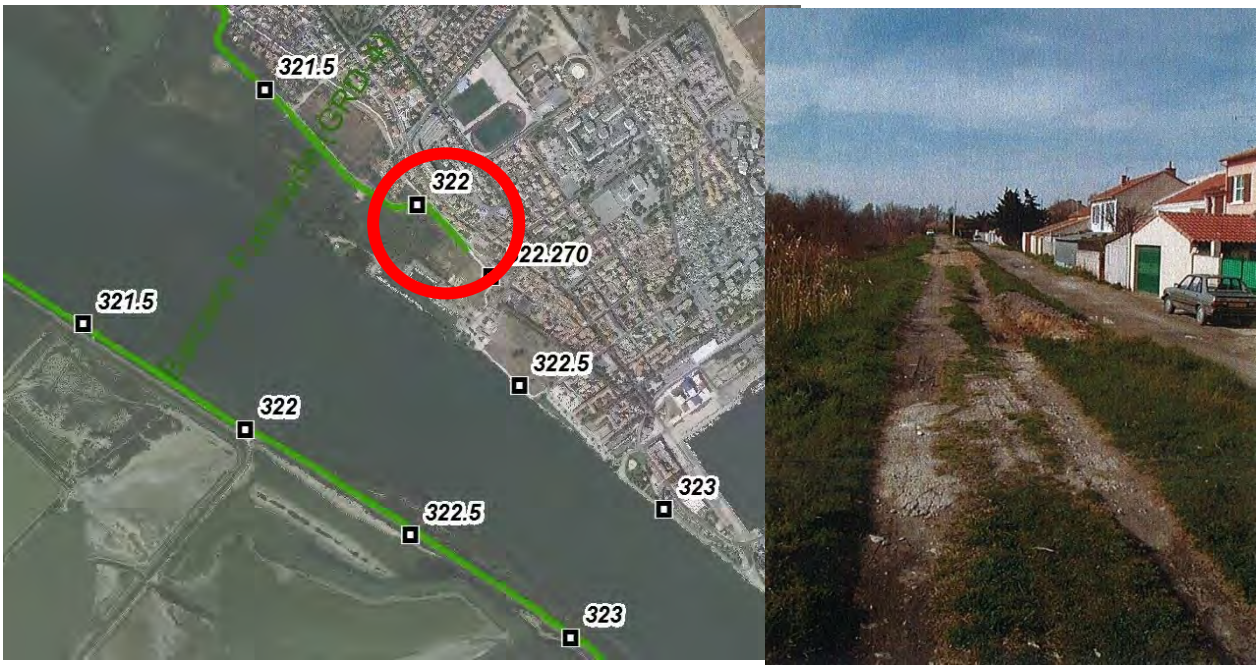


Photo 46. Crue Nov. 2002 – Surverse Port-Saint-Louis (©Cemagref [A2002 07])

14.5 INFILTRATIONS EAUX CHARGEES EN MATERIAUX FINS

On dénombre 13 désordres de type infiltrations d'eaux boueuses hors ouvrages traversants :

- 10 désordres sont dus à des résurgences ou des affaissements (suite à écoulements) d'anciens terriers de lapins ou blaireaux ;
- 3 désordres sont liés à des anciennes brèches.

11 désordres ont fait l'objet d'une intervention d'urgence. Le bilan de ces désordres figure dans le tableau ci-dessous

Tableau 23. Crue nov. 2002 – Bilan général des infiltrations d'eaux boueuses et désordres associés

Infiltrations d'eaux chargées en fines (D2) + D3 (si terrier) ou D9 (affaissement) ou D18 (fontis)					
Nom du désordre	**Type désordre**	**PR**	**Mesures prises**	**Initiateur pressenti**	**Code**
Mas de Vert	Affaissement crête de digue	PRG 283.95 PRG 284.13	Recharge en crête après crue Pas d'incident en 2003 (?)	Terriers blaireaux avant 1993	D9 D3
Mas d'Yvan	Infiltrations eaux boueuses taille d'un poignet	PRG 285.74 PRG 285.88	Intervention Urgence Limons côté fleuve Laitier côté terre	brèche 1856 Erosion contact	D2
Mas Médaille	Infiltration eaux limoneuses	PRG 285.97 PRG 286.18	Intervention Urgence Argile côté fleuve Laitier côté terre	Erosion conduit fouisseurs (canniers)	D2 D3
Beaujeu de Castre	Infiltrations eaux boueuses mi-talus et fissure en crête	PRG 293,51 PRG 293.97	Intervention Urgence Argile côté fleuve	Erosion conduit anciens terriers lapins	D2 D3
Anc. Br. Galante	Infiltrations eaux boueuses à l'interface d'une ancienne brèche	PRG 299.81	Surveillance	brèche 1993 Erosion contact	D2
Anc. Br. Lauricet	Infiltrations eaux boueuses à l'interface d'une ancienne brèche	PRG 304,36	Surveillance	brèche 1993 Erosion contact Paléo-chenal	D2
Albaron Amont	Infiltration pied et résurgence mi-talus	PRG 307,0	Intervention Urgence Argile sur les 2 talus	Erosion de conduit ancien terriers Paléo-chenal	D2 D3
Albaron Aval	Infiltration, fissure et amorce de glissement	PRG 308,46	Intervention Urgence Argile 2 talus	Erosion de conduit ancien terriers Paléo-chenal	D14 D9 D3
Mas d'Eymini	Infiltrations eaux boueuses	PRG 312,52 et PRG 312,70	Intervention Urgence Argile côté fleuve Laitier côté terre	Erosion de conduit anciens terriers lapins	D2 D3

				paléo-chenal	
Mas Ventabren	Infiltrations et résurgences eaux boueuses en pied et mi-talus + fontis	PRG 314,05	Intervention Urgence Argile côté fleuve Laitier côté terre	Erosion de conduit anciens terriers lapins	D2 D3 D18
Grandes Cabannes du Vaccarès	Infiltration chargée + affaissement talus + fissure longitudinal	PRG 316,24	Intervention Urgence Argile côté fleuve Laitier côté terre	Erosion de conduit Anciens terriers de lapin	D2 D3
Mas d'Auphan Griffeuille	Résurgence milieu talus	GRD 308,89 GRD 310.50	Intervention Urgence Argile côté fleuve	Erosion de conduit terriers blaireaux Paléo-chenal	D2 D3
Chamone	Infiltration eaux boueuses	GRD 315,27 GRD 315.34	Intervention Urgence Argile des 2 côtés	Erosion de conduit ancien terriers blaireaux Brèche 1993 Paléo-chenal	D3

14.5.1 PRG 283.95 à 284.13 - Affaissement de la crête Mas de Vert Amont

Des terriers de blaireaux ont été observés sur ce secteur avant les crues de 1993 et 1994. En 2002, un léger tassement dans une zone de traitement avait été renforcé par le régalage de laitiers en crête. L'examen visuel mené suite à la crue de déc. 2003 n'a pas décelé d'évolution d'après le rapport du CEMAGREF. On note cependant que la main courante recense un affaissement au PRG 284 le 4/12 à 10h.



Photo 47. Tassement de crête – Mas de Vert (CEMAGREF [A2003 03])

La digue doit être intégralement reprise dans le cadre de l'opération de renforcement et recul limité des digues du Petit Rhône.

14.5.2 PRG 285.74 à 285.88 – Infiltrations Mas d'Yvan

Une résurgence de la taille du diamètre du poignet a été constatée le 26/11/2002 en pied de digue. L'eau était limoneuse d'après le rapport du CEMAGREF. Sur ce secteur les infiltrations et petites résurgences en pied aval de la digue sont fréquentes et connues. L'intervention d'urgence a eu lieu les 26, 27 et 28 novembre 2002 et a consisté en la mise en œuvre de limons sur le talus côté fleuve, qui compte tenu des conditions n'ont pas pu être compactés. Un engraissement du talus côté terre avec du matériau type laitier a également été opéré.
On notera que cette infiltration s'est produite au droit de la grande brèche de 1843 et d'une ancienne brèche partielle de 1856 qu'on peut localiser sur la carte des ponts et chaussées par la présence d'un perré.

La digue doit être intégralement reprise dans le cadre de l'opération de renforcement et recul limité des digues du Petit Rhône.



Figure 106. Crue novembre 2002 – localisation infiltrations eaux boueuses Mas d'Yvan



Photo 48. Intervention d'urgence Mas d'Yvan côté terre (laitier) et côté fleuve (limons) (©Cemagref [A2002 07])

14.5.3 PRG 285.97 à 286.18 – Infiltrations Mas Médaille

Des infiltrations en pied de talus et des résurgences en milieu de talus entre ont été observées. Une amorce de glissement du talus côté fleuve est également apparue. La présence de fouisseurs dans les canniers présents sur la digue est attestée par le garde-digues.

Une intervention d'urgence a eu lieu le 28/11/2002 et a consisté en une recharge de limons argileux côté fleuve et une recharge de laitier côté terre.

La digue doit être intégralement reprise dans le cadre de l'opération de renforcement et recul limité des digues du Petit Rhône.



Figure 107. Crue Nov. 2002 - localisation infiltrations d'eaux claires Mas Médaille



Photo 49. Intervention d'urgence Mas Médaille côté fleuve (limons) et côté terre (laitier) (© Cemagref [A2002 07])

La figure ci-dessous illustre le schéma de principe des travaux d'urgence opérés.

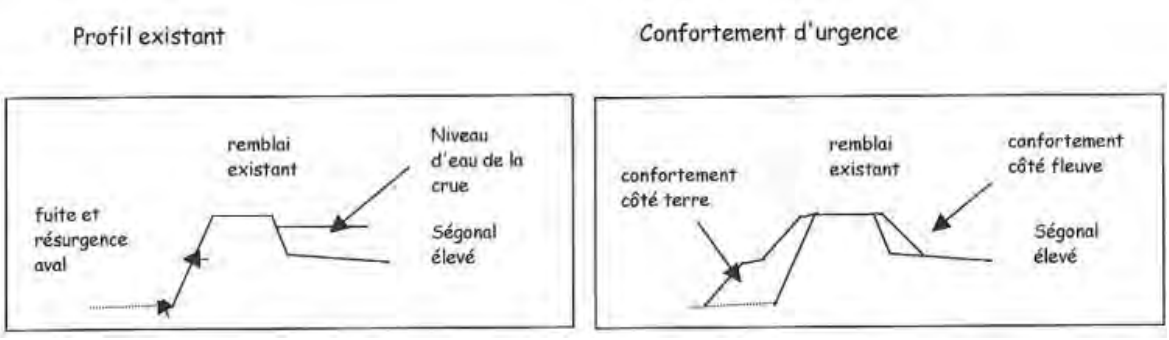


Figure 108. Désordres et interventions d'urgence (source CEMAGREF [A2002 07])

14.5.4 PRG 293.51 à 293.97 - Beaujeau de Castres

Des infiltrations et résurgences importantes sont apparues entre le PRG 293.51 et PRG 293.77 en milieu de talus le 26/11/2002. Sont-elles situées au niveau de la transition entre la couche de laitier et le corps de digue ? D'après le garde-digues, il s'agirait d'infiltrations dans d'anciens terriers de lapins. L'intervention d'urgence a consisté à régaler depuis la crête de digue du limon argileux contre le talus côté fleuve (opération réalisée talus immergé). Des fissures longitudinales importantes en crête de digues ont été observées sur l'aval (PRG 293.83 à 293.97) après crue sans indice d'amorce de glissement circulaire. Il semblerait que cette fissure de la couche de laitier située en crête de digue soit due à la circulation des camions en crête de digue qui pourraient avoir engendré ces fissures par tassement différentiel, d'autant plus que cette couche de laitier a tendance à rapidement faire prise. Suite à la crue de déc. 2003, la fissure s'est élargie (et a fait l'objet d'un traitement ?).

La digue doit être intégralement reprise dans le cadre de l'opération de renforcement et recul limité des digues du Petit Rhône.



Figure 109. Crue nov. 2002 - localisation infiltrations d'eaux boueuses Beaujeu de Castres



Photo 50. Intervention d'urgence Beaujeau de Castres côté fleuve (limons) / Apparition de fissures sur l'aval (© Cemagref [A2002 07])

14.5.5 PRG 299.81 - Brèche de la Galante de 1993

Un renard hydraulique s'est produit le 28/11/2002 à la jonction de l'ancienne brèche (oct. 1993) et du remblai en place. En 1993, l'intervention avait consisté à combler la brèche avec des « big-bags » emplis de terre, lâchés d'hélicoptères ou par déversement d'enrochements directement dans la brèche. Ces derniers avaient été recouverts de terre, apparemment de façon insuffisante.

La digue doit être intégralement reprise dans le cadre de l'opération de renforcement et recul limité des digues du Petit Rhône.



Figure 110. Crue nov. 2002 – localisation infiltrations eaux boueuses le long de l'ancienne brèche de la Galante



Photo 51. Ancienne brèche de la galante – renard hydraulique (©Cemagref [A2002 07]))

14.5.6 PRG 304.36 - Brèche de Lauricet de 1993 et 1994

La brèche de Lauricet a été comblée à l'aide d'enrochements suite à la crue de janvier 1994. Un renard hydraulique, accompagné d'un petit glissement de talus côté terre s'est produit le 26/11/2002.

La digue doit être intégralement reprise dans le cadre de l'opération de renforcement et recul limité des digues du Petit Rhône.



Figure 111. Crue novembre 2002 – localisation infiltrations eaux boueuses et de l'affaissement côté terre le long de l'ancienne brèche de Lauricet



Photo 52. Ancienne brèche de Lauricet – renard hydraulique dans la couche de terre recouvrant les enrochements et glissement de talus côté aval (©Cemagref [A2002 07]))

14.5.7 PRG 307,0 et 308,46 – Amont et Aval d'Albaron

Des infiltrations en pied et résurgences en milieux de talus ont été observées. Une campagne de purge de terriers de blaireaux et de lapins avait été entreprise en 2002.
Suite à un premier incident (départ de fines) au PK 307, une intervention d'urgence a consisté à engraisser les deux talus avec de l'argile

Plus en aval au niveau du Mas d'Albaron (PRG 308.46) dans un secteur ayant fait l'objet de travaux de purge de terriers de blaireaux, une fissure longitudinal est apparue en crête, avec sur un site une amorce de glissement de talus (fissure ouverte et affaissement de 20 cm).
L'intervention a consisté à régaler un matelas d'argile en pied côté fleuve afin de stopper les infiltrations et à conforter le talus aval avec le même matériau.

La digue a été intégralement confortée en 2004 en traversée d'Albaron. Au droit du PRG 308.5, une banquette en laitier a été réalisée côté terre après la crue. Aucun travaux de confortement n'est à ce jour programmé dans le cadre du Plan Rhône.



Figure 112. Crue Nov. 2002 – localisation infiltrations d'eaux chargées Albaron



Photo 53. Crue Nov. 2002 - Engraissement Argile talus côté fleuve et côté terre au PRG 307 (gauche) et en laitier côté terre au PRG 308,43 (droite) (© CEMAGREF [A2002 07])

14.5.8 PRG 312.52, 312.70 et 314.05 - Eymini de Boismeau et Mas de Ventabren

Des infiltrations en pied aval ont été observées, avec des résurgences en milieu de talus au droit d'anciens terriers de lapins traités l'année précédente (source CEMAGREF [A2002 07] et garde digues).

La présence d'un fontis en crête de digue côté talus amont a également été observée au droit du Mas Ventabren.



Figure 113. Crue Nov. 2002 – localisation infiltrations d'eaux boueuses entre les Mas d'Eymini et Ventabren



Photo 54. Crue Nov. 2002 - Mas Ventabren - infiltrations d'eaux boueuses (©PNRC [A2002 12])



Photo 55. Crue Nov. 2002 – Fontis en crête de digue - Mas Ventabren (©SYMADREM [A2002 08])

L'intervention d'urgence a consisté à mettre en œuvre un matelas argileux sur le talus côté fleuve et engraisser le talus côté terre avec du laitier.



Photo 56. Crue Nov. 2002 – Intervention d'Urgence Mas Ventabren (©SYMADREM [A2002 08])



Photo 57. Banquette côté terre en laitier en aval du mas d'Eymini (photo 2014)

Il est à noter la présence d'un paléo-chenal dans ce secteur du fleuve. Aucun travaux de confortement n'est à ce jour programmé sur ce tronçon dans le cadre du Plan Rhône.

14.5.9 PRG 316.24 - Grandes Cabannes du Vaccarès

Dans ce secteur, des infiltrations en pied aval et la présence de terriers de lapins ont été des problèmes récurrents depuis 1994.

Plusieurs incidents ont eu lieu sur le secteur compris entre le PK 315.8 et 316.24 :

- Un affaissement du talus, suivi d'une fissure longitudinale le 19/11/2002
- des infiltrations d'eaux chargées en fines le 25/11/2002

L'affaissement de talus semble trouver son origine dans des anciens terriers de lapins. Un remblai argileux et du tout-venant ont permis un premier colmatage.
Le 25/11 des infiltrations d'eaux chargées en fines se sont accentuées en amont et en aval des Grandes Cabannes du Vaccarès.

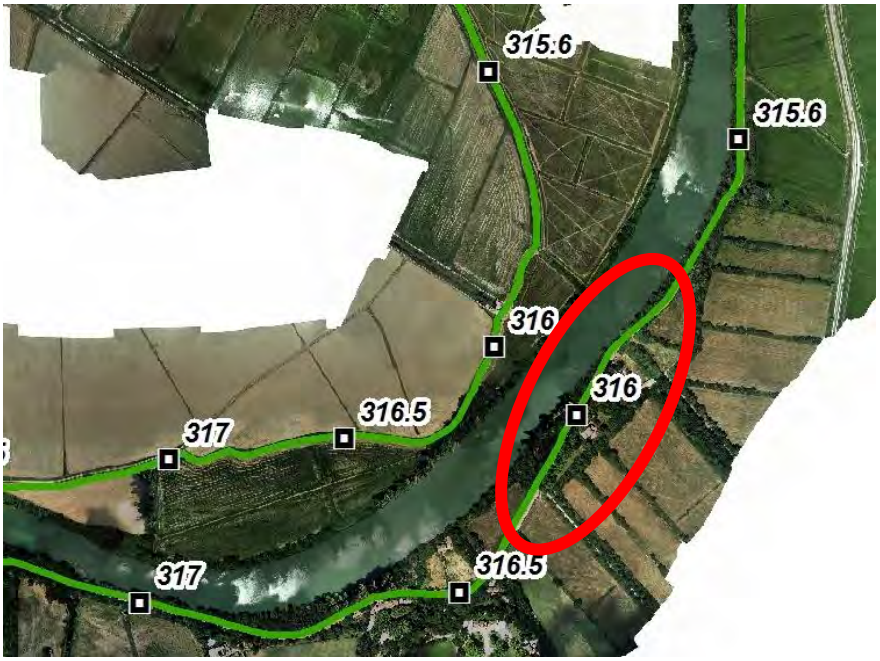


Figure 114. Crue Nov. 2002 - localisation infiltrations d'eaux boueuses Cabannes du Vaccarès



Photo 58. Grandes Cabannes de Vaccarès – infiltrations d'eaux boueuses (©PNRC)

Les interventions d'urgence ont consisté à réaliser un chemin de pied côté terre en laitier et à engraisser les talus avec des matériaux argileux prélevés sur place côté terre en retrait de la digue.



Photo 59. Crue Nov. 2002 – Intervention d'urgence Grandes Cabannes du Vaccarès (©Cemagref [A2002 07]))

Le désordre est situé au droit d'un ancien paléo-chenal.

Aucun travaux de confortement n'est à ce jour programmé sur ce tronçon dans le cadre du Plan Rhône.

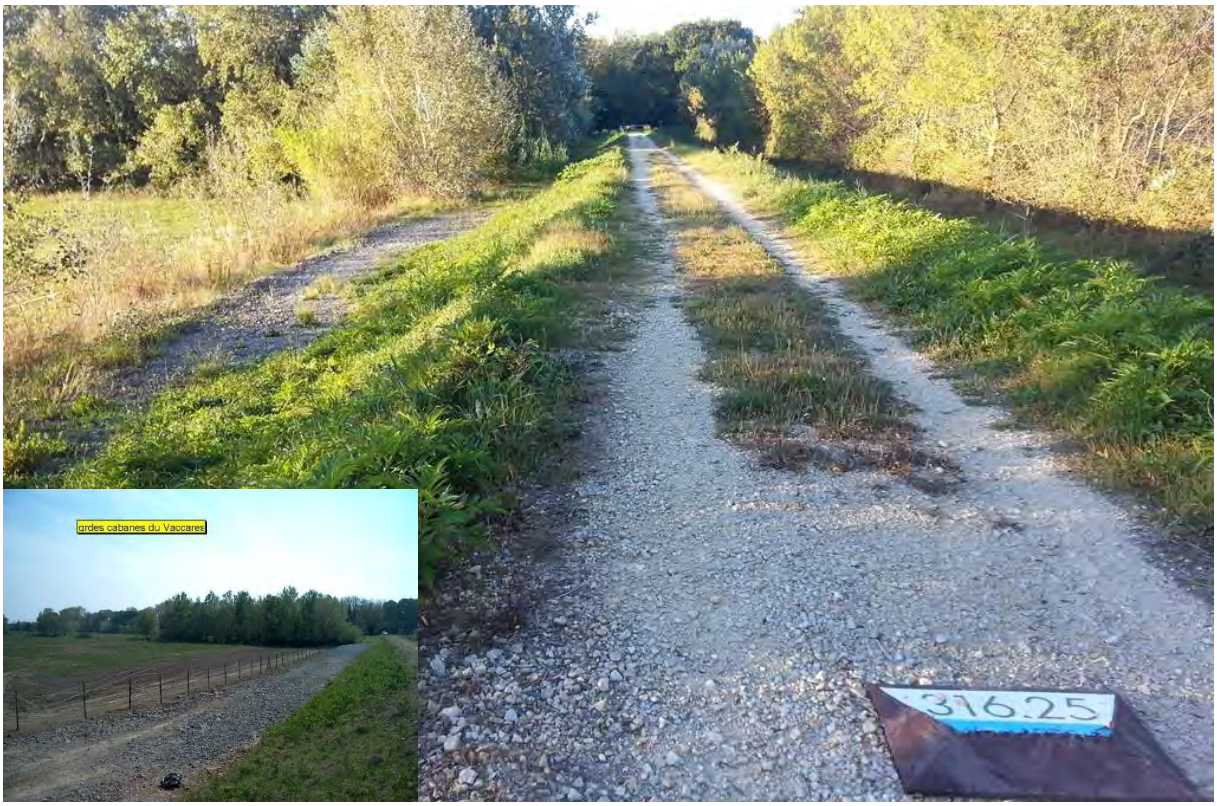


Photo 60. Banquette côté terre en laitier (photo en 2004 et 2014)

14.5.10 GRD 308.89 à GRD 310.50 - Mas d'Auphan et de Grifeuille

Ce site avait fait l'objet de travaux de purge des terriers de blaireau, une quinzaine de trous ayant été traitées. Malgré ces travaux, des fuites sont apparues en milieu de talus côté terre. Une pelle à bras long (18m) a permis de placer en amont un bouchon de terre prélevé dans les terrains en place.



Photo 61. Crue Nov. 2002 – Fuite anciens terriers de blaireaux (©Cemagref [A2002 07])



Photo 62. Digue du Mas d'Auphan (308.9) en 2014

Ce secteur est situé au droit d'un ancien bras secondaire du Rhône. Aucun travaux de confortement n'est à ce jour programmé dans le cadre du Plan Rhône.

14.5.11 GRD 315.27 à 315.34 - Chamone

Un terrier de blaireau a généré, à proximité de la brèche partielle de 1993, une fuite importante en milieu de talus. A 13h30, lors du premier passage du garde, rien n'était visible. A 16 heures, l'eau qui coulait à travers était chargée de limons. L'intervention a consisté à mettre en place avec une pelle long bras un matelas de terre en amont et en aval de la fuite. Elle a débuté à 17h et s'est achevée à 20 heures.



Figure 115. Crue Nov. 2002 - localisation infiltrations d'eaux boueuses Chamone



Photo 63. Crue Nov. 2002 – infilt. eaux boueuses Chamone (©Cemagref [A2002 07])

14.6 INFILTRATIONS EAUX CLAIRES

4 infiltrations d'eaux claires ont été recensées. 3 interventions d'urgence, consistant soit à mettre de l'argile côté fleuve, soit à mettre du matériau drainants côté terre, ont été réalisées pour réduire le débit de fuite.

Deux désordres sont localisés au droit d'anciennes brèches de 1993 et sont directement liés à la perméabilité des matériaux en place.

Deux autres désordres sont localisés à proximité de paléo-chenaux.

Tableau 24. Crue nov. 2002 – Bilan des infiltrations d'eaux claires

Infiltrations d'eaux claires					
Nom du désordre	**Type désordre**	**PR**	**Mesures prises**	**Initiateur pressenti**	**Code**
Trou de Fourques	Infiltration eaux claires en pied de digue dans la recharge aval en laitier	PRG 282.25 PRG 282.29	Interv urgence Remblaiement caisse d'emprunt surveillance	Paléo-chenal brèche de 1856	D1
Station Pompage Casebrune	Ecoulement dans ancienne brèche	PRG 301,03	Interv urgence Recharge tout venant pour limiter les écoulements	brèche de 1993	D1
Mas de la Vigne	Ecoulement anciennes brèches	PRG 305,63	Surveillance	brèche de 1993	D1
Amérique	Infiltrations eaux claires en fondation avec petits geysers	GRD 313,93 GRD 314.09	Interv urgence Argile côté fleuve pour limiter les écoulements	Paléo-chenal	D1

14.6.1 PRG 282.25 à PRG 282.29 - Trou de Fourques

Des infiltrations d'eaux chargées en fines provenant d'anciens terriers de lapins avaient été observées lors des crues de 1993 et 1994. Des travaux post-crue consistant en la mise en œuvre d'un géotextile filtrant et d'une recharge drainante en laitier sur le talus côté terre, avaient été réalisées.

Lors de la crue, des infiltrations d'eaux claires ont été observées en aval de la digue au droit d'un casier d'emprunt. Il est à noter que ce site est en aval d'une ancienne brèche de 1856 et d'un paléo-chenal.

L'intervention a consisté à remblayer le casier et aménager une piste de circulation en pied de digue.



Figure 116. Crue Nov. 2002 - localisation infiltrations d'eaux claires au trou de Fourques



Photo 64. Crue Nov. 2002 – infilt. eaux claires Trou de Fourques (©Cemagref [A2002 07]))

Des travaux de confortement complémentaires à ceux réalisés en 1994 et 1997 sont prévus dans le cadre de l'opération de renforcement et décorsetage limité des digues du Petit Rhône.

14.6.2 PRG 301.03 - Station de pompage de Casebrune

Des résurgences au droit de l'ancienne brèche de 1993 sont observées dès le Rhône franchit 4500 m^3/s. Une recharge en tout venant a été mise en place pendant la crue pour filtrer et limiter les écoulements.



Figure 117. Crue Nov. 2002 - localisation infiltrations d'eaux claires Casebrune



Photo 65. Station de pompage de Casebrune (©Cemagref [A2002 07])

Ce secteur sera conforté dans le cadre de l'opération de renforcement et décorsetage limité des digues du Petit Rhône.

14.6.3 PRG 305.63 – Mas de la vigne

Des infiltrations et résurgences ont été observées sur le talus côté terre au droit des trois brèches partielles occasionnées en octobre 1993.



Figure 118. Crue Nov. 2002 – localisation infiltrations anciennes brèches 1993 du Mas de la Vigne

14.6.4 GRD 313.93 à GRD 314.09 - Mas de l'Amérique

Des résurgences en pied de talus côté terre sont fréquentes sur ce tronçon et apparaissent pour des crues supérieures à 6000 m^3/s. En 2002, un matelas de terre argileuse a été mis en place en pied de talus côté fleuve pour limiter les écoulements.

Ce secteur est situé juste en aval d'un ancien bras secondaire du fleuve et en amont d'un ancien bras principal du fleuve.

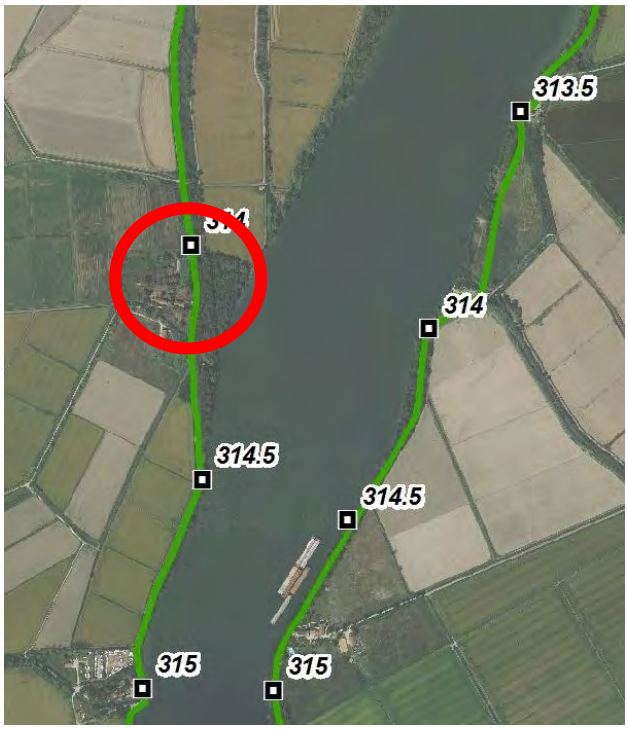


Figure 119. Crue Nov. 2002 – localisation des infiltrations Mas de l'Amérique

14.7 AFFOUILLEMENT EXTERNE

4 désordres par affouillement externe ont été recensés au droit de secteur où le ségonnal est soit inexistant, soit inférieur à 5 mètres :

3 désordres ont entrainés des glissements de berges en décrue. Sur ces 3 désordres, 2 sont situés en extrados et 1 désordre est situé au droit d'une fosse d'érosion liée à un rétrécissement du fleuve.

1 désordre est lié à la présence d'un arbre qui a dévié le courant sur la digue.

Aucune intervention d'urgence n'a eu lieu en crue. Malgré la durée importante de la crue, ces désordres n'ont pas entraîné de départ de brèches.

Tableau 25. Crue nov. 2002 – bilan des affouill. externes et désordres associés (glissement de berges)

Affouillement externe					
Nom du désordre	**Type désordre**	**PR**	**Mesure prise**	**Initiateur pressenti**	**Code**
Mas Montilles	Trou au milieu de la digue et effondrement talus côté fleuve	PRD 322,74	surveillance	Arbre déviant le courant Absence de ségonnal	D15 D11
Pin Fourcat	Affouillement et glissement de berge	PRD 327,99 PRD 328.13	surveillance	Absence de ségonnal Extrado	D11 D10
Barcarin	Affouillement et glissement de berge	GRD 315,89	surveillance	Extrado Fosse très profonde Absence de ségonnal	D11 D10
Esquineau	Affouillement et glissement de berge	GRD 320,00 GRD 321.86	surveillance	Houle Batillage bateaux Absence de ségonnal	D11 D10

14.7.1 PRD 322.74 – Mas des Mantilles

La digue sur ce secteur est proche du fleuve et située en extrado. Un arbre en crête de digue a généré un affouillement externe important autour de son tronc et le talus côté fleuve s'est effondré jusqu'au milieu de la digue.



Figure 120. Crue nov. 2002 – Affouillement dû à la présence d'un arbre mas des mantilles

L'intervention d'urgence a eu lieu après crue et a consisté, après enlèvement de la souche, à reprendre de talus avec du limon compacté. Un bourrelet de terre a été confectionné en crête afin de se prémunir des surverses.



Photo 66. Crue Nov. 2002 - Affouillement externe Mas des Montilles (©Cemagref [A2002 07])

Ce tronçon sera repris dans le cadre de l'opération de renforcement et décorsetage limité des digues du Petit Rhône.

14.7.2 PRD 327.99 à PRD 328.13 - Pin Fourcat

Une amorce de glissement du talus de berge s'est déclarée au niveau d'un embarcadère. Le talus a été conforté avec des enrochements posés lors de la crue. La réalisation d'un sabot de pied et la pose d'une couche de transition n'ont pas été possible compte tenu des conditions d'intervention.



Photo 67. Crue Nov. 2002 - Affouillement ext.et glissement Pin Fourcat (©Cemagref [A2002 07])



Photo 68. Digue du Petit Rhône rive droite (PRD 328.0) en 2014

Aucun travaux de confortement n'est à ce jour programmé dans le cadre du Plan Rhône.

14.7.3 GRD 315.89 - Eglise de Barcarin

Un affaissement d'enrochements posés en confortement de berge et de digue a été constaté.

Ce secteur est connu pour avoir fait l'objet en 1856 d'une brèche partielle probablement par affouillement.
L'absence de ségonnal, la situation de la berge en extrado et la présence d'une fosse d'affouillement profonde de plus de 20 mètres en pied de berge (elle-même due à un rétrécissement du lit endigué), sont 3 conditions cumulatives pouvant provoquer ce type de rupture.
Dans le cadre du projet de renforcement de la digue de Salin de Giraud, il est prévu de combiner des solutions de recul de la digue et de protection en enrochements avec sabots sur les tronçons où le recul n'est pas possible ou insuffisant.



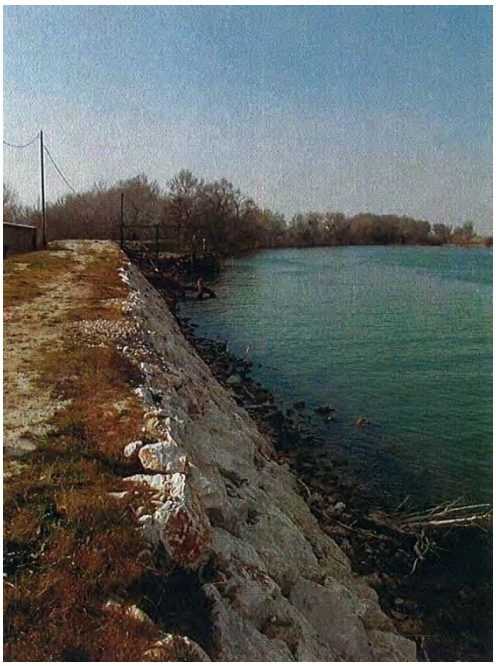


Photo 69. Crue Nov. 2002 - Affouillement ext.et glissement Barcarin (©Cemagref [A2002 07])

14.7.4 GRD 320 à GRD 321.86 - L'esquineau

Ce secteur est connu pour des problèmes d'érosion externe à répétition. Le ségonal a considérablement reculé depuis ces dernières années et la digue est aujourd'hui très proche du fleuve.

En 2002, un glissement d'enrochements anciens et deux petits glissements de talus côté fleuve sont apparus au droit du GRD 320.5. Si le désordre observé est un glissement de berge, le mode de rupture initiateur est l'affouillement externe provoqué par le batillage des vagues générées d'une part par les vents orientées Sud-Est (entrées marines) et par l'accroissement du transport fluvial depuis le déroctage du seuil de Terrin.



Photo 70. Crue Nov. 2002 – Aff. Externe et glissement Aval Esquineau (©Cemagref [A2002 07])

14.8 GLISSEMENT

Un seul glissement a été observé lors de la crue au droit de la digue d'embouquement de l'écluse d'Arles.

Tableau 26. Crue nov. 2002 – Bilan des désordres par glissement

Glissement				
Nom du désordre	**Type désordre**	**Localisation**	**Mesure prise**	**Initiateur pressenti**
Ecluse d'Arles	Glissement	GRG 283,7	Big-bags	Raideur talus

14.8.1 GRG 283.7 – Embouquement Ecluse d'Arles

Quatre glissements à mi-hauteur de talus ont été confortés en crue par la mise en place de sacs de terre appareillés et fondés en pied sur des piquets de bois battus. Ce confortement a permis de stopper les glissements en cours.



Photo 71. Crue Nov. 2002 – Glissement Barriol (©Cemagref [A2002 07])

Ce secteur a fait l'objet de travaux de confortement à la cote identique en 2006 dans le cadre des travaux de 2ème urgence. Ils ont consisté à réaliser un masque en matériaux argileux sur le talus côté fleuve. Lors de notre visite en 2014, un fontis en crête de digue vraisemblablement à l'interface entre la digue d'origine et le masque réalisé en 2006 était visible. Ce dernier peu profond a été traité en 2015 dans le cadre des travaux de renforcement et mise à la cote Q_{1000} + 50 cm.



Photo 72. Embouquement écluse d'Arles – fontis en crête de digue observé en 2014

14.9 DEFAILLANCE DES OUVRAGES TRAVERSANTS

Le bilan des défaillances au droit d'ouvrages traversants figure ci-dessous

Tableau 27. Crue nov. 2002 – Bilan des défaillances des ouvrages traversants

Défaillance ouvrage traversant Fuite le long d'une conduite traversante (D4) ou dans l'ouvrage (D5)					
Nom du désordre	**Type désordre**	**PR**	**Mesure prise**	**Initiateur pressenti**	**Code**
Cazeneuve	Vanne fuyarde	PRG 282,43	Interv. urgence Big-Bag	Ouvrage vétuste	D5
Station Comanderette	Infiltrations eaux boueuses le long d'un ancien aqueduc (OHT)	PRG 286.85	Interv. urgence Argile côté fleuve	Erosion conduit Ancienne brèche supposée	D4
Duroure	Claquage du bouchon de colmatage	PRG 317,25	Interv. urgence Big-Bags	Ouvrage hors service	D5
Barcarin	Vanne fuyarde	GRG 316,70	Interv. urgence Merlon de terre côté terre pour empêcher débordement canal	Ouvrage vétuste	D5
Tour Cazeau	Effondrement d'une vanne bouchée	GRD 301,40	Interv. urgence Bouchon de terre côté fleuve	Ouvrage hors service	D5

Sur ces 5 désordres :

- 2 désordres sont liés à des vannes fuyardes
- 2 désordres sont liés à des colmatages de conduites, qui ont cédé sous la pression de l'eau ou se sont effondrés suite à des écoulements
- 1 désordre est lié à une érosion de conduit le long d'un ouvrage hors service.

Ces 5 désordres ont fait l'objet d'intervention d'urgence consistant à mettre soit de l'argile côté fleuve ou des big-bags au droit des ouvertures. Elles ont toutes permise de stopper le processus d'inondation (D5) ou de brèche (D4).

14.9.1 PRG 282.43 - Mas de Cazeneuve

La vanne de garde amont côté fleuve était fuyarde et laisser passer l'eau pendant la crue. Afin d'y remédier des « big-bag » ont été placés en amont de la vanne par une pelleteuse pendant la crue, ce qui a permis d'arrêter la fuite.



Photo 73. Crue Nov. 2002 – Défaillance Vanne de Cazeneuve (©Cemagref [A2002 07])

Un désordre similaire a été observé en 2003. L'ouvrage a été sécurisé après crue.

14.9.2 PRG 286.85 - Station de Pompage de la Commanderette ou « Petite Corège »

Des fuites sont apparues à travers le perré du talus côté terre. Un entrainement de limons a été observé. A priori, il s'agit d'écoulements internes dans le remblai le long de l'ancien aqueduc, lui-même bouché en amont et en aval. Une intervention d'urgence (non datée) a été réalisée et a consisté en la mise en œuvre d'argile côté fleuve. Aucune évolution notable n'a été observée en déc. 2003. Il est à noter qu'une digue perreyée figure sur la carte de 1876 attestant d'une brèche, d'un désordre ou de fortes infiltrations passées.



Figure 121. Crue nov. 2002 –infiltrations eaux boueuses le long de la station de la comanderette



Photo 74. Intervention d'urgence station de la comanderette – engraissement d'argile et vue caisse d'emprunts côté terre (©Cemagref [A2002 07]))



Photo 75. Prise d'eau de la Commanderette en déc. 2003 (source CEMAGREF [A2003 03])

Cet ouvrage a été supprimé en 2010 lors de la campagne de purge d'une cinquantaine d'ouvrages traversants hors service.

14.9.3 PRG 317.25 - Mas Duroure

Il s'agit d'une ancienne prise d'eau gravitaire hors service dont le bouchon de terre a cédé. Trois « big-bag » emplis de terre ont été déposés devant la vanne ainsi qu'un merlon de terre.



Photo 76. Crue Nov. 2002 – Localisation défaillance Vanne du mas Duroure



Photo 77. Prise d'eau Mas Duroure – colmatage amont de la prise d'eau défaillante

En déc 2003, une fuite similaire a été observée et a donné lieu à une intervention d'urgence par mise en œuvre de big-bags. Cet ouvrage a été supprimé lors de la campagne de 2010.

14.9.4 GRG 316.70 - Bac de Barcarin rive gauche

Il s'agit d'un incident mineur sur une prise, le canal de fuite en charge débordait légèrement compte tenu des fuites dans trois ouvrages traversants.
Un merlon de terre a été installé afin de canaliser les eaux vers le fossé aval.

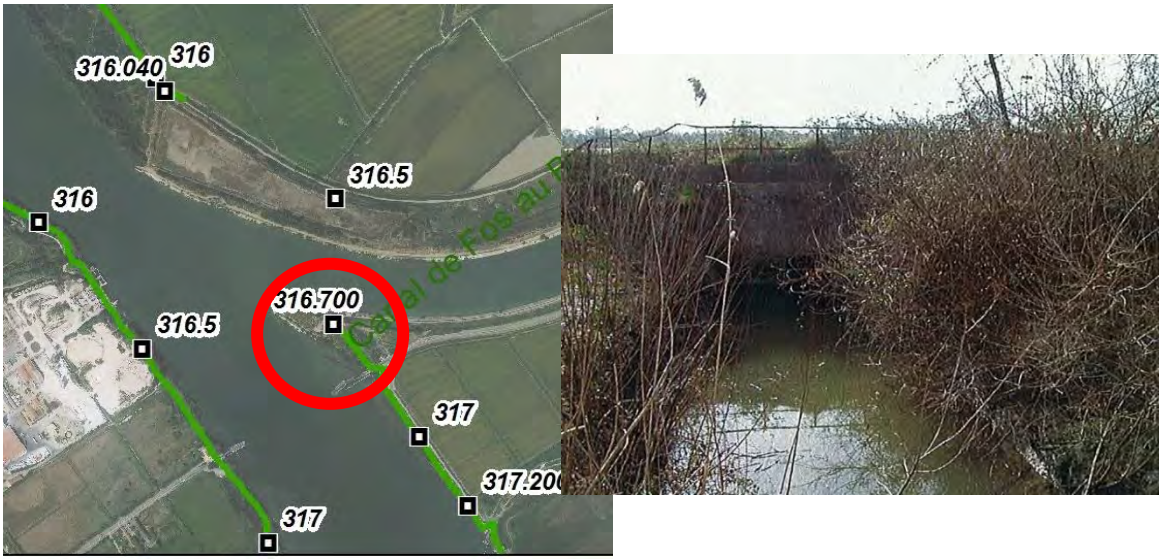


Photo 78. Crue Nov. 2002 – Ouvrage traversant barbarin (©Cemagref [A2002 07])

Cet ouvrage a été supprimé en 2010.

14.9.5 GRD 301.4 - Tour du Cazeau

Il s'agit d'une martelière inusitée et bouchée en 1994. Celle-ci a fui lors de la crue. Une dalle de l'aqueduc en s'effondrant a créé un fontis sur le talus côté fleuve. Un bouchon de terre a été mis en place en amont à l'aide d'une pelle mécanique. L'ouvrage a été supprimé en 2010.

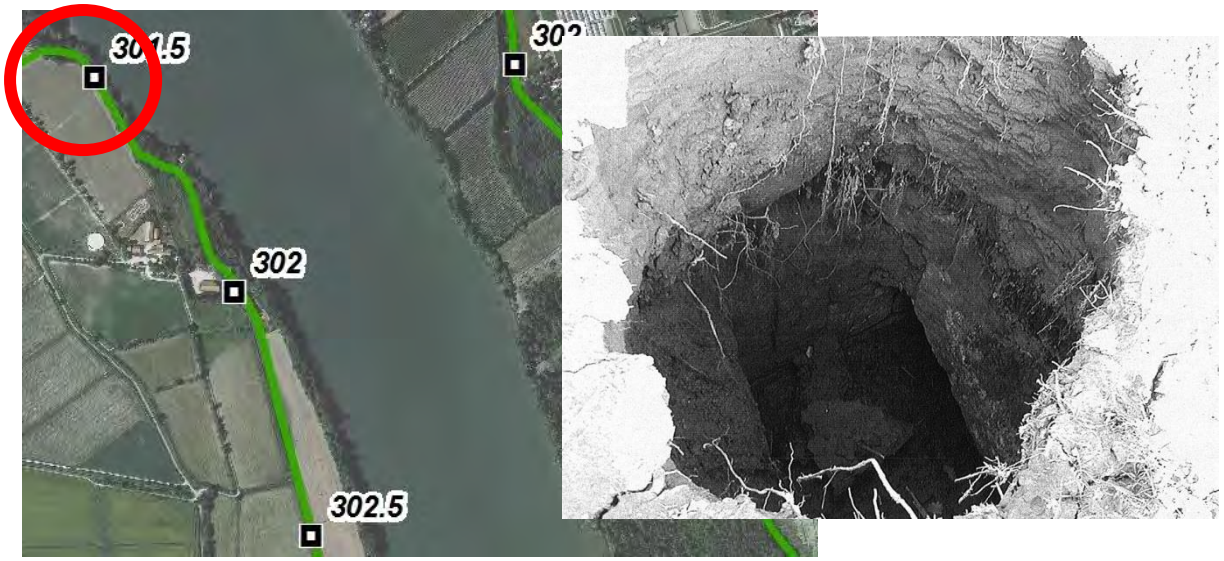


Photo 79. Défaillance ouvrages traversant Tour du Cazeau (©Cemagref [A2002 07])

15 CRUE DE DECEMBRE 2003

La crue de décembre 2003 a franchi le seuil de 8,15 m NGF (environ 6750 m^3/s) du 02/12/2003 à 7h00 jusqu'au 05/12/2003 à 2h00. Elle a atteint son pic le 4 décembre 2003 à 3h00 à la station de Beaucaire/Tarascon. Les principales caractéristiques de la crue de décembre sont les suivantes.

Les limnigrammes dans le Delta du Rhône et le marégramme au Grau de la Dent, ainsi que les instants de formation des brèches figurent en page suivante.

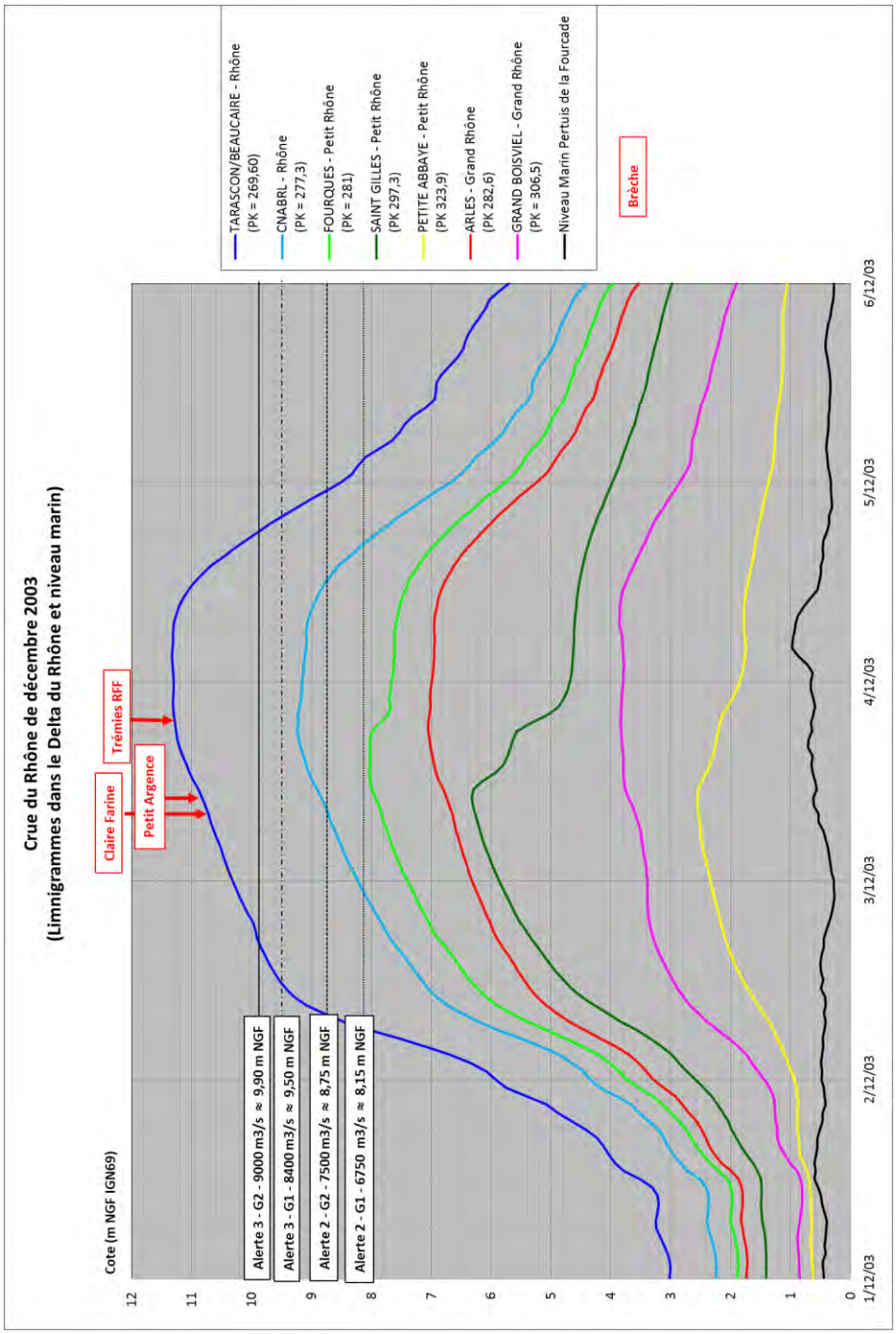


Figure 122. Crue de déc. 2003 : limnigrammes aux principales stations du Grand Delta (source CNR [O0105]) et Marégramme au pertuis de la Fourcade

15.1 BILAN GENERAL DES BRECHES CAUSEES LORS DE LA CRUE DE DECEMBRE 2003

La crue de décembre 2003 a provoqué 4 brèches totales et 2 départs de brèche (Cf. photos ci-dessous) dans le Grand Delta :

- la brèche de Claire Farine en rive droite du Petit Rhône (PK 309,5), qui est intervenue le 3 décembre 2003, vers 8 heures. La longueur maximale de la brèche a été estimée à 120 m,
- la brèche de Petit Argence en rive droite du Petit Rhône (PK 288), qui est intervenue le 3 décembre 2003, vers 10 heures. La longueur maximale de la brèche a été estimée entre 130 et 160 m,
- les deux brèches des digues de protection des trémies du remblai ferroviaire Tarascon/Arles, qui sont intervenues le 3 décembre 2003 vers 21h30,
- le départ de brèche au droit du château de l'Armellière le 3 décembre 2003 vers 12h30,
- Le départ de brèche par surverse au droit de Petite Abbaye le 3 décembre 2003 à 16h30.



Photo 80. brèche de Petite Argence ((©photo-aerienne-france.fr) et brèche de Claire Farine [A2003 18]



Photo 81. Brèche dans les digues de protection des trémies ferroviaires (©ville Tarascon)



Photo 82. Trémies du remblai ferroviaire Tarascon/Arles (©ville Tarascon)



Photo 83. Départs de brèche au château de l'Armelière (© ville Arles [A408]) et Petite Abbaye (©Cemagref [A2003 03]

On note également une brèche par surverse en rive gauche du Vigueirat au droit du lieu-dit Fort d'Herval.

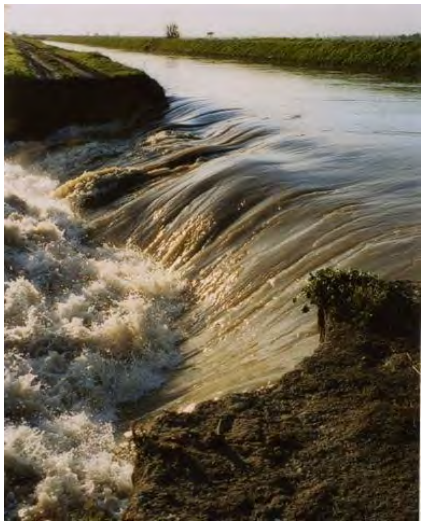


Photo 84. Brèche dans le Vigueirat

Le mode de rupture initiateur des brèches figure dans le tableau ci-dessous :

Tableau 28. Crue de décembre 2003 - Bilan général des brèches

Nom de la brèche	Type brèche	PR	Largeur (m)	Origine
Petit Argence	Totale	PRD 288,0	130 m	Erosion interne
Claire Farine	Totale	PRD 309,5	120 m	Surverse
Trémie du Mas Tessier	Totale	RG 271.3	8 m	Surverse
Trémie des Ségonnaux	Totale	RG 273.8	8 m	Surverse
Armellière	Départ	GRD 297.97	Qq mètres	Effondrement d'un ouvrage traversant masqué
Petite Abbaye	Départ	PRD 323.67	3 mètres	Surverse

15.2 INONDATION DU RHONE CAUSEE PAR CES BRECHES

Ces brèches totales ont occasionné des volumes de débordements très importants, estimés par la $CNR_{ingénierie}$ [K100] pour :

- la brèche de Claire Farine à 73 millions de m^3,
- la brèche de Petite Argence à 137 millions de m^3,
- les brèches des digues de protection des 2 trémies du remblai ferroviaire Tarascon/Arles à 17 millions de m^3.

La photo en page suivante illustre l'ampleur de l'inondation du Rhône en rive droite du Rhône (Plaine de Beaucaire et Camargue Gardoise) et en rive gauche du Rhône (Plaine du Trébon et quartier Nord d'Arles).



Figure 123. Image SPOT de la crue de décembre 2003 prise le 7 décembre 2003 [A2003 09]

Les figures ci-après, extraites de l'étude de calage précis entre Beaucaire et Arles réalisées par la CNRingénierie [K100] illustrent respectivement :

- Les débits modélisés dans la brèche d'Argence, la brèche de Claire Farine et sur le Petit Rhône à Fourques ;
- Le débit sur le Petit Rhône en amont et en aval d'Argence ainsi que le débit dérivé dans la zone protégée au travers de la brèche d'Argence ;
- Le débit sur le Petit Rhône en amont et en aval de Claire Farine ainsi que le débit dérivé dans la zone protégée au travers de la brèche de Claire Farine;
- Les débits de pointe modélisés aux stations de Beaucaire/Tarascon, Arles et Fourques ;
- La ligne d'eau maximum modélisée sur le Rhône et Petit Rhône lors de la crue de décembre 2003 et la ligne d'eau modélisée pour la même crue en supposant l'absence de brèche ;

- La répartition Petit Rhône/Grand Rhône.

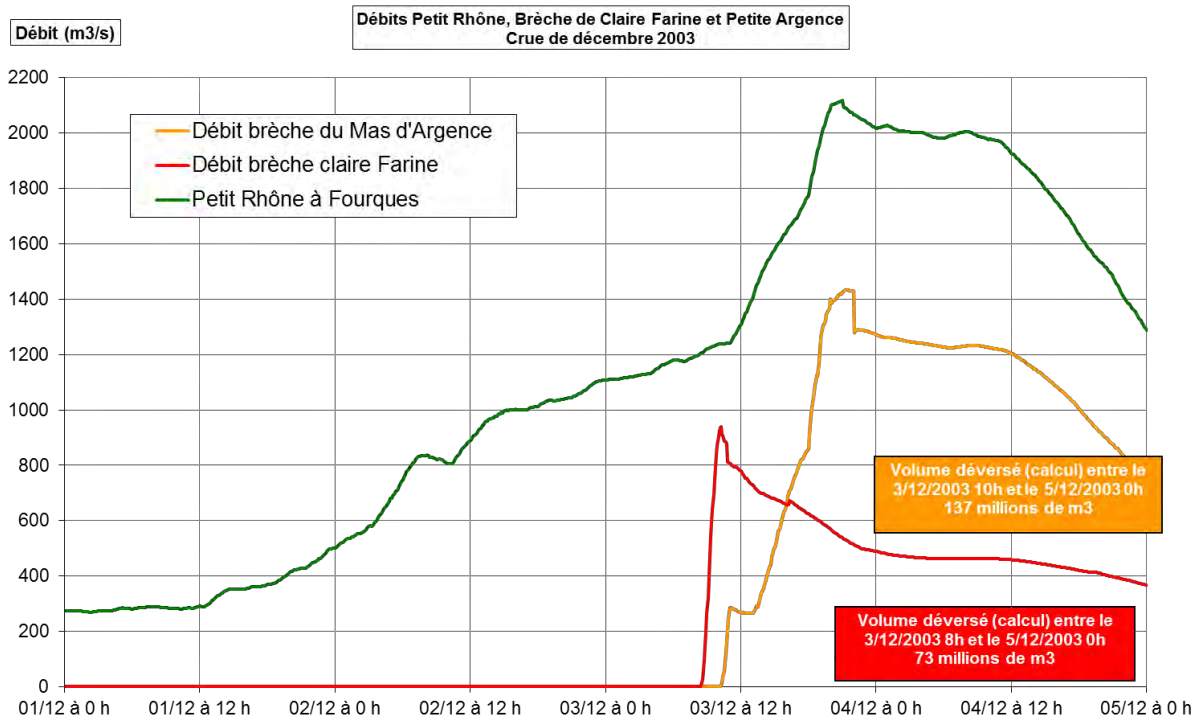


Figure 124. Débits modélisés dans la brèche d'Argence, la brèche de Claire Farine et sur le Petit Rhône à Fourques (source CNR [K100])

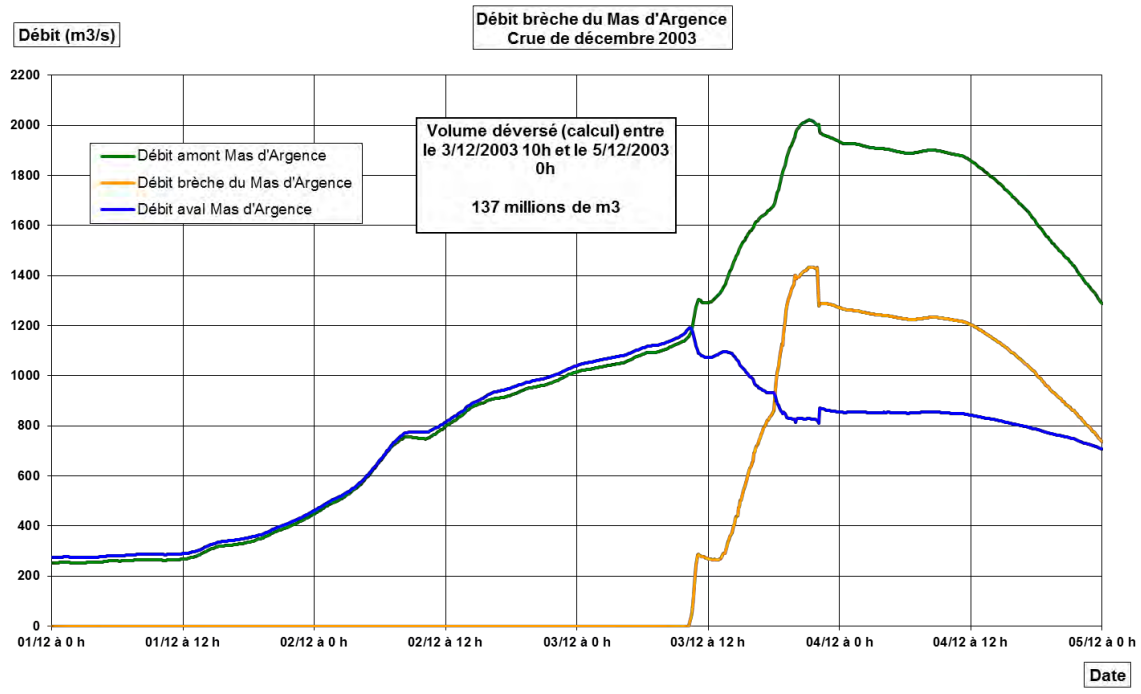


Figure 125. Débit sur le Petit Rhône en amont et en aval d'Argence et dans la brèche d'Argence (source CNRingénierie [K100])

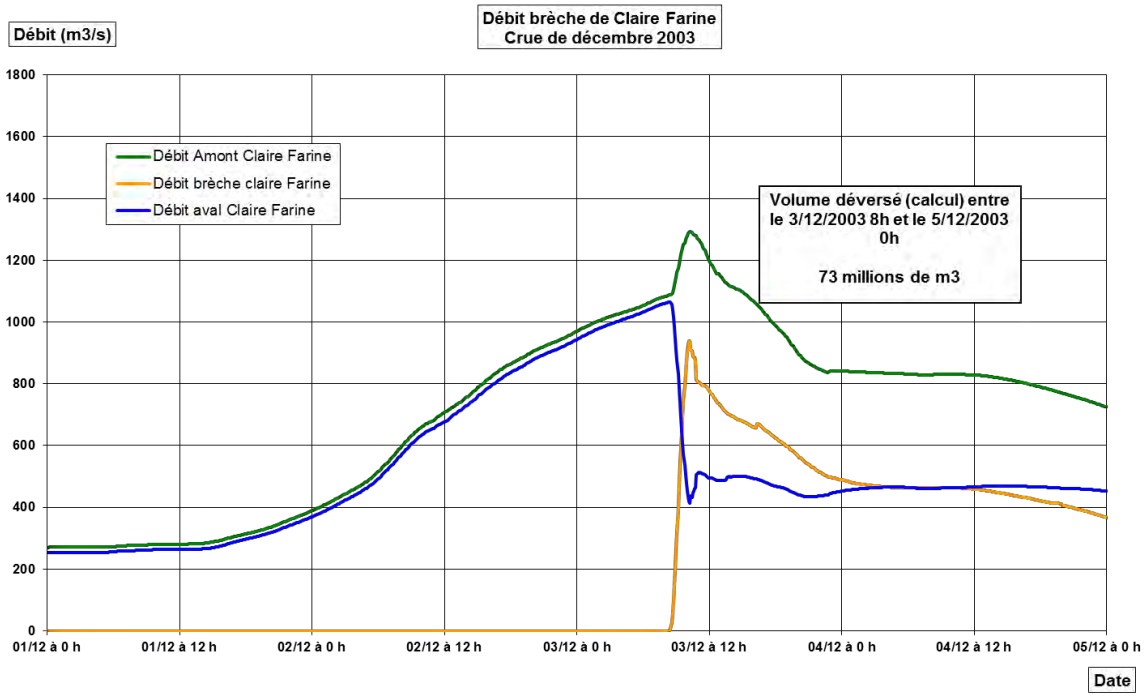


Figure 126. Débit sur le Petit Rhône en amont et en aval de Claire Farine et dans la brèche de Claire Farine (source CNRingénierie [K100])

15.3 BILAN GENERAL DES AUTRES DESORDRES

Sur le périmètre géré, à cette date par le SYMADREM, aucune brèche totale n'a été occasionnée. En revanche de nombreux désordres ont été observés et certains d'entre eux ont fait l'objet d'interventions d'urgence.



Photo 85. Crue de décembre 2003 – Vue sur Trinquetaille (© P. BLOT)

Une main courante a été dressée par le poste de commandement du SYMADREM. Elle est reproduite dans le tableau ci-dessous et complété en ce qui concerne les PR digues.

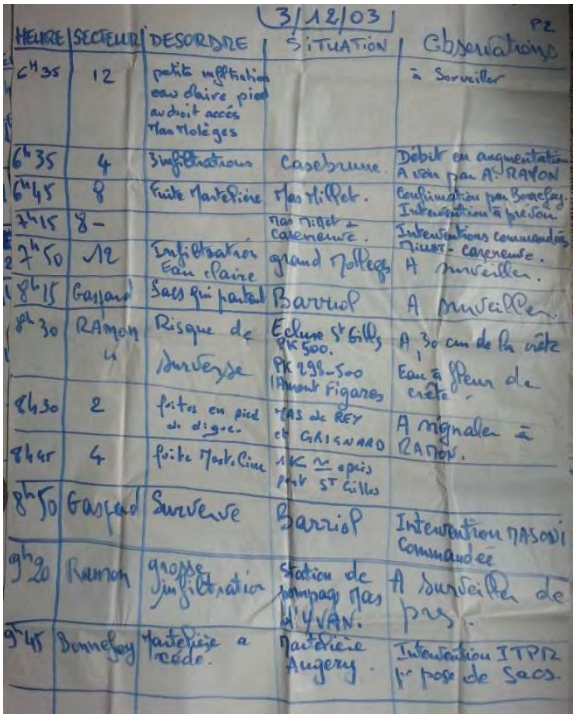


Figure 127. Main courante SYMADREM – journée du 3 décembre 2003

Tableau 29. Crue de décembre 2003 – Main courante du poste de commandement SYMADREM

Date et heure	PR	Code	Type de désordre	Traitement
2/12 – 13h45	PRG 281.5	D1	Infiltration	Vérifié par garde digue
2/12 – 14h00	GRD 315.9	D10	Eboulement enrochements	
2/12 – 14h40	GRD 315.9	D10 D11	Eboulement + érosion talus	A surveiller
2/12 – 17h30	PRG 297 ou 301	D14	Fissure sur digue	A surveiller
2/12 – 17h30	PRG 307	D11	Erosion pied de digue, perré découvert	Intervention entreprise traité
2/12 – 18h35	PRG 299.8	D2	Infiltration ancienne brèche	A traiter rapidement
2/12 – 18h50	GRG 297.5	D5	Défaillance prise d'eau gravitaire les entorches	A voir
2/12 – 19h00	GRD 292.5	D3	Terrier observé mas de terrin	Bouché par un surveillant à surveiller
2/12 – 20h30	PRG 304.2	D1 ou D2	Infiltration ancienne brèche de Lauricet	A vérifier
2/12 – 21h40	GRD 294 GRD 294.5	D5	Martelière du Mas Millet ouverte	
2/12 – 22h30	PRD 322.5 PRD 326	D6	**Surverse généralisée** grande abbaye pin fourcat	

3/12 – 1h45	PRG 305.5	D11	Erosion côté fleuve	Faire confirmer
	PRG 301	D1 ou D2	Infiltration ancienne brèche de case brune	Faire confirmer
3/12 – 3h10	GRD 294 GRD 294.5	D5	Augmentation fuite de la martelière du mas millet	A voir
3/12 – 6h35	GRG 292.3	D1	Infiltration eau claire Au droit accès Mas Mollégès	A surveiller
3/12 – 6h35	PRG 301	D1 ou D2	Augmentation débit d'infiltration ancienne brèche de Casebrune	A surveiller plus fréquemment
3/12 –6h45	GRD 294 GRD 294.5	D5	Confirmation fuite martelière Mas millet	Intervention à prévoir
3./12 – 7h15	GRD 294 PRG 282.4	D5	Martelière mas Millet Martelière mas cazeneuve	Intervention commandée
3/12 –7h50	GRG 292.3	D1	Infiltration eau claire Mas Mollégès	A surveiller
3/12 –8h15	GRG 283.7	D10	Sacs posés en 2002 à Barriol partent	A surveiller
3/12 – 8h30	PRG 300	D6	Risque de surverse (revanche 30 cm)	
3/12 – 8h30	PRG 298,5	D6	Limite surverse	
3/12 – 8h30	PRG 285 A PRG 287	D1	Fuites en pied de digue Mas de Rey et Grignard	A signaler au garde digue
3/12 – 8h45	PRG 298	D5	Fuite martelière après pont de Saint Gille	
3/12 – 8h50	GRG 283.5 GRG 286.5	D6	Surverse Barriol	Intervention commandée
3/12 – 9h20	PRG 285.4	D5	Grosse infiltration station de pompage du Mas d'Yvan	A surveiller
3/12 – 9h45	PRG 287.4	D5	Martelière Mas Augery a cédé	Intervention pose de sacs
3/12 -10h30	298	D3	Trou de blaireau	
3/12 – 11h45	PRG 289.8	D1 ou D2	Infiltration 60 m en amont de la brèche du Mas Molin	A surveiller
3/12 – 11h50	PRG 285.4	D5	Martelière qui fuit par le dessus Mas de Rey	Information garde digue
3/12 – 12h15	PRG 322.74 PRG 323.67	D7	Surverse Petit Abbaye se transforme en brèche	
3/12 – 14h15	GRD 286	D14	Nombreuses fissures station de triquette	Demande d'intervention entreprise
3/12 – 15h20	PRG 301	D1 ou D2	Résurgence 30 m en aval de l'ancienne brèche de Casebrune	A surveiller
3/12 – 15h25	GRG 304.65 GRG 305.30	D1	Infiltration Mas de la Forêt	A surveiller
3/12 – 15h50	GRG 291.78	D5	Surverse sur la martelière Du Mas Mollégès	Intervention urgente
3/12 – 16h30	PRG 307	D5	Fuite sur ancienne prise d'eau d'Albaron	A surveiller

3/12 – 16h35	PRG 322.74 PRG 323.67	D7	Tronçon de digue emporté sur 3 m suite à surverse prolongée	
3/12 – 16h50	GRD	D6	Début surverse encoule du mas millet	Rehausse à effectuer
3/12 – 16h55	GRG 283.5	D1	Infiltration derrière el patio	A surveiller
3/12 -	GRG 292.3	D3	Résurgence Mas Mollégès	Intervention entreprise à surveiller de près
3/12 – 19h15	GRG 309.9	D1	Résurgence tour de parade	A surveiller
3/12 – 22h45	GRD 287 à GRD 287.5	D1	Infiltration	A surveiller
4/12 – 9h30	GRG 287	D1 +D8	Affaissement pied de digue côté terre (mas du Gendarme)	Intervention commandée
4/12 – 10h00	PRG 284	D9	Tassement de la digue	Rechargement en crête commandé
4/12 – 10h15	PRG 285.8	D2	Résurgence en pied de digue Mas d'Yvan	A surveiller régulièrement
4/12 -11h20	PRG 301	D2	Casebrune Fuite au droit de la brèche stable 2ème infiltration ne fuit plus	A surveiller
4/12 – 13h15	GRG 315	D17	Barge qui a rompu ses amarres. L'arrière de la barge frappe les arbres qui protègent la digue Domaine du Grand Peloux	Appel SOGESTRANS pour intervention immédiate
4/12 – 13h35	GRG 315	D17	Information de la mise en route de la procédure pour la barge SOGESTRANS	
4/12 – 13h45		D17	Présence d'un cyprès couché sur la piste d'accès à la digue Mas de la Laune	Information garde digue
4/12 – 14h30	GRG 315	D17	1 pousseur avec amarres est en route pour régler le problème de la barge	
4/12 – 18h35	GRG 314,5		Barge à la dérive Grand Peloux	Opération terminée
4/12 – 23h25	GRG 291,75	D17	Arbre sur la digue Mas de la ville	A dégager par garde digues
5/12 – 2h30	PRG 307,5	D17	Arbre sur la digue Albaron	Prévenir garde digues
5/12 – 6h15	PRG 301	D2	Casebrune +2 fuites en pied de digue	A surveiller
5/12 – 8h30	Halte fluviale Pin Fourcat	D17	Trou dans talus digue côté terre provoqué par la chute d'un arbre	Intervention à prévoir ultérieurement

Certains désordres ne figurent pas sur la main courante. C'est le cas du départ de brèche de l'Armelière qui a été soudain et nécessité une intervention d'urgence. C'est le cas également de certains affouillements externes qui ont été détectés après crue.

15.4 SURVERSE

Le bilan des secteurs en limite de surverse ou en surverse figure dans le tableau ci-dessous

Tableau 30. crue décembre 2003 - bilan général des secteurs en surverse ou limite de surverse

Surverse						
Nom du désordre	**Type désordre**	**PR**	**Mesure prise**	**Initiateur pressenti**	**Code**	**2002**
Mas de Maillan	Surverse encoule	RD 277.30	Apport de matériaux en crête	Point bas localisé	D6	
La Fosse Marignan	Surverse en 5 ou 6 endroits	PRD 303 à 304.5		Dépassement cote de l'ouvrage	D6	
Aval Sylvéréal	Surverse sur 1,5 km	PRD 322,41 PRD 324.54	surveillance	Dépassement cote de l'ouvrage	D6	X
Figares	Limite surverse	PRG 298.20 PRG 298.80	Surveillance			
Mas Badet	Surverse sur 5 m	PRG 326.79	Planche de bois en guise de batardeau	Point bas localisé	D6	X
Mas Millet	Surverse encoule	GRD 294		Point bas localisé	D6	
Chamone	Surverse sur route	GRD 315.13	Mise en œuvre bourrelet	Route faisant office de digue	D6	
Barriol	Surverse sur digue	GRG 283.50 GRG 286.50	Recharge	Dépassement cote ouvrage	D6	
Port-Saint Louis	Limite surverse	GRG 322.00 GRG 322.27				X

Certains de ces désordres sont décrits ci-après.

15.4.1 RD277.30 - Mas de Maillan

Au plus fort de la crue, soit le 3 déc. 2003 à 20 heures d'après le limnigramme de la CNR à la prise BRL, la digue a connu un début de surverse au RD 277,30. Un apport de matériaux en crête sur quelques centimètres d'épaisseur a permis de stopper l'écoulement. Le point bas à l'origine de cette surverse était occasionné par le débouché en crête d'une rampe côté val d'accès à la piste de service (source CEMAGREF [A2003 02]).



Photo 86. Digue Beaucaire-Fourques au droit du Mas de Maillan en 2010

15.4.2 PRD 303.0 à PRD 304.5 - Aval La Fosse

Des surverses sur la digue ont été observées en 5 ou 6 points par le Directeur du SIDR lors du survol en hélicoptère.

15.4.3 PRD 322.41 à PRD 324.54 - Aval Sylvéréal

Ce tronçon de digue avait déjà surversé en septembre 2002 et novembre 2002. L'analyse de la main courante permet de constater que la surverse a débuté le 2 décembre 2003 à 22h30.

L'examen du limnigramme de Petite Abbaye donne une cote de 2.30 m NGF. Pour mémoire, les déversements avaient été constatés en novembre 2002 pour une cote de 2.50 m NGF. L'examen des données de météo-France indique un vent plein nord de 5 m/s à la station des Saintes-Maries-de-la-Mer. Le secteur, où la surverse a été constatée, est exposé au développement de Fetch dans la direction du nord. Il est donc possible que des franchissements de la digue par des vagues aient eu lieu et aient été qualifiés de surverse par les équipes de surveillance.

La lecture de la main courante, croisée avec les données limnimétriques à la station de Petite Abbaye (PK 323.9) donne les informations suivantes au droit de Petite Abbaye (PRD 323.67) :

- 02/12/2003 – 22h30 : début de surverse (2,28 m NGF)
- 03/12/2003 – 12h15 : début d'érosion (2,49 m NGF)
- 03/12/2003 – 16h30 : tronçon de digue emporté sur 3 mètres (2,26 m NGF)

En sachant que le niveau maximum (2,56 m NGF) a été atteint le 3 déc. 2003 vers 9h-10h, soit juste après la brèche de Claire Farine et juste avant celle de Petit Argence.

En retenant l'hypothèse d'un déversement à 2.30 m NGF, la durée de déversement peut être estimée à 16 heures. En retenant une cote de déversement de 2.50 m NGF, cette durée passe à 7 heures.

En tout état de cause, la durée de déversement sur ce tronçon a été sensiblement inférieure à novembre 2002, compte tenu d'une part de la durée de la crue et d'autre part de l'apparition de brèches en amont le 3 décembre 2003 au matin, qui a contribué à faire baisser les niveaux en aval.

D'après le rapport CEMAGREF, les dégâts même s'ils sont importants par endroits révèlent une assez bonne tenue des matériaux à la surverse. Cette tenue de la digue a sans aucun doute été renforcée par la présence de végétation rase, mais résistante (herbes, ronces). La faible hauteur de la lame déversante conjuguée à la faible hauteur de chute a permis également la préservation de l'ouvrage. Aucune brèche n'est à déplorer d'après le Cemagref, ce qui est contraire aux indications de la main courante.

L'observation de la photo en page suivante montre que le talus côté terre a été érodé. On est suivant le glossaire entre le désordre et la brèche partielle.

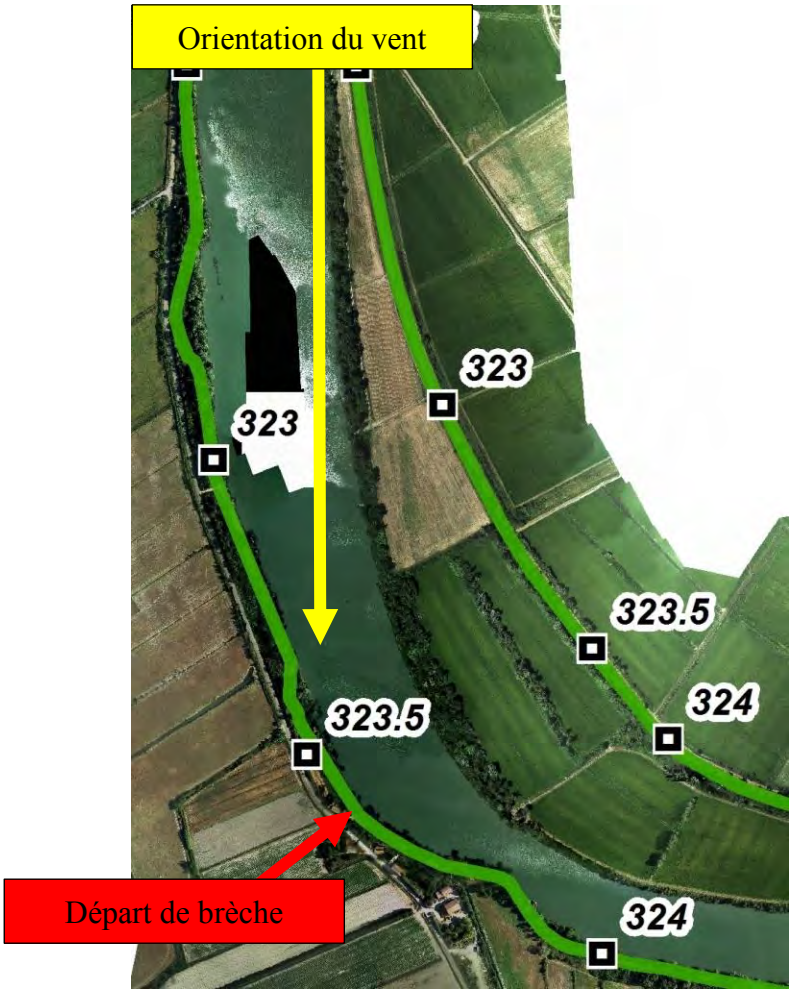


Figure 128. Crue déc. 2003 – localisation brèche partielle par surverse



Photo 87. Crue déc. 2003 vue aval/amont du site (source CEMAGREF [A2003 03])

15.4.4 PRG 298.20 à PRD 298.80 - Figarès

Ce secteur était en limite de surverse sur près de 600 mètres, dès 8h30 le 3 décembre 2003. Sans les brèches de Claire Farine et Petit Argence, le niveau aurait sensiblement continué d'augmenter et aurait provoqué une surverse généralisée sur ce tronçon de digue.



Figure 129. Crue déc. 2003 – Figarès en limite de surverse

15.4.5 GRD 315.00 à GRD 315.18 - Chamone

La protection contre les crues du Rhône est assurée entre le GRD 315.00 et GRG 315.185 par une route communale. En décembre 2003, cette route communale était en limite de surverse. Un bourrelet (démonté après crue) a été réalisé en urgence pour éviter l'inondation de Salin de Giraud par le Rhône.



Figure 130. Localisation et photo de la digue route de Chamone

15.4.6 GRD 292.00 - Mas millet

Au droit de l'encoule dit du Mas Millet, la digue était en limite de surverse. Une rehausse en urgence a été réalisée.



Photo 88. Encoule rehaussée du Mas Millet (CEMAGREF [A2003 03])

15.5 INFILTRATIONS D'EAUX CHARGEES EN FINES ET AFFAISSEMENT DE DIGUES CAUSES PAR ECOULEMENTS INTERNES

Le bilan ci-après recense les infiltrations d'eaux boueuses et les affaissements causés par des écoulements internes.

La distinction entre les infiltrations d'eaux chargées en limons et infiltrations d'eaux claires n'est pas toujours aisée. Les infiltrations d'eaux claires, observées au droit d'anciens terriers, le long de conduites traversantes ou accompagnées de petits trous ou légers affaissements, ont été par prudence qualifiées d'infiltrations d'eaux chargées en fines ; Pour mémoire, nous avons laissé le code D1 correspondant aux infiltrations d'eaux claires.

Quatre affaissements/glissements de digue, directement imputables à des écoulements internes (avec vraisemblablement érosion), ont également été ajoutés au bilan.

En ce qui concerne infiltrations d'eaux boueuses, on notera qu'elle provienne exclusivement d'anciens terriers de fouisseurs, de terriers existants, d'anciennes brèches et pour une brèche d'un paléo-chenal.

Tableau 31. Crue déc. 2003 – Bilan d'eaux chargées en fines

Infiltrations d'eaux chargées en fines						
Nom du désordre	**Type désordre**	**PR**	**Mesure prise**	**Initiateur pressenti**	**Code**	**2002**
Petit Rhône Rive Gauche						
Mas de Rey	Infiltration pied de digue avec résurgence limons	PRG 284.97 PRG 285.17	Laitier côté terre	Anciens terriers	D2	
Mas d'Yvan	Infiltrations pied de digue avec résurgence limons	PRG 285.74 PRG 285.88	Surveillance Mesures prise en 2002	Brèche 1843 Brèche 1856	D2	X
Beaujeu de Castres	Infiltrations et fissures en crête en 2002 Fissure évolutive en 2003	PRG 293.51 PRG 293.97		Anciens terriers	D3 D14	X
Figarès	Amorce renard	PRG 298.70 PRG 299.81	Surveillance	Erosion contact brèche 1993	D2	
La Galante	Infiltration ancienne brèche	PRG 299.81	Surveillance	Erosion contact Brèche 1993	D2	X
Lauricet	Infiltration ancienne brèche	PRG 304.36	Surveillance	Erosion contact Brèche 1994	D2	X
Albaron	Infiltration pied de digue	PRG 307.40		Ancien bras du Rhône Brèche 1856	D2	X
Grand Rhône Rive Droite						
Mas Terrin	Terrier de blaireau traversant avec eau affleurante prête à sortir	GRD 292.47	Surveillance	Terrier Blaireau	D3	

	côté terre					
Mas Chartrousse	Terrier de blaireau traversant avec eau affleurante prête à sortir côté terre	GRD 311.22	Surveillance	Terrier blaireau	D3	
Chamone	Présence blaireau	GRD 315.27 GRD 315.34	Surveillance	Terrier blaireau	D3	X
Grand Rhône Rive Gauche						
Grand Mollégès	Ecoulement d'eau boueuse (celle du Rhône) dans terrier de lapin	GRG 292.30	Argile talus côté terre mettant en pression l'écoulement Intervention interrompue	Terrier de lapin (15 cm)	D3	
Aval Mas Thibert	Infiltrations	GRG 303.25	Surveillance	Anc. Brèche d'après garde digues Digue perreyée 1876	D1 D2	
Mas de la Forêt	Infiltrations eaux claires	GRG 304.65 GRG 305.30	Tvx 2ème urg. Banquette drainante côté val	anciens trous de blaireaux Digue perreyée 1876	D1 D3	
Tour de parade	Résurgences importantes Petits trous et légers affaissements en milieu de talus	GRG 309.90	Surveillance	**Ancienne brèche 1993 ?**	D1 D8 D18	
Grande Porcelette	Infiltrations	GRG 311.75	Surveillance	Ancien bras + Eros.berge + Brèche 1856	D1 D2	
Mas Antonelle	Infiltrations	GRG 313.50 GRG 313.80	Pose d'une tôle talus côté fleuve	anciens terriers de lapins Digue perreyée 1876	D2 D3	

En ce qui concerne les 4 affaissements de digue, deux sont imputables d'anciens terriers, un à une ancienne racine d'arbres et un dû à l'écoulement d'eau dans une veine sableuse (veine sableuse identifiée lors des travaux de confortement en 2015).

Tableau 32. Crue déc. 2003 – Bilan des affaissements de digue dû à des écoulements internes

Affaissement digue avec écoulement interne						
Nom du désordre	**Type désordre**	**PR**	**Mesure prise**	**Initiateur pressenti**	**Code**	**2002**
Petit Rhône Rive Gauche						
Mas de Vert	Affaissement crête le 4/12/2003 à 10h	PRG 284.97 PRG 285.17	Recharge en crête	Anciens terriers blaireaux	D9 D3	X
Grand Rhône Rive Droite						
Chamone	Erosion + affaissement	GRD 315.00		Anciens terriers blaireaux	D3 D9	X
Grand Rhône Rive Gauche						
Mas de la Vigne	Infiltration + glissement talus côté terre	GRG 287.01	Reconstruction digue après crue	Veine de sable découverte pdt tvx 2015	D1 ? D2 ? D8	
Bois-François	Affaissement	GRG 318.00 GRG 320.00	Colmatage	Terriers blaireaux	D3 D9	

Certains désordres sont décrits ci-après

15.5.1 PRG 284.97 à 285.17 et 285.74 à 285.88 et 285.97 à 286.18 – Infiltrations du Mas de Vert au Mas Médaille

Ce secteur souffre de désordres chroniques déjà observés pour certains lors des crues de 1993 et 1994 et également en novembre 2002. Le remblai se tasse dû à la présence d'anciens terriers de blaireaux et des infiltrations avec résurgence en pied de talus côté terre sont constatées. La présence préoccupante d'eaux limoneuses avait même été constatée au droit des PRG 285.8 et 286.0. Suite à la crue de novembre 2002 des travaux d'urgence consistant à réaliser côté terre une recharge en laitier et parfois côté fleuve une recharge en matériaux argileux, ont été réalisés.



Figure 131. Crue déc. 2003 : infiltrations d'eau boueuses du Mas de Vert au Mas Médaille



Photo 89. Crue déc. 2003 – Infiltrations PRG 284.97 à 285.17

En décembre 2003, une résurgence avec entraînement de limons a été observée et s'explique par l'absence de filtre entre la recharge en laitier et le corps de digue. Le Cemagref avait préconisé la reprise de la digue.



Photo 90. Crue déc. 2003 – Infiltrations d'eaux boueuses au droit du Mas d'Yvan malgré travaux 2002 (PRG 286.0)

15.5.2 PRG 293.51 à 293.97 – Infiltrations et fissuration Beaujeu de Castres

Des infiltrations et résurgences importantes sont apparues lors de la crue de novembre 2002 en milieu de talus (interface laitier/limon ?) entre le PRG 293.51 à 293.77. Pour y remédier, des camions de limons argileux ont été déversés en crête et régalés à la pelle mécanique contre le talus côté fleuve. Les opérations se sont déroulées talus immergés. Lors de la visite post-crue 2003, la fissure en crête d'ouvrage qui était apparue au lendemain de nov. 2002 (PRG 293.88 à 293.97) s'était élargie.



Photo 91. Crue déc. 2003 - fissuration en crête de digue (début 2004)

15.5.3 PRG 298.70 à 298.81 – Amorce renard transition brèche de Figarès

Au droit de la réfection de l'ancienne brèche de Figarès, une amorce de renard hydraulique s'est produite à la jonction entre la brèche réparée et l'ancien remblai. Il est très vraisemblable que le renard ait été initié par érosion de contact entre la digue d'origine en limons et la réparation de 1993 en gros enrochements très perméables.



Crue déc. 2003 – Amorce de renard au droit de l'ancienne brèche de Figarès.

15.5.4 GRD 292.47 – terriers de blaireaux traversants avec eau affleurante en sortie côté terre

Au droit du Mas Terrin, 2 terriers traversants de blaireaux situés à 50 cm au-dessus du TN Amont étaient prêt à s'écouler (niveau d'eau affleurant). Les brèches sur le Petit Rhône en créant un appel de débit ont permis d'abaisser les niveaux d'eau de 20 cm, ce qui a vraisemblablement permis d'éviter qu'une érosion de conduit ne se produise.

15.5.5 GRD 308.89 et 311.22 – terriers de blaireaux traversants avec eau affleurante en sortie côté terre

Des terriers de blaireaux traversants avaient nécessité une intervention d'urgence au Mas d'Auphan (GRD 308.89) en novembre 2002. En décembre 2003, des terriers traversants de blaireaux (GRD 311.22) étaient prêt à s'écouler (niveau d'eau affleurant). Seule la baisse des niveaux liée à l'appel de débit créer par les brèches du Petit Rhône a permis d'éviter qu'une érosion de conduit ne se produise. Par ailleurs le CEMAGREF avait détecté également l'apparition de galerie de blaireaux lors de sa visite post-crue en décembre 2004. Ces terriers ont été purgés.



Photo 92. Mas d'Auphan – terriers blaireaux

15.5.6 GRD 315.27 à 315.34 – Terriers blaireaux Chamone

Ce secteur avait l'objet d'une intervention d'urgence en novembre 2002. En décembre 2003, aucune intervention n'a été nécessaire, mais lors de la visite du Cemagref en fév. 2004, les blaireaux avaient reconstruit leurs terriers.



Photo 93. Terriers de blaireaux à Chamone en 2004

15.5.7 GRG 287.01 – Affaissement Mas de la vigne

Cet affaissement s'est produit au droit du Mas de la Vigne (GRG 287.01) entre le Mas de la Brèche plus au nord et Mas des Gendarmes plus au Sud. Ce glissement circulaire de pied de talus est dû à des résurgences visibles en pied de talus ; aggravé par la présence d'un fossé approfondi quelque temps avant la crue et la raideur des talus (34 °).



Photo 94. Mas de la Vigne (GRG 287.01) – Affaissement talus côté terre du à infiltrations (CEMAGREF [A2003 03])

Les travaux réalisés après crue ont consisté à déplacer le fossé et à reprendre le talus.



Photo 95. Mas de la Vigne (GRG 297.01) – Reprise talus après crue

Des travaux de confortement de Prends-té-Garde à Grand Mollégès sont actuellement en cours. Lors des opérations de terrassements une veine de sable propre quasiment traversante d'une épaisseur de50 cm a été localisée au droit de l'affaissement. Elle est très probablement à l'origine des écoulements ayant provoqué l'affaissement de la digue.

Une brèche s'est produite à cet endroit en 1840. Cette veine de sable se situant à l'interface digue/fondation, il est possible que cette couche de sable ait été déposée par la brèche et n'ait pas été purgée lors de la reconstruction de la digue.



Photo 96. Veine de sable traversant la digue au droit du Mas de la vigne (photo 2015)

15.5.8 GRG 292.30 – Infiltrations terrier de lapins

Au droit du Mas de Grand Mollégès (GRG 292.30), un terrier traversant de lapin d'un diamètre de 15 cm a commencé à s'écouler en pied de digue le 3 décembre 2003 vers 6h30. L'eau était claire suivant les informations figurant dans la main courante. D'après le garde digues (entretien en 2014) l'eau était boueuse mais de la même couleur que l'eau du Rhône ; d'après lui, il n'y avait pas d'érosion. Le niveau et le débit continuant d'augmenter, une intervention d'urgence a été commandée le 3 décembre 2003 à 19h50. De l'argile prélevée à proximité a été mise en œuvre sur le talus côté terre sans succès du fait de la montée en pression au moment de la mise en œuvre (Hauteur de charge supérieure à 2 m). Par la suite, et compte tenu apparemment de l'absence d'érosion du conduit, il a été décidé d'abandonner l'intervention d'urgence et de surveiller l'écoulement dans le conduit. Ce dernier a cessé dès que le niveau est redescendu en dessous de l'exutoire côté fleuve.

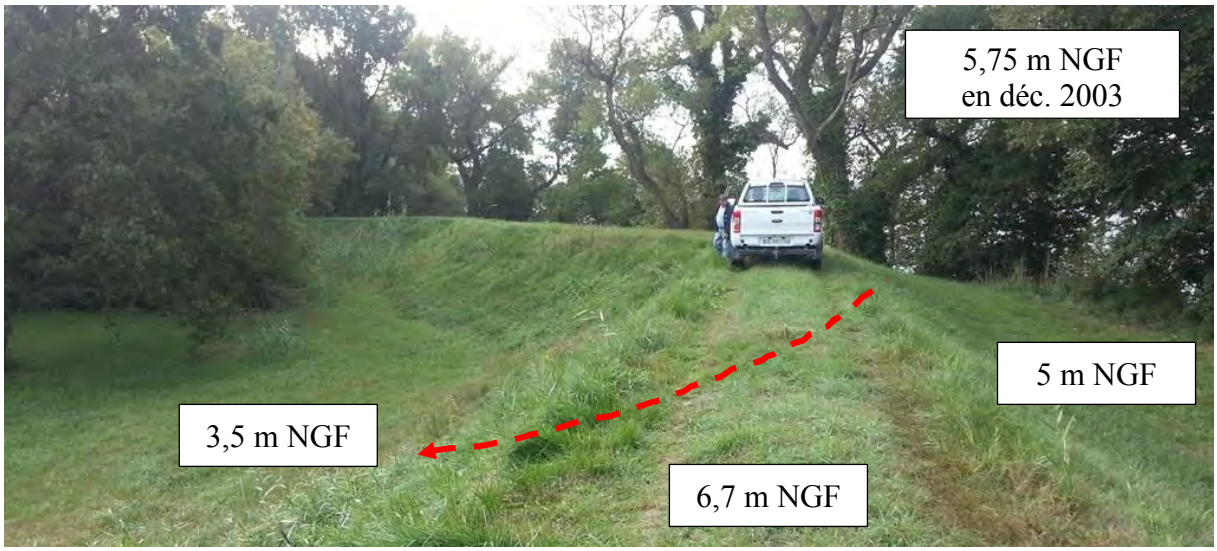


Photo 97. Mas de Grand Mollégès (GRG 292.30) – Ecoulement dans terrier de lapin Φ = 15 cm

L'interpolation des limnigrammes situés en amont (Arles) et en aval (Grand Boisviel) donne une cote de 5.34 m NGF le 3/12/2003 à 6h et une cote de 5.75 m NGF à 19 h au moment de l'intervention, heure qui correspond au pic de crue dans ce secteur du fleuve. Le niveau du fleuve est redescendu sous 5.34 m NGF le 4/12/2003 à 15 heures. Le terrier a débité pendant environ 34 heures.

En supposant que le terrier était calé à la cote 5.3 m NGF côté fleuve et 3,5 m NGF côté terre à son exutoire et que le fleuve soit monté jusqu'à 5,75 m NGF. La charge en pied de digue était de 2,25 m et la longueur du terrier d'environ 13 m, ce qui donne un gradient moyen de 0,173. Suivant les formules de Bonelli et en tenant compte des pertes de charge singulière, on obtient une contrainte de cisaillement d'environ 55 Pa. L'érosion de conduit n'ayant pas été observée, on suppose que la contrainte critique du matériau était supérieure.
Dans le cadre des travaux de renforcement, des essais HET ont été réalisés sur des échantillons intacts en fondation ou remaniés à 95 % de l'OPN pour les matériaux de la digue actuelle destinés à réemploi. 7 essais ont été réalisés : 3 essais ont donné des contraintes critiques respectivement de 48.5, 50 et 50 Pa et 4 essais ont donné des contraintes critiques de 201, 285, 485 et 850 Pa, ce qui corrobore avec le calcul mené.

La brèche a donc pu être évitée grâce à la bonne résistance des matériaux constituant la digue.

15.5.9 GRG 303.25 et 304.65 à 305.30 – Infiltrations Mas Thibert et Mas de la Forêt

Sur ce secteur, des résurgences en pied de talus sont régulièrement observées. D'après l'entretien mené avec le garde-digues en 2015, il pourrait s'agir en ce qui concerne le GRG 303.25 d'une ancienne brèche. Sur la carte de 1876, une digue perreyée sur 457 m est indiquée entre le GRG 303,25 et 303,75, ce qui corrobore les dires du garde-digues.
En ce qui concerne le GRG 304.65 à 305.30, d'anciens terriers de blaireaux pourraient être la cause de ces infiltrations. Il est à noter que la carte de 1876 localise la présence de digues perreyées du GRG 304.75 au GRG 305.25, ce qui atteste de la présence de brèches, désordres ou infiltrations par le passé.



Photo 98. Mas Thibert (GRG 303.25) et Mas de la Forêt (GRG 304.65 à 305.30) – Résurgences en pied de talus (CEMAGREF [A2003 03])

Des travaux de 2ème urgence, du GRG 304.65 à 305.30, consistant à réaliser une banquette drainante en pied de digue ont été réalisés en 2006. Ils ont été complétés en 2010 par des travaux de carrossabilité en crête de digue. Aucune opération n'est à ce jour programmée dans le cadre du Plan Rhône sur ce tronçon.



Photo 99. Mas de la Forêt (GRG 304.65 à 305.30) – Banquette en laitier réalisée en 2006

7.1.1.1. GRG 309.9. – Infiltrations Tour Parade

Ce secteur présente d'importantes résurgences en pied de talus. Des petits trous et de légers affaissements sont visibles en milieu de talus.

Ces infiltrations semblent se situer au droit de la brèche partielle de 1993 pour laquelle nous ne disposons pas d'informations.



Photo 100. Tour Parade (GRG 309.90) – Résurgences importantes en pied de digue (CEMAGREF [A2003 03])

Des travaux de carrossabilité en crête de digue ont été réalisés en 2010. Aucune opération n'est à ce jour programmée dans le cadre du Plan Rhône sur ce tronçon.



Photo 101. Tour Parade (GRG 309.90) – Carrossabilité réalisée en 2010

15.5.10 GRG 311.75 – Infiltrations Grand Porcelette

D'après le Cemagref [A2003 03], des résurgences avec présence signalée de matériaux fins entraînés par les eaux de fuite, ont été observées. En 2015, le garde-digues évoque des infiltrations d'eaux claires.

Ce secteur est situé au droit d'un ancien bras du Rhône (lieu-dit du « bras mort ») et légèrement plus au sud de la brèche partielle de Parade de 1856 (sans inondation).

Des travaux de carrossabilité en crête de digue ont été réalisés en 2010. Aucune opération n'est à ce jour programmée dans le cadre du Plan Rhône sur ce tronçon.



Photo 102. Grand Porcelette (GRG 311,75) – Infiltrations d'eaux boueuses ou claires (source CEMAGREF [A2003 03] – SYMADREM 2014)

15.5.11 GRG 313.50 à 313.80 – Infiltrations Mas Antonelle

Ce secteur présente des infiltrations à travers le remblai reconnu sableux. Deux amorces de renard dans d'anciens terriers de blaireaux ont été comblées côté fleuve par la mise en œuvre d'une tôle. Une digue perreyée juste en amont du GRG 313.5 figure sur la carte de 1876.



Photo 103. Mas Antonelle (GRG 313.50 à 313.80) – Amorces renards (© CEMAGREF [A2003 03])

15.5.12 GRG 318.00 à 320.00

Ce secteur a présenté des instabilités du remblai dues à la présence d'anciens terriers. Un affaissement (Cf. photos ci-dessous) de la crête ainsi que des petits effondrements du talus en sont les indices (source Cemagref). Ce secteur a fait l'objet de travaux de confortement à la cote identique en 2006 et doit être mis à la cote Q_{1000}+50 cm dans le cadre du Plan Rhône (travaux 2018-2020).



Photo 104. Affaissement de la crête du à d'anciens terriers / débouchés de terriers traités en urgence (© CEMAGREF [A2003 03])

15.6 INFILTRATIONS D'EAUX CLAIRES

Le bilan des infiltrations d'eaux claires figurent ci-après

Tableau 33. Crue déc. 2003 – Bilan des infiltrations d'eaux claires

Infiltrations d'eaux claires						
Nom du désordre	**Type désordre**	**PR**	**Type d'intervention d'urgence**	**Initiateur**	**Code**	**2002**
Trou de Fourques	Infiltration fosse d'emprunt	PRG 281.43 PRG 281.75	Comblement fosse d'emprunt	Brèche 1856 Ancien bras		X
Mas de Rey	Infiltrations eaux claires dès présence d'eaux dans les caisses d'emprunt côté fleuve	PRG 285.17	Surveillance	Couche perméable fondation ? Ancienne Brèche ?	D1	
A54	Infiltration transition digue/autoroute	PRG 288.47	Surveillance	Transition	D1	
Aval A54	Infiltration aval A54	PRG 288.47 PRG 289.88	surveillance	??	D1	
Station Sénebier	Infiltration à 7 m du pied de digue	PRG 319.19	Surveillance	Prises d'eau à proximité Ouvrage masqué potentiel	D1 **D4**	
Mas de Jonquières	Infiltration sur 20 m	PRG 323.02	Surveillance	?	D1	
Astouin	Infiltrations	PRG 324.76		?	D1	
Icard	Infiltrations	PRG 329.36	Surveillance			
Grand Rhône Rive Gauche						
Patio	Infiltration	GRG 284.7			D1	
Grand Passon	Infiltrations en fondation	GRG 312.50 GRG 313.50	Surveillance	Anciennes racines d'arbres Digue perreyée 1876	D1	
Vauban	Infiltrations	GRG 320.75 GRG 321.25	Surveillance	Fondation sableuse ?	D1	
Vauban	Infiltrations	GRG 321.60 GRG 321.75	Surveillance		D1	

15.6.1 PRG 281.00 – Infiltration Trou de Fourques

Des infiltrations d'eaux claires ont été observées lors des crues de 1993 et 1994. Ils ont donné lieu en 1997 à un programme de confortement consistant à réaliser une recharge étanche côté fleuve et en la mise en œuvre d'un filtre et d'une recharge drainante sur le talus côté terre.

Le rapport du CEMAGREF fait mention d'infiltrations en 2002 et 2003. Il s'agit d'une fosse d'emprunt en pied de digue, qui a tendance à se remplir par infiltration et/ou par remontée de nappe. Des travaux ont été entrepris en 2003 consistant à remblayer la caisse d'emprunt et à créer un fossé de collecte (Cf. photo ci-dessous).

L'entretien mené avec le garde digues en 2014 ne fait pas mention d'infiltrations. On notera que ce lieu-dit est localisé au droit d'un ancien bras du Rhône et d'une brèche de 1856, d'où sans doute la toponymie de trou de Fourques.



Photo 105. Infiltrations trou de Fourques (© CEMAGREF [A2003 03])

15.6.2 PRG 323.02 – Infiltrations Mas de Jonquière

Des résurgences ont été observées en pied de digue côté terre sur 20 mètres. Sur ce tronçon, il n'y a jamais d'arbres.



Photo 106. Crue déc. 2003 – Infiltrations Mas de Jonquières (© CEMAGREF [A2003 03])

15.6.3 PRG 324.76 – Infiltrations Mas d'Astouin

Des résurgences ont été observées en pied de digue.



Photo 107. Infiltration Mas d'Astouin (© CEMAGREF [A2003 03])

15.6.4 PRG 329.36 – Infiltrations Mas d'Icard

Une résurgence est apparue en pied de talus, d'un diamètre de quelques centimètres. Elle a toujours coulé clair.



Photo 108. Infiltrations Mas d'Icard (© CEMAGREF [A2003 03])

15.6.5 GRG 284.0 – Infiltrations Patio Barriol (eaux claires)

Ce secteur a été le siège d'infiltrations (résurgences visibles en pied de taus côté terre). D'après le Cemagref, elles seraient dues à l'étroitesse du profil et la perméabilité des matériaux du corps de digue.

Des travaux de confortement à la cote identique consistant à réaliser un masque étanche côté fleuve et un engraissement du talus avec drain horizontal côté terre ont été réalisés en 2006/2007. Des travaux de mise à la cote Q1000+50 cm ont été réalisés en 2015. Ils ont consisté en un rechargement de 30 à 50 cm de GNT en crête de digue.



Photo 109. Patio (GRG 284.70) – Infiltrations (résurgences visibles en pied de talus côté terre (CEMAGREF [A2003 03])

15.6.6 GRG 312.50 à 313.50 – Infiltrations Grand Passon

Des résurgences d'eaux claires plus ou moins importantes ont été observées en pied de talus et en fondation notamment au GRG 312.8. L'entretien 2014 avec le garde-digues a permis de qualifier le diamètre de ces infiltrations de 1 à 2 cm, qui pourraient provenir d'anciennes racines d'arbres. Une digue perreyée entre le GRG 312.5 et 312.75 ainsi qu'entre le GRG 313.25 et 313.50 figure sur la carte de 1876 attestant de brèches, désordres ou infiltrations excessives passées.



Photo 110. Grand Passon (GRG 312,80) – Infiltrations d'eaux claires

On notera la présence d'un décroché dans le tracé de la digue pouvant être un indicateur de désordre passé. Ce tronçon du fleuve est en érosion qui serait assez récente d'après le garde digues, ce qui pourrait expliquer la mise en contact d'une veine sableuse avec le fleuve.

Des travaux de carrossabilité en crête de digue ont été réalisés en 2010. Aucune opération n'est à ce jour programmée dans le cadre du Plan Rhône sur ce tronçon.

15.6.7 GRG 320.75 à 321.25 et 321.60 à 321.75 – Infiltrations Vauban

Des infiltrations ont été constatées en pied aval lors des crues de 2002 et 2003. Ce secteur a fait l'objet de travaux de confortement à la cote identique en 2004 et doit être mis à la cote Q_{1000}+50 cm dans le cadre du Plan Rhône (travaux 2018-2020).



GRG 322.50 – Digue Port-Saint-Louis en 2004

15.7 AFFOUILLEMENT EXTERNE ET GLISSEMENT DE BERGES

Le bilan des désordres dont l'initiateur est l'affouillement externe figure ci-dessous.

Tableau 34. Crue déc. 2003 – Bilan des affouillements externes

Affouillement externe						
Nom du désordre	**Type désordre**	**PR**	**Mesure prise**	**Initiateur pressenti**	**Code**	**2002**
La Fosse	Glissement berge à la décrue	PRD 302.30 PRD 302.56	Engraissement côté terre après crue	Extrado Fosse en pied	D11 D10	
Pradeaux	Glissement de berge à la décrue	PRD 313.00 PRD 313.05	Engraissement côté terre après crue	Extrado Rétrecissement lit Fosse en pied	D11 D10	
Aval Sylvéréal	Erosion de berge	PRD 323.04 PRD 323.16	Enrochements après crue	Absence de ségonnal	D11 D10	
Médaille	Glissement après crue suite à affouillement	PRG 285.92 PRG 285.97	Enrochements après crue	Rétrécissement Absence panneaux Pente hydraulique liée à la brèche en aval	D11 D10	
Rigaudon	Erosion de berge	PRG 295.20 PRG 295.29	Enrochements après crue	Extrado Rétrécissement Fosse en pied Absence panneaux	D11 D10	
Station Fadaise	Erosion constatée en 2ème partie de crue	PRG 330.43 PRG 330.52	Enrochements après crue	Extrados Fosse en pied de digue	D11 D10	
Chamone	Erosion digue	GRD 314.5 à 315	Enrochements après crue	Extrado Fosse en pied	D11 D10	
Eglise Barcarin	Erosion digue	GRD 315.89	Enrochements après crue	Extrado Fosse en pied	D11 D10	
Mas antonelle	Erosion	GRG 313.50	Engraissement talus côté aval Reprise talus côté fleuve	Extrado		
Grand Peloux	Erosion	GRG 314.20 GRG 315.00	Surveillance	Extrado	D11 D10	
Barcarin	Erosion	GRG 316.70		Fosse	D11	

15.7.1 PRD 302.30 à PRD 302.56 – La Fosse

La berge attenante à la digue du Petit Rhône rive droite a subi un glissement de berge sur plus de 250 mètres à la décrue. Ce dernier est très probablement dû à la situation de la berge en extrado du fleuve et à la présence d'une fosse d'érosion en pied de berge.

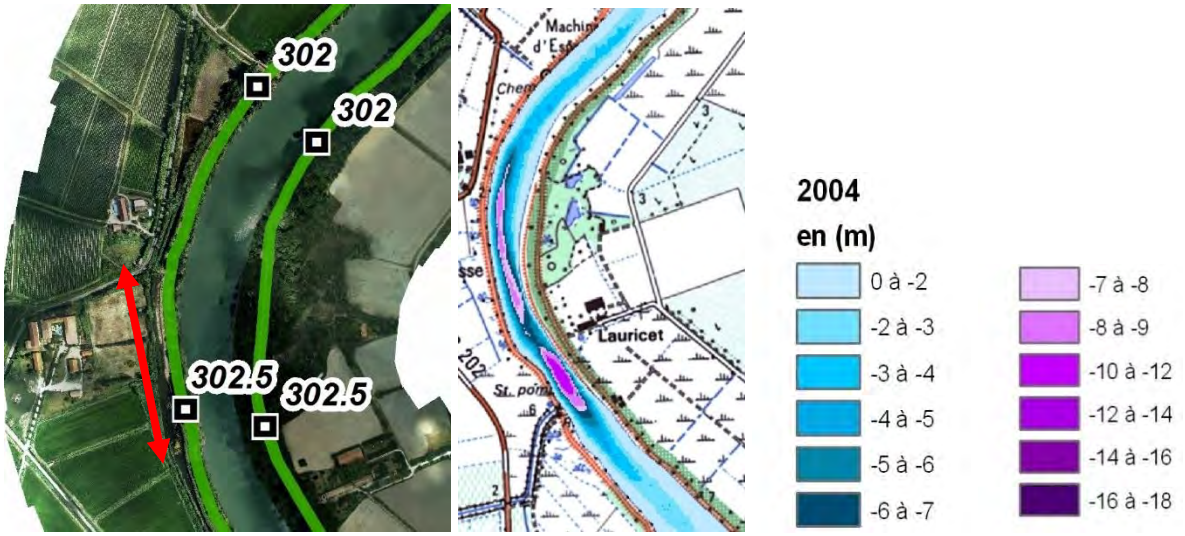


Figure 132. Localis. du glissement de berges au droit de la Fosse et bathymétrie VNF de 2004

L'évolution morphodynamique dans cette partie du fleuve est assez forte depuis 1876 comme le montre ce différentiel bathymétrique extrait de la thèse de G. RACCASI [M0001]. Sur la carte de 1876 figure une digue entièrement perreyée avec une protection de berges. Compte tenu de l'absence de sabot de ces protections et de l'approfondissement en pied de berges, il est fort probable que les enrochements aient glissé progressivement et n'aient plus joué leur rôle de protection entraînant le glissement de berge.

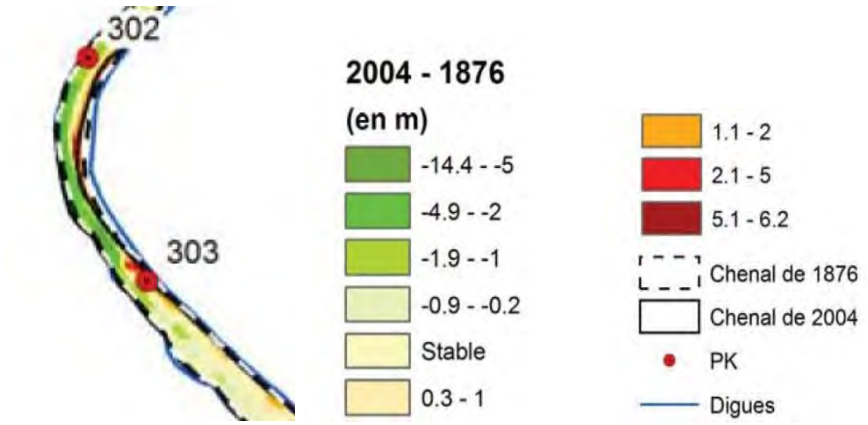


Figure 133. Evolution bathymétrique 1876 – 2004 (G. RACCASI [M0001])



Photo 111. Crue déc. 2003 – glissement de berges au droit du mas de la Fosse

Des travaux d'engraissement du talus côté terre ont été réalisés post-crue et renforcés en 2010.

Dans le cadre de l'opération de renforcement est décorsetage limité des digues du Petit Rhône, il est prévu le recul de la digue.

15.7.2 PRD 313.00 à PRD 313.05 – Les Pradeaux

La berge attenante à la digue du Petit Rhône rive droite a subi un glissement de berge sur plus de 100 mètres à la décrue. La situation de la berge en extrémité aval d'extrado a pu jouer un rôle mais c'est surtout la présence d'une fosse d'érosion en pied de berge qui semble être la cause principale. Cette dernière s'explique par le rétrécissement du lit du fleuve provoquant l'accélération des vitesses en crue.



Figure 134. Crue déc. 2003 : glissement de berges au droit des Pradeaux

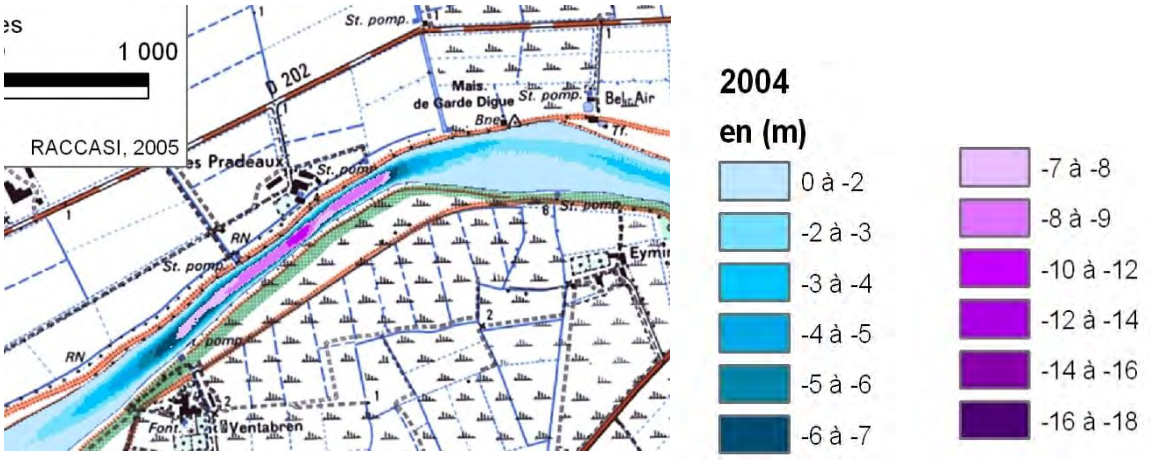


Figure 135. Bathymétrie VNF de 2004

Les deux photos extraites du rapport du Cemagref permettent de voir l'ampleur des dégâts.



Photo 112. Crue déc. 2003 – Glissement de berges Pradeaux (© Cemagref [A2003 02])



Photo 113. Crue déc. 2003 – Glissement de berges Pradeaux (© Cemagref [A2003 02])

L'évolution morphodynamique dans cette partie du fleuve est assez forte depuis 1876 comme le montre ce différentiel bathymétrique extrait de la thèse de G. RACCASI [M0001]. Sur la carte de 1876 figure une berge entièrement perreyée. Compte tenu de l'absence de sabot de ces protections et de l'approfondissement en pied de berges, il est fort probable que le pavage ait glissé progressivement et n'ait plus joué son rôle de protection entraînant le glissement de berge.

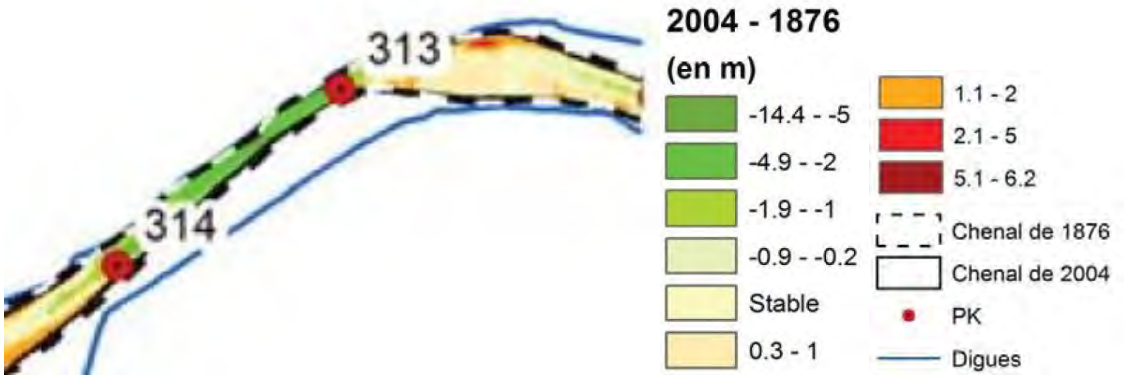


Figure 136. Evolution bathymétrique 1876 – 2004 (G. RACCASI [M0001])

7.1.1.2. PRD 323.04 à PRD 323.13 – Aval Sylvéréal

Un glissement de berge post-crue a été observé sur une centaine de mètres



Figure 137. Crue déc. 2003 – localisation érosion de berge et photo Cemagref [A2003 03]

Depuis la digue a été rendue carrossable. Des travaux de confortement sont prévus dans l'opération de renforcement et décorsetage limité des digues du Petit Rhône



Photo 114. Digue PRD 323.0 à 323.1 en 2014

15.7.3 PRG 285.92 à 285.97 – Glissement de berges – Mas Médaille

Trois semaines après la crue de décembre 2003, une large partie de la berge et du pied de talus de la digue a glissé sur 50 ml. Ce glissement de berge a vraisemblablement été initié par un affouillement du fond lié aux facteurs cumulés suivants (rétrécissement fleuve, absence de panneaux de fond, léger extrado, absence de ségonnal).



Figure 138. Crue déc. 2003 – glissement de berges suite à affouillement

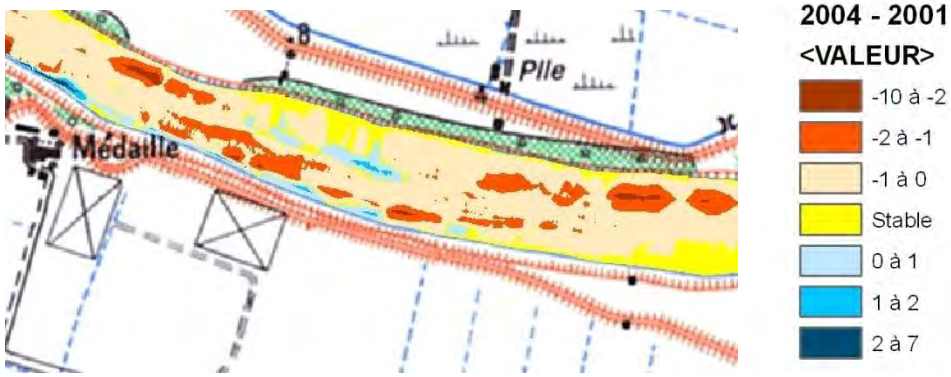


Figure 139. Evolution bathymétrique entre 2001 et 2004

Sur la carte de 1876 figure une digue entièrement perreyée avec une protection de berges. Compte tenu de l'absence de sabot de ces protections historiques et de l'approfondissement en pied de berges depuis 1876, il est fort probable que les enrochements aient glissé progressivement et n'aient plus joué leur rôle de protection entraînant le glissement de berge.

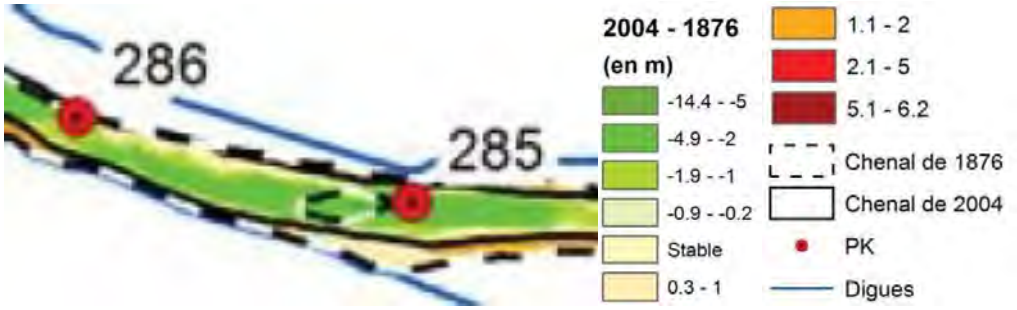


Figure 140. Evolution bathymétrique entre 1876 et 2004

Une protection de berges avec sabot en enrochements a été réalisée dans le cadre de travaux de 2ème urgence menés en 2006.



Photo 115. Protection de berges réalisée début 2004 (sans sabot) et reprise en 2006 (avec sabot)



Photo 116. Glissement de berge en amont de la zone enrochée (©Cemagref [A2003 03])

Dans le cadre de l'opération de renforcement et décorsetage limité des digues du Petit Rhône, il est prévu le recul de la digue.

15.7.4 PRG 295.20 à 295.29 – Erosion de berge Rigaudon sur 150 m

Une érosion de berges en extrados du fleuve a été observée. Ce glissement de berge a vraisemblablement été initié par un affouillement du fond lié aux facteurs cumulés suivants (extrado, rétrécissement fleuve, absence totale de panneaux de fond, présence d'une fosse d'érosion).

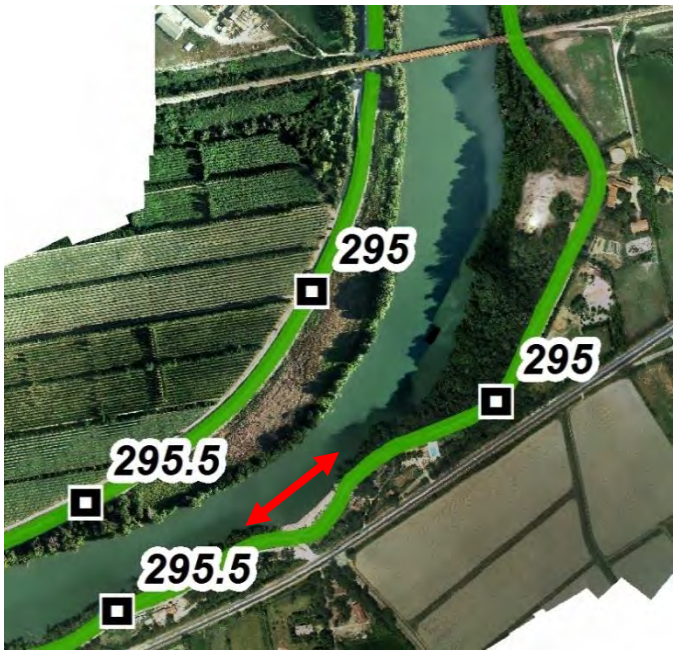


Figure 141. Crue déc. 2003 – Glissement de berge Rigaudon



Photo 117. Glissement berges en extrado - Rigaudon (©Cemagref [A2003 03])



Figure 142. Bathymétrie 2004

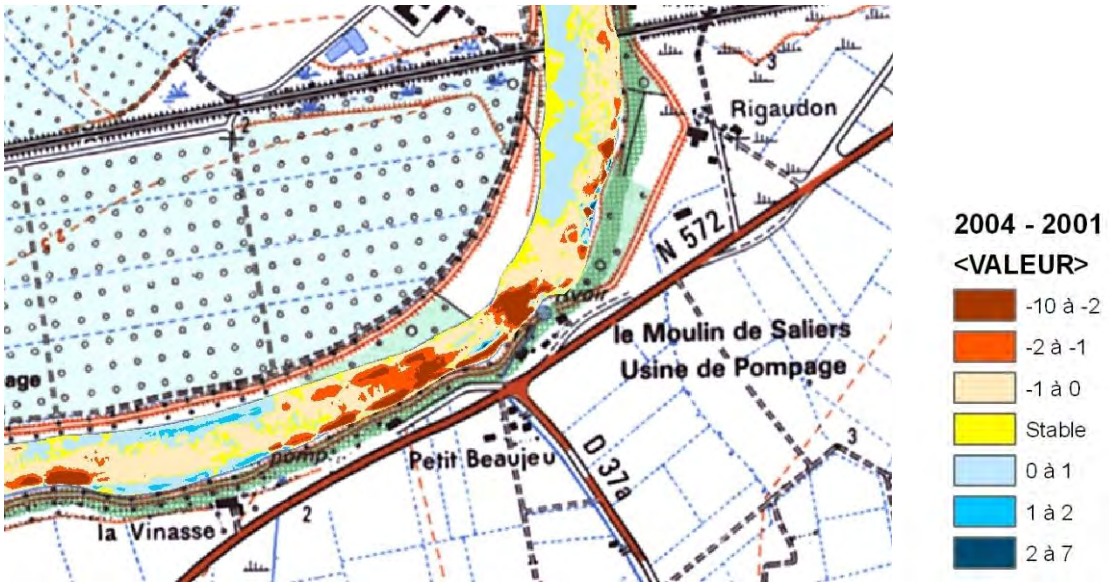


Figure 143. Evolution bathymétrique entre 2001 et 2004

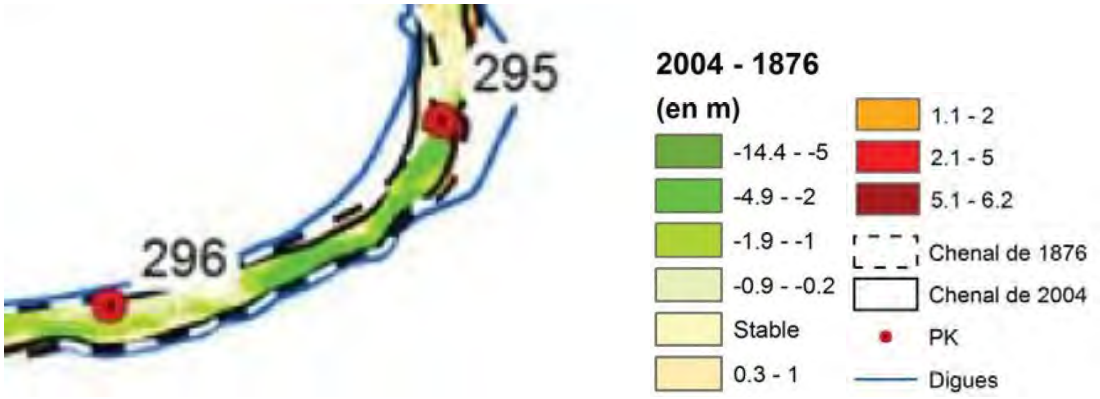


Figure 144. Evolution bathymétrique entre 1876 et 2004

Sur la carte de 1876 figure une digue entièrement perreyée avec une protection de berges. Compte tenu de l'absence de sabot de ces protections historiques et de l'approfondissement en pied de berges depuis 1876, il est fort probable que les enrochements aient glissé progressivement et n'aient plus joué leur rôle de protection entraînant le glissement de berge.

Elle a fait l'objet de travaux de protection de berges avec sabot en 2006 lors des travaux de 2ème urgence.



Photo 118. Berges en enrochements de Rigaudon en 2010 – vue vers l'amont



Photo 119. Berges en enrochements de Rigaudon en 2014 – vue vers l'aval

15.7.5 PRG 330.43 à 330.52 – Affouillement Fadaise

La berge, située en extrados du Petit Rhône, a subit une forte érosion en déc. 2003. Des glissements importants ont eu lieu avec arrachage des arbres et du terrain sur une longueur de plusieurs mètres. L'entretien mené en 2014 auprès du garde-digues a montré que cette érosion avait eu lieu en deuxième partie de crue.

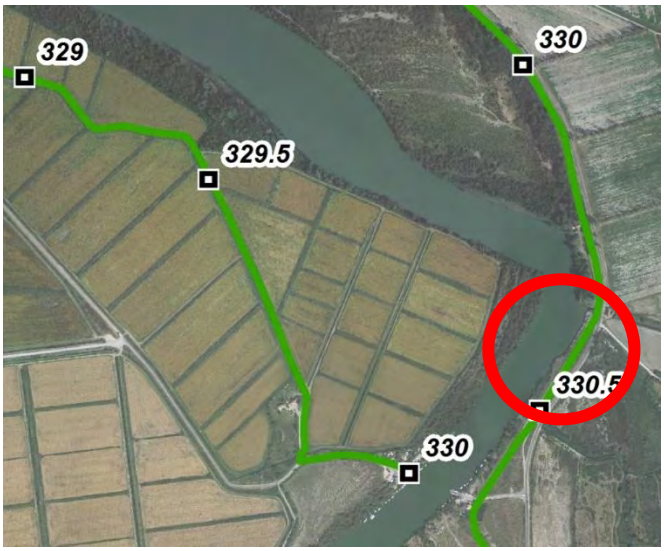


Figure 145. Crue déc. 2003 - localisation affouillement berges station de la Fadaise

La photo ci-après illustre cette érosion. La berge a fait l'objet de travaux de protection de berges en 2006 dans le cadre des travaux de 2ème urgence.



Photo 120. PRG 330.43 à 330.52 – Erosion coude de la Fadaise

Ce glissement de berge a très vraisemblablement été initié par un affouillement du fond lié aux facteurs cumulés suivants (extrado, rétrécissement fleuve, absence totale de panneaux de fond, présence d'une fosse d'érosion).

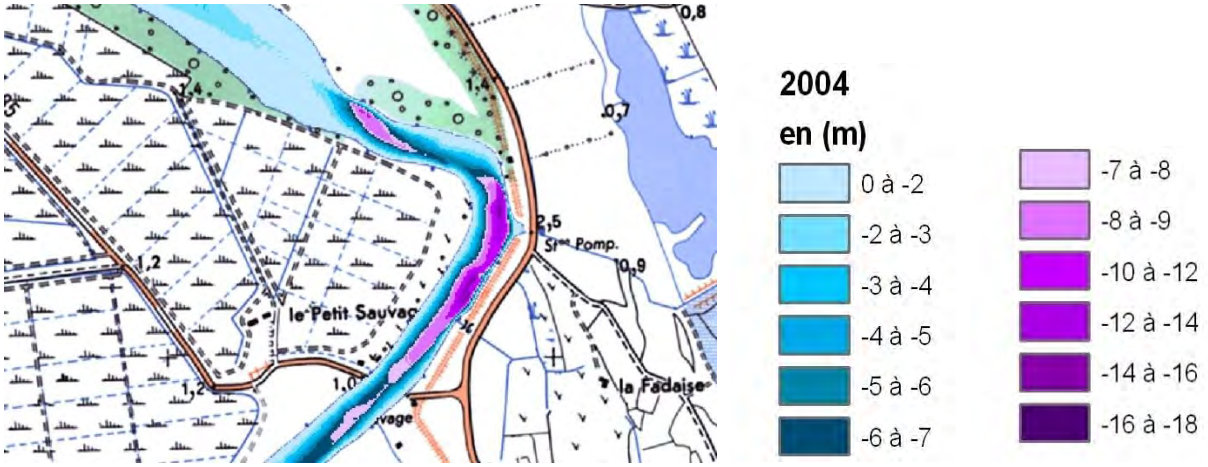


Figure 146. Bathymétrie 2004

Sur la carte de 1876 figure la présence de fascines et enrochements. Compte tenu de l'absence de sabot de ces protections historiques et de l'approfondissement en pied de berges depuis 1876, il est fort probable que les enrochements aient glissé progressivement et n'aient plus joué leur rôle de protection entraînant le glissement de berge.

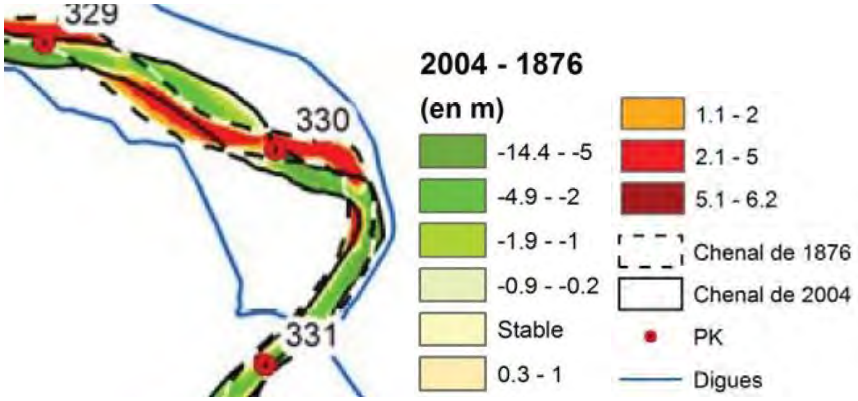


Figure 147. Evolution bathymétrique entre 1876 et 2004

15.7.6 GRD 315 et 315.89 – Erosion externe Canal du Japon et Eglise de Barcarin

Juste en amont de Salin de Giraud, on localise deux secteurs en érosion de berge impactant directement la digue :

- Un premier secteur allant du GRG 314.50 au GRD 315.00 (Canal du Japon)
- Un deuxième secteur au droit du GRD 315.89 (Eglise de Barcarin)

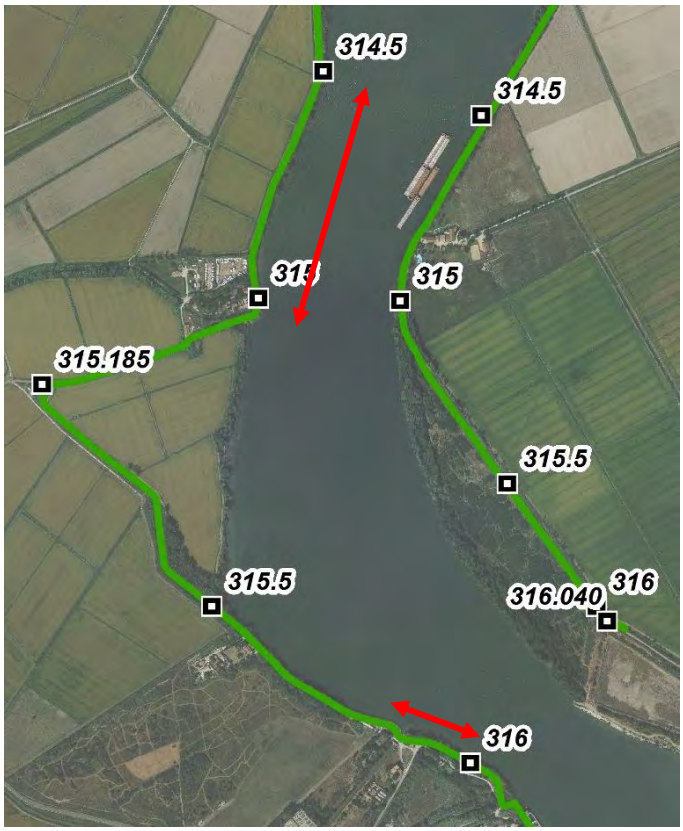


Figure 148. Localisation des érosions de berges

Au débouché du canal du Japon, les berges enrochées ont été déstabilisées et provoqué un glissement de la protection.



Photo 121. Crue déc. 2003 – Affouillement du pied de digue Canal du Japon

Depuis, des travaux de protection de la berge ont été réalisés et ont donné jusqu'à ce jour satisfaction.



Photo 122. Entrée Canal du Japon – protection de berges en 2014

Le deuxième secteur est en sortie de coude. La protection du talus côté fleuve en enrochements s'est affaissée car insuffisamment fondée. Lors de la crue des enrochements ont été déversés en pied de berge afin de conforter l'assise du pied de digue. Ces travaux ont été intégralement repris lors des travaux de 2ème urgence en 2006.



Photo 123. Crue déc. 2003 - Affouillement et glissement de berge - Eglise de Barcarin



Photo 124. Digue de Salin de Giraud au droit de l'église de Barcarin en 2010

La problématique liée aux affouillements de berge dans ce tronçon de fleuve est liée d'une part au rétrécissement de fleuve qui a pour conséquence d'augmenter les vitesses en crue. Cette augmentation des vitesses a eu pour conséquence de créer une fosse d'érosion qui déstabilise les pieds de berges même lors des petites crues (T = 1 à 2 ans).

La bathymétrie réalisée par la CNR permet de localiser les fosses d'érosion en pied de berges.

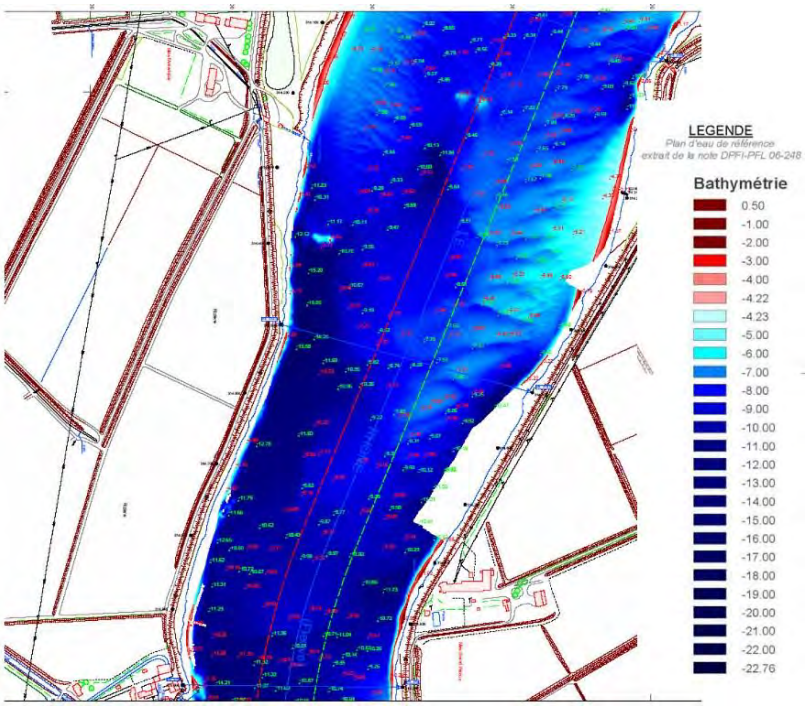


Figure 149. Bathymétrie CNR 2006 – PK 314 à PK 315

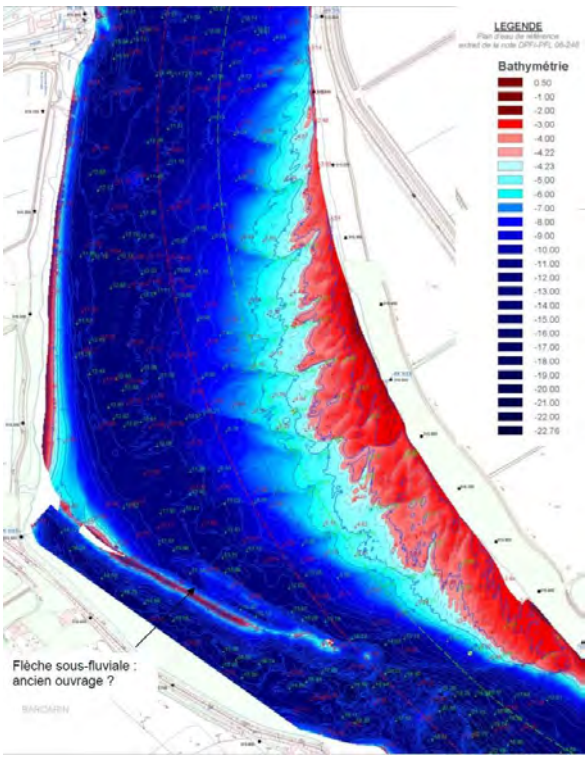


Figure 150. Bathymétrie CNR 2006 – PK 315 à PK 316

15.7.7 Affouillement externe au droit du Mas Antonelle et lieu-dit du Grand Peloux

Ces deux secteurs subissent des érosions de berges :

- Au droit du Mas Antonelle (GRG 313.50)
- En amont du Mas du Grand Peloux (GRG 314.20 à 315.0)

La proximité du fleuve au droit du coude de la digue (face à l'ancienne maison du garde-digues) a conduit le SYMADREM à faire effectuer des travaux de confortement en urgence par recharge de la crête du fait d'un début d'érosion côté fleuve (source CEMAGREF [A2003 03]).

Les travaux réalisés en urgence sont illustrés dans les deux photos ci-après.

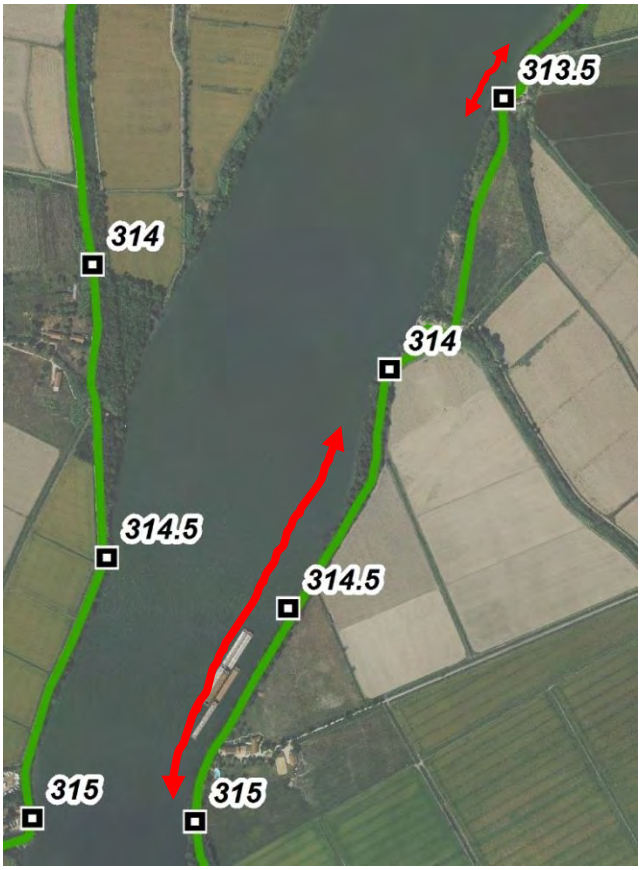


Figure 151. Crue déc. 2003 – localisation des affouillements externes



Photo 125. Mas Antonelle (GRG 313.50 à 313.80) – Intervention d'urgence suite à érosion du fleuve (source CEMAGREF [A2003 03])

Entre le GRG 314.20 et 315.0, des érosions de berges ont fait progressivement disparaître le ségonnal. Le Cemagref avait lors de son diagnostic observé la présence de blocs de pierres plus ou moins appareillés, qui peuvent dater de la construction des digues au XIX^{ème} siècle.



Photo 126. Grand Peloux (GRG 314,20 à 315,00) – secteur en affouillement externe

A l'instar de la rive droite, Ces glissements de berges ont une origine hydraulique. Le rétrécissement du lit mineur dans cette partie du fleuve a pour conséquence l'accélération des vitesses en crue entraînant l'érosion du fond du lit et le raidissement des talus.

15.7.8 Bac de Barcarin (GRG 316.70)

Après la crue de décembre, des petits affaissements de talus du côté fleuve ont été renforcés.



Photo 127. Bac de Barcarin (GRG 316.70) – affouillement externe

La bathymétrie du Rhône n'est pas forcément prononcée. Les érosions des berges sont dues à la présence du bac de barcarin, qui créé un batillage endommageant lentement les berges.

15.8 GLISSEMENT DE TALUS

On note un seul glissement du talus côté fleuve

Tableau 35. Crue déc. 2003 – Bilan des glissements de talus

Glissement						
Nom du désordre	**Type désordre**	**PR**	**Type d'intervention d'urgence**	**Initiateur**	**Code**	**2002**
Mas du Juge	Glissement talus côté fleuve à la décrue	PRD 325.73		Caisse d'emprunt Pied de digue	D10	

7.1.1.3. PRD 325.73 – Glissement talus côté fleuve Mas du Juge

Un plan d'eau a été creusé en pied de digue côté fleuve. Il a contribué au glissement du talus (plutôt raide) à la décrue.



Photo 128. Crue déc. 2003 – Glissement talus côté fleuve Mas du Juge

15.9 DEFAILLANCE OUVRAGES TRAVERSANTS

14 défaillances d'ouvrages traversants ont été recensées.

9 désordres, dont 3 ayant fait l'objet d'interventions d'urgence, concernent des fuites des organes de fermeture.

5 désordres, dont 4 ayant fait l'objet d'interventions d'urgence concernent des écoulements le long des conduites.

Tableau 36. Crue déc. 2003 – Bilan des défaillances d'ouvrages traversants

Défaillance ouvrage traversant						
Nom du désordre	**Type désordre**	**PR**	**Type d'intervention d'urgence**	**Initiateur**	**Code**	**2002**
Mas Cazeneuve	Fuite martelière et éboulement du mur côté terre	PRG 282.43	Interv. urgence Big-Bags	Ancienne vanne	D4 D5	X
Mas Augéry	Prise d'eau fuyarde	PRG 287.37	Reprise après crue	Ancienne vanne	D5	X
Château d'eau de Saliers	Fuite dans l'ouvrage	PRG 295.14	Argile et Enrochements sur le talus côté fleuve	Ancien ouvrage	D5	
Saliers	Erosion le long de la conduite	PRG 295.71	Injection de béton	Ouvrage vétuste	D4	
Vinasse	Fuite dans l'ouvrage	PRG 295.82		Ancien ouvrage	D5	
Mas de la cure	Erosion le long de la conduite	PRG 316.42	Big-Bag	Ouvrage non fermé	D4	
Sénebier	Fuite	PRG 319.09		Fuite	D4	
Mas Astouin	Fuite	PRG 323.76	Purge 2010	Ouvrage non étanche	D5	
Mas Badet	Fuite	PRG 326.67	Purge 2010	Ouvrage non étanche	D5	
Mas Icard	Fuite	PRG 329.08	Purge 2003	Ancien ouvrage	D5	
Mas Icard	Résurgence en aval de la digue	PRG 329.36	Purge 2010	OHT masqué	D1+D5	
Mal Millet	Fuite le long d'une conduite	GRD 294.01	sacs Côté Fleuve	Vide le long de conduite	D4	
Mas Millet	Fuite dans ouvrages	GRD 294.46	sacs	Ouvrage vétuste	D5	
Armellière	Ouvrage traversant masqué en charge avec effondrement du mur	GRD 297.97	Enrochements en amont et colmatage argile	OHT masqué	D4+D9	

15.9.1 PRG 282.43 – Prise d'eau fuyarde Mas de Cazeneuve

La vanne de garde de l'aqueduc de la prise d'eau gravitaire est fuyarde et des écoulements le long de la traversée sont probables. Comme lors de la crue de novembre 2002, la fuite a été colmatée à l'aide de gros sacs emplis de terre posés côté fleuve. A la décrue, les sacs ont été retirés et posés en crête. La surcharge a déclenché le glissement du mur de soutènement de la digue dans la propriété. Ce mur, déjà en faux aplomb, menaçait de s'écrouler. La surcharge et la saturation du remblai n'ont fait que déclencher le basculement. Depuis, des travaux de sécurisation de la vanne et reprise du talus côté terre ont été réalisés (sécurisation vis-à-vis des écoulements internes ?).



Photo 129. Crue déc. 2003 - Mas Cazeneuve - Prise d'eau fuyarde (© Cemagref [A2003 03])

Des travaux de confortement sont prévus dans le cadre de l'opération de renforcement et décorsetage limité des digues du Petit Rhône.

15.9.2 PRG 287.37 – Prise d'eau du Mas d'Augery

Ce point de désordre n'a pas été visité en 2002 et 2003 par le Cemagref. Il s'agit d'une prise d'eau qui s'est avérée fuyarde ce qui a conduit le Symadrem à une intervention d'urgence en crue ayant consisté en la pose de big-bags. L'ouvrage a été refait après crue (entretien 2014 avec le garde digues)



Figure 152. Crue déc. 2003 Localisation prise d'eau fuyarde du mas d'Augery

15.9.3 PRG 295.14 – Château de Saliers

Une fuite dans l'ouvrage situé au droit du château d'eau de Saliers a été détectée. L'intervention d'urgence a consisté à colmater l'ouvrage par mise en place d'argile avec des enrochements côté fleuve.



Photo 130. Château d'eau de Saliers

15.9.4 PRG 295.71 – Prise d'eau de Saliers

Lors de la crue de décembre 2003, il s'est produit une amorce de renard le long de la conduite ancienne. La conduite a été colmatée par injection de béton. Une nouvelle canalisation a été posée en siphon inversé par la suite.



Photo 131. Crue déc. 2003 – Prise d'eau Saliers - travaux après crue (© Cemagref [A2003 03])

15.9.5 PRG 295.82– Prise d'eau Mas de la Vinasse

Une fuite dans l'ouvrage a été détectée. L'ouvrage a été repris en siphon inversé après crue.



Photo 132. Crue déc. 2003 Prise d'eau Mas de la Vinasse – Tvx après crue

15.9.6 PRG 316.42 - Erosion le long d'un OHT Mas de la Cure (Château d'Avignon)

Des fuites et résurgences ont été observées le long du bajoyer gauche de la prise d'eau. Lors de la visite post-crue de 2004, la reprise des murs maçonnés des bajoyers ainsi que la remise en état du remblai avaient été entrepris par les propriétaires. L'ancrage des murs bajoyers dans le remblai n'était pas réalisé.



Photo 133. Prise d'eau Château d'Avignon en 2004 (© Cemagref [A2003 03])

15.9.7 PRG 319.19 - Infiltration en pied d'ouvrage Sénebier

Un ancien tuyau fuyard s'est mis en charge lors de la crue et a provoqué une résurgence dans la cour de l'ancienne station de pompage.
Ce secteur est bien connu du garde digues. Le fleuve est très proche et des infiltrations à proximité de l'OHT sont courantes sans qu'il y ait de certitude sur le lien de causalité.
Compte tenu de la multitude d'OHT dans ce secteur, le garde digues suspecte la présente d'ouvrages traversants masqués.



Photo 134. Infiltration au droit de la prise d'eau de Sénebier (© Cemagref [A2003 03])

15.9.8 PRG 323.76 – Prise d'eau Mas d'Astouin

Des fuites ont été observées en 2003. L'ouvrage a été purgé en 2010.



Photo 135. Crue déc. 2003 – Fuites dans l'ouvrage (© Cemagref [A2003 03])

15.9.9 PRG 326.67 - Prise d'eau fuyarde Badet

L'ouvrage hors service en 2003 était fuyard lors de la crue. Il a été supprimé en 2010.



Photo 136. Prise d'eau du Mas de Badet (Cemagref)

15.9.10 GRD 294.01 et GRD 294.46 – OHT du Mas Millet

On note la défaillance de deux ouvrages. Pour l'ouvrage amont, une fuite a été détectée le long de la conduite. Une intervention d'urgence consistant à mettre des sacs côté fleuve a été nécessaire. Pour l'ouvrage aval, le colmatage de la conduite a également été réalisé par des sacs.



Photo 137. Mas Millet – Colmatage de la fuite par des gros sacs posés côté fleuve



Tableau 37. Mas Millet – ouvrages traversants GRD 294.01 et 294.46 – (photo 2014)

15.10 GRD 297.97 - L'ARMELLIERE – DEPART DE BRECHES

Vers 12h30 le 3 décembre 2003, un départ de brèche a été détecté par le garde digues du secteur. Un fontis de 30 cm est apparu en crête de digue presque soudainement. Un ouvrage traversant qui était jusque-là non connu du SYMADREM s'est mis à déverser et a provoqué une érosion du talus côté fleuve ; l'écoulement transitant dans l'ouvrage provoquant de son côté l'érosion du talus côté terre. Une intervention rapide de 13h30 à 17h30 a permis de bloquer ce départ de brèche. L'intervention d'une pelle mécanique à bras long depuis le pied de digue côté terre a pu déverser dans un premier temps des enrochements disposés en becs de canard côté fleuve et dans un second temps des matériaux argileux entre le cordon en enrochements et l'ouvrage masqué. 27 semis ont été nécessaires pour le colmatage de la brèche.

Cette opération en crue a été permise grâce l'existence d'un accès pour les engins mécaniques et a permis d'éviter une inondation qui aurait été catastrophique pour Salin de Giraud.



Photo 138. Crue déc. 2003 – Départ de brèches à l'Armelière – Vidéo Christian SCHMIDT – Ville d'Arles [A2003 08]



Photo 139. L'Armellière après travaux d'urgence (CEMAGREF [A2003 03])

15.11 PRD 309,5 - BRECHE DE CLAIRE FARINE

La brèche de Claire Farine de Décembre 2003 a affecté la digue rive droite du Petit Rhône au PK 309,5, soit 500 mètres à l'aval de la brèche de Novembre 2002.



Figure 153. Crue décembre 2003 - Localisation de la brèche de Claire Farine

Les photos ci-dessous permettent de localiser de cette dernière et de voir même son évolution. La vidéo tournée par le directeur du SIDR à 9h51 soit près de 2 heures après sa formation permet de voir que cette dernière a probablement été initiée au nord du fossé situé côté terre et s'est ensuite élargie vers le sud.



Photo 140. Crue déc. 2003 – brèche de claire farine



Photo 141. Brèche Claire Farine le 3 déc. 2003 à 9h51

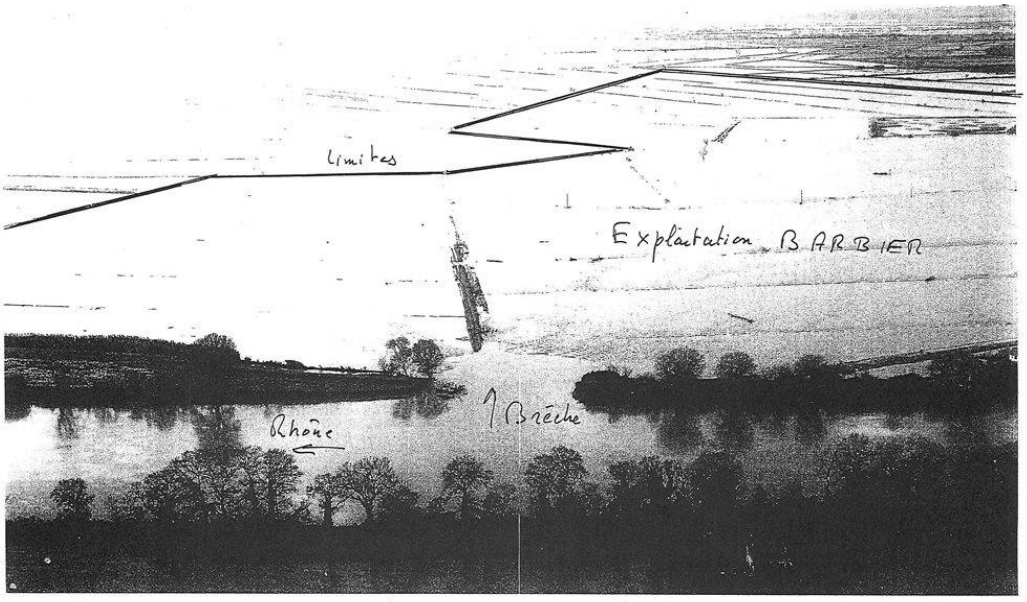


Photo 142. Brèche Claire Farine décembre 2003 (la décrue est amorcée)

La largeur de la brèche a été comprise entre 100 et 120 mètres et sa hauteur maximale est supérieure à 10 mètres (hauteur de la digue + profondeur de la fosse) (d'après le log du sondage 3EDSC4 réalisé au droit de la brèche, la hauteur serait de l'ordre de 13 mètres). La hauteur de digues n'étant que de 2,50 m à 3,0 m, on peut en déduire que la profondeur de la fosse d'affouillement était d'environ 10 mètres.

La fosse d'affouillement s'est étendue côté terre jusqu'à environ 100 mètres, soit 30 à 40 fois la hauteur mesurée entre le niveau du fleuve et le niveau du terrain naturel.

La brèche s'est ouverte le 3 Décembre 2003 vers 8 heures et son ouverture a perduré durant 12 jours car des essais infructueux de colmatage ont échoué.

15.11.1 Analyse du cahier des charges

Les digues du Petit Rhône rive droite ont été construites entre 1846 et 1866. Le cahier des charges de la digue actuelle dressée par Alex. Surrel [H1009] précise que les chaussées devaient résister à une crue dont la durée n'excède pas celle de Novembre 1840 et dont la hauteur ne dépasse pas celle de Novembre 1843.
Ainsi si une crue ne satisfait pas à l'un de ces deux critères, les digues ne sont plus censées assurer leur fonction première de protection.
Le tableau ci-dessous donne les niveaux relevés lors des crues historiques de 1840, 1841, 1843 et 1856. La cote (en m NGF) est estimée à la fois suivant la correction de Pichard figurant dans la thèse de G. Raccasi et suivant le relevé de 1912 que nous privilégierons.

Tableau 38. Niveaux des crues de 1840,1843 et 1856 au pont de Beaucaire

Crue	Hauteur échelle de Beaucaire (PK 267,7)			Débit de pointe estimé à Beaucaire (d'après pardé)
	(en m)	(m NGF) Correction Pichard d'après Raccasi	m NGF (archive 1912)	
Nov. 1840	6,87	10.49 m NGF	10.35	13 000 m^3/s
Nov. 1843	6,75	**10.37 m NGF**	**10,23**	9 000 m^3/s
Mai 1856	7,95	11.57 m NGF	11.43	12 500 m^3/s

Le limnigramme de la crue de décembre 2003 au pont de Beaucaire indique les cotes suivantes :

- Le 3/12/2003 à 8 heures : 11,15 m NGF
- Le 3/12/2003 à 10 heures : 11,28 m NGF
- Le 3/12/2003 à 21 heures : 11,68 m NGF (pic de crue au pont de Beaucaire)

Au moment du démarrage de la brèche de Claire Farine, le niveau du fleuve au pont de Beaucaire dépassait de plus de 90 cm le niveau atteint en 1843 et retenu comme le niveau de protection du tronçon de digue au droit la brèche de Claire Farine.

La crue de décembre 2003 au moment de la formation de la brèche de Claire Farine dépassait le cahier des charges de la conception de la digue, tel qu'il avait été défini par les ingénieurs de l'époque.
En conséquence, la protection des riverains et de leurs biens ne pouvait plus être assurée, car la crue était supérieure à celle pour laquelle la responsabilité du gestionnaire était engagée.

15.11.2 Analyse technique : Examen du mode de rupture par surverse

La cote de l'ouvrage en décembre 2003 au droit de la brèche de claire farine (PK 309,5) est d'après les plans topographiques d'août 2003 comprise entre 4,75 et 4,88 NGF.

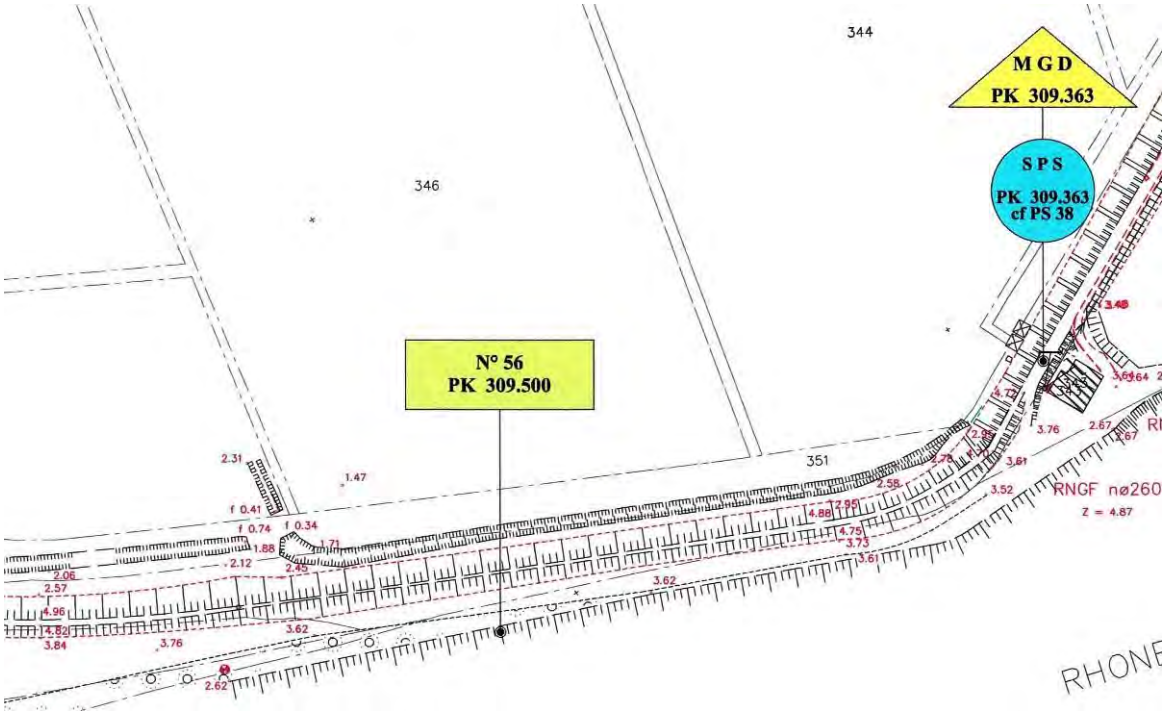


Figure 154. Plans topographiques d'août 2003

Le limnigramme à Saint Gilles (PK297,3) indique : le 3 décembre 2003 à 8 heures un niveau d'eau de 6,27 NGF. Le niveau maximum au limnigramme a été atteint le 3 décembre 2003 à 10 heures. Il était de 6,32 NGF.

Le limnigramme à Petite Abbaye (PK323,9) indique : le 3 décembre 2003 à 8 heures un niveau d'eau de 2,54 NGF. Le niveau maximum au limnigramme a été atteint le 3 décembre 2003 à 9 heures. Il était de 2,56 NGF.

En interpolant les mesures enregistrées à ces deux stations, on estime le niveau d'eau au droit de la brèche de Claire Farine entre 4,56 et 4,60 m NGF entre 8 h et 10 h.

Si l'on analyse les données extraites des modèles hydrauliques disponibles, les niveaux modélisés sont les suivants :

- 4,92 m NGF pour le modèle 1D EGR d'EGIS (anciennement BCEOM) élaboré pour l'EGR et recalé après la crue de décembre 2003 pour les besoins de la DREAL de Bassin.
- 4,61 m NGF pour modèle 2D de la CNR étendu au petit Rhône pour les besoins de l'étude de calage entre Beaucaire et Arles menée dans le cadre du Plan Rhône. Le modèle a été construit postérieurement la crue.
- 4,74 m NGF pour le modèle 2D Plan Rhône d'EGISeau construit spécifiquement pour l'opération de décorsetage limité des digues du Petit Rhône.

Le modèle construit par EGISeau concerne exclusivement sur le Petit Rhône. Il comporte 70 000 mailles et est plus précis que le modèle Petit Rhône, construit par la CNR, qui comprend uniquement 40 000 mailles et qui a été construit uniquement pour les besoins de l'étude de calage entre Beaucaire et Arles avec une bathymétrie datant de 1994.

Les résultats issus du modèle 2D EGISeau sont à privilégier. On retiendra une valeur de 4,74 m NGF au droit du PK 309.5 au moment de l'ouverture de la brèche de Claire Farine.

A cette heure, le vent avait une direction Sud-Est/Est et une force moyenne de 15 m/s environ.

La formule de Smiths ajustée avec la formule de Garrat donne une hauteur significative de vagues de 10 cm. Sur des talus rugueux et relativement perméable de fruit compris entre 1,5 et 2, les abaques de Saville donnent un rapport R/H d'environ 0,8, ce qui tend à montrer un amortissement de la vague à l'arrivée du talus.

Sans prise en compte du vent, on constate que la digue était sur le point de déverser. Avec sa prise en compte, la rupture par surverse devient très probable.

15.11.3 Analyse technique - examen du mode de rupture par affouillement externe

Ce mécanisme de rupture peut s'expliquer au regard des paramètres suivants :

- Vitesses des écoulements
- Bathymétrie en pied de digue
- Présence ou non d'un ségonal

Sur le Petit Rhône, les vitesses calculées sur le modèle 2D d'EGISeau montrent pour une crue type décembre 2003 des vitesses dans le lit mineur inférieures à 2 m/s et des vitesses sur le bord de berge inférieures à 1 m/s. Cependant un modèle 3D serait plus précis pour évaluer les vitesses.

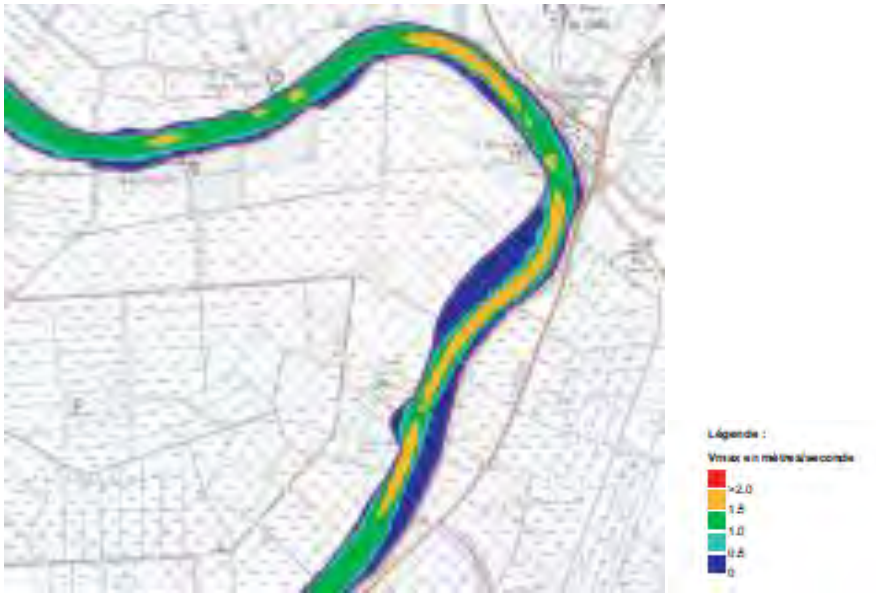


Figure 155. Vitesses des écoulements pour une crue type décembre 2003 sans brèche [O1001]

Des relevés bathymétriques ont été réalisés en 2009 à proximité de la brèche. Ils montrent un surcreusement à -7,5 NGF, ce qui témoignent d'une tendance à l'érosion de pied.

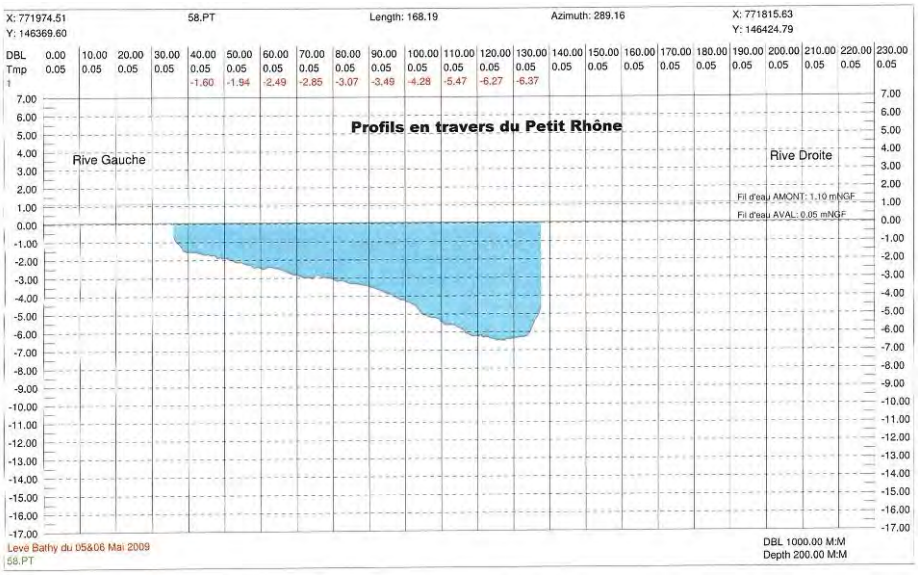


Figure 156. Relevé bathymétrique au droit du PK 309,5 [O1001]

La présence de cette fosse en pied de berge n'était pas apparente sur la bathymétrie de 2004.

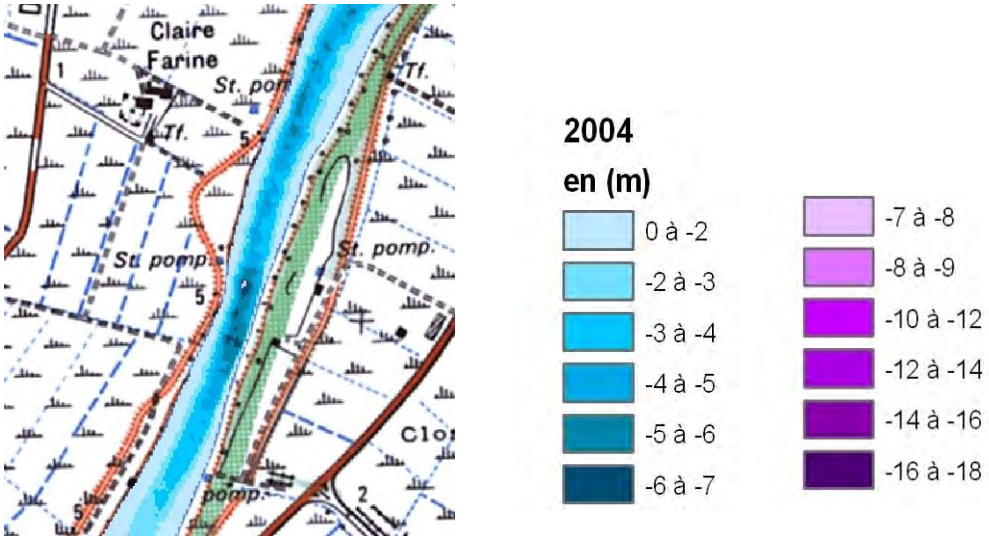


Figure 157. Bathymétrie 2004

La photo ci-dessous extraite de l'examen visuel mené par le CETE durant l'été 2003 montre glissement de berge. On ne distingue pas la digue qui est en retrait de quelques mètres par rapport à la berge. D'après les plans topographiques d'avant crue, le ségonal avait une largeur de 5 mètres, ce qui est peu, mais communément observé sur le Petit Rhône.



Photo 143. Glissement de berge - Etude CETE

L'érosion de pied de la digue si elle avait eu lieu en crue aurait été perceptible. Aucun désordre de type érosion du parement amont n'a été observé pendant la crue. Cette dernière était limitée à la berge.
Par ailleurs deux crues importantes ont eu lieu en septembre 2002 et en novembre 2002. La crue de novembre 2002 a duré 15 jours. Aucun dégât sur la berge ou affouillement n'ont été observé dans le secteur suite à ces deux crues.

La comparaison de la bathymétrie de 2004 avec celle de 1876 montre une légère tendance à l'érosion.

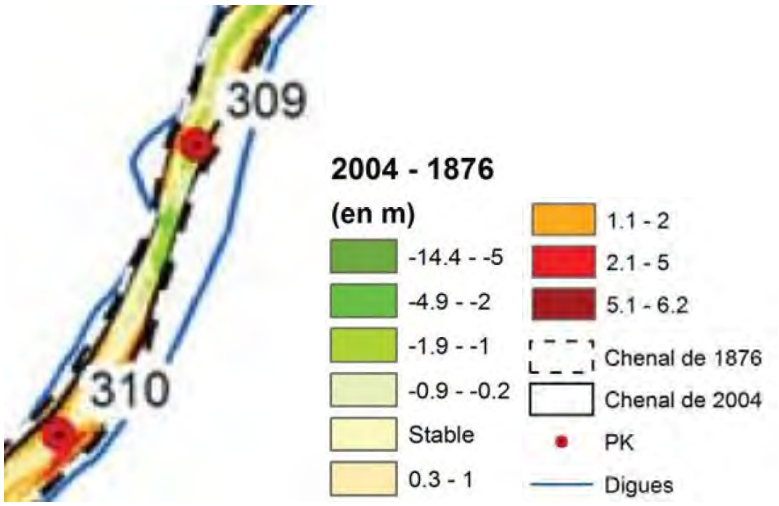


Figure 158. Evolution bathymétrique entre 1876 et 2004

15.11.4 Analyse technique - examen du mode de rupture par glissement

La faible hauteur de digue et le fruit des talus proche de 2 permettent d'écarter ce mode rupture comme étant initiateur de la brèche.

15.11.5 Analyse technique - examen du mode de rupture par érosion interne

L'érosion interne est initiée par quatre phénomènes :

- Une érosion de conduit : vide le long d'un ouvrage traversant mal enrobé ou mal compacté (maison garde digue), terrier d'animaux fouisseurs, ouvrages fissure ou hétérogénéité des sols constituant la digue et la fondation.
- Une érosion régressive repérée par tumulus de sable,
- Une érosion de contact entre deux couches l'une cohérente et l'autre graveleuse,
- Une suffusion par départ du limon dans les vides du sol.
- Ou par une combinaison de plusieurs de ces phénomènes

L'érosion de conduit à travers un terrier semble à écarter. En effet aucun désordre de ce type n'a été relevé par le gardes-digues du secteur depuis les années 1980 et les examens visuels réalisés respectivement par le CETE en 2003 et par le BCEOM en 2000 n'ont pas identifié de terriers dans ce secteur.

L'érosion de conduit le long d'un ouvrage traversant est également à écarter. Aucun ouvrage traversant n'était connu dans ce secteur.

L'érosion de conduit dans une ancienne racine d'arbre est également à écarter. L'examen des photos prises en 2003 montre l'absence d'arbres sur la digue ou en pied de digue.

L'érosion régressive, constatée sur les digues du Rhône, du Mississipi ou des polders de Hollande est repérée par au moins un tumulus par lequel l'eau s'écoule et dépose les grains érodés. Aucun tumulus n'a été signalé avant formation de la brèche.

La suffusion nécessite la présence de grave sableuse ou limoneuse. Aucune investigation géotechnique n'a mis en évidence la présence de couche de grave dans ce secteur.

L'érosion de contact nécessite la présence superposée de couches de limon et de graviers. Aucune investigation géotechnique n'a mis en évidence la présence de couche de graviers dans ce secteur.

Le lendemain de la crue, certaines photos ont été prises de part et d'autre de la brèche. La localisation de ces prises de vues figure ci-dessous.

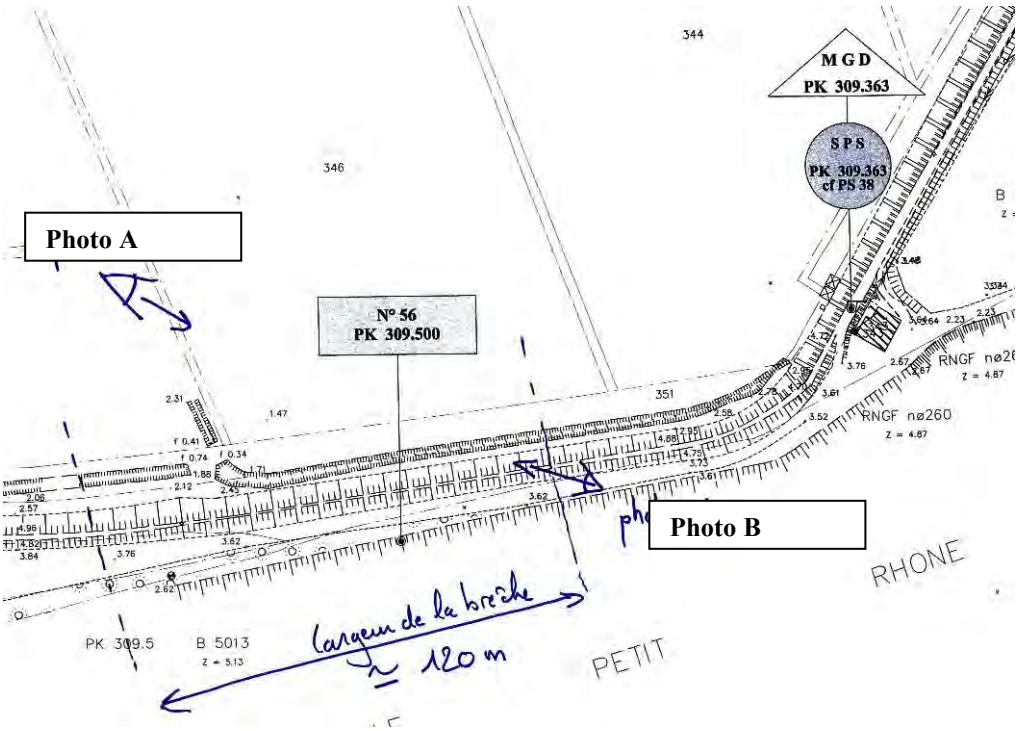


Figure 159. Localisation de la brèche de Claire Farine et prises de vues au lendemain de la crue

La photo A montre l'existence d'une canalisation en pied de digue hors de l'emprise de la digue. On peut également voir la présence de la protection de pied en enrochements et ce qui semble être une couche de sable traversante. La photo B prise de l'autre côté de la brèche ne montre pas la présence de cette canalisation. On peut en déduire que le tracé de la canalisation a changé de direction dans l'espace situé dans la brèche.
La présence de cette canalisation n'était pas connue du SIDR et de VNF gestion du domaine public fluviale. Par ailleurs, elle est située sur la partie nord de la brèche dans la zone d'initiation de cette dernière.



Photo 144. Prise de vue Romain FATER – ancien directeur du SIDR



Photo 145. Prise de vue Bruno DUMAS – garde-digues du SIDR et SYMADREM

En tout état cause, la présence de cette canalisation en pied de digue, avec absence de filtre autour de cette dernière a affaibli la digue vis-à-vis de l'érosion interne et a pu être le mécanisme déclencheur d'un processus d'érosion interne qui aurait pu commencer en 2002 sans montrer d'indice annonciateur. D'autant plus que la fosse d'érosion en pied de berge côté fleuve a pu favoriser le contact entre la couche de sable en fondation entre le lit du fleuve et la partie côté terre et comme on l'a vu les niveaux d'eau dans le secteur sont les plus hauts jamais connus.
La perte de cohésion au droit de la canalisation a concentré les fuites, des érosions de contact ont pu se produire, augmentant les gradients de sortie et débouchant sur une érosion interne.

La figure ci-après illustre un possible scénario à l'origine de la brèche de Claire Farine.

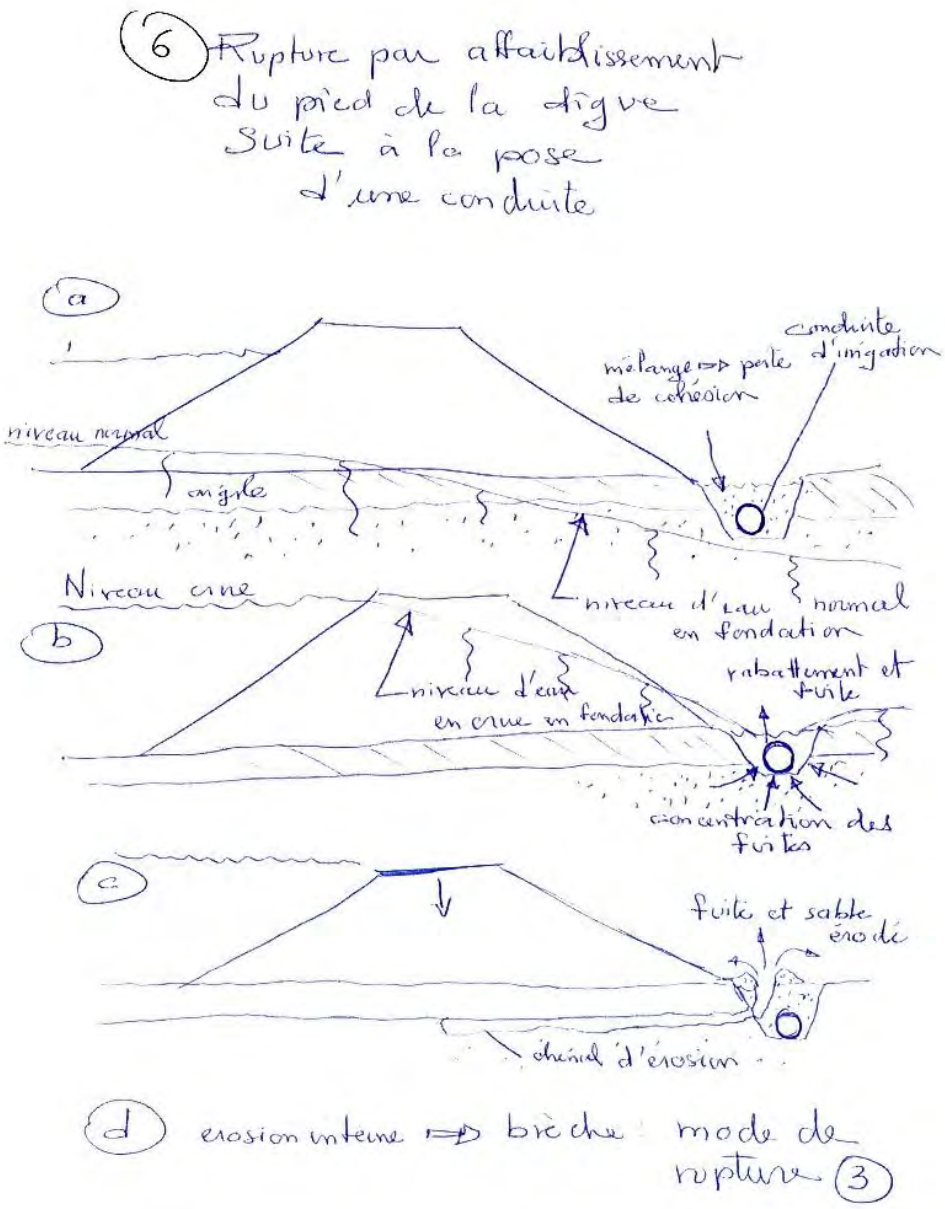


Figure 160. Impact de la canalisation dissimulée en pied de digue – JJ FRY expert EDF CIH et rédacteur du bulletin n°164 de la CIGB concernant l'érosion interne

15.11.6 Analyse technique - conclusion

Des analyses précédentes, on en déduit que :

- une érosion de conduit, identique aux causes des brèches de 1993 et 1994 n'a pas eu lieu. La présence d'un terrier ou celle de racines d'arbres comme un élément initiateur est écartée par les gardes digues et le CETE. Aucun trou de type renard hydraulique n'a été observé avant formation de la brèche.
- une érosion de contact le long d'un ancien ouvrage traversant est écartée
- une érosion régressive avec tumulus est écartée.

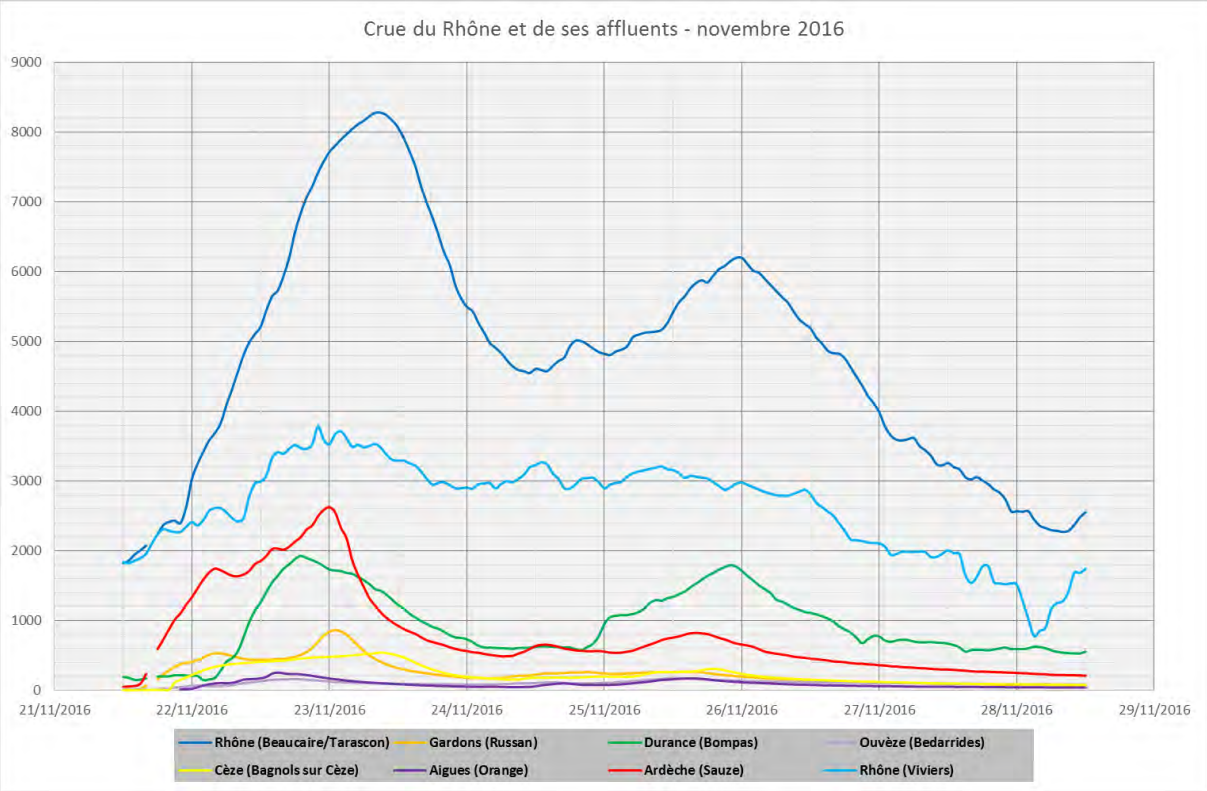
- Une suffusion interne ou érosion de contact, à la lumière des connaissances géotechniques actuelle, est loin d'être prouvée.
- La présence d'une canalisation en pied de digue hors de l'emprise de l'ouvrage et non connu le jour de la crue a affaibli la cohésion du sol en pied de digue, là où les gradients hydrauliques sont les plus forts en temps de crue.
- Les niveaux d'eau dans ce secteur du fleuve sont les niveaux les plus hauts connus et supérieurs au niveau retenu pour leur dimensionnement réalisé au XIX^{ème} siècle,
- L'analyse hydraulique montre que ce secteur de digue était en début de surverse. Le mode de rupture par surverse est donc très probable et est le scénario privilégié.

Le mécanisme d'affouillement externe comme initiateur de rupture semble très peu probable. Il n'est pas improbable que l'affouillement ait joué un rôle, mais ce n'est pas le rôle principal.

16 CRUE DE NOVEMBRE 2016

La crue de novembre 2016 a franchi le seuil de 8,15 m NGF (environ 6750 m^3/s) du 22/11/2016 à 18h00 au 23/11/2016 à 18h00. Elle a atteint son pic le 23 novembre 2016 à 8h45 à la station de Beaucaire/Tarascon (8300 m^3/s soit une période de retour légèrement inférieure à 10 ans). Le 25 novembre un second pic plus faible a été observé (6200 m^3/s).

Le pic principal est principalement dû à un épisode cévenol. Les hydrogrammes de crues du Rhône et de ces affluents sont présentés ci-dessous :



16.1 BILAN GENERAL DES BRECHES

Cette crue rapide et bien que peu importante en termes de niveaux, a causé une brèche totale en rive gauche du Petit Rhône et quelques désordres dans l'ensemble du delta.

Tableau 39. Bilan des brèches lors de la crue de novembre 2016 et mode de rupture initiateur

Nom de la brèche	Type brèche	Localisation	Largeur (m)	Origine
Ventabrun	Totale	PRG 314.2	3	Probablement une érosion de conduit dans un terrier

16.2 PRG 314.2 - BRECHE DU MAS DE VENTABREN

Lors de la montée de la crue, à 7h le 23/11/2016, la brèche est repérée par le garde-digue alors que le Mas de Ventabren commençait à être inondé. Les travaux d'urgence ont débutés à 8 h et le débit d'entré a été rapidement contrôlé, les travaux se sont terminés dans la nuit du 23 au 24 novembre 2016. Entre 20 000 et 30 000 m^3 d'eau sont entrés dans la zone protégée, dans un rayon de 250 m autour de la brèche.



Photo 146. Zone inondée, mas et champ

La brèche est due à de l'érosion interne, seul phénomène plausible étant donné le niveau de charge. La détection le lendemain d'un terrier de blaireau à environ 250 m en amont de la brèche ; terrier qui n'était pas visible la veille des opérations de surveillance et l'observation de traces de terriers lors des travaux de réparation laissent penser à une érosion de conduit dans un terrier apparu lors de la montée de crue (des blaireaux auraient pu fuir le ségonal lors de la montée de crue et se réfugier dans la digue) ou au claquage d'un ancien terrier de blaireau ou de lapins, suivi d'une érosion de conduit (d'autant plus qu'un désordre ayant occasionné une intervention d'urgence a été détecté dans ce secteur en novembre 2002). La première hypothèse semble être à privilégier.



Photo 147. Crue de Novembre 2016 - Brèche de Ventabrun



Photo 148. Crue de Novembre 2016 – Travaux d'urgence Brèche de Ventabrun

16.3 TERRIER DE FOUISSEUR

Un terrier traversant a été repéré lors de la surveillance en pré-alerte par le garde digue, il a été comblé avant l'arrivée de la crue. Il était situé au GRD 301.5, lieu-dit Tour de Cazeau.



Photo 149. Travaux de mise en sécurité

16.4 INFILTRATIONS D'EAU CLAIRES

Différentes infiltrations d'eaux claires ont été observées dans les secteurs suivants :

- RG : (Trémie des Ségonnaux du remblai SNCFR, hors périmètre du Symadrem)



Photo 150. Débit de fuite dans les trémies

- PRG 293.45 (Mas Beaujeu de Castres) : infiltration faible
- PRG 299.74 (Mas de la Galante) : infiltration au droit de l'ancienne brèche



Photo 151. Infiltration d'eau claire au Mas de la Galante

- PRG 301 (Mas de Case Brune) : infiltration faible au droit de l'ancienne brèche



Photo 152. Infiltration d'eau claire au Mas de Case Brune

- PRG 304.5 (Mas de Lauricet) : infiltration au droit de l'ancienne brèche

16.5 DEFAILLANCE OUVRAGE TRAVERSANT

Les défaillances d'ouvrages traversant sont de diverses natures, et détaillées ci-après ; aucune n'a dégradé la digue et les faibles débits d'eaux sont restées dans les porteaux des ouvrages. :

- PRD 284.7 (Station de la Tourette) : ouvrage non étanche au niveau de la martelière
- PRD 290.75 (Station BRL de Grand Cabanne) : Infiltration dans des fissures de l'ouvrage maçonné.



Photo 153. Fuite par les fissures de la maçonnerie, Grand Cabanne

- PRD 302.8 (Pompe Canevere) : ouvrage non étanche au niveau de la martelière



Photo 154. Fuite à la martelière de Canavère

- PRD 321.5 (ASA de la Souteyranne) : ouvrage non étanche au niveau de la martelière



Photo 155. Fuite à la martelière de l'ASA de la Souteyranne

- PRD 325.5 (Mas du Juge) : ouvrage non étanche ; déchargement de terre depuis la digue sur la martelière côté Rhône



Photo 156. Remblaiement sauvage de l'ouvrage du Mas du Juge

- GRD 282 (Quais) : légère fuite due à une mauvaise fermeture de la vanne
- GRD 284 (Papeteries) : légère fuite due à une mauvaise fermeture de la vanne
- GRG 302.36 (Mas Thibert) : fuite due à la non fermeture de la martelière

16.6 SURVERSE

Il y a eu un départ de surverse à l'aval du Petit Rhône en rive droite, elle était située au niveau de la RD85, au Sud de Pin Fourcat. Il n'y a pas eu d'érosion due à cette surverse.

Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement
SYMADREM
des Digues du Delta du Rhône et de la Mer

SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT
RIVE GAUCHE DU RHONE
ET DES TRAVAUX DE CREATION D'UNE DIGUE ENTRE TARASCON ET ARLES ET MESURES ASSOCIEES



RUBRIQUE N°8A : IDENTIFICATION ET CARACTERISATION DES RISQUES EN TERMES DE PROBABILITE D'OCCURRENCE

Sommaire

1 Introduction 4
2 Caractérisation de la rupture par erosion interne 11
2.1 généralités 11
2.2 Caractérisation de la rupture par érosion de conduit 13
2.3 Rupture par érosion régressive 38
2.4 Rupture par érosion de contact 64
2.5 Rupture par suffusion interne 69
2.6 Synthèse sur l'initiation d'érosion interne 77
2.7 Caractérisation de la filtration 78
2.8 Caractérisation de la progression de l'érosion interne 81
3 Caractérisation de la rupture par claquage et soulèvement du pied aval 84
3.1 Rupture par soulèvement du pied de talus coté terre 84
3.2 Rupture par claquage hydraulique d'un conduit partiellement colmaté 91
4 Caractérisation des ruptures par erosion externe 96
4.1 Rupture par surverse 96
4.2 Rupture par affouillement du pied amont 108
4.3 Rupture par batillage 117
5 Caracterisation des Ruptures par glissement 119
5.1 Description du phénomène 119
5.2 Méthode de de caractérisation du CFBR 120
5.3 Probabilité de rupture par glissement 122
5.4 Calcul des facteurs de sécurité 124
5.5 Stabilité des digues d'origine à l'aide du logiciel Seep/Geoslope 126
5.6 Formulation simplifiée du facteur de sécurité 141
6 Autres mécanismes 142
6.1 Modes de rupture peu commun pouvant affecter les digues 142
6.2 Mécanismes de rupture affectant les ouvrages poids et rideaux de palplanches 150
7 Caractérisation de la Surveillance, détection et intervention en périodes de crues 151
8 Scenarios de brèche 155
8.1 Scénario de brèche n°1 : Claquage hydraulique d'un ancien terrier de blaireau partiellement colmaté et érosion de conduit 155
8.2 Scénario de brèche n°2 : Erosion de conduit dans un vide le long d'un ouvrage hydraulique ou d'une transition traversant 163
8.3 Scénario de brèche n°3 : Erosion de conduit dans une ancienne racine morte 172
8.4 Scénario de brèche n°4 : Erosion de conduit dans une fissure traversante 176

8.5 Scénario de brèche n°5 : Claquage hydraulique d'une couche de sol cohésif surplombant une couche de sable et érosion régressive de la couche de sable 180
8.6 Scénario de brèche n°6 : Erosion de contact le long d'une couche de graviers 188
8.7 Scénario de brèche n°7 : Suffusion dans une couche de grave 193
8.8 Scénario de brèche n°8 : Surverse 198
8.9 Scénario de brèche n°9 : Affouillement externe 200
8.11 Scénario de brèche n°10 : Glissement du talus aval 203
8.12 Scénario de brèche n°11 : Glissement du talus amont 212
8.13 Scénario de brèche 12 : stabilité mécanique hors glissement 215
8.14 Scénario de brèche 13 : stabilité mécanique des parapets et batardeaux 223
8.15 Scénario de brèche A : Remblai ferroviaire – érosion de contact de la couche de graviers en crête 225
8.16 Scénario B : Brèche dans le remblai ferroviaire rendu transparent hydrauliquement 227
8.17 Scénario C : Défaillance d'un OHT 229

1 INTRODUCTION

La méthodologie est basée sur les étapes suivantes :

1) Détermination et caractérisation des modes ou états-limites de ruptures susceptibles d'être à l'origine d'une brèche dans la digue ;
2) Détermination des barrières de sécurité ou fonctions, sous-fonctions et composants permettant d'agir sur ces modes de rupture ;
3) Réalisation d'investigations, études et reconnaissances (diagnostic approfondi) pour permettre de déterminer les actions et leur occurrence et de caractériser les différentes fonctions et modes de rupture ;
4) Détermination de lois de probabilité ou courbes de fragilité par état-limite de rupture
5) Détermination, à partir des résultats d'études et de l'étude accidentologique de scénarios de brèche impliquant un ou plusieurs modes de rupture et construction d'arbres de défaillance ;
6) Détermination pour chaque scénario de brèche de lois de probabilité ;
7) Détermination pour chaque profil géométrique (espacé de 125 mètres environ) et chaque scénario de brèche (11 scénarios pris en compte) de la probabilité conditionnelle de brèche pour une crue donnée (sur un panel de 9 crues);
8) Détermination de la probabilité annuelle de brèche par profil géométrique et analyse par tronçon homogène
9) Identification des potentiels de dangers (brèche, surverse et défaillance ouvrage traversant)
10) Modélisation de scénarios d'inondation dans la zone protégée ;
11) Estimation de la gravité et criticité des scénarios ;
12) Détermination des niveaux de protection ;
13) Détermination des mesures de réduction du risque.

Le présent rapport 8a traite des 6 premières étapes. Le rapport 8b traite des étapes 7 et 8 et le rapport 8c des étapes 9 à 12. Les mesures de réduction du risque sont traitées en rubrique n°9.

Le rapport comporte 8 chapitres :

- Le chapitre 1 relatif à la méthodologie générale,
- Le chapitre 2 traite de la caractérisation de l'érosion interne (érosion de conduit, érosion régressive, érosion de contact, suffusion interne) et du rôle joué par la filtration,
- Le chapitre 3 traite de la caractérisation du claquage hydraulique et du soulèvement hydraulique du pied aval,
- Le chapitre 4 traite de la caractérisation de l'érosion externe par surverse, affouillement de pied et batillage,
- Le chapitre 5 est relatif à la caractérisation du glissement des talus en crue et décrue,
- Le chapitre 6 traite des autres modes de rupture,
- Le chapitre 7 est relatif à la prise en compte de la surveillance et des interventions d'urgence dans la détermination de la probabilité de brèche,

- Le chapitre 8 traite de la caractérisation des 13 scénarios de brèche identifiés comme importants suite à la caractérisation des différents modes de rupture et du retour d'expérience de l'étude accidentologique.

Les différents modes de rupture considérés dans la présente étude de dangers pour les digues en remblais sont ceux figurant dans CFBR 2015 [X020], qui traite des modes de rupture « mécaniques » et du bulletin n°164 de la CIGB [X001], qui traite des 4 modes de rupture par érosion interne non traités dans les recommandations du CFBR. Sont également pris en compte les modes de rupture par érosion externe que sont la surverse et l'affouillement par érosion de pied ainsi que ceux décrits par Fry & Courivaud 2013 [X021].

Ces modes de rupture sont :

- la stabilité d'ensemble (glissement) ;
- le soulèvement hydraulique du pied de digue aval ;
- le claquage hydraulique,
- le défaut de portance (poinçonnement de la fondation)
- l'affouillement du pied de digue côté amont ;
- l'affouillement du talus amont par batillage ;
- la surverse ;
- l'érosion de contact ;
- la suffusion interne ;
- l'érosion régressive (y compris la boulance) ;
- l'érosion de conduit ;
- la liquéfaction sous sollicitation sismique.

Le tassement qui correspond à un mode de déformation suivant CFBR 2015 [X020] est également pris en compte.

Ils peuvent être regroupés sous la forme suivante :

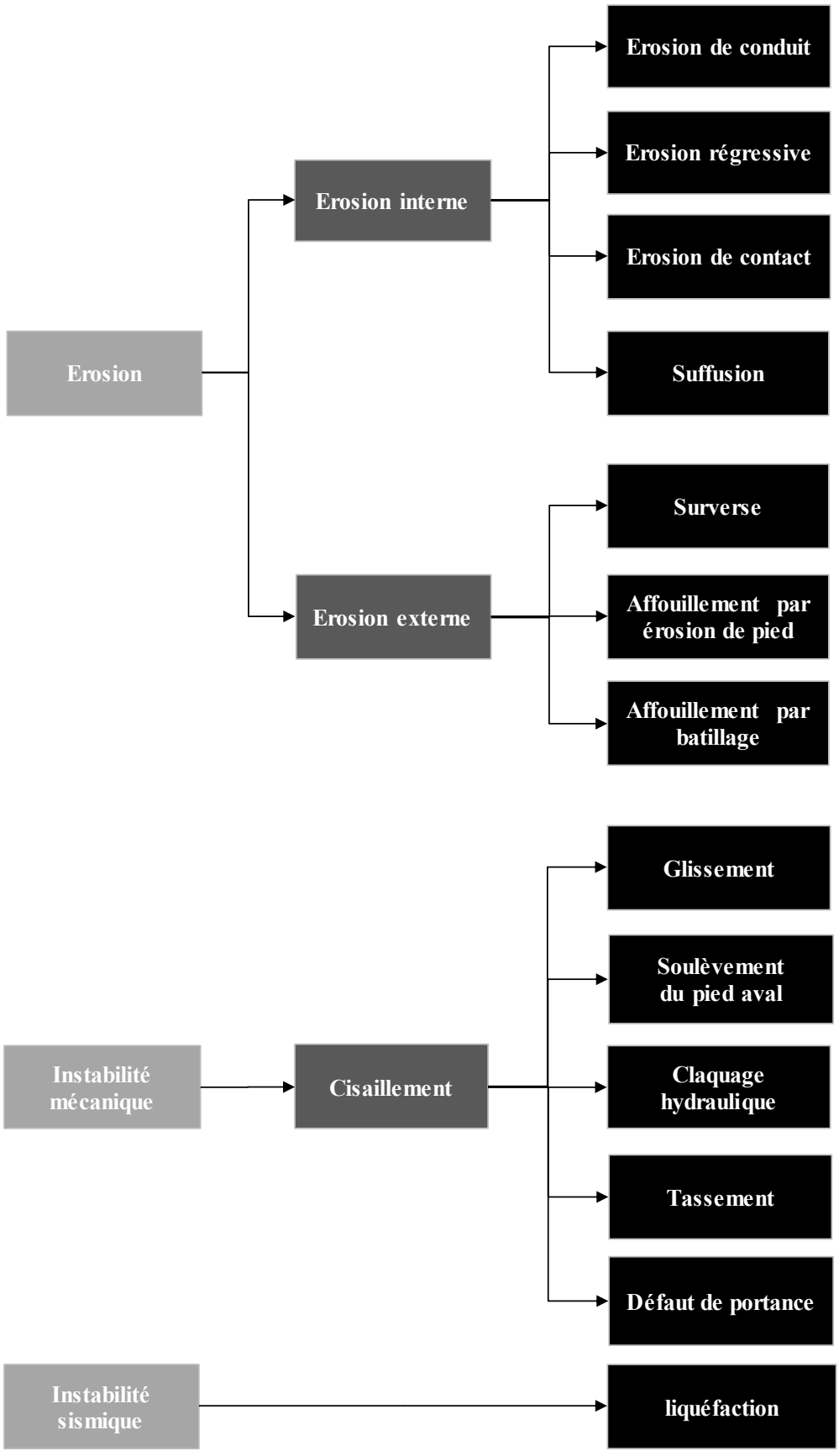


Figure 1. Modes de rupture étudiés dans l'étude de dangers pour les digues en remblais

A ces modes de rupture s'ajoutent les suivants qui concernent spécifiquement les ouvrages poids en béton ou maçonnerie :

- Glissement du mur sur sa base;
- Renversement du mur ;
- Poinçonnement du sol sous la base du mur;
- Rupture combinée dans le sol et la structure ;
- Instabilité d'ensemble ;
- Mouvements excessifs ;
- Rupture d'un élément de structure ou des liaisons entre ces éléments (notamment liaison portes/mur) ;
- Fissuration par traction du parement amont.

Et ceux concernant spécifiquement les rideaux de palplanches :

- la stabilité de l'écran vis-à-vis d'une rupture par défaut de butée (stabilité externe) ;
- la résistance de la structure de l'écran (stabilité interne) ;
- la portance de l'écran (stabilité externe) ;
- la stabilité des tirants d'ancrage (stabilité interne) ;
- l'absence d'interaction entre l'écran et un ancrage (stabilité externe) ;
- la stabilité du fond du lit (stabilité hydraulique) ;
- la stabilité d'ensemble de l'écran (stabilité globale).

La justification d'un écran palplanches vis-à-vis des états-limites de service consiste à vérifier :

- que les efforts supportés par l'écran restent admissibles pour la structure de l'écran (pour éviter par exemple une fissuration inacceptable, ou des problèmes de corrosion) ;
- et le cas échéant, que l'effort supporté par un tirant reste admissible pour sa structure et pour éviter un fluage important de l'ancrage ;
- que les déplacements de l'écran et la modification des efforts qu'ils engendrent (pressions interstitielles, poussée) ne remettent pas en cause sa tenue et la résistance à l'érosion interne.

Le déplacement de l'écran de soutènement est principalement lié :

- à l'équilibre entre la poussée amont des charges et la butée aval mobilisée
- à sa réalisation (battage de palplanches, forage et injections des tirants, etc…) ;
- à ses déformations propres sous l'effet des sollicitations qui lui sont appliquées, donc à sa raideur et à celle de ses appuis ;
- aux déformations d'ensemble du massif, notamment dans le cas d'ancrages multiples;
- à l'effet d'un rabattement, ou de la modification des niveaux d'eau (par exemple due à l'effet barrage d'un écran) ;
- au caractère gonflant et rétractable ou évolutif des sols.

Pour la vérification du rideau de palplanches vis-à-vis de l'ensemble de ces états-limites, il convient de tenir compte de l'influence des affouillements sur l'évolution du fond du lit (érosion des matériaux en pied de berges et diminution de la butée de pied).

Pour ces deux dernières catégories d'ouvrages (ouvrages poids et rideau de palplanches) qui concernent :

- Le parapet de la digue de la Montagnette
- Les quais de Tarascon (mur + parapet)
- Les murs du Château Royal de Provence
- Le rideau de palplanches au droit de l'usine Fibre Excellence
- Les quais d'Arles (mur + parapet)
- Le muret au droit du remblai dit de l'IRPA

L'approche calculatoire s'est limitée aux phénomènes communs aux digues en remblais (érosion interne, érosion externe et glissement). Pour les états limites spécifiques précités, il est fait référence aux études de projet ou aux études de dangers d'ouvrages, réalisées par les maîtres d'œuvre qui ont traité ces problématiques et nous avons retenu une probabilité annuelle de brèche dont l'acceptabilité a été vérifiée.

Deux ouvrages sont également situés dans le système d'endiguement :

- l'écluse d'Arles gérée par VNF (en cours),
- l'écluse du Canal du Rhône à Fos gérée par la CNR,

Deux études de dangers ont été réalisées par ces organismes. Elles sont citées en référence.

Le tableau ci-après donne les scénarios de brèches retenus et évalués dans l'étude de dangers. Ces scénarios ont été définis à partir de l'étude accidentologique et de la caractérisation des modes de rupture décrite ci-après.

Deux scénarios ont également été analysés et écartés du fait de leur très faible probabilité : la brèche par liquéfaction sous sollicitation sismique du fait de la très faible occurrence de la concomitance d'une crue et d'un séisme et la brèche par érosion liée au batillage intégrée dans le scénario de surverse et d'affouillement de pied.

La stabilité des digues sous sollicitation sismique a vérifiée pour les ouvrages confortés ou à conforter dans le cadre du Plan Rhône suivant les recommandations du CFBR [X020] et du groupe de travail mis en place sous l'égide du Ministère de l'Ecologie [X044].

Tableau 1. Identification des différents scénarios de brèches

N° scénario	Modes de rupture	Libellé du scénario de brèche
1	Claquage hydraulique + Erosion de conduit	Claquage hydraulique d'un terrier de blaireau partiellement colmaté et érosion de conduit
2	Erosion de conduit	Erosion de conduit dans un vide le long d'un ouvrage hydraulique traversant
3	Erosion de conduit	Erosion de conduit dans une racine d'arbre mort
4	Erosion de conduit	Erosion de conduit dans une fissure traversante
5	Soulèvement hydraulique + Erosion régressive	Claquage hydraulique d'une couche de sol cohésive surplombant une couche de sable et érosion régressive de cette dernière
6	Claquage hydraulique + Erosion de contact	Claquage hydraulique du masque étanche et érosion de contact le long d'une couche de graviers
7	Claquage hydraulique + Suffusion interne	Claquage hydraulique du masque étanche et suffusion de couche de grave englobée dans la digue
8	Surverse	Surverse sur la digue
9	Affouillement de pied	Affouillement en pied amont de la digue
10	Glissement	Glissement du talus aval en crue
11	Glissement	Glissement du talus amont en crue
12	Mécanique	Stabilité mécanique des ouvrages hors glissement, claquage hydraulique et soulèvement du pied aval
13	Mécanique	Stabilité des parapets et batardeaux

Deux scénarios spécifiques au remblai ferroviaire ont également été étudiés :

- Scénario A : dans l'état initial : la rupture par érosion de contact du ballast en crête de digue
- Scénario B : dans l'état après travaux : la rupture du remblai ferroviaire par érosion interne lors du déversement sur la digue résistante à la surverse

Un scénario spécifique aux ouvrages hydrauliques traversant la digue a également été pris en compte :

- Scénario C : la défaillance des organes de fermeture des ouvrages hydrauliques traversants (le scénario 2 traitant de l'érosion de conduit dans un vide le long d'un ouvrage hydraulique ou d'une transition traversant la digue) ;

2 CARACTERISATION DE LA RUPTURE PAR EROSION INTERNE

2.1 GENERALITES

L'érosion interne intervient lorsque la force d'écoulement est supérieure à la somme des autres forces appliquées sur les grains (pesanteur, forces de contact), soit lorsque le gradient hydraulique local i est supérieur à un seuil appelé gradient critique des matériaux constituants la digue. On verra plus loin que le paramètre déterminant n'est pas toujours le gradient hydraulique. Il peut s'agir de la contrainte de cisaillement pour l'érosion de conduit ou de la vitesse de Darcy pour l'érosion de contact.

Pour tous les modes de rupture par érosion interne, environ 2/3 des ruptures et 50 % des accidents sont intervenues lors du premier remplissage d'un barrage ou dans les 5 premières années de fonctionnement. Par ailleurs, la très grande majorité des ruptures par érosion interne a été occasionnée pour les plus hautes eaux observées ou dans une revanche de 1 mètre par rapport à ce maximum de niveau (CIGB 2015 [X001]).

Le processus d'érosion interne peut être divisé en quatre étapes (CIGB 2015 d'après Fell et Foster 1999) :

- L'initiation : un mécanisme d'érosion s'enclenche et des particules sont entraînées par l'écoulement,
- La continuation ou la non-filtration : l'ensemble des particules entraînées par l'érosion n'est pas bloqué par un filtre et la plupart des particules cheminent jusqu'à un exutoire non filtré,
- La progression : le processus se poursuit sans stabilisation, il déclenche un autre phénomène (tassement, instabilité, claquage) ou s'accélère,
- La rupture : développement jusqu'à initier une brèche.

Quatre types de conditions aux limites initient l'érosion interne des sols (CIGB 2015 [X001]) :

- L'érosion de conduit où l'écoulement dans une fissure, un trou, ou une cavité, en érode les parois,
- L'érosion régressive où l'écoulement érode la surface du sol d'où il surgit, provoquant une érosion régressive (de l'aval vers l'amont) de cette surface de sortie,
- Une érosion de contact où l'écoulement dans un sol très perméable érode l'interface d'un sol fin,
- Une suffusion où l'écoulement érode les petits grains à travers les pores des plus gros.

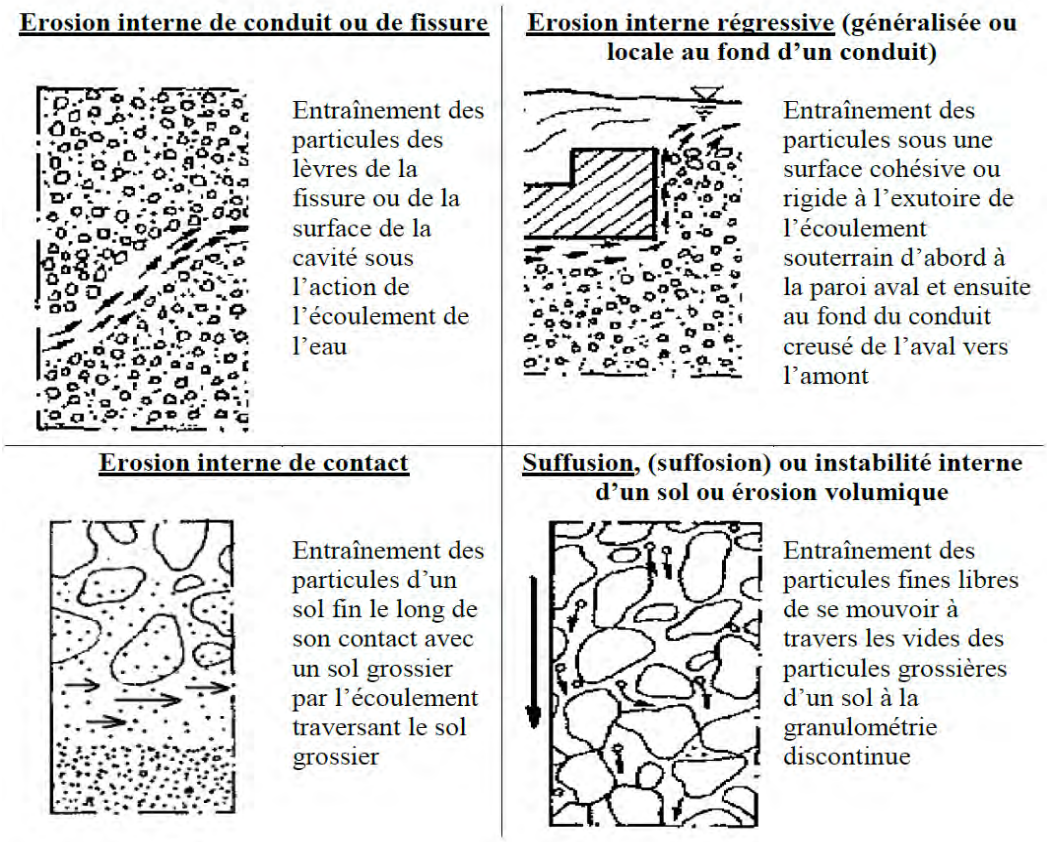


Figure 2. Les quatre formes d'érosion étudiés (Fell R., FRY J.J., Internal erosion of dams and their foundations, Taylor § Francis, Oxom, Royaume Uni, 2007)

La nature des sols détermine leur vulnérabilité vis-à-vis de l'érosion. Trois classes doivent être distinguées (Deroo L. & Fry J.J. 2013 [X007]) :

- **Les matériaux pulvérulents** (IP=0 sans cohésion lorsqu'ils sont saturés). Leur faiblesse fait leur force. La « liberté de mouvement » engendre une incapacité à la stabilité d'une cavité érodée. Ces sols, tant qu'ils sont soumis à des contraintes de compression, ne peuvent pas être sujets à l'érosion de conduit. Il n'existe qu'une situation, redoutable, où ils sont soudainement soumis à l'érosion de conduit : le claquage hydraulique. Sinon, ils sont sujets aux 3 autres mécanismes. Les essais de laboratoire montrent qu'une vitesse de Darcy de l'ordre du centimètre par seconde suffit à entraîner une particule de silt ou de sable fin.
- **Les matériaux cohérents** plastiques a contrario sont sujets à l'érosion de conduit et pratiquement pas sensibles sur site aux trois autres mécanismes. La vitesse de l'eau à travers le conduit doit souvent dépasser 1 mètre par seconde pour arracher un floc d'argile à la structure.
- **Les matériaux intermédiaires**, les lœss, les limons peu plastiques et les argiles dispersives sont les plus exposés. Ils sont sensibles à tous les mécanismes. Leur cohésion, provenant de la succion héritée de leur état initial non saturé, s'effondre brutalement à la saturation et l'érosion peut d'autant plus facilement s'exercer sur ces particules de petite dimension que la force moyenne d'arrachement équivaut à environ 10 % de leur poids. Moyennée sur la surface exposée à l'écoulement, cela représente une contrainte de cisaillement inférieure à 1 Pa. La vitesse d'entraînement peut être plus faible que 1 cm/s.

2.2 CARACTERISATION DE LA RUPTURE PAR EROSION DE CONDUIT

2.2.1 Définition de l'érosion de conduit

Deux conditions sont nécessaires pour qu'il y ait érosion de conduit (Deroo L. & Fry J.J. 2013 [X007]) :

La première condition est l'initiation qui nécessite la présence d'un « conduit », qui peut être :

- un vide le long d'un ouvrage traversant la digue suite à une mauvaise mise en place, ou un compactage déficient,
- une fissure traversante suite à des tassements différentiels, des fuites de conduite, ou un retrait par dessiccation,
- un terrier d'animaux fouisseurs,
- un réseau racinaire traversant qui s'est décomposé.

L'érosion de conduit ne peut pas développer elle-même son propre conduit, il faut un défaut pré-existant. Le défaut initial n'est pas forcément traversant, mais peut devenir traversant au-delà d'une charge amont qui peut fissurer le bouchon aval.

La deuxième condition est la progression : le conduit doit se « tenir ».

- dans un remblai, les matériaux doivent être dotés d'une cohésion, argileuse (argiles, limons) ou capillaire (sables fins pollués, alluvions limoneuses),
- le long d'un ouvrage traversant rigide, à la base de l'ouvrage par couverture des vides ou report de charge.

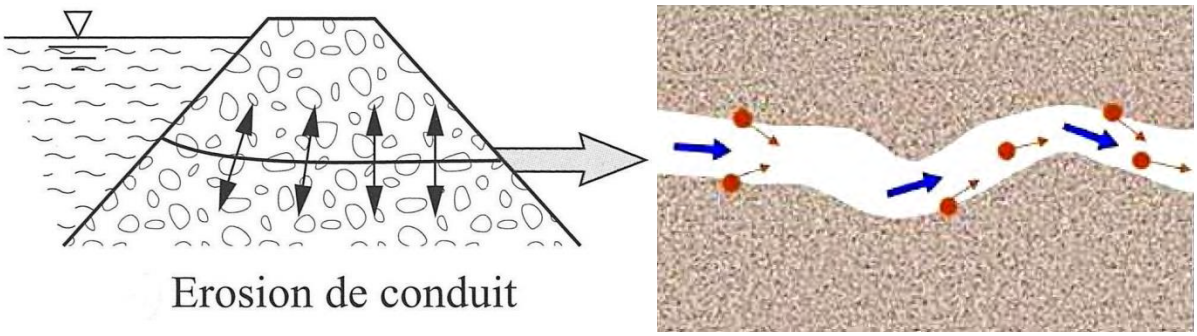


Figure 3. Illustration de l'érosion de conduit (Bonelli & Al 2012 [X006])

L'érosion de conduit est provoquée par des agents différents à court terme et à long terme. A la première mise en eau pour un barrage ou en crue pour les digues peu sollicitées, les principales causes d'initiation sont :

- L'absence ou la déficience de compactage autour des conduites circulaires ou au bord des ouvrages traversants,
- La déficience ou l'absence du compactage laissant des vides importants entre les mottes d'argile au sein du remblai,
- Le décollement du remblai le long des protections rigides par retrait du remblai ou tassement,
- La présence de matériaux dispersifs,

L'inventaire des causes d'érosion de conduit à long terme confirme que l'érosion interne a de multiples raisons d'être initiée à long terme :

- Les fissures qui apparaissent en crête suite aux tassements importants du remblai,
- Les fissures de cisaillement dans le noyau provoquées par le tassement important des recharges,
- Les fissures, qui apparaissent dans le remblai suite au tassement différentiel de la fondation aux contours discontinus,
- Les fissures de cisaillement après séisme,
- Les fuites de conduite occasionnées par la corrosion, les tassements différentiels de la conduite ou le séisme,
- Les trous d'animaux,
- Les trous de racines mortes dans les digues argileuses,
- Le retrait par dessiccation de la crête des remblais en argile lors de saison sèche (moins de 250 mm de pluie sur 6 mois),

2.2.2 Hole Erosion Test

L'érosion de conduit est reproduite par l'essai d'érosion de trou (ou HET : Hole Erosion Test) développé par Robin Fell. Ce type d'essai consiste à faire circuler un écoulement dans un trou préformé dans l'échantillon. Il mesure deux paramètres fondamentaux :

- La résistance à l'érosion τ_c (Pa) : contrainte critique du sol, qui caractérise la contrainte seuil à partir de laquelle, il y a érosion,
- La cinétique d'érosion, C_e (s/m) : coefficient d'érosion du sol, qui caractérise la vitesse d'élargissement (en masse) du trou.

L'illustration suivante montre l'appareillage du Hole Erosion Test (HET) développé par Wan et Fell (2002).

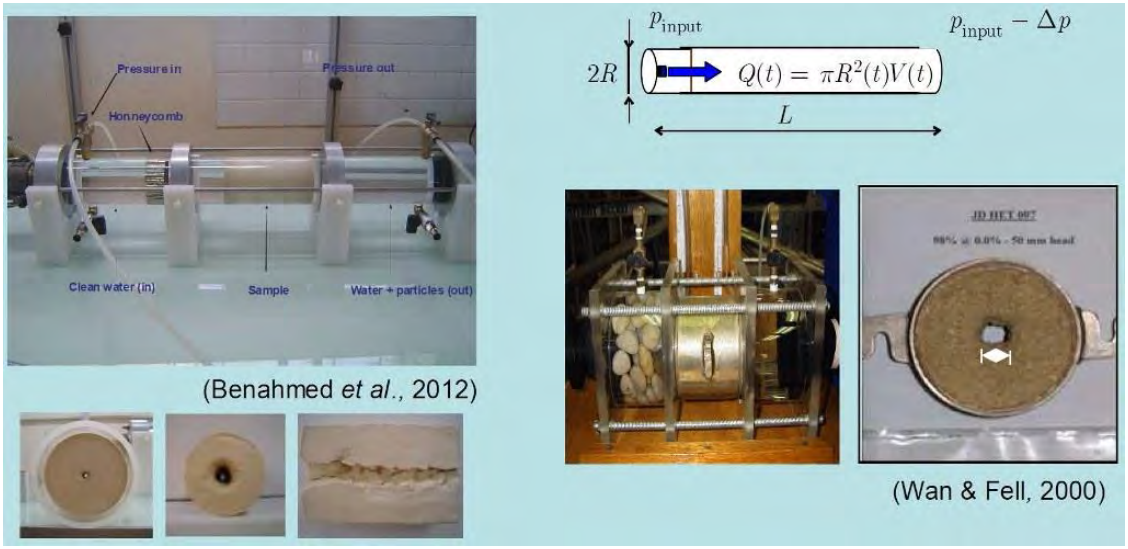


Figure 4. Appareillage Hole Erosion Test (Bonelli 2012 [X009])

L'équation empirique d'érosion est établie sous la forme :

$$\dot{\varepsilon} = \begin{cases} 0 & si \quad \tau \leq \tau_c \\ \text{Ce} * (\tau - \tau_c) & si \quad \tau > \tau_c \end{cases}$$

Avec :

$\dot{\varepsilon}$: taux d'érosion ou bien débit de perte de masse par unité de surface (kg/s/m²)
τ : contrainte de cisaillement du fluide sur le sol (Pa)
τ_c : contrainte de cisaillement critique (Pa)
Ce : coefficient d'érosion (kg/s/m²/ Pa ou s/m)

Le coefficient d'érosion est d'autant plus grand, que la résistance est petite. Sa plage de variation est si grande, qu'il est parfois remplacé par l'indice de résistance à l'érosion de conduit : $I_e = - Log_{10}(C_e)$.

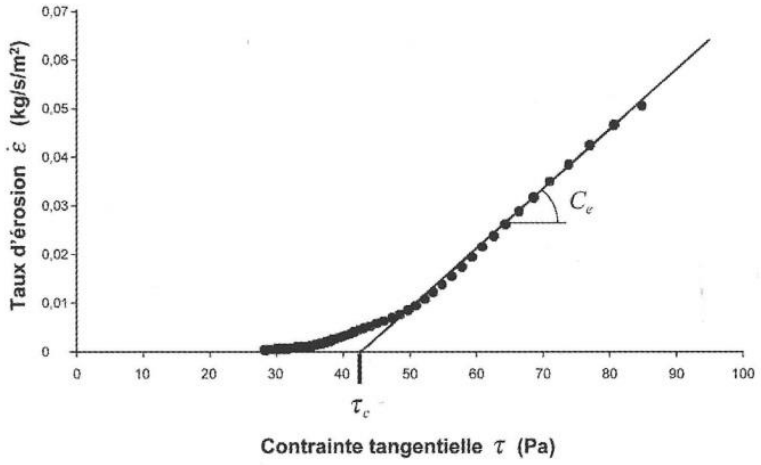


Figure 5. Relation entre la vitesse d'érosion et contrainte obtenue sur un essai HET à débit imposé et modélisation par une loi de seuil à deux paramètres (Bonelli & Al. 2012 [X006])

Robin Fell a proposé la classification suivante en 6 groupes :

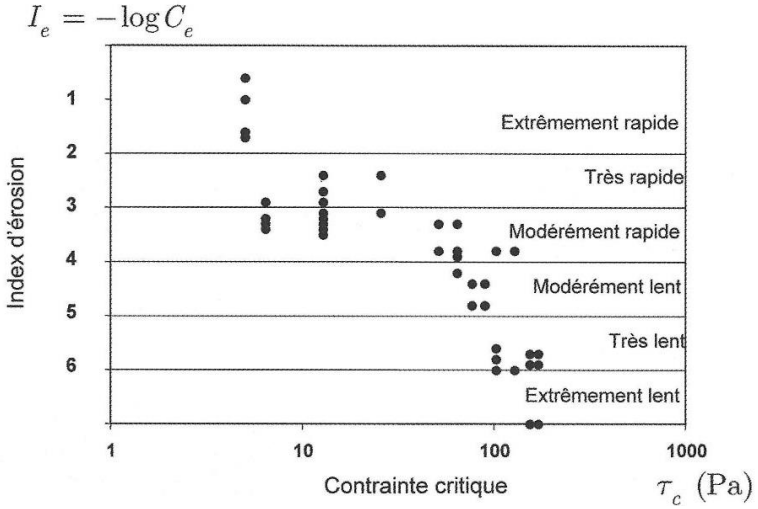


Figure 6. Classes d'érodabilité de Wan et Fell

2.2.3 Modèle utilisé et hypothèses retenues pour la caractérisation du mode de rupture par érosion de conduit

Le modèle utilisé pour la détermination de l'érosion de conduit est le modèle développé par S. Bonelli, R Fell et N. Benahmed 2013 [X005].

Les différents paramètres et hypothèses du modèle sont :

- τ : contrainte de cisaillement exercée par l'écoulement de l'eau dans le conduit (N/m²) ($\tau = P_0$ *au moment de l'initiation)*
- τ_c : contrainte critique du sol donnée par le Hole Erosion Test (N/m²)
- C_e : coefficient d'érosion du sol donné par le Hole Erosion Test (s/m)
- I_e : indice de résistance à l'érosion $I_e = -\log(C_{e)}$
- L : longueur du conduit (m)
- d : diamètre du conduit (m)
- R : rayon du conduit (m)
- R_0 : rayon initial du conduit (m)
- R_d : rayon du conduit lors de la détection par les gardes digues (m)
- R_u : rayon du conduit lors de l'effondrement du toit (m)
- ΔH_w : différence entre le niveau du fleuve et le niveau du point de sortie du conduit (m)
- g : accélération due à la gravité = 9,81 m/s²
- i : gradient hydraulique moyen entre l'entrée et la sortie du conduit (m)
- ΔP : perte de charge linéaire dans le conduit (m)
- ΔPs : perte de charge singulière dans le conduit (m)
- ΔP_T : perte de charge totale entre l'entrée et la sortie du conduit (m)
- α : rapport de la perte de charge linéaire sur la perte de charge totale ($\alpha = \Delta P/\Delta P_T$)
- ρ_w : masse volumique de l'eau (ρ_w = 1000 kg/m^3)
- ρ_d : masse volumique du sol sec ($\rho_d \approx$ 1600 kg/m^3)
- ρ_{soil} : masse volumique du sol ($\rho_{soil} \approx$ 2600 kg/m^3)
- k : coefficient total de perte de charge singulière ($k = k_{in} + k_{out}$)
- k_{in} : coefficient de perte de charge singulière (rétrécissement) à l'entrée du conduit (on retient k_{in} = 0,5)
- k_{out} : coefficient de perte de charge singulière (élargissement) à la sortie du conduit (k_{out} = 0, si sortie à l'air libre (hypothèse conservatrice))
- f : coefficient de frottement dépendant du nombre de Reynolds (on retient f = 0,005)
- V : vitesse d'écoulement dans le conduit (m/s)
- β : coefficient de perte de charge cinétique
- t_{cr} : temps caractéristique d'érosion dans le conduit (s)
- Δt_u : temps entre la détection par les gardes digues et l'effondrement du toit du conduit (s)

La contrainte τ exercée par l'eau dans un conduit est donnée par l'équation d'un écoulement dans une conduite de section circulaire :

$$(\boldsymbol{frottement}) \qquad 2\pi RL\tau = \pi R^2 \Delta P \qquad (\boldsymbol{pression})$$

$$\tau = \frac{R}{2L}\Delta P$$

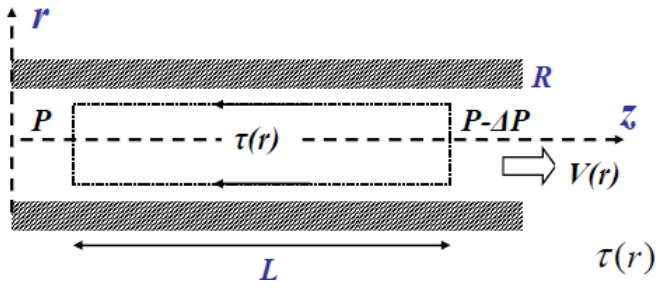


Figure 7. Ecoulement en conduite cylindrique de section circulaire

Les pertes de charges linéaires dans le conduit ΔP s'écrivent :

$$\Delta P = \Delta P_T - \Delta P_s \qquad \text{avec } \Delta P_s = \frac{1}{2} k \rho_w V^2$$

Pour un écoulement turbulent, la contrainte de cisaillement τ s'écrit :

$$\tau = \rho_w f V^2$$

ΔP s'écrit alors:

$$\Delta P = \Delta P_T - \frac{1}{2} k \rho_w V^2 = \Delta P_T - \frac{1}{2} k \frac{\tau}{f} = \Delta P_T - \frac{kR}{4Lf} \Delta P$$

d'où : $\Delta P = \alpha \Delta P_T$ avec $\alpha = (1 + \frac{kR}{4Lf})^{-1}$

Les pertes de charges totales ΔP_T sont égales à :

$$\Delta P_T = \rho_w g * (\Delta H_w - R)$$

Finalement la contrainte τ exercée par l'eau dans un conduit est donnée par les équations suivantes :

$$\tau = \rho_w f V^2 = \frac{R \alpha \Delta P_T}{2L} = \frac{R \alpha \rho_w g (\Delta H_w - R)}{2L} = \frac{1}{2} . R . \alpha . \rho_w . g . i \quad (\text{équation } 1)$$

avec :

$$i = \frac{\Delta H_w - R}{L}$$

$$\Delta P_T = \rho_w g (\Delta H_w - R)$$

$$\alpha = (1 + \frac{kR}{4Lf})^{-1}$$

L'érosion de conduit apparaît si $\tau > \tau_c$. L'évolution du rayon du conduit durant le processus d'érosion à perte de charge totale constante suit une loi exponentielle en fonction du temps (Bonelli et Brivois, 2008) :

$$R(t) = R_0[\frac{\tau_c}{\tau} + \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau}\right)\exp(\frac{t}{t_{cr}})$$

Le temps caractéristique t_{cr} d'érosion dans le conduit s'écrit (Bonelli S. & Al. 2013 [X005]):

$$t_{cr} = \frac{2\rho_d L}{\beta C_e \alpha \Delta P_T}$$

Avec β coefficient de perte de charge cinétique défini par la formule suivante :

$$\beta = (1 + \alpha C_e \mathrm{V} \rho_{soil}/\rho_d)^{-1}$$

Les deux figures ci-après illustrent l'évolution du rayon du conduit en fonction du temps.

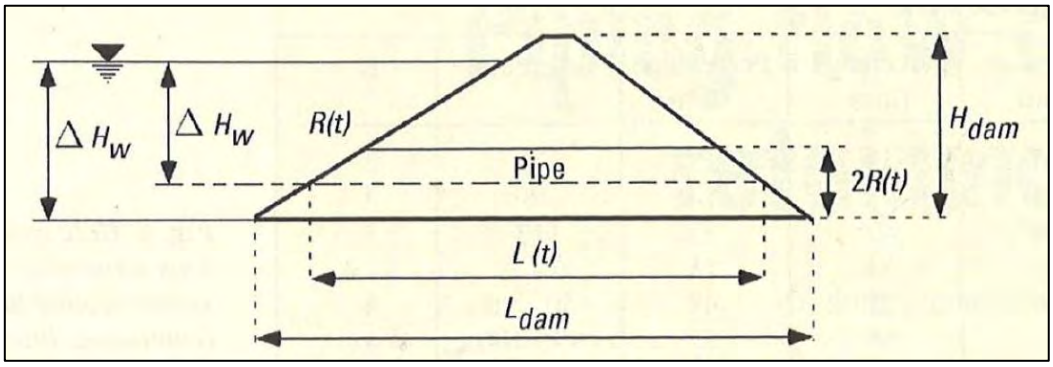


Figure 8. Erosion de conduit dans un ouvrage hydraulique (Bonelli et Benahmed 2011 [X008])

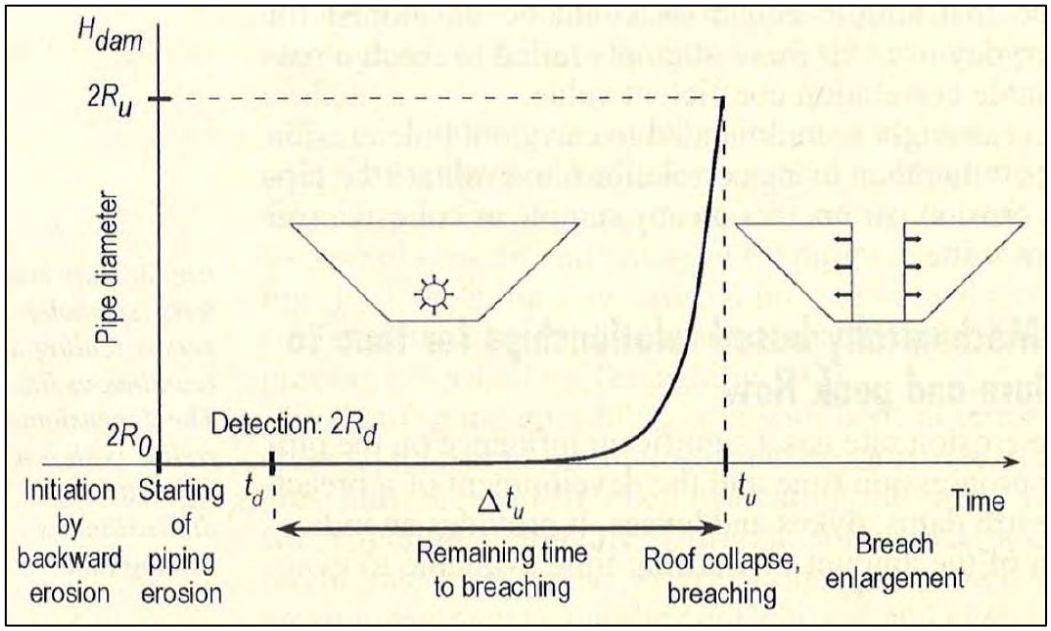


Figure 9. Différentes phases d'érosion de conduit (initiation, détection et rupture du toit) (Bonelli et Benahmed 2011 [X008])

Le modèle développé par Bonelli et Al. a été testé en grandeur nature lors du projet de recherche Impact. La figure ci-dessous illustre les différentes phases de l'initiation de l'érosion de conduit jusqu'à la formation de la brèche lors de ce test en grandeur nature.

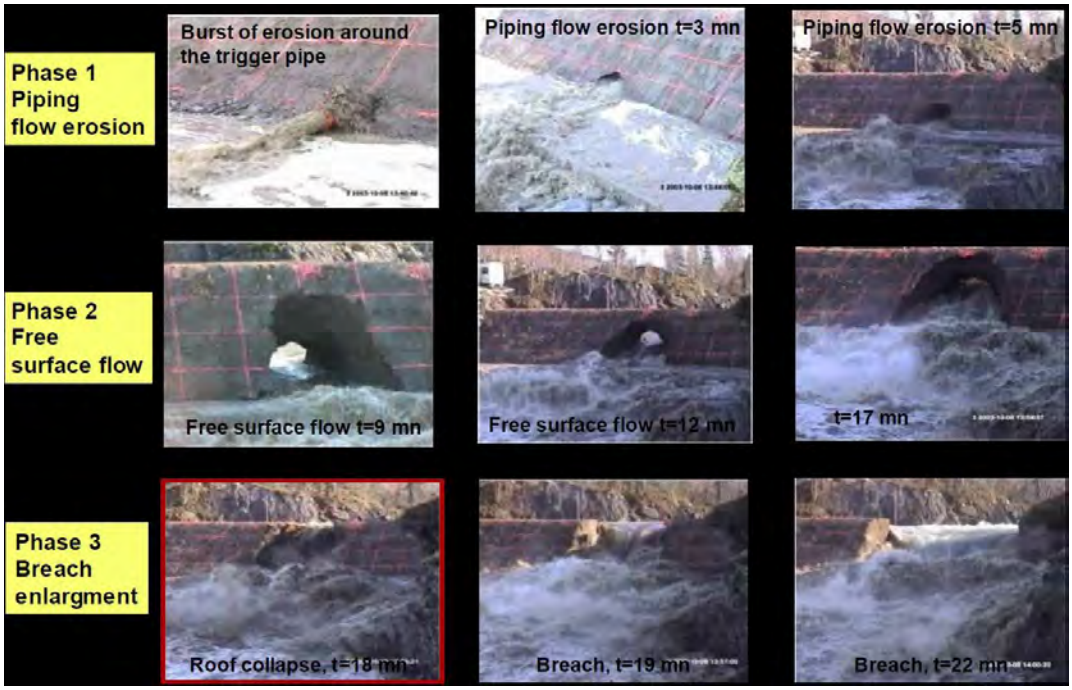


Figure 10. (exposé S. Bonelli - 6ème International Conference of Scour and Erosion – Paris 2012 [X009])

La figure ci-dessous montre également l'incidence de la prise en compte de l'écoulement en surface libre sur la durée de formation de la brèche entre l'initiation de l'érosion de conduit et l'effondrement du toit.

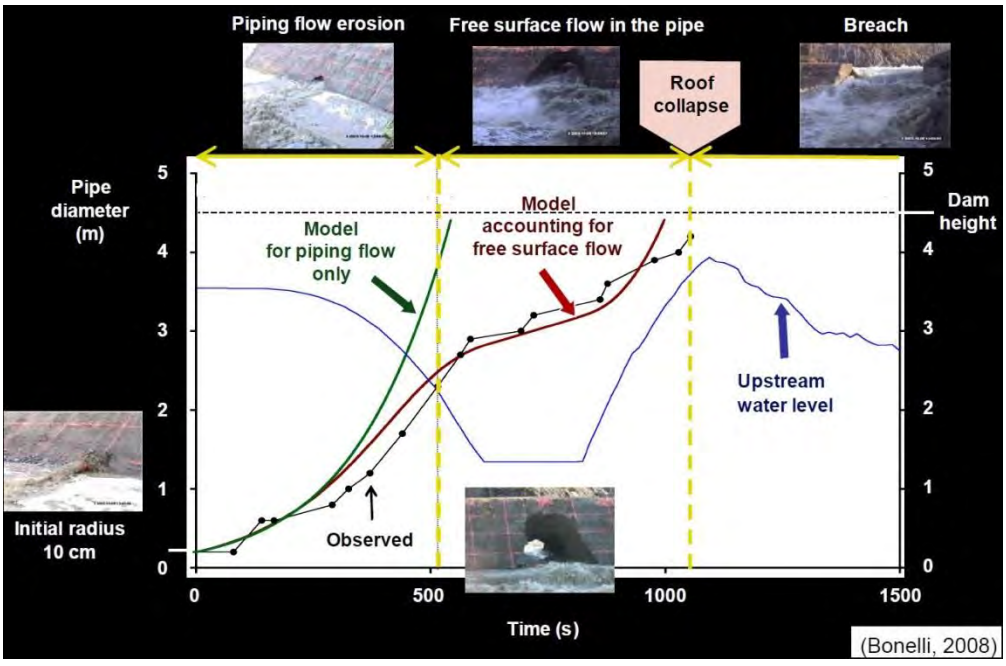


Figure 11. (exposé S. Bonelli - 6ème International Conference of Scour and Erosion – Paris 2012 [X009])

En retenant les hypothèses suivantes lors du processus d'élargissement du conduit:

- niveau du fleuve constant (hypothèse adaptée compte tenu de la discrétisation du modèle en 9 crues),
- rapport α de perte de charge linéaire sur perte de charge totale constant entre la détection et la rupture (hypothèse conservatrice),
- $\tau_c/\tau = 0$ durant la phase d'élargissement du conduit, compte tenu des incertitudes relatives aux différents paramètres, du peu d'études de cas documentées et du fait que la contrainte de cisaillement augmente de façon continue et que ce paramètre a surtout un rôle dans l'analyse de la phase d'initiation (Bonelli & Al. 2013 [X005]).

le temps de rupture Δ_{tu} (en s) entre le moment où l'érosion de conduit est détectée par les gardes digues et l'effondrement du toit du conduit peut être estimé par l'équation simplifiée suivante :

$$\Delta t_u \approx \frac{2\rho_d L}{C_e \propto \rho_w g(H_w - R)} Ln\left(\frac{R_u}{R_d}\right) = \frac{2\rho_d}{C_e \propto \rho_w g i} Ln\left(\frac{R_u}{R_d}\right) \ (équation\ 2)$$

Le débit Q dans le conduit est donné par l'équation suivante:

$$Q = \pi R^{2,5} \sqrt{\frac{\propto . g . i}{2f}}$$

La sensibilité du coefficient de perte de charge linéaire α et du coefficient de perte de charge cinétique β est analysé pour différents diamètres d de conduit.
Pour l'analyse de sensibilité du coefficient β, on considère une vitesse de l'eau maximale dans le conduit de 5 m/s, et un indice de résistance minimale de 2,5, ce qui correspond à un coefficient d'érosion C_e de 3,2 10^{-3} s/m,

Pour l'analyse de sensibilité du coefficient α, on retient une longueur L de 14 m, qui correspond à la valeur médiane calculée sur les digues du SYMADREM, un coefficient de frottement dépendant du nombre de Reynolds f=0,005 et un coefficient de perte de charges singulières k=0,5.

Le tableau ci-après donne les valeurs calculées de α et β pour différents diamètres de conduit.
Le coefficient α est sensible aux variations du diamètre du conduit. En revanche, le coefficient β est peu sensible à ces variations.

Pour la suite de l'étude, on retient $\beta = 1$ et $\alpha = 1$ pour d ≤ 5 cm, $\alpha = 0{,}9$ pour d = 15 cm et $\alpha = 0{,}8$ pour d = 30 cm.

Tableau 2. Coefficients α et β en fonction du diamètre du conduit d

Diamètre d (en cm)	Type de conduit	α	β
1	le long d'un ouvrage traversant fissures dans le remblai ancienne racine morte ou rhizome de cannes	0,99	0,98
2		0,98	0,98
3		0,97	0,98
5	petit animaux fouisseurs (taupe, mulot)	0,96	0,98
15	lapins / ragondins	0,88	0,98
30	blaireaux / nid de guêpes	0,79	0,98

La figure ci-dessous illustre la contrainte de cisaillement exercée dans un conduit de diamètre d en fonction du gradient hydraulique :

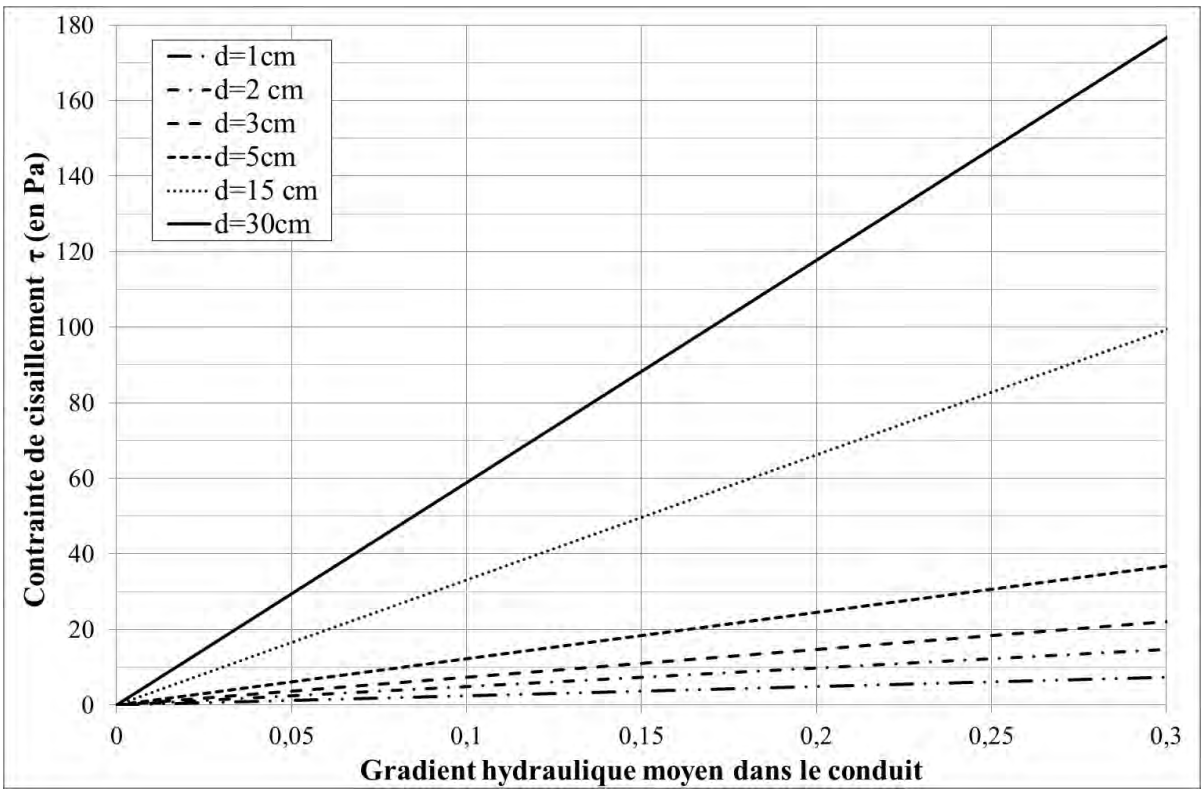


Figure 12. Contrainte de cisaillement dans un conduit de diamètre d en fonction du gradient hydraulique

2.2.4 Analyse des essais HET et distribution des contraintes critiques et indices de résistance à l'érosion

19 essais HET ont été réalisés sur les digues du Rhône et du Petit Rhône. Ces essais ont été comparés avec les essais d'identification menés sur ces échantillons ou sur des échantillons proches. Les résultats des essais sont reportés dans le tableau en page suivante. Il est à noter que tous ces essais ont été réalisés dans des remblais compactés manuellement (digue du XIX^{ème} siècle).

Il en ressort les tendances suivantes :

- Les contraintes de cisaillement critique τ_c sont comprises entre 0 et 262 Pa, avec 1 valeur égale à 0 ; 3 valeurs proches de 10 Pa et une valeur médiane de 55 Pa ;
- Les indices de résistance à l'érosion I_e sont compris entre 2,7 et 5,2 avec une valeur médiane de 3,7 ;
- Les variations au sein d'un même sondage peuvent être importantes, voire très importantes. Ainsi pour le sondage 5EDSC3, l'échantillon pris entre 2 et 3 m donne un indice de résistance à l'érosion I_e compris entre 3,2 et 3,9 et l'échantillon pris entre 3,50 et 4,00 m donne un indice de résistance à l'érosion Ie compris entre 4,2 et 4,4, soit entre 0,5 et 1 point d'écart. Pour le sondage SC23-EI3, l'échantillon pris entre 2,30 et 2,60 m donne un indice de résistance à l'érosion I_e de 5,2 et l'échantillon pris entre 4,50 et 5,00 m donne un indice de résistance à l'érosion de 2,9.
- La plage de variation donnée par IRSTEA pour un même essai peut être importante (variation de 3,2 à 3,9 Cf. supra),
- Aucune corrélation entre teneur en fines (< 80µm) et sensibilité à l'érosion n'est observée. En revanche, on observe une différence de tendance entre les matériaux A1 et A2 suivant la classification GTR :
- Pour les matériaux A1, les contraintes de cisaillement critique τc sont comprises entre 0 et 164 Pa, avec une valeur médiane légèrement supérieure à 30 Pa. Les indices de résistance à l'érosion I_e sont compris entre 2,7 et 5,2 avec une valeur médiane de 3,1 ;
- Pour les matériaux A2, les contraintes de cisaillement critique τc sont comprises entre 54 et 262 Pa, avec une valeur médiane de 115 Pa. Les indices de résistance à l'érosion I_e sont compris entre 3,7 et 5,2 avec une valeur médiane de 4,2 ;

La figure ci-dessous représente l'indice de résistance à l'érosion en fonction de la contrainte critique. Pour des contraintes critiques supérieures à 100 Pa, la relation entre les deux paramètres peut être approchée par une loi linéaire de type :

$$I_e = 2{,}9 + 0{,}01.\tau_c$$

En deçà de 100 Pa, aucune corrélation entre la contrainte critique et l'indice de résistance à l'érosion ne se dégage.

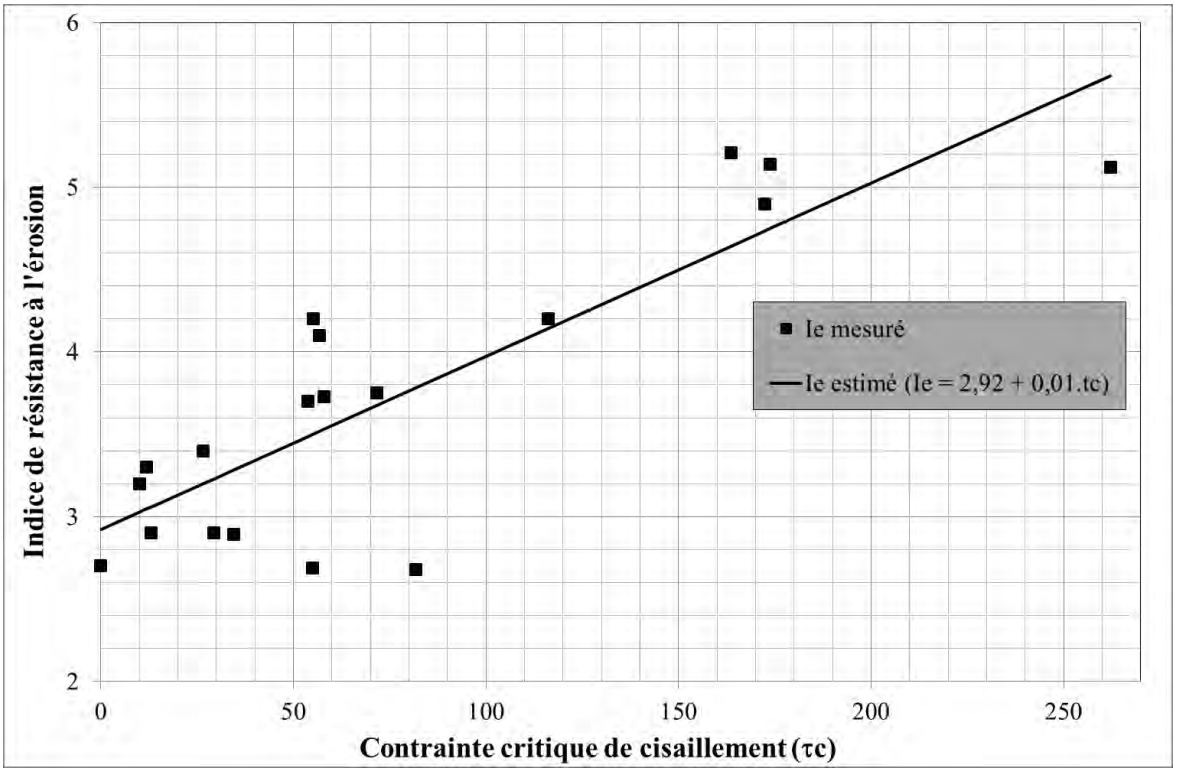


Figure 13. Indice de résistance à l'érosion en fonction de la contrainte critique de cisaillement

Echantillons retenus pour les essais HET réalisés par IRSTEA					Contrainte critique τc		Indice d'érosion de Fell Ie		Echantillons Intacts retenus pour les identifications et commentaires si faciès géologique différent des EI utilisés pour les HET		Id. GTR	à 80µm	à 2µm	VBS	IP
libellé	PR Digues	Etat	Profondeur	commentaires	(Pa)		(-)		localisation	faciès géologique					
SC3-EI3	PRD-283,4	Remanié	2,00-2,40 m	Remanié car présence de fissures	116,2		4,2		EI 1,7-2,0	identique	A2	95,6			15
SCB7-1-EI3	PRD - 281,1	Remanié	3,40-4,40 m	Remanié car destructuration et adhérence aux parois du tube en PVC	56,75		4,1		EI 2,7-3,4	différent	A1	98,9		1,86	
SCB7-1-EI4		Remanié	4,70-5,10 m		57,95		3,73		EI 2,7-3,4	différent	A1	98,9		1,86	
SC14-EI5	RD-277,7	Remanié	4,00-4,70 m	bonne cohésion mais remanié	71,59		3,75		EI 4,7-5	identique	A2	89,4			18
SC14-EI6		Remanié	5,10-5,30 m	très bon état	173,89		5,14		EI 4,7-5	identique	A2	89,4			18
SC14-EI6		Intact	5,30-5,60 m		262,15		5,12		EI 4,7-5	identique	A2	89,4			18
SC23-EI3	RD-273,35	Intact	2,30-2,60 m	Intact malgré présence de fissures et Etat sec	163,61		5,21		EI 2,0-3,0	égal	A1	93,4		1,86	
SC23-EI5		Remanié	4,50-5,00 m	détérioré	34,55		2,89		EI 3,0-4,0	identique	A1	98,9			11
3 ED SC5	PRD 308,6	Intact	1,20-2,20 m		29,4	77,9	2,9	3,3	EI 3,0-3,2	identique	A1	89	23	1,24	
3 ED SC10	PRD 302,25	Remanié	0,60-1,60 m	déstructuré et sec	0		2,7		EI 1,6-2,0	identique	A1	96,3	26	1,33	
5 ED SC2	PRD 317,8	Intact	2,00-3,00 m		26,6	28,1	3,4	3,5	EI 1,0-1,7	différent	A1	90,8	20	1,72	
5 ED SC2		Intact	4,00-4,40 m		11,8	81,4	3,3	4	EI 4,1-4,5	égal	A1	72,8	13	1,57	
5 ED SC3	PRD 319,75	Intact	2,00-3,00 m		10,1	48,7	3,2	3,9	EI 2,55-2,8	égal	A1	88,4	12	1,25	
5 ED SC3		Intact	3,50-4,00 m		55,2	67,1	4,2	4,4	EI 4,6-5,0	différent	A2	98,9	39		23
SC101		Remanié	1,25-1,5 m		54,9		2,69				A1	98,8	20	2,49	
SC101		Remanié	4,5- 5 m		81,8		2,68				A1	59,3	6	1,04	
2EDSC4		Intact	2 - 3 m		13		2,9				A1	94,7	24	1,74	
2EDSC5		Intact	2- 3m		53,7		3,7				A2	94,6	36		14
4EDSC114		Intact	3,5- 5 m		172,4		4,9				A2				

Tableau 3. Essais HET réalisés dans les digues du SYMADREM (digues non confortées)

Les fréquences de non dépassement respectivement des contraintes critiques τ_c et des indices de résistance à l'érosion I_e sont déterminées dans un premier temps par la formule de Hazen :

$$f = \frac{r - 0.5}{n}$$

r est le rang de la série de données classée par valeurs croissantes, n est la taille de l'échantillon.

Ces fréquences sont calculées en distinguant le mélange global des matériaux A1+A2 suivant la GTR2000 constituant les digues et les matériaux A2 que l'on retrouve dans les masques étanches de certaines digues confortées récemment.

Compte tenu du faible échantillon d'essais HET et pour pallier un écrêtement éventuel des courbes de distribution, des courbes théoriques en escaliers sont représentées pour déterminer les valeurs à 1%, 5 %, 25 %, 50 %, 75 %, 95 % et 99 %.

Un ajustement est réalisé sur la base de ces valeurs pour déterminer la fréquence de non dépassement des contraintes critiques et des indices de résistance à l'érosion suivant une fonction de répartition de type puissance ou de type Gumbel.

Les deux figures ci-dessous illustrent respectivement les fréquences de non dépassement des contraintes critiques et des indices de résistance à l'érosion.

Nous avons également ajouté les matériaux d'emprunts de la digue à créer entre Tarascon et Arles issus de la lône à créer entre Tarascon et Arles et de l'atterrissement à supprimer au droit de l'usine Fibre Excellence.

Le SYMADREM a profité d'une réparation de digue maritime suite à une tempête pour tester en grandeur nature la résistance à moyen terme à l'érosion de conduit des matériaux d'emprunts destinés à la création de la digue. C'est ainsi que le remblai de sol limoneux (type A1 dans la classification GTR) mis en œuvre par compactage pour la réparation a fait l'objet d'un suivi spécifique : à différents temps après la mise en place du sol (3, 7, 28, 94 et 360 jours), des échantillons intacts de 2 m de profondeur ont été prélevés par carottage sur une zone d'environ 5 m de longueur et 1,5 m de largeur. Un tronçon de chacune de ces carottes, localisé entre 1,0 et 1,4 m de profondeur, a été découpé et a fait l'objet d'un HET. Le reste du sol a été utilisé pour des essais d'identifications. Les identifications ont montré une très bonne homogénéité des différents échantillons, tous classés A1 dans la classification GTR, avec des granulométries similaires (passant à 80 µm entre 79 et 84 %, et passant à 2 µm entre 17 et 25 %), une plasticité proche (Indice de plasticité entre 7 et 12, VBS entre 1,37 et 1,52) et un Optimum Proctor Normal semblable (teneur en eau entre 18 et 21 %, densité sèche entre 1,63 et 1,67). L'état de densité et la teneur en eau des échantillons sont demeurés comparables, avec une teneur en eau de +3,0 à +5,3 % par rapport à l'Optimum et une densité correspondant à entre 88 et 97 % de la densité de l'Optimum Proctor. Aucune évolution significative des caractéristiques du remblai avec le temps n'a pas donc été mise en évidence par les essais d'identification.

Les résultats des essais d'érosion de conduits ont montré une augmentation peu significative de la résistance à l'érosion par rapport aux incertitudes de l'essai de J+3 à J+94. Celle-ci devient en revanche significative à J+360, avec une contrainte critique multipliée par 7 (50 et 55 Pa à respectivement J+3 et J+7, contre 350 Pa à J+360) et un indice d'érosion ayant

augmenté d'environ une unité (2,84 et 2,50 à respectivement J+3 et J+7, contre 3,42 à J+360). Le sol est ainsi passé d'une vitesse d'érosion « Très rapide » jusqu'à J≤28 selon la classification de Fell à une vitesse d'érosion « Modérément rapide » (Figure et tableau ci-après).

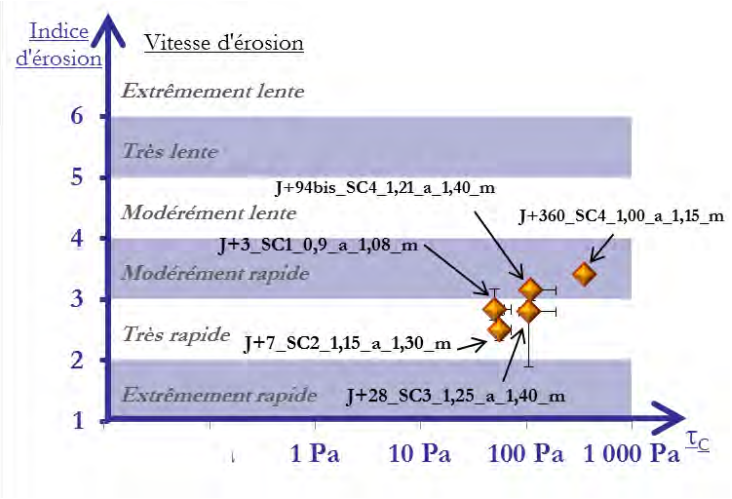


Figure 14. Augmentation de la résistance à l'érosion avec le temps mis en exergue sur la digue de l'Amarée

Tableau 4. Résultats des essais sur la digue de l'Amarée [G207]

	SC1_0,9_a_1,08_m J+3	SC2_1,15_a_1,30_r J+7	SC3_1,25_a_1,40_r J+28	SC4_1,10_a_1,21_r J+94	SC4_1,21_a_1,40_r J+94 bis	SC5_1,00_a_1,15_r J+360
Résultats						
Contrainte critique τ_c	50 Pa	55 Pa	105 Pa	200 Pa	110 Pa	350 Pa
$\tau_{c\ min}$	62 Pa	60 Pa	84 Pa	198 Pa	111 Pa	338 Pa
$\tau_{c\ max}$	72 Pa	71 Pa	189 Pa	253 Pa	120 Pa	432 Pa
Indice d'érosion Ie	2,84	2,50	2,80	3,63	3,15	3,42
Ie min	2,66	2,33	1,89	3,51	3,11	3,25
Ie max	3,18	2,74	3,06	3,78	3,39	3,51
Coefficient d'érosion de Hanson k_d	0,90 cm-3xN-1s-1	2,20 cm-3xN-1s-1	1,00 cm-3xN-1s-1	0,15 cm-3xN-1s-1	0,45 cm-3xN-1s-1	0,25 cm-3xN-1s-1
Coefficient d'érosion de Fell Ce	1,4E-03 s/m	3,2E-03 s/m	1,6E-03 s/m	2,3E-04 s/m	7,0E-04 s/m	3,8E-04 s/m
Remarques	Conduit asymétrique		Incertitude sur le coefficient d'érosion (dispersion des modélisations en début d'essai)	Présence d'un gravier dans le conduit		

En appliquant des valeurs sécuritaires d'accroissement de la résistance à l'érosion de conduit des matériaux destinés à la construction de la digue Tarascon-Arles, on retrouve des répartitions de valeurs très proches de celles des matériaux globaux (A1+A2) étudiés sur l'ensemble du delta, comme le montre les deux graphiques suivants :

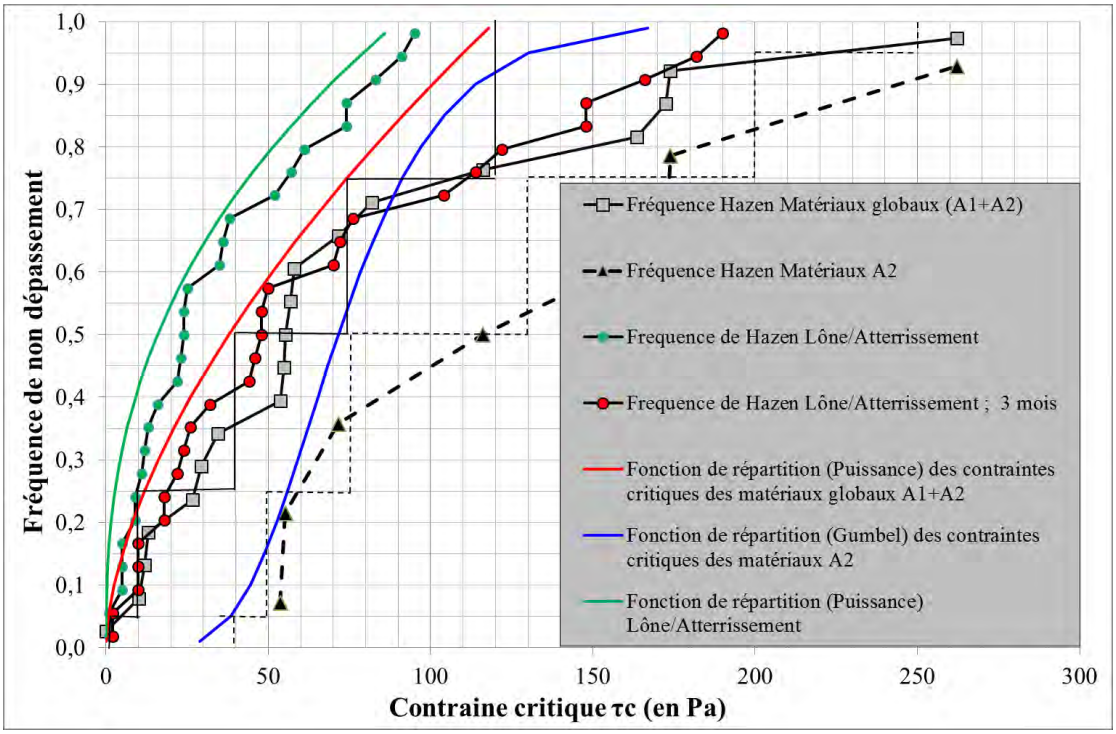


Figure 15. Fréquence de non dépassement des contraintes critiques pour les matériaux mélangés (A1+A2) et matériaux A2

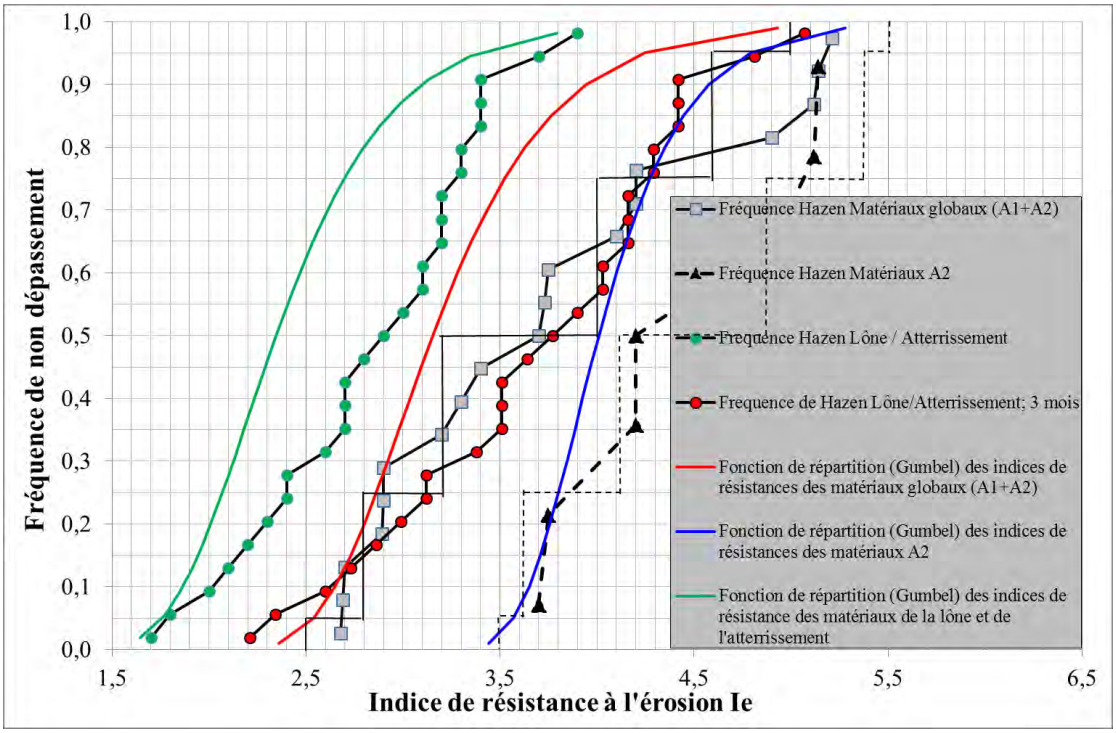


Figure 16. Fréquence de non dépassement des indices de résistance à l'érosion pour les matériaux mélangés (A1+A2) et matériaux A2

Pour les contraintes critiques des matériaux mélangés (A1+A2), la fréquence de non dépassement peut être exprimée par la loi de puissance suivante :

$$P_{non\ dépassement} = \left(\frac{\tau_c - \tau_{minimum}}{\tau_{maximum} - \tau_{minimum}}\right)^{0,6} = \left(\frac{\tau_c}{120}\right)^{0,6}$$

Pour les contraintes critiques des matériaux A2, la fréquence de non dépassement peut être exprimée par la loi de Gumbel suivante :

$$P_{non\ dépassement} = \exp(-\exp\left(-\left(\frac{\tau_c - 63.3}{22.5}\right)\right))$$

Pour les indices de résistance des matériaux mélangés (A1+A2), la fréquence de non dépassement peut être exprimée par la loi de Gumbel suivante :

$$P_{non\ dépassement} = \exp(-\exp\left(-\left(\frac{I_e - 3.0}{0.42}\right)\right))$$

Pour les indices de résistance des matériaux A2, la fréquence de non dépassement peut être exprimée par la loi de Gumbel suivante :

$$P_{non\ dépassement} = \exp(-\exp\left(-\left(\frac{I_e - 3.9}{0.30}\right)\right))$$

Les valeurs (arrondies) à 1 %, 5 %, 10 %, 25 %, 50 %, 90 %, et 99 % du couple $(\tau_c\ ; I_e)$ données par ces lois de distribution pour les matériaux mélangés (A1+A2) et les matériaux de type A2 sont reportées dans le tableau suivant :

Tableau 5. Probabilités de non dépassement des paramètres d'érosion pour les matériaux A2 et mélanges A1+A2

Type de matériaux	**Mélange A1 + A2**		**Matériaux type A2**	
Couple (τ_c ; Ie)	**τ_c en Pa**	**Indice de résistance à l'érosion I_e**	**τ_c en Pa**	**Indice de résistance à l'érosion I_e**
Valeur à 1 %	≈ 0	2.4	29	3.4
Valeur caractéristique à 5 %	≈ 1	2.5	39	3.6
Valeur à 10 %	≈ 3	2.6	45	3.6
Valeur à 25 %	12	2.9	56	3.8
Valeur médiane à 50%	38	3.2	72	4.0
Valeur à 90 %	101	3.9	114	4.6
Valeur à 99 %	118	4.9	167	5.3

2.2.5 *Détermination de la probabilité d'initiation de l'érosion de conduit en fonction du gradient hydraulique*

L'érosion de conduit étant initiée pour $\tau > \tau_c$, la probabilité d'initiation en fonction du gradient hydraulique dans le conduit peut être estimée à partir des équations précédentes comme suit. En effet si on prend le cas de matériaux globaux (Cf. figure 14), on a une probabilité de 50 % de ne pas avoir de contraintes critiques supérieures à 40 Pa. Du coup, quand nous avons dans un conduit une contrainte de cisaillement de 40 Pa, nous avons une probabilité de 50 % que l'érosion de conduit soit initiée (Cf. figure 16).

Pour les matériaux mélangés (A1+A2) :

$$P_{initiation} = Min\left[\left(\frac{\frac{1}{2}.R.\alpha.\rho_w.g.i}{120}\right)^{0,6}; 1\right]$$

Pour les matériaux A2 :

$$P_{initiation} = \exp(-\exp\left(-\left(\frac{\frac{1}{2}.R.\alpha.\rho_w.g.i - 63.3}{22.5}\right)\right))$$

Ces deux lois de probabilités sont bornées à 0,001 dès que i > 0.
La figure ci-après illustre la probabilité d'initiation d'érosion de conduit en fonction du gradient hydraulique dans différents types de conduit pour les deux matériaux considérés (A1+A2 ou A2).

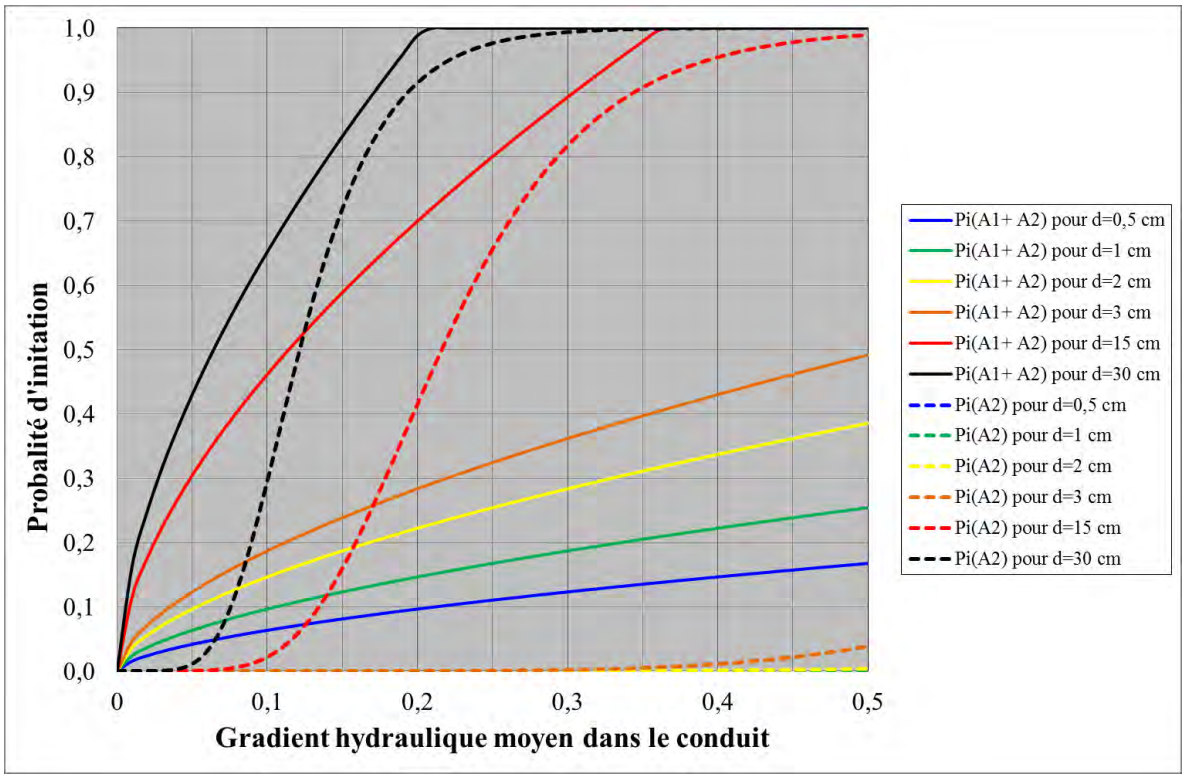


Figure 17. Probabilité d'initiation de l'érosion de conduit en fonction de la nature des matériaux et du gradient hydraulique dans le conduit.

Les gradients hydrauliques correspondant aux probabilités d'initiation respectivement de 1%, 5 %, 10% et 50 % pour les deux types de matériaux sont donnés dans le tableau ci-dessous. Seuls figurent les gradients hydrauliques susceptibles d'être rencontrés dans les digues du Symadrem, soit des gradients inférieurs à 0,5.

Tableau 6. Gradients critiques et probabilité d'initiation de l'érosion de conduit

Diamètre d (cm) du conduit	**Mélange de matériaux A1+ A2**				**Matériaux type A2**			
	P_i=0.01	P_i=0.05	P_i=0.1	P_i=0.5	P_i=0.01	P_i=0.05	P_i=0.1	P_i=0.5
	$\tau_c \approx 0$	$\tau_c \approx 1$	$\tau_c = 3$	$\tau_c = 38$	$\tau_c = 29$	$\tau_c = 39$	$\tau_c = 45$	$\tau_c = 72$
0.5	< 0.01	0.01	0.2	> 0.5	> 0.5			
1		0.03	0.1					
2		0.02	0.05					
3		0.01	0.035	0.3	0.39	> 0.5		
15		< 0.01	< 0.01	0.11	0.09	0.12	0.13	0.22
30				0.06	0.05	0.07	0.08	0.12

Dans les matériaux A2, la probabilité d'initiation est quasiment nulle à très faible pour des conduits de diamètres inférieurs ou égaux à 5 cm. La valeur caractéristique de 5 % est atteinte pour des conduits de 5 cm pour des gradients de 0,31.

Dans le mélange de matériaux A1+A2 la valeur caractéristique de 5 % est atteinte pour un conduit de diamètre 1 cm pour un gradient de 0,03, ce qui est très faible.

Pour un terrier de blaireau (Φ = 30 cm), la probabilité d'initiation augmente très rapidement même pour des gradients très faibles, voire quasiment nuls. Elle atteint pour les matériaux mélangés (A1+A2) la valeur caractéristique de 5 % pour un gradient de 0,002 ! L'initiation est quasiment certaine (Pi = 0,5) pour des gradients de 0,06. Ces résultats confirment le retour d'expérience décrit dans l'étude accidentologique.
Dans des matériaux de type A2, la probabilité d'initiation de 5 % est atteinte pour des gradients faibles (i = 0,07) et est quasiment certaine pour des gradients de 0,12.

Pour des terriers de lapins (Φ = 15 cm), les gradients critiques sont environ 2 fois supérieurs à ceux des terriers de blaireaux. Les conclusions restent identiques.

2.2.6 Détermination du débit et rayon de détection

On considère que le conduit peut être détecté visuellement par les gardes digues ou les équipes de surveillance pour un débit d'environ 1 à 2 l/s.

Le débit Q dans le conduit s'écrit :

$$Q = \pi R^{2,5} \sqrt{\frac{\propto . g . i}{2f}}$$

Avec $i = (\Delta H_w - R)/L$: gradient hydraulique moyen dans le conduit

Le tableau ci-dessous donne les débits dans le conduit au moment de l'initiation de l'érosion de conduit

Tableau 7. Débits dans le conduit à l'initiation

Diamètre d (cm) du conduit	**Mélange de matériaux A1+ A2**				**Matériaux type A2**			
	P_i=0.01	P_i=0.05	P_i=0.1	P_i=0.5	P_i=0.01	P_i=0.05	P_i=0.1	P_i=0.5
	$\tau_c \approx 0$	$\tau_c \approx 1$	τ_c= 3	τ_c= 38	τ_c= 29	τ_c= 39	τ_c= 45	τ_c= 72
0.5	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1	0,1	0,1
1	0,0	0,0	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3
2	0,0	0,1	0,2	0,9	0,8	0,9	0,9	1,2
3	0,1	0,3	0,5	1,9	1,7	2,0	2,1	2,7
15	1,9	7,1	12,7	48,6	42,5	49,1	52,7	66,8
30	7,5	28,5	50,8	194,2	170,0	196,3	210,9	267,3

On constate que pour les conduits de diamètre 0,5 à 3 cm, la probabilité que l'érosion de conduit soit déjà initiée au moment de sa détection par les gardes digues ou équipes de surveillance est forte.

Pour les conduits de diamètre 15 à 30 cm, deux cas sont à envisager, soit le conduit est traversant, soit on est en présence d'un ancien conduit partiellement colmaté, qui va déboucher côté terre après claquage hydraulique du bouchon de colmatage.

Dans le premier cas, la détection du terrier doit intervenir avant la mise en charge de ce dernier soit dans les phases de pré-alerte ou alerte 1 (Cf. rubrique 4).

Pour les conduits de diamètre 15 à 30 cm qui ont été colmatés partiellement, on peut considérer que la probabilité d'initiation de l'érosion au moment du claquage du bouchon est certaine.

Le tableau ci-dessous donne les débits dans le conduit en fonction du diamètre du conduit et du gradient hydraulique dans le conduit.

Tableau 8. Débits dans le conduit en fonction du gradient hydraulique et diamètre du conduit

Diamètre du conduit (en cm)	Gradient i dans le conduit								
	0,01	**0,03**	**0,05**	**0,07**	**0,1**	**0,15**	**0,2**	**0,25**	**0,3**
0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
2	0,1	0,2	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4	0,5	0,5
3	0,3	0,5	0,6	0,7	0,9	1,0	1,2	1,4	1,5
4	0,6	1,0	1,2	1,5	1,8	2,2	2,5	2,8	3,0
5	1,0	1,7	2,2	2,6	3,1	3,8	4,3	4,9	5,3

Pour le calcul du temps de rupture, compte tenu des gradients hydrauliques considérés, on retient un rayon de détection Rd = 2 cm pour les conduits de diamètre inférieur à 4 cm et pour les conduits supérieurs, on considère que le rayon de détection est égal au rayon du conduit.

2.2.7 Détermination du temps de rupture

On estime le temps de rupture pour les différents types de conduit en fonction du gradient hydraulique.

$$\Delta t_u \approx \frac{2\rho_d}{C_e \propto \rho_w \, g \, i} Ln\left(\frac{R_u}{R_d}\right)$$

Pour la détermination de R_u, le retour d'expériences des crues de 1993 à 2003 nous montre que des effondrements de toit se sont produits pour des diamètres de conduits compris entre 1,5 et 2 m, ce qui nous amène à retenir la valeur caractéristique suivante R_u = 0,75 m pour les matériaux mélangés (A1+A2) et 1 m pour les matériaux A2. Ces valeurs sont légèrement en deçà des valeurs calculées dans l'étude menée par EDF dans le cadre du programme de recherche ERINOH [X010].

Les indices de résistance à l'érosion sont liés avec les contraintes critiques. Comme indiqué plus haut, les deux paramètres sont bien corrélés pour des contraintes critiques supérieures à 100 Pa. En revanche en deçà de cette valeur seuil, la corrélation n'est pas évidente. Par prudence, on retient pour le mélange de matériaux A1/A2 une valeur caractéristique Ie = 2,5 et pour les matériaux A2, Ie = 3,6 correspondant aux fréquences respectives de non dépassement à 5 % pour les deux types de matériaux.

L'évolution du temps de rupture de la détection à l'effondrement du toit en fonction du gradient hydraulique figure ci-après. Pour les matériaux mélangés (A1+A2), figure également la courbe du temps de rupture pour un conduit de diamètre 30 cm avec un indice de résistance Ie=2,9, valeur correspondant à une fréquence de non dépassement de 25 %.

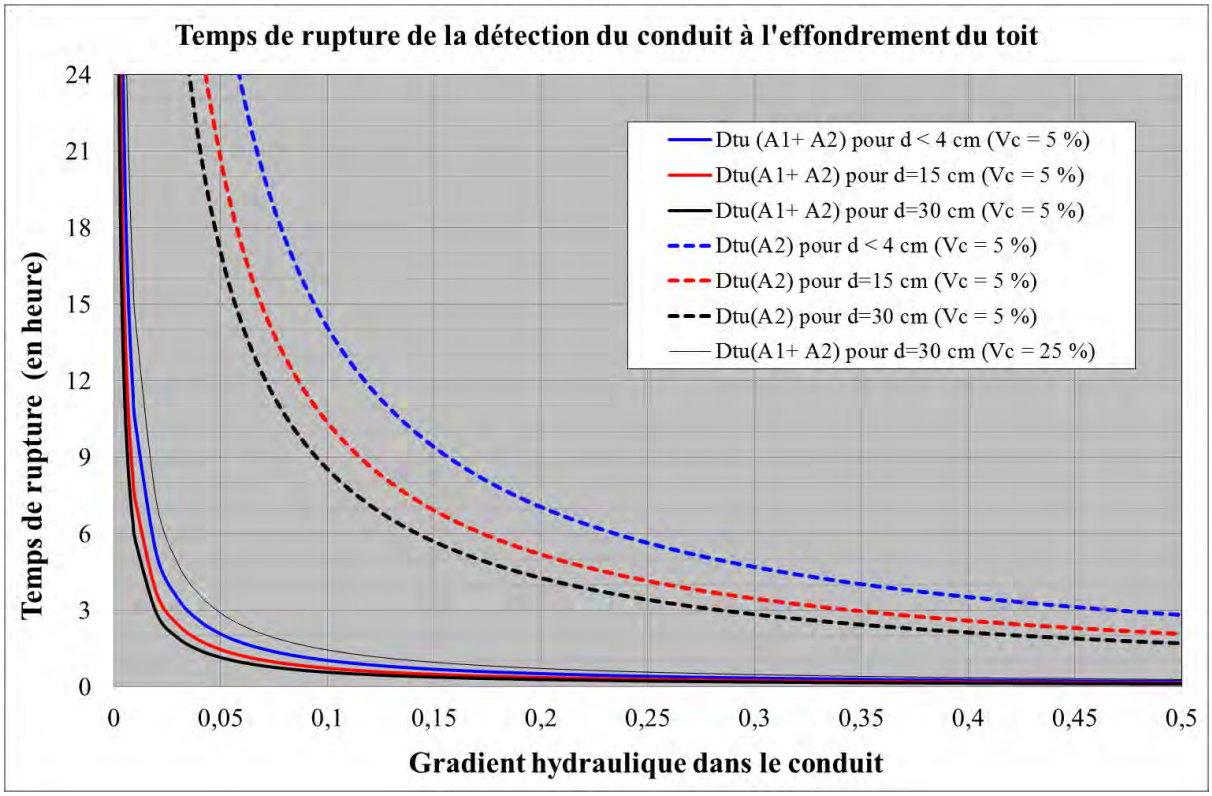


Figure 18. Temps de rupture en fonction du diamètre du conduit, de la nature des matériaux et du gradient hydraulique dans le conduit

Tableau 9. Temps de rupture pour les matériaux mélangés (A1+A2) en fonction du diamètre du conduit et du gradient hydraulique dans le conduit

	Δtu (en h) pour les matériaux A1+A2		
	D < 4 cm	**D = 15 cm**	**D = 30 cm**
0,01	10 h	7 h	6 h
0,02	5 h	4 h	3 h
0,03	3 h	2 h	1 h
0,04	3 h	2 h	1 h
0,05	2 h	1 h	1 h

Tableau 10. Temps de rupture pour les matériaux de type A2 en fonction du diamètre du conduit et du gradient hydraulique dans le conduit

i	**Δtu (en h) pour les matériaux A2**		
	D < 4 cm	**D = 15 cm**	**D = 30 cm**
0,05	28 h	21 h	17 h
0,10	14 h	10 h	9 h
0,15	9 h	7 h	6 h
0,20	7 h	5 h	4 h
0,30	5 h	3 h	3 h

Pour les matériaux mélangés (A1+A2), on constate que pour des gradients de 1/20, le temps de rupture est inférieur à 3 heures, même pour des petits conduits ce qui impose pour envisager une intervention d'urgence, une détection extrêmement précoce, que l'on peut qualifier de chanceuse et aléatoire dépendante essentiellement de l'indice de résistance du matériau comme le montre l'évolution du temps de rupture avec un indice supérieur égal à I_e = 2,9 (valeur à 25 %).

La capacité d'intervention dans cette situation est suspendue à la résistance réelle du matériau érodé.

Pour les matériaux A2, ce temps de rupture est beaucoup plus long (multiplié par 10 à gradient constant) et reste supérieur à 3 heures même avec des terriers de blaireaux de 30 cm pour des gradients inférieurs à 0,30.

Pour la suite de l'étude on retiendra les formules suivantes pour l'évaluation du temps de rupture (en heures) :

Pour les matériaux mélangés (A1+A2) et des conduits de $\Phi < 4$ cm ($\alpha = 1$)

$$\Delta t_u = \frac{0{,}10}{i}$$

Pour les matériaux mélangés (A1+A2) et des conduits de $\Phi = 15$ cm ($\alpha = 0{,}9$)

$$\Delta t_u = \frac{0{,}07}{i}$$

Pour les matériaux mélangés (A1+A2) et des conduits de $\Phi = 30$ cm ($\alpha = 0{,}8$)

$$\Delta t_u = \frac{0{,}06}{i}$$

Pour les matériaux A2 et des conduits de $\Phi < 4$ cm ($\alpha = 1$)

$$\Delta t_u = \frac{1{,}41}{i}$$

Pour les matériaux A2 et des conduits de $\Phi = 15$ cm ($\alpha = 0{,}9$)

$$\Delta t_u = \frac{1{,}04}{i}$$

Pour les matériaux A2 et des conduits de $\Phi = 30$ cm ($\alpha = 0{,}8$)

$$\Delta t_u = \frac{0{,}86}{i}$$

2.2.8 Retour d'expériences liées à l'exploitation et l'étude accidentologique

Différents types de conduits peuvent être créés.

Les terriers de blaireaux ont un diamètre d'environ 30 cm. Ils sont en général localisés en pied de talus ou à mi- talus. Ils sont facilement détectables par la présence d'un monticule en sortie de terrier. Le volume de ce dernier peut être de l'ordre d'un ou plusieurs m^3, ce qui rend probable à très probable le caractère traversant de ce type de terrier.



Photo 1. Terrier de blaireau et monticule de terre extrait du terrier en pied de digue



Photo 2. Terriers de blaireaux lors de travaux de purge

Le second type de conduit observé sur les digues du SYMADREM sont les trous de guèpes, dont le diamètre est également d'environ 30 cm. Ces trous peuvent faire 1 mètre de profondeur mais ne sont en aucun cas traversant. Ils peuvent néanmoins détériorer le fonction étanchéité de la digue et permettre une alimentation directe d'une couche de sable ou de grave sous l'étanchéité de la digue.



Photo 3. Trous de guêpes

D'autres trous sont également possibles mais très rarement rencontrés sur les digues du SYMADREM, il s'agit des trous de ragondins (Φ = 20 cm). Les ragondins sont fréquents à proximité des zones humides ou des cours d'eau, mais absents des digues du SYMADREM à l'exception des tronçons où l'eau est présente en permanence en pied de digue (ex. Mas du Juge en rive droite du Petit Rhône). Sur les tronçons de digue à proximité du fleuve, les trous créés par les ragondins vont concerner plutôt la berge que la digue elle-même.

Les trous de lapins (Φ = 15 cm) ont été à une certaine époque observés dans les digues du SYMADREM, mais ne sont aujourd'hui plus présents compte tenu de la myxomatose.

Les taupes (Φ = 5 cm) font des petites galeries en surface dans la terre non compactée, ce type de galeries pourrait poser des problèmes en crête de digue, en cas de communication des galeries qui pourraient engendrer un conduit traversant quelques décimètres sous la crête. Cette hypothèse demeure néanmoins très peu probable compte tenu du fait que quasiment toutes les digues sont désormais carrossables. Sur les tronçons non carrossables jusqu'à peu, le passage des engins d'entretien a eu pour effet de rendre compacte la couche de sol en surface ce qui fait qu'aucun trou de taupes n'a été observé en surface. Leur présence est observée uniquement sur les talus.

A l'instar des taupes, les mulots (Φ = 2 cm) ne font pas de trous en profondeur et ne creusent pas dans la terre compactée.

La présence de vides au contact canalisations traversantes/remblai est possible. L'étude accidentologique a montré que la brèche autour des canalisations traversantes de la Galante et de Casebrune en 1993 n'avait été possible qu'en présence d'un conduit de 3 cm de diamètre et d'une contrainte critique faible (5-10 Pa – valeur mesurée dans ce secteur).

La présence de fissures traversantes (Φ = 1 cm) est également possible dans les digues qui ont été construites au XIX^{ème} siècle et qui n'ont pas fait l'objet de travaux de confortement depuis.

La présence d'anciennes racines (Φ = 1 à 3 cm) mortes peut être également le siège d'infiltrations et d'érosion de conduit. La probabilité d'avoir des anciennes racines mortes potentiellement traversantes doit être considérée dans les secteurs ayant fait par le passé d'opérations de déboisage sans dessouchage des racines.

Certaines infiltrations sont observables en périodes de crues. Sont-elles dues à la perméabilité des sols (sable) ou sont-elles dues à des infiltrations d'eau le long de fissures provoquées par le vieillissement du remblai ; le long d'anciennes racines, voire de transitions insuffisamment traitées (réparations d'urgence).



Photo 4. Résurgences d'infiltrations en amont de la Galante PRG 299,6-299,7 - crue de janvier 2014 (6500 m^3/s)

Compte tenu du retour d'expériences, les conduits traversants pris en compte dans l'analyse de risques sont :

- les terriers de blaireaux partiellement colmatés,
- les vides le long des ouvrages ou transitions traversant la digue,
- les fissures liées au vieillissement de l'ouvrage (cycle chargement/absence de crue),
- les anciennes racines mortes suite à des opérations de déboisage non suivies de dessouchage.

Les vides le long de transitions entre la digue et des brèches traitées en urgence sont traités avec l'érosion de contact.

2.3 RUPTURE PAR EROSION REGRESSIVE

2.3.1 Définition et description

L'érosion régressive est le phénomène d'arrachement des particules de sol une à une, sous l'effet de la pression du fluide qui percole à travers le remblai. Ce processus apparaît d'abord à l'aval de l'ouvrage pour se propager ensuite vers l'amont.

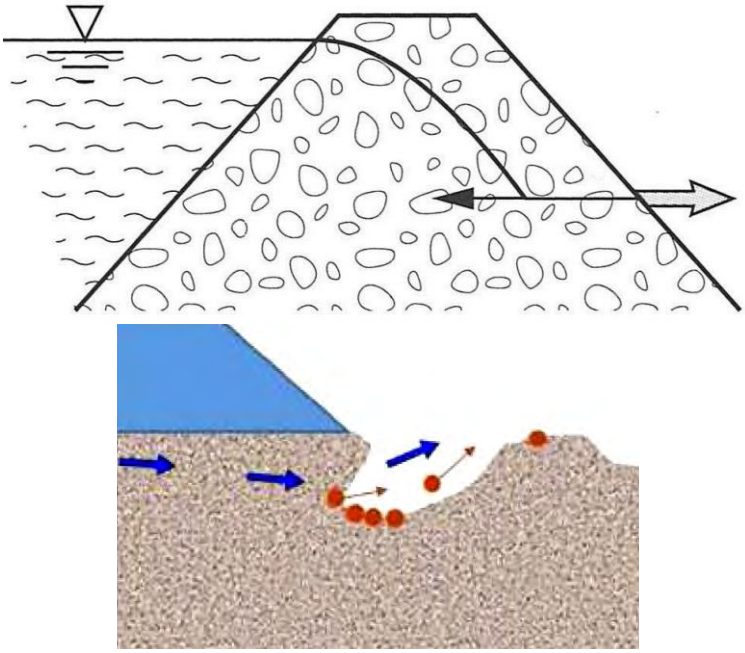


Figure 19. Erosion regressive (Bonelli and Al. 2012 [X006])

On distingue deux types d'érosion régressive (CIGB 2015 [X001])

Le premier type concerne l'érosion générale des particules de la surface de suintement, par exemple en pied aval de digue. Le seuil d'érosion est accessible par le calcul de stabilité de peau sous les forces de gravité (le poids) et d'écoulement (le gradient hydraulique)

Le second type est l'érosion régressive locale, qui s'initie sous une paroi cohérente en de fins chenaux d'une hauteur maximale d'une douzaine de grains, dans une couche de sable. Ce phénomène est repéré en pied aval de digue par la présence d'un tumulus de sable au milieu duquel coule une résurgence qui transporte des fines.

La rupture est possible si trois conditions sont réunies :

- Le claquage hydraulique de la couche d'argile,
- Le conduit ne s'effondre pas : il faut un toit cohésif,
- L'écoulement a suffisamment d'énergie (vitesse le long de son parcours de l'ordre de 1 cm/s) pour à la fois éroder des particules à l'amont du conduit (ces conduits sont beaucoup plus petits que pour l'érosion de conduit) et les transporter jusqu'à l'exutoire aval. L'énergie requise est exprimée en termes de gradient moyen.

Ce phénomène de tumulus a été observé sur l'Aggly lors de la crue, pourtant brève de 2013. Il n'a jamais été recensé dans le Delta du Rhône, bien qu'il soit fréquent dans les deltas. En revanche, l'observation de suintements ou de résurgences en pied aval des digues du Rhône est courante.

Dans les digues du Pays Bas, du Mississippi aux USA et les digues du Yangtze et du Nenjiang en Chine, l'érosion régressive a provoqué la boulance des sables et la rupture des digues en période de crue après une longue période d'érosion et d'absence de surveillance.

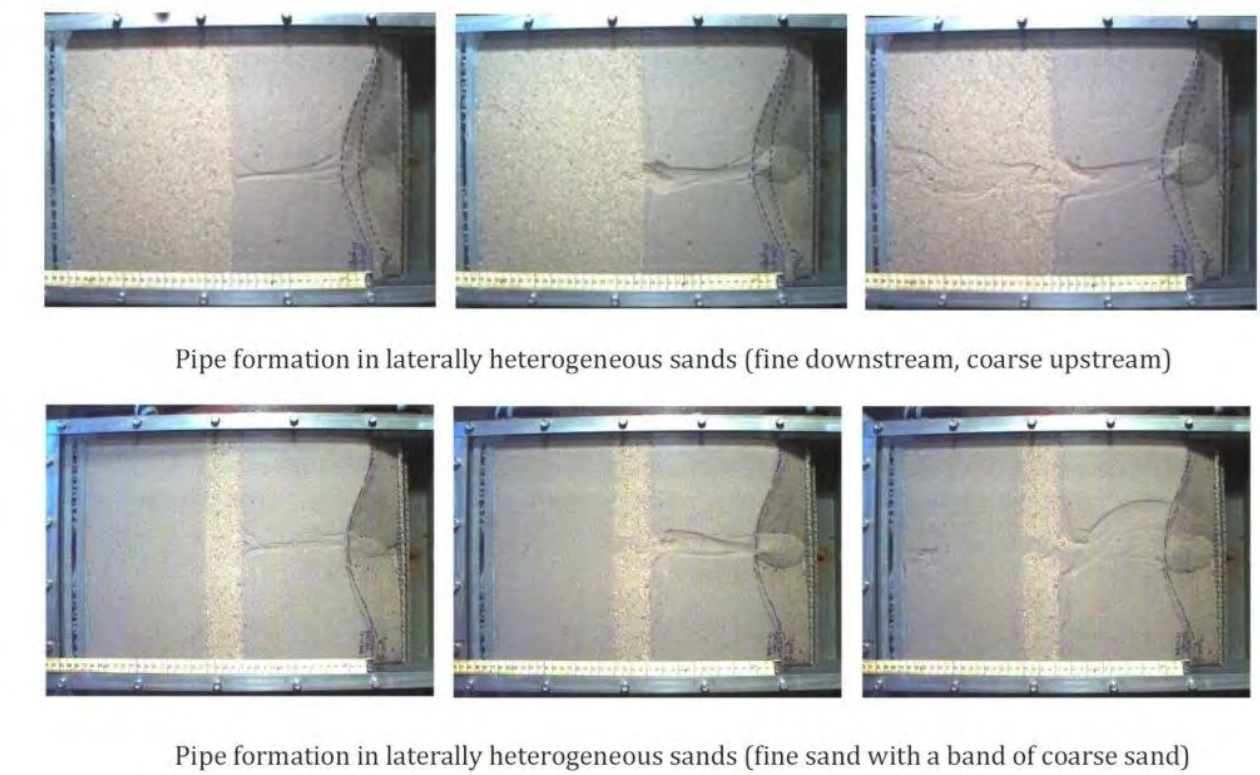


Figure 20. Erosion régressive dans des couches de sable fin et grossier (Van Beek 2015 [X014])



Photo 5. tumulus observés en aval des digues de l'Aggly 2013 (© SAFEGE)

Les différentes phases d'une rupture de digue en argile sur une fondation sableuse par érosion régressive sont décrites dans la figure suivante (d'après Sellmeijer & Al. 2011 [X011]) :

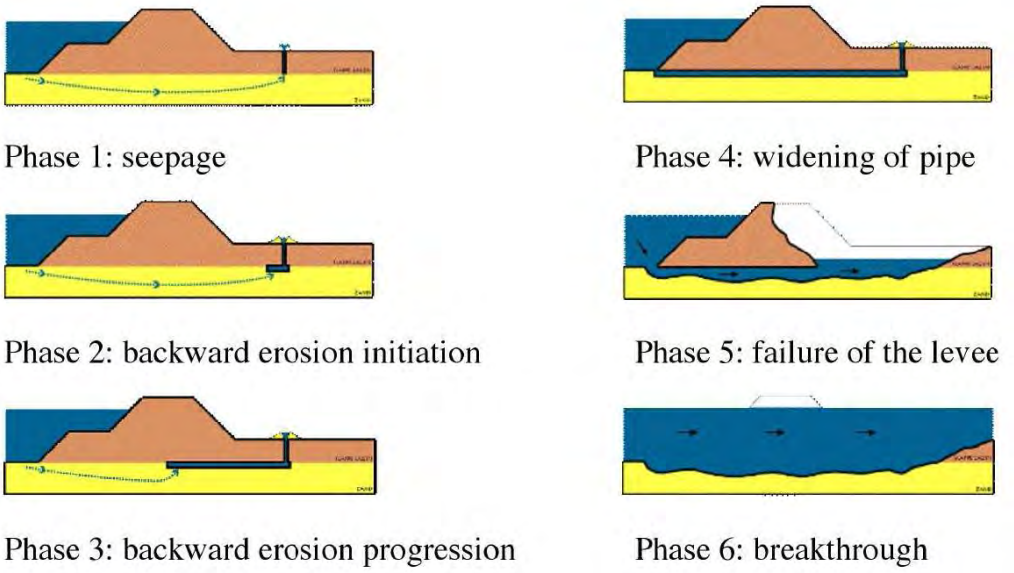


Figure 21. Processus de rupture de la digue par érosion régressive (CIGB 2015 d'après Sellmeijer 2011)

Ces différentes phases sont :

1. Infiltration et claquage de la couche d'argile,
2. Initiation de l'érosion régressive, départ des particules vers l'aval,
3. Progression de l'érosion régressive de l'aval vers l'amont,
4. Création de conduits reliés au plan d'eau en amont et l'élargissement des conduits,
5. Rupture de la digue (brèche),
6. Elargissement de la brèche.

Infiltration et claquage de la couche d'argile (phase 1) :

C'est la première phase du processus de rupture, commandée par la différence de charge hydraulique le long de la structure. Le débit à travers la couche du sable peut être estimé à partir de la formule de Darcy. L'initiation du phénomène nécessite l'existence d'un chemin de fuite préférentiel dans le sol avec un exutoire à l'aval. Dans certains cas l'exutoire aval existe naturellement, comme par exemple lorsqu'on note l'absence d'une couche de couverture cohésive à l'aval de la structure (Cf. cas (a) ci-dessous), ou lorsqu'il existe un fossé dans une mince couche de sol cohésive (Cf. cas (c) ci-dessous). Dans d'autres cas, l'exutoire est créé quand les sous pressions au-dessous de la couche de couverture dépassent le poids de cette dernière et provoquent le claquage hydraulique de cette dernière (Cf. cas (b) ci-dessous).

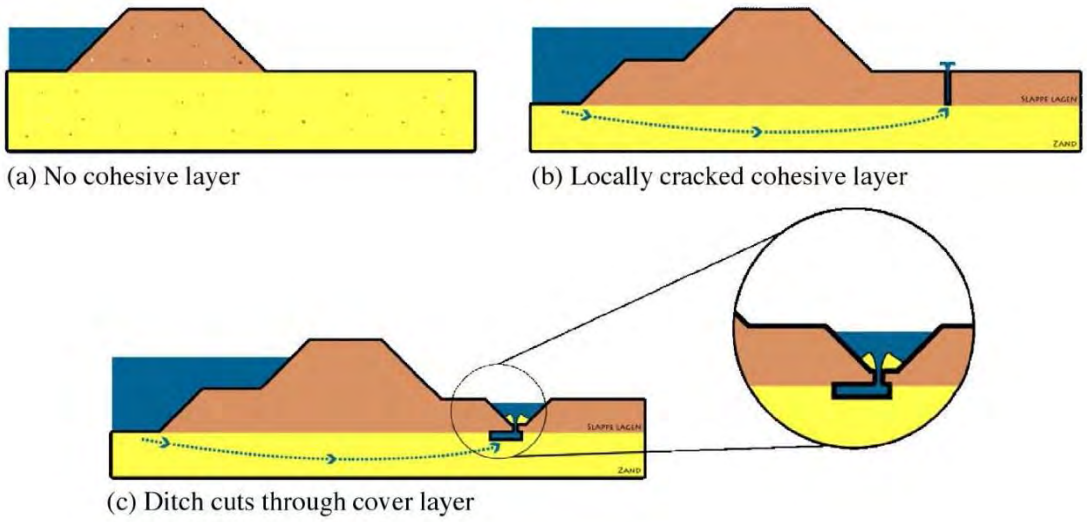


Figure 22. Différents types de digues et exutoires existants

Dans certaines zones, la fuite est observée par la présence de zones humides à l'aval des structures. Les deux figures ci-dessous illustrent respectivement des infiltrations observées lors d'une crue triennale en janvier 2014 en rive gauche du Petit Rhône et en janvier 1994 au droit du Mas Laborde en rive droite du Petit Rhône.



Photo 6. Infiltrations digue du Petit Rhône rive gauche (janv. 2014)



Photo 7. Traitement des infiltrations sous la digue du Petit Rhône rive droite (© Y. Cavallini)

Erosion régressive : initiation et progression (phases 2 et 3)

L'initiation de l'érosion régressive nécessite la fluidisation du sable proche de l'exutoire. La fluidisation apparait lorsque les sous pressions dans le sable dépassent les contraintes effectives, le sable se comporte alors comme un fluide.
La vitesse de sortie dépend du type de l'exutoire. La vitesse de sortie à travers une fissure dans une couche de sol cohésive (cas (a) ci-dessus) est supérieure aux vitesses de sortie à l'aval de la structure où il n y a pas une couche de couverture (cas (b) ci-dessus).

Elargissement (phase 4) :

Le débit dans le conduit augmente au fur et à mesure que le conduit progresse dans le corps du remblai et connecte l'amont à l'aval. La montée du débit provoque l'érosion d'une grande quantité de sables situés à l'entrée immédiate du conduit.
Vu les dimensions du conduit formé (épaisseur limitée (quelque millimètres) et profondeur faible (quelques centimètres)) plusieurs conduits apparaissent. Malgré l'apparition d'autres conduits, la capacité du transport reste limitée et les matériaux érodés bloquent une partie de la sortie du conduit. Le sable bloqué dans les conduits est par la suite déplacé durant un nouveau processus d'érosion régressive. De cette façon, le conduit élargi devient progressivement long, et se déplace vers l'aval de la digue.
Lorsque le conduit s'élargit de l'amont vers l'aval de la digue, le sable se déplace et le débit augmente considérablement.

Rupture et brèche (phase 5 et 6) :

La rupture est observée qu'une fois le processus d'élargissement fini. La digue se déforme et rompt.

L'initiation de l'érosion régressive peut être évaluée par plusieurs méthodes décrites dans le bulletin n°164 de la CIGB. On retiendra les méthodes développées respectivement par deux néerlandais :

- Méthode de Sellmeijer [X011],
- Méthode d'Hoffmans [X012].

2.3.2 Présentation du modèle de Sellmeijer

Sellmeijer a développé un modèle mathématique basé sur des résultats expérimentaux réalisés en 1980. Ce modèle a été raffiné par Van Beek et al (2010) et Sellmeijer et al 2011. Le modèle est exprimé par les équations suivantes :

$$\frac{H_C}{L} = \frac{1}{c} = F_R\, F_S\, F_G$$

$$F_R = \eta\, \frac{\gamma'_p}{\gamma_w}\, \tan\vartheta\, \left(\frac{RD}{RD_m}\right)^{0.35} \left(\frac{U}{U_m}\right)^{0.13} \left(\frac{KAS}{KAS_m}\right)^{-0.02}$$

$$F_S = \frac{d_{70}}{\sqrt[3]{\kappa L}} \left(\frac{d_{70m}}{d_{70}}\right)^{0.6}$$

$$F_G = 0.91 \left(\frac{D}{L}\right)^{\frac{0.28}{\left(\frac{D}{L}\right)^{2.8}-1}+0.04}$$

avec :

H	: La charge hydraulique le long de la structure (m)
L	: longueur des infiltrations sous la base argileuse (m)
H_C/L	: gradient critique
D	: épaisseur de la couche de sable (m)
c	: coefficient d'érosion
F_R	: Facteur de résistance
F_S	: Facteur d'échelle
F_G	: Facteur de forme géométrique
RD	: densité relative (%)
U	: coefficient d'uniformité ($C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$)
KAS	: forme de particule, angularité (%)
d_{70}	: diamètre pour lequel 70% des grains passent (m)
γ_p '	: Poids volumique du sol déjaugé 16.5 (kN/m^3)
γ_w	: Poids volumique de l'eau (kN/ m^3)
η	: constante de Whites (0.25)
ϑ	: angle du frottement interne du sable (°)
κ	: perméabilité intrinsèque (m^2) $\kappa = \frac{\upsilon}{g} * k$
	Avec υ : viscosité cinématique ; g : gravité ; k : perméabilité hydraulique

On retient : $\upsilon = 1{,}3.10^{-6}$ m²/s (à 10°C) et g =9.81 m/s²

Le domaine d'application des équations de Sellmeijer est le suivant

Tableau 11. Domaine d'application du modèle de Sellmeijer et al (2011)

Paramètre	Minimum	Maximum	Moyenne
RD	50%	100%	72.5%
U	1.3	2.6	1.81
KAS	35%	70%	49.8%
d_{70}	150 µm	430 µm	208 µm

Des tests sur les différents paramètres du modèle permettent de déterminer la sensibilité des différents facteurs de résistance, de forme et d'échelle. Les résultats figurent ci-après.

La première figure illustre les valeurs de facteur de résistance en fonction de l'angle de frottement interne pour les bornes inférieures et supérieures des domaines d'application respectivement des coefficients d'angularité (KAS), d'uniformité (U) et de densité relative. La formule de Sellmeijer est peu sensible au coefficient d'angularité. En revanche, le facteur de résistance augmente avec la densité relative et dans une moindre mesure avec le coefficient d'uniformité et l'angle de frottement interne.

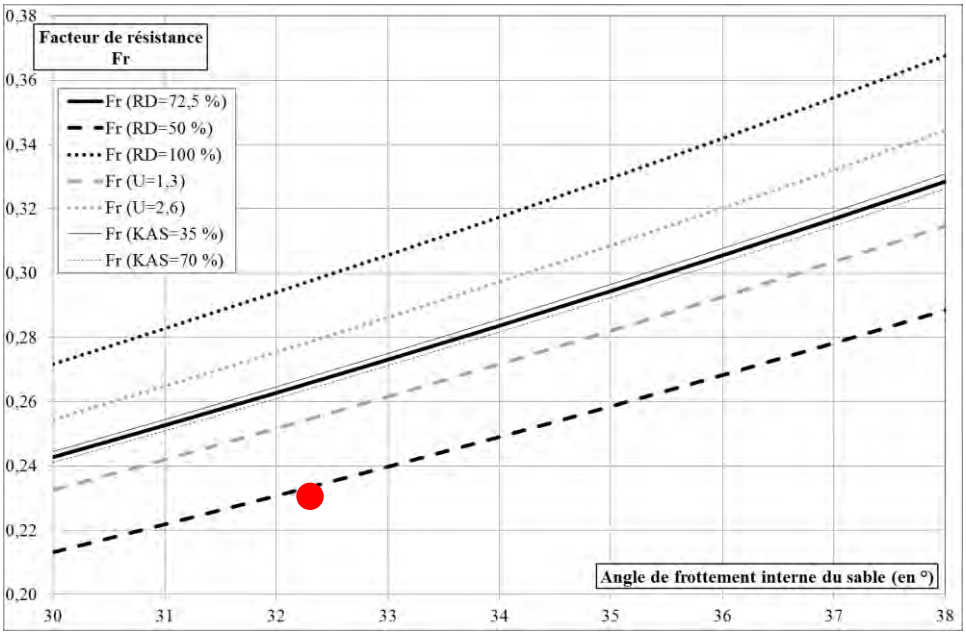


Figure 23. Analyse de sensibilité du facteur de résistance

La figure ci-dessous illustre le facteur d'échelle en fonction de la longueur L. Il est peu sensible à la longueur L au-delà de 15 m. En revanche, il est sensible au d_{70} (environ 50 %) et très sensible à la perméabilité des matériaux ; une variation d'un log de la perméabilité peut induire une variation du simple au double de ce coefficient.

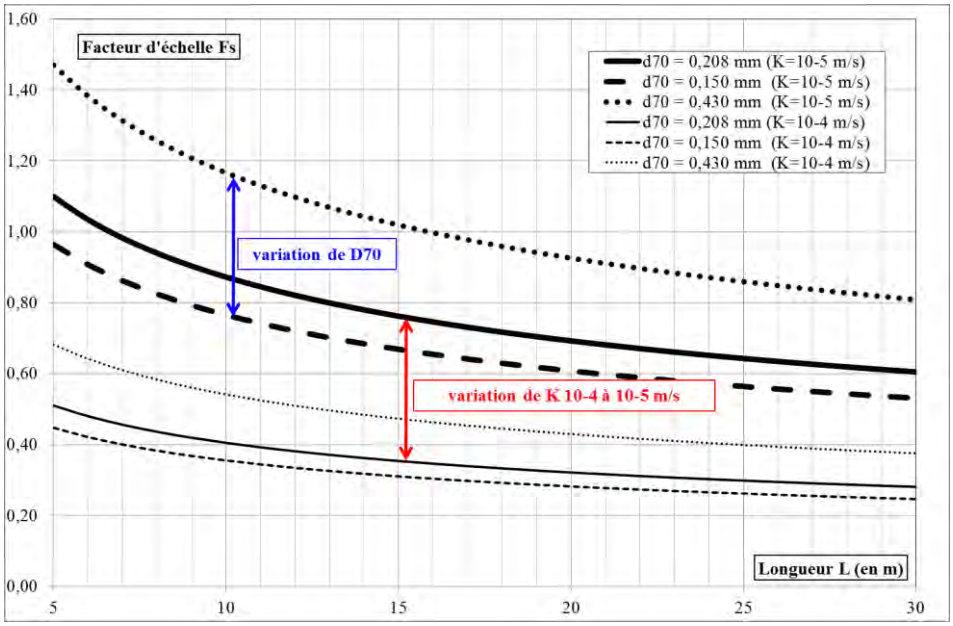


Figure 24. Analyse de sensibilité du facteur d'échelle

La figure ci-dessous illustre les variations du facteur de forme géométrique en fonction de la longueur d'infiltration pour différentes épaisseurs de sable. On observe que ce facteur diminue fortement avec l'épaisseur D et augmente avec la longueur de cheminement L.

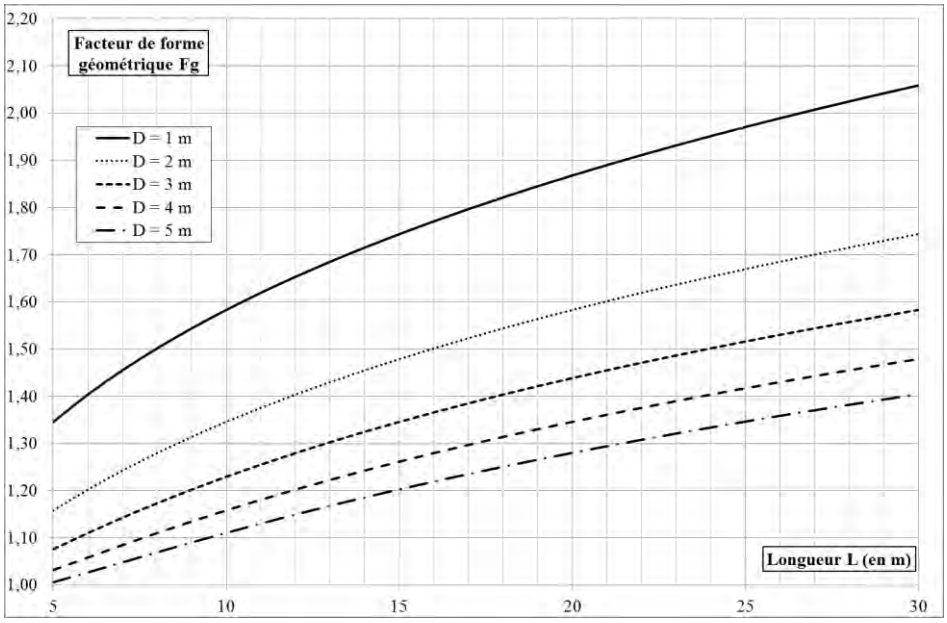


Figure 25. Analyse de sensibilité du facteur de forme géométrique

Les paramètres et les hypothèses définis par Sellmeijer et al (2011) sont:

- η=0.25 ; ϑ =37 ° ; γ_p' =16.5 kN/m^3 ;

Pour l'analyse de risques, on retient, les valeurs caractéristiques suivantes :

- Angle de frottement interne ϑ =32 °
- Densité relative : 50 %

2.3.3 Présentation du modèle d'Hoffmans

L'approche d'Hoffmans est basée sur la perméabilité hydraulique (k), les diamètres des particules d_{50}; d_{15} ; la longueur critique du conduit $l_{z,c}$, et le coefficient α_H. Les deux derniers paramètres sont déterminés par les équations suivantes :

$$\frac{(H_1 - H_2)_c}{L} = \underbrace{\frac{\sqrt{g}(\psi_{lam,c}\Delta d_{15})^{3/2}}{\nu\sqrt{\alpha_{Re,l}}}}_{\text{Gradient critique de Shields}} + \underbrace{(1 - \frac{l_c}{L})\frac{d_{50}\nu}{l_{Re}kD}}_{\text{Gradient critique de Darcy}}$$

Avec :

$$\frac{l_c}{L} = \exp(-\left(\frac{\alpha_f D}{L}\right)^2 \frac{\sqrt{g}\left(\psi_{lam,c}\Delta d_{15}\right)^{\frac{3}{2}}}{\nu\sqrt{\alpha_{Re,l}}})$$

Le tableau suivant présente les paramètres des équations d'Hoffmans et leurs ordres de grandeur :

Tableau 12. Paramètres des équations d'Hoffmans

Symbole	Ordre de grandeur	Commentaire
d_{15}	0.08 mm<d_{15}<0.32 mm	d_{15} diamètre pour lequel 15 % des particules passent
d_{50}	0.13 mm<d_{50}<0.75 mm	Diamètre moyen des particules
D	0.1 m<D<50 m	Epaisseur de la couche du sable
$D_* = d_{50} * \left(\frac{\Delta g}{\nu^2}\right)^{1/3}$	4 < D_*< 16	Diamètre adimensionnel des particules
g	g=9.81 m/s²	Accélération de gravité
$(H_1 - H_2)c/L$	0< $(H_1 - H_2)/L$ <1	Gradient hydraulique critique
H_1	De 1 à 10 m	Hauteur d'eau en amont de la digue
H_2	Pris égale à 0m	Hauteur d'eau dans la digue ou à la surface du sol
k	10^{-5}m/s < k <10^{-3}m/s	perméabilité hydraulique
l_c	0 <l_c/L<1	rapport de la longueur critique du conduit sur la longueur d'infiltration
l_{Re}	l_{Re}=18.210^{-6} m	Echelle de longueur géométrique
L	0.3 m<L<200 m	Longueur d'infiltration
α_f	$\alpha_f = 5$	Coefficient géométrique des écoulements
$\alpha_{Re,f}$	$\alpha_{Re,f}$= 6.8	Coefficient géométrique du conduit
$\Delta = \rho_s/\rho$-1	$\Delta = 1.65\ (sable)$	Densité déjaugée d'un grain
ν	$10^{-6}m^2/s < \nu$<1.4 10^{-6}m²/s	Viscosité cinématique
$\psi_{lam,c}$= $0.2(D_*)^{-0.3}$	0.08 < $\psi_{lam,c}$< 0.16	Nombre de Shields critique

On notera qu'avec υ compris entre 1,0.10^{-6} et 1,4.10^{-6} m²/s, la valeur minimale du d_{50} pour obtenir D*>4 est comprise entre 0,16 et 0,20 mm et non 0,13 mm comme spécifié dans la formule d'Hoffmans.

La figure ci-dessous extraite de [X012] donne l'évolution du gradient critique en fonction respectivement du diamètre des particules pour un rapport D/L constant et en fonction du rapport D/L pour un diamètre médian de particule constant.

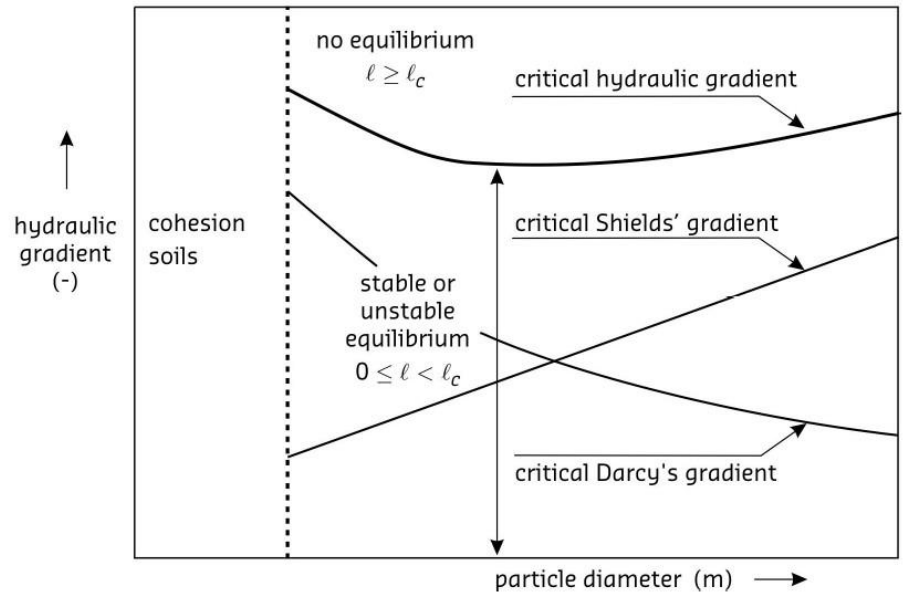


Figure 26. Gradient critique en fonction du diamètre des particules pour un rapport D/L constant

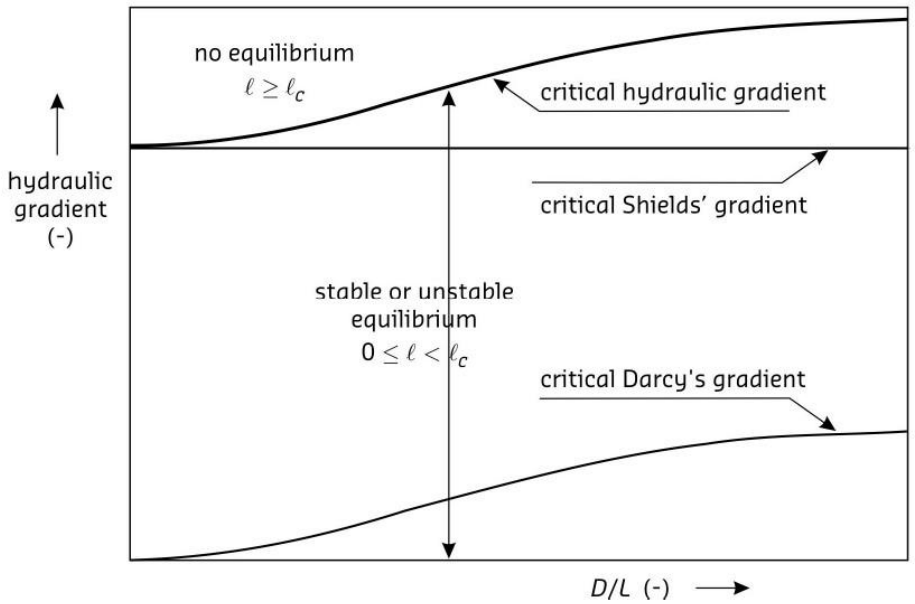


Figure 27. Gradient critique en fonction du rapport D/L pour un diamètre constant de particules

Quand les particules sont fines, la perméabilité du sol décroit et contribue à l'augmentation du gradient critique de Darcy qui devient plus important que le gradient critique de Shields. Pour les sables grossiers, le gradient critique de Shields est dominant. En effet, si pour ces sables grossiers, la perméabilité augmente, la force nécessaire au transport de ces mêmes matériaux devient également plus importante, ce qui a pour conséquence d'accroitre la résistance à l'érosion.

C'est la somme de ces deux gradients qui donne le gradient critique d'érosion régressive.

2.3.4 Hypothèse retenue pour la perméabilité des matériaux

La perméabilité des sables est un paramètre sensible du calcul de gradient critique d'érosion régressive et par ailleurs très difficile à apprécier. Elle est en effet fortement dépendante du taux de fines présentes dans le sable et des conditions de saturation de ce dernier.

La perméabilité des sables peut être évaluée en utilisant la formule de *Hazen* que l'on peut écrire :

$$k = C * {d_{10}}^2 \text{ (avec } d_{10} \text{ en cm)}$$

Cette formule est valable pour les sables propres avec un coefficient d'uniformité (Cu) inférieur à 5 et un d_{10} compris entre 0,1 et 3 mm. L'ILH [X015] propose de l'utiliser jusqu'à des Cu de 20. Avec un coefficient majorateur ou minorateur variant sur 6 plages de mesure de 0,6 (Cu > 10) à 1,1 (Cu < 2).

Les essais in situ de type Nasberg ou Lefranc permettent de mesurer la perméabilité des sols en place, mais sont fortement tributaires des conditions de saturation des sols environnants.

En définitif c'est l'essai de pompage (coûteux) qui permet d'apprécier au mieux la perméabilité des sols en place.

Un essai de pompage a été réalisé durant les travaux de confortement de la digue du Grand Rhône au Sud d'Arles, dans les sables D1 (d_{10} = 0,092 mm et d_{15} = 0,152 mm) de la fondation superficielle (< 5 mètres). Il a été complété par un essai Lefranc et une analyse granulométrique (sable n°28).



Photo 8. Travaux au Sud d'Arles – essai de pompage réalisé en 2015

Les résultats obtenus sont les suivants :

- Essai de pompage : $1{,}73.10^{-5}$ m/s
- Essai Lefranc : $1{,}36.10^{-6}$ m/s
- Hazen : $7{,}6.\ 10^{-5}$ m/s (d_{10} = 0,092 mm en dehors légèrement du domaine d'application)

La formule de Hazen donne une valeur de perméabilité environ 5 fois supérieure au résultat de l'essai de pompage. L'essai Lefranc donne, quant à lui, une valeur de perméabilité 10 inférieure à celle de l'essai de Pompage. Cette différence peut s'expliquer par le fait que les fines contenues dans le sable viennent se coller sur la paroi du sondage et limitent de ce fait les l'extraction de l'eau

Compte tenu de ce retour d'expérience, nous avons retenu pour la suite de l'étude, les hypothèses de perméabilité suivantes :

- $d_{10} > 0,1$ mm – calcul suivant la formule de Hazen
- $0,06$ mm $< d_{10} < 0,10$ mm – $K = 2.10^{-5}$ m/s (jugement à dire d'expert)
- $d_{10} < 0,06$ mm - $K = 1.10^{-5}$ m/s (jugement à dire d'expert)

2.3.5 Analyse des sables présents dans le Delta

Plusieurs campagnes d'investigations géophysiques et géotechniques ont été réalisées dans le cadre du Plan Rhône de 2008 à 2014. Ces campagnes ont consisté principalement en la réalisation de CPTu et de sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts pour réalisation d'essais en laboratoire.

Dans le cadre de l'étude, nous avons recensé l'ensemble des sables potentiellement exposées à l'érosion régressive. Il s'agit de sables fins à moyens de classe B5, D1 ou B1 suivant la classification GTR 2000. 47 échantillons de sable ont été analysés. Tous les sables ont un $d_{35} > 0,08$ mm et un d_{50} compris entre 0,1 mm et 0,42 mm.

Pour l'analyse, nous avons distingué les sables provenant du Petit Rhône (a priori plus fins) de ceux issus du Rhône et du Grand Rhône.

Le niveau de prélèvement a également été pris en compte en distinguant :

- la digue
- la fondation superficielle ($D < 5$ m)
- la fondation profonde ($D > 5$ m)

Les autres paramètres pris en compte ont été :

- La proximité d'un paléo-chenal
- La corrélation avec la classification de Robertson (1986) pour les CPT et CPTu

Les résultats sont présentés dans le tableau et la figure ci-après. Trois classes de sable ont été retenues :

1) les sables S1 respectant les domaines d'application de Sellmeijer et de Hoffmans (en rouge sur la figure 27) ;
2) les sables S2 respectant le domaine d'application de Hoffmans (en bleu) ;
3) les sables S3 ne respectant pas les domaines d'application des deux modèles (en vert) ;

Tableau 13. Principales caractéristiques des sables suivant la classification proposée

	S1 : Sellmeijer et Hoffmans – 7 échantillons + 2 proches du domaine d'application (≈ 20 %)			**S2 : Hoffmans 30 échantillons (≈ 64 %)**			**S3 : aucun des deux modèles 16 échantillons (≈ 34 %)**		
	Min.	Max.	Mean	Min.	Max.	Mean	Min.	Max.	Mean
d_{10} (mm)	0.10	0.20	0.15	0.02	0.27	0.10	0.006	0.028	0.015
d_{15} (mm)	0.14	0.25	0.20	0.08	0.29	0.15	0.013	0.080	0.040
d_{50} (mm)	0.28	0.36	0.34	0.21	0.42	0.30	0.102	0.342	0.180
d_{70} (mm)	0.33	0.42	0.37	0.29	0.52	0.36	0.138	0.545	0.245
U	1.9	3	2.3	1.7	15.8	4.65	1.0	10.0	2.8
K (m/s)	1.10^{-4}	$3.9.10^{-4}$	$2.5.10^{-4}$	1.10^{-5}	$7.8.10^{-4}$	$1.2.10^{-4}$	$< 1.\ 10^{-5}$		
Robertson 1986	Classe 5 : 50 % Classe 6 : 50 %			Classe 5 : 40 % Classe 6 : 60 %			Classe 3 : 5 % Classe 5 : 50 % Classe 6 : 45 %		
Paléochenal	100 % des échantillons provient de paléochenaux			90 % des échantillons provient de paléochenaux			70 % des échantillons provient de paléochenaux		
Niveau de prélèvement	Digue : 10 % Fondation superficielle : 50 % Fondation profonde : 40 %			Digue : 10 % Fondation superficielle : 45 % Fondation profonde : 45 %			Digue : 5 % Fondation superficielle : 55 % Fondation profonde : 40 %		

On note que 2 échantillons n'entrent pas dans cette classification :

l'échantillon n°22 (couleur noir), qui est un sable très fin respectant le domaine d'application de Sellmeijer mais ne respectant pas le domaine d'application d'Hoffmans. Ces caractéristiques sont les suivantes :

- d_{10} = 0,08 mm
- d_{15} = 0,09 mm
- d_{50} = 0,14 mm
- d_{70} = 0,17 mm

l'échantillon 32 (couleur noir pointillé), qui est un sable grossier respectant le domaine d'application de Hoffmans mais ne respectant pas le domaine d'application de Sellmeijer sur le d_{70}. Ces caractéristiques sont les suivantes :

- d_{10} = 0,27 mm
- d_{15} = 0,29 mm
- d_{50} = 0,42 mm
- d_{70} = 0,52 mm

Les gros sables de la classe S2 se différencient des gros sables de la classe S1 par des d_{15} et d_{10} plus petits, mais des d_{50} et d_{70} équivalents.

Les sables de la classe S3 sont plus fins que les précédents. Ils contiennent un pourcentage de fines (80 µm) supérieurs à 15 %, qui leur confère une certaine cohésion et une faible perméabilité. En définitifs ces sables sont plus exposés à l'érosion de conduit qu'à l'érosion régressive.

Les 3 classes de sable S1, S2 et S3 relèvent pour moitié de la classe 6 et pour l'autre moitié de la classe 5 suivant la classification de Robertson de 1986. Un seul échantillon de sable relève de la classe 3 de Robertson.
On notera que la classe 5 de Robertson couvre une large gamme de matériaux (limons sableux, sables limoneux, sables fins et gros sables), qui n'est pas représentative des sables testés par Sellmeijer et Hoffmans. Ce qui n'est pas le cas de la classe 6 qui contient des sables fins et grossiers, identiques à ceux des Pays-Bas et très rarement des limons.

On observe également que :

- 100 % des sables respectant le domaine d'application de la formule de Sellmeijer sont localisés au droit ou à proximité de paléochenaux,
- 90 % des sables respectant le domaine d'application de la formule de Hoffmans sont localisés au droit ou à proximité de paléochenaux,
- 70 % des sables ne respectant aucun des deux domaines ont été localisés au droit ou à proximité de paléochenaux. Parmi ces derniers plus de 50 % des échantillons proviennent des sondages carottés contenant des sables respectant le domaine d'application de Hoffmans (classe S2).

Les sables analysées proviennent dans 10 % des cas du remblai de la digue et dans 90 % des cas de la fondation des ouvrages. Sur ces 90 %, environ la moitié est située dans la fondation superficielle et l'autre moitié dans la fondation profonde. Tous les sables localisés dans la digue sont situés au droit de paléochenaux.

Le croisement des granulométries des sables avec le fuseau granulométrique des sables utilisés avec succès pour la réalisation de dispositif filtrant et non sujet à érosion (source bulletin n°164 de la CIGB) nous permet de constater qu'aucun des sables rencontrés dans le Delta ne rentre dans le fuseau et que les sables des classes S2 et S3 ont trop de fines pour être utilisé comme filtres sans traitement adapté.
Pour la suite de l'étude, on retient la grille suivante pour la détermination de la probabilité de localisation d'une couche de sable potentiellement sujette à érosion régressive.

Tableau 14. Probabilité de localisation d'une couche de sable sujette à érosion régressive

Présence	**Probabilité localisation couche de sable**	**Qualification verbale**
Digue et fondation investiguées - aucun des éléments ci-dessous	0.01	Très peu probable
Digue et fondation non investiguées en dehors des paléo-chenaux - aucun des éléments ci-dessous	0.1	peu probable
Sol de classe 5 suivant la classification de Robertson (1986)	0.1	peu probable
Alternance de sol de classe 5 et 6 suivant Robertson (1986)	0.5	Neutre
présence d'un perré maçonnée sur la carte de 1876 attestant d'infiltrations ou désordres passés	0.5	Neutre
Sol de classe 6 suivant la classification de Robertson (1986)	0.9	probable
présence d'un paléo- chenal à proximité	0.9	probable
Sable observée durant des travaux ou infiltrations observées en périodes de crues	0.99	Très probable

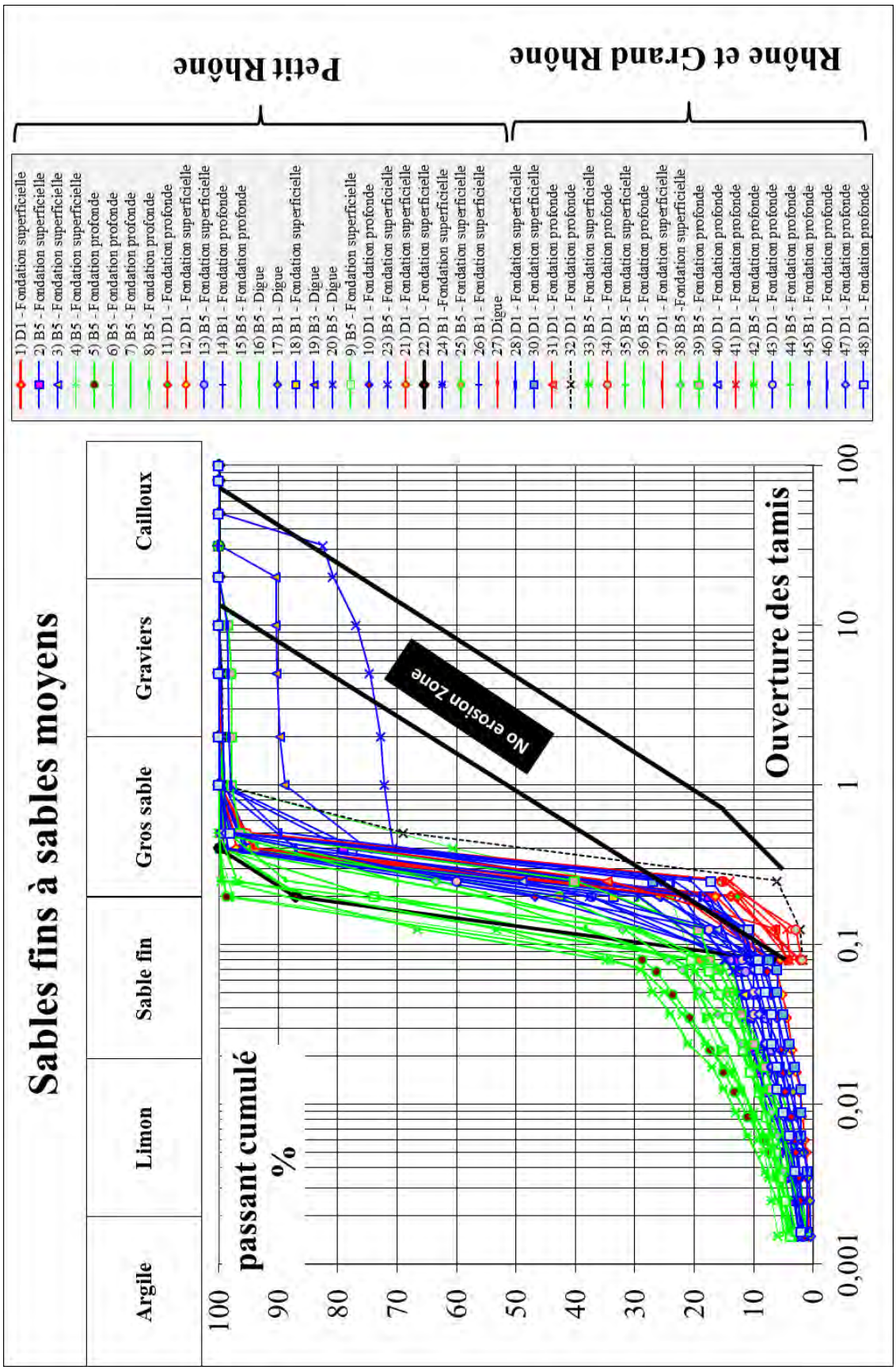


Figure 28. Analyse granulométrique de la famille des sables fins à moyen (source données Fugro Géotechnique et Ginger CEBTP)

2.3.6 Comparaison des modèles de Sellmeijer et Hoffmans

Les méthodes de Sellmeijer et de Hoffmans ont été comparées entre elles. Cette comparaison a fait l'objet d'une publication internationale avec présentation orale [X030].
Dans un premier temps, cette comparaison a porté sur deux sables correspondant approximativement aux bornes inférieures et supérieures des sables de classe S1 (Cf. caractéristiques dans le tableau ci-dessous) et dans un second temps sur l'ensemble des sables de la classe S1.

Tableau 15. caractéristiques des sables ayant servi à la comparaison des méthodes de Sellmeijer et de Hoffmans

	Sable n°12	**Sable n°34**
D_{10}	0,107 mm	0,196 mm
D_{15}	0,148 mm	0,246 mm
D_{50}	0,276 mm	0,358 mm
D_{60}	0,302 mm	0,390 mm
D_{70}	0,329 mm	0,421 mm
K	$1{,}1.10^{-4}$ m/s	$3{,}8.\ 10^{-4}$ m/s
Cu	2,8	2

La figure ci-dessous illustre pour les sables n°12 et n°34 l'évolution des gradients critiques de Hoffmans et Sellmeijer en fonction du rapport D/L pour des longueurs de cheminement respectivement de 20 m (digue en contact avec le fleuve) et de 80 m (digue légèrement éloignée du fleuve).

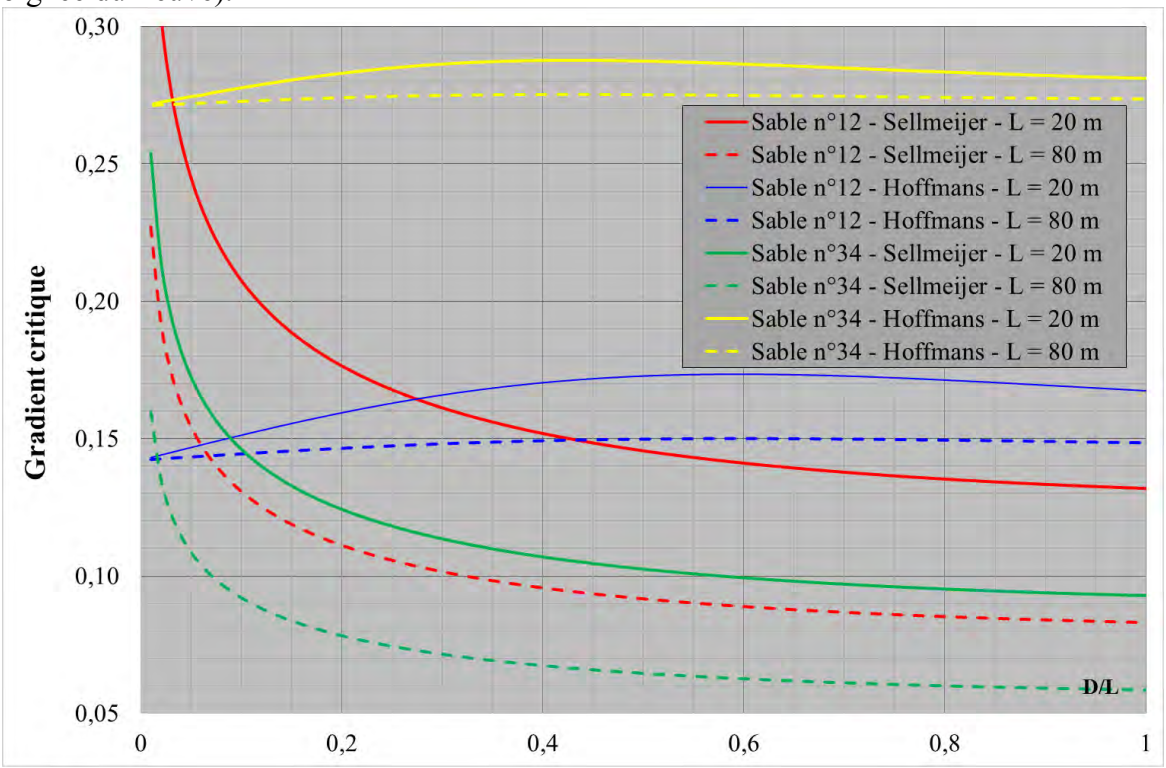


Figure 29. Comparaison des méthodes de Sellmeijer et Hoffmans sur deux sables

La figure ci-dessous illustre pour les 7 sables de la classe 1 les gradients critiques de Sellmeijer (en pointillé) et de Hoffmans (trait continu) calculés avec des épaisseurs variant de 1 à 8 m pour une longueur de cheminement constante de 20 mètres et pour une épaisseur constante de 5 m avec des longueurs de cheminement respectivement de 20 et 80 mètres.

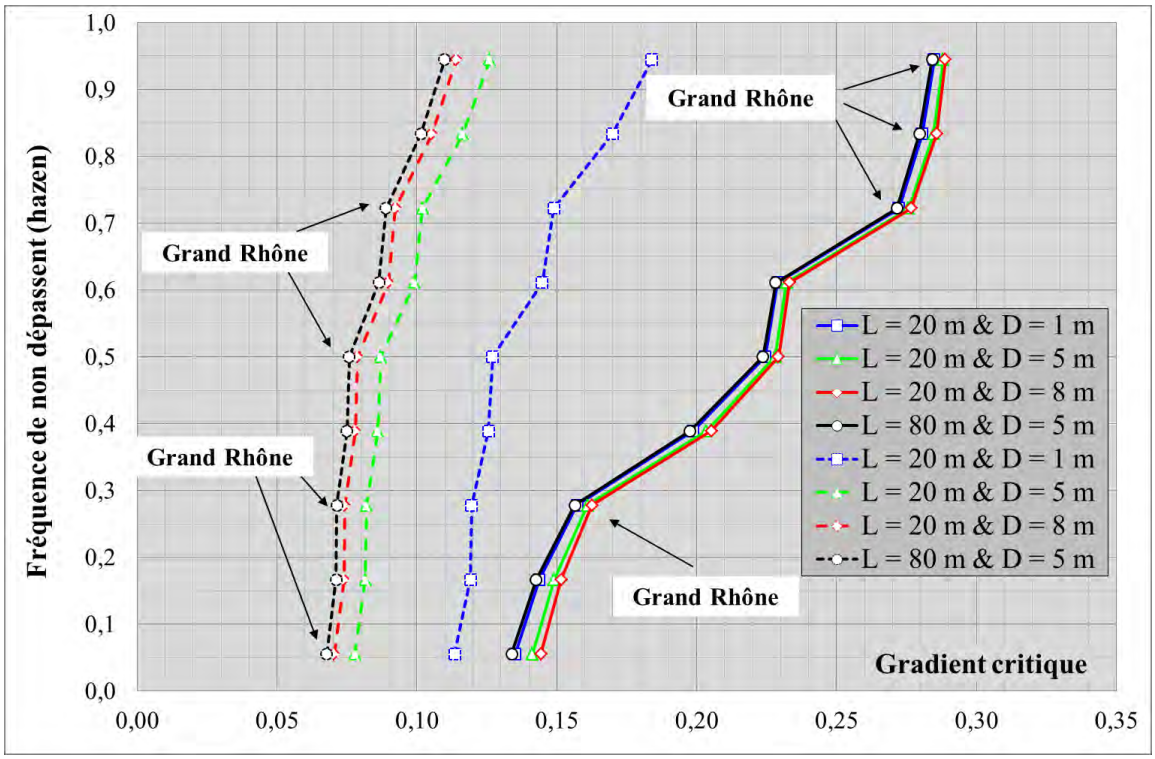


Figure 30. Fréquence de non dépassement (Hazen) des sables de classe 1 suivant Sellmeijer et Hoffmans dans différentes configurations géométriques

Ces deux figures permettent de constater l'écart important entre les deux méthodes.

Le modèle de Sellmeijer est très sensible à l'effet d'échelle et plus particulièrement à l'épaisseur de la couche de sable. Plus cette dernière est fine et plus le gradient critique est élevé pour une longueur de cheminement identique. La sensibilité à la longueur de cheminement est moins élevée, ce qui s'explique par les variations opposées des facteurs d'échelle et géométrique en fonction de la variable L.
Le modèle de Sellmeijer est également très sensible à la perméabilité. Plus le sable est fin plus sa perméabilité est faible et plus le gradient critique est élevé.

A l'inverse, le modèle de Hoffmans est très sensible à la granulométrie des sables et plus particulièrement au passant à 15 %. Il est par ailleurs moins sensible à la perméabilité. Plus le sable est grossier et plus son gradient critique est élevé. L'effet d'échelle est peu sensible pour les sables grossiers de la classe S1, mais nous verrons plus loin que cet effet d'échelle est loin d'être neutre pour les sables fins avec des perméabilités faibles (inférieure ou égale à 2.10^{-5} m/s).

Si l'on s'intéresse aux gradients critiques des sables du Grand Rhône et de ceux du Petit Rhône, on observe qu'avec la méthode de Hoffmans, les sables plus grossiers du Grand Rhône ont des gradients critiques plus élevés, ce qui corrobore ce qui vient d'être dit.

Avec la méthode de Sellmeijer, la corrélation entre la distribution des gradients critiques et la localisation des sables n'est plus possible. C'est le facteur d'échelle qui prédétermine en priorité la valeur du gradient critique et tout particulièrement l'épaisseur de la couche de sable.

La figure ci-dessous illustre pour les sables de la classe S2 et de classe S1 les variations de gradients critiques suivant la formule de Hoffmans en fonction du rapport D/L pour une longueur de cheminement de 20 mètres.

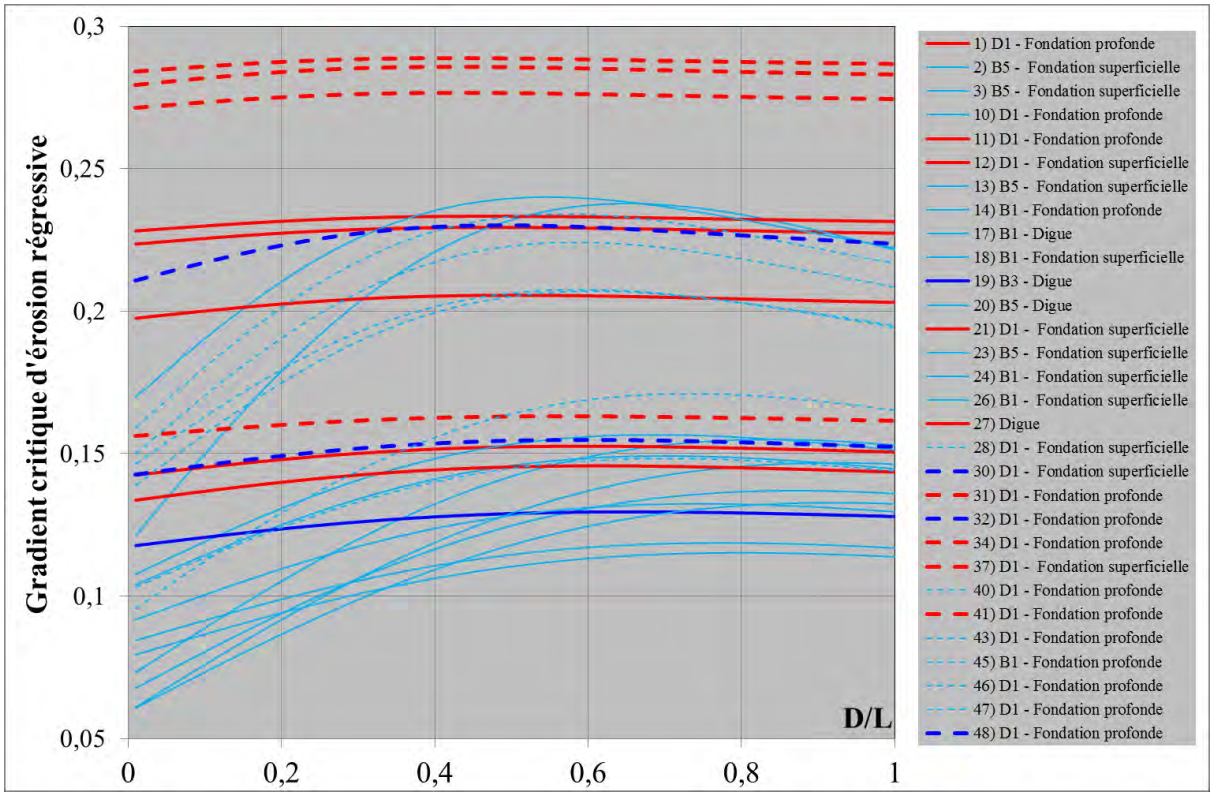


Figure 31. Evolution du gradient critique de Hoffmans en fonction du rapport D/L pour L=20 m

Les sables plus grossiers de la classe S1 sont en rouge. Les sables de classe S2 ne figurant pas dans la classe S1 sont indiqués en bleu.

Les sables avec un d_{10} > 0,1 mm sont représentés par un trait épais et les sables avec un d_{10} <0,1 mm par un trait fin.

Les traits en pointillés correspondent à des sables du Grand Rhône et les traits continus à des sables du Petit Rhône. Comme indiqué ci-avant l'effet d'échelle est quasiment inexistant pour les sables avec une perméabilité élevée mais est loin d'être neutre pour des perméabilités faibles (inférieure à 2.10^{-5} m/s). On notera que pour ces derniers l'évolution du gradient critique en fonction du rapport D/L suit un comportement inverse à celui décrit par Sellmeijer mais pour des gammes de sables n'entrant pas le domaine d'application de Sellmeijer.

Ce comportement s'explique par le rôle joué par le deuxième composant du gradient critique de Hoffmans : le gradient critique de Darcy.

La figure ci-après illustre l'évolution du gradient critique de Darcy en fonction du D_{10}. Plus le D_{10} est important, plus la perméabilité augmente et plus le gradient hydraulique de Darcy diminue. Il devient très faible pour des perméabilités supérieures à 2.10^{-5} m/s. On note que les oscillations de la figure sont en partie dues au fait que la perméabilité est prise constante malgré que le d_{10} change.

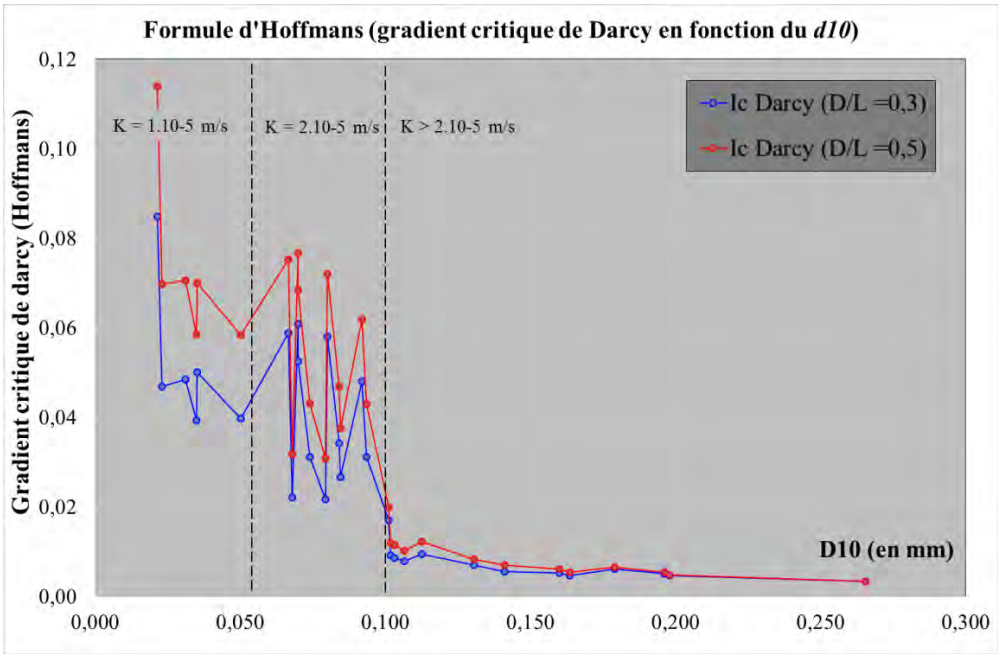


Figure 32. Gradient critique de Darcy en fonction du d_{10} caractérisant la perméabilité

La figure ci-dessous illustre le gradient hydraulique de Darcy en fonction du d_{15}. On voit une légère diminution de ce gradient en fonction du d_{15} mais sans corrélation nette.

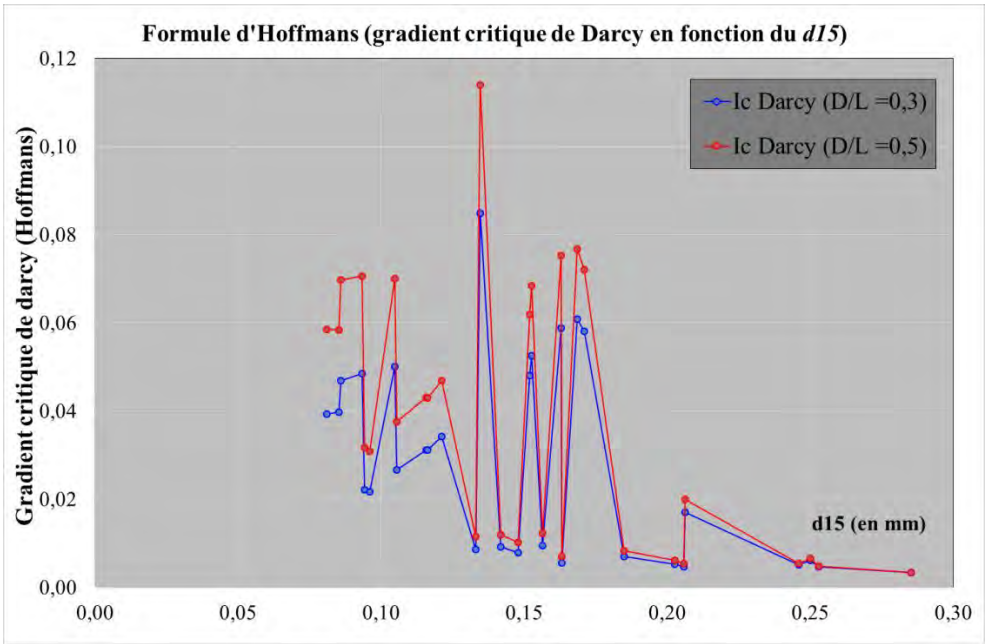


Figure 33. Gradient critique de Darcy en fonction du d_{15}

De la même façon la figure ci-dessous illustre le gradient hydraulique de Darcy en fonction du d_{50}. Aucune corrélation ne se dégage nettement.

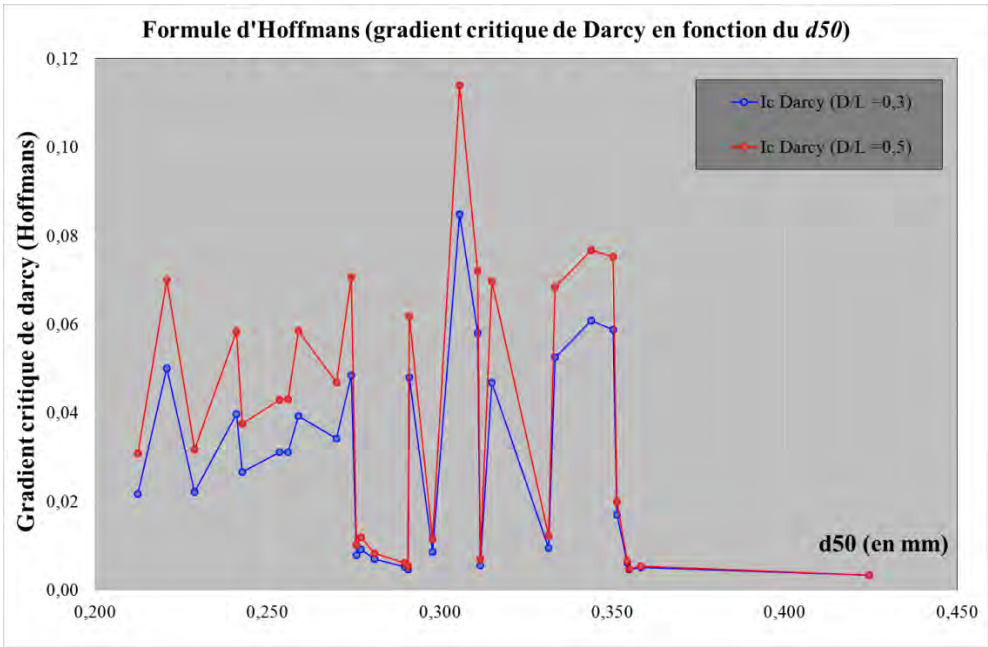


Figure 34. Gradient critique de Darcy en fonction du d_{50}

La figure ci-dessous illustre l'évolution des gradients hydrauliques respectivement de Schields (1er composant) et globaux en fonction du d_{15}.

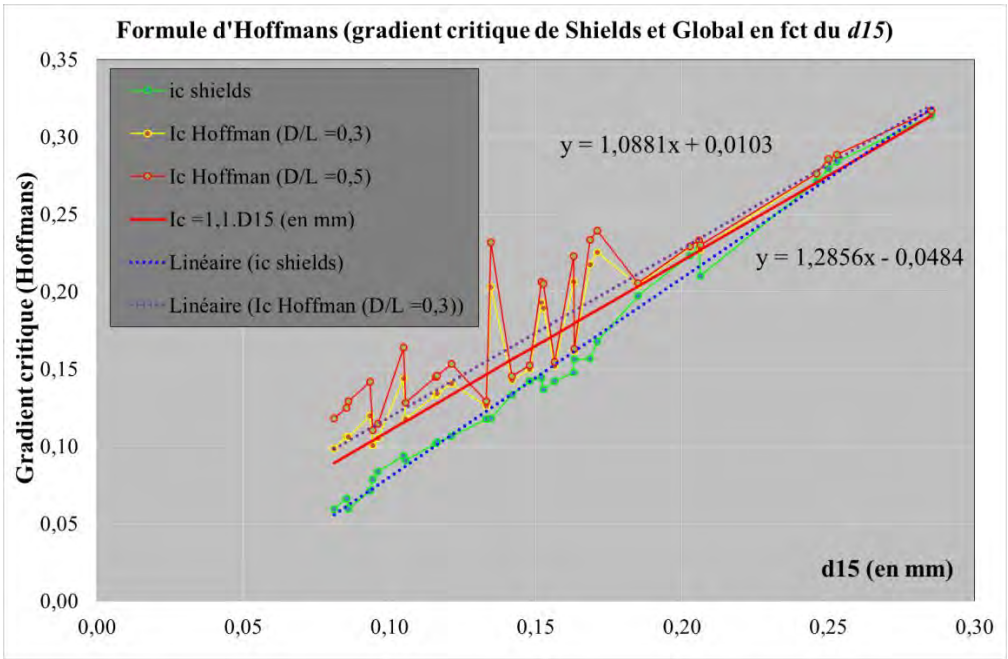


Figure 35. Gradient critique de Shields en fonction du d_{15}

On voit la très bonne corrélation entre le gradient hydraulique de Shields et le d_{15} et la moins bonne corrélation mais néanmoins intéressante entre le gradient global et le d_{15}, qui nous

permet d'obtenir une formule très simple de calcul de gradient hydraulique critique en fonction du d_{15} applicable au sable du Rhône.

$$Ic = 1{,}1 d_{15}$$

Valable pour d_{15} compris entre 0,08 et 0,32 mm.

2.3.7 Conclusion sur la comparaison des modèles de Sellmeijer et de Hoffmans

La méthode de Sellmeijer a été calée sur des mesures à petite, moyenne et grande échelle contrairement à la méthode de Hoffmans qui a été calée uniquement en laboratoire. Elle s'est focalisée avant tout sur le gradient d'initiation quand Hoffmans a privilégié la progression.

Elle est adaptée aux faciès géologiques et géométriques homogènes. Dans la configuration du Delta du Rhône, où l'on peut trouver des sables avec des taux de fines très variables (et donc de perméabilité) au sein d'une même couche et des variations importantes d'épaisseur de sable comme cela est souvent constaté lors des travaux menés sur les digues, la formule de Sellmeijer semble difficilement applicable. Par ailleurs, le domaine d'application de cette dernière concerne 20 % des sables fins à moyens rencontrés dans le Delta, alors que plus de 60 % de ces sables entrent dans le domaine d'application de la formule de Hoffmans.

2.3.8 Variabilité spatiale des gradients critiques au sein d'un même paléo-chenal.

Le cas d'un paléo-chenal comportant des sables en fondation profonde, fondation superficielle et dans le corps de digue a été examiné. 8 échantillons de sable ont été prélevés sur un linéaire de 500 mètres environ. 6 d'entre eux entrent dans le domaine d'application de Hoffmans et 1 dans celui de Sellmeijer. Les caractéristiques de ces sables et les gradients critiques de Hoffmans figurent dans le tableau ci-dessous. Ils ont été calculés pour un rapport D/L = 0,5 en retenant les hypothèses de perméabilité décrites précédemment.

Tableau 16. Variation des gradients critiques de Hoffmans au sein d'un paléo-chenal

	Sable n°17	**Sable n°18**	**Sable n°19**	**Sable n°24**	**Sable n°26**	**Sable n°27**
D_{10} (en mm)	0,084	0,094	0,103	0,085	0,068	0,102
D_{15} (en mm)	0,121	0,116	0,133	0,106	0,094	0,142
D_{50} (en mm)	0,270	0,253	0,298	0,243	0,229	0,277
D_{60} (en mm)	0,299	0,286	0,339	0,277	0,264	0,305
D_{70} (en mm)	0,327	0,318	0,380	0,311	0,299	0,333
k (10^{-5} m/s)	2	2	9,6	2	2	9,3
I_c Shields	0,11	0,10	0,12	0,09	0,08	0,13
I_c Darcy	0,03	0,03	0,01	0,03	0,02	0,01
I_c Hoffmans	0,14	0,13	0,13	0,12	0,10	0,14

On constate que pour cette gamme de perméabilité (2.10^{-5} à $9{,}6.10^{-5}$ m/s), les gradients critiques de Darcy sont très faibles et représentent environ 20 % des gradients critiques de

Shields. La variation de la perméabilité supposée des sables a peu d'influence sur l'estimation des gradients critiques (< 10 %).

En revanche, on constate une variation spatiale non négligeable des gradients critiques au sein du paléo-chenal. Un écart de 45 % est constaté entre les bornes inférieures (0,11) et supérieures (0,15) des gradients critiques.

2.3.9 Détermination de la probabilité d'initiation de l'érosion régressive suivant les modèles de Hoffmans et de Sellmeijer

Compte tenu de :

- l'incertitude très importante de l'épaisseur de la couche de sable réellement exposée à l'érosion régressive (le taux de fines pouvant donner une cohésion rendant peu probable cette érosion régressive),
- l'incertitude des gradients critiques au sein d'une même couche de sable ou au sein d'un paléo-chenal.

Il est proposé de recourir à une analyse probabiliste du risque d'initiation de l'érosion régressive.

Comme cela a été vu précédemment, les sables grossiers avec une perméabilité supérieure à 2.10^{-5} m/s ont des gradients critiques de Darcy très faibles et sont donc peu sensibles à l'effet d'échelle. Les sables avec une perméabilité inférieure à 2.10^{-5} m/s ont des gradients critiques de Darcy qui augmentent avec le rapport D/L.

Pour l'analyse probabiliste, une approche très prudente pourrait nous orienter pour le calcul des gradients critiques de Hoffmans, à retenir les valeurs correspondantes à un rapport D/L de 0,05. Néanmoins comme on l'a vu, plus de 90 % des sables, objet de l'analyse sont localisés en fondation au droit de paléo-chenaux. Et naturellement ce sont les digues proches du fleuve qui seront le plus exposées au risque d'érosion régressive. En conséquence, nous retenons pour la suite des calculs un rapport D/L de 0,25 qui correspond à la situation caractéristique d'une épaisseur de sable de 5 mètres et une longueur de cheminement de 20 mètres en fondation.

La fréquence empirique de non dépassement f pour chaque rang r a été calculée à l'aide de la formule de Hazen :

$$f = \frac{r - 0.5}{n}$$

r est le rang de la série de données classée par valeurs croissantes, n est la taille de l'échantillon.

Les gradients critiques ont été calculés suivant les formules de Hoffmans et de Sellmeijer. Pour les calculs de gradients critiques suivant Hoffmans, une distinction a été faite entre les sables du Petit Rhône et les sables du Grand Rhône pour les raisons évoquées plus haut. Cette distinction n'a pas été faite pour les calculs de gradients suivant Sellmeijer, d'une part car on

ne distingue pas de tendance suivant les bras du Rhône et d'autre part compte tenu de la faiblesse de l'échantillon.

Compte tenu du faible nombre de prélèvements de l'échantillon et pour pallier un écrêtement éventuel des courbes de distribution, des courbes théoriques en escaliers sont représentées pour déterminer les valeurs à 1%, 5 %, 25 %, 50 %, 75 % et 95 et 99 %.

Un ajustement suivant une Fonction de Gumbel est ensuite réalisé sur la partie basse de la courbe (fréquence de 1 à 50 %) qui correspond à des valeurs de probabilité, dont l'importance est grande dans l'analyse de risques.

La figure ci-après présente la distribution de ces gradients critiques suivant la fréquence de Hazen et l'ajustement suivant la loi de Gumbel.

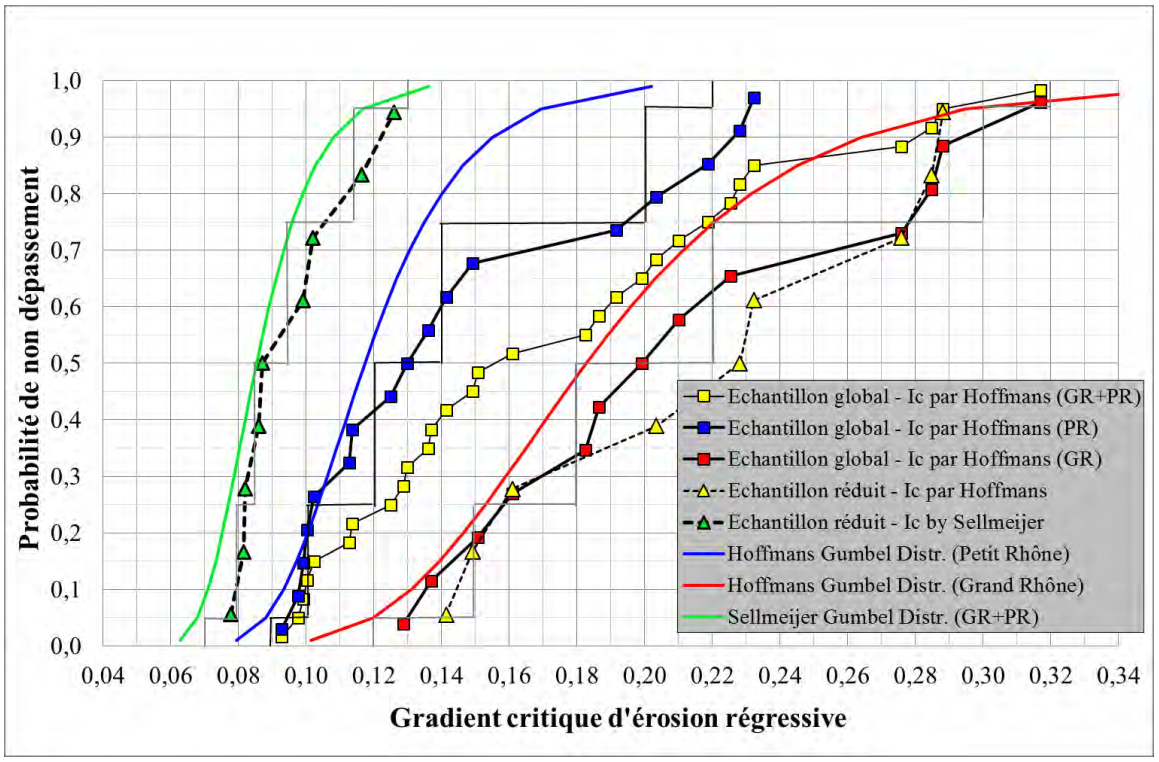


Figure 36. Probabilité de non dépassement des gradients critiques d'érosion régressive

La fréquence de non dépassement des gradients critiques ou la probabilité d'initiation d'érosion régressive peut s'exprimer suivant les fonctions de répartition suivantes :

$$P_{initiation\ Sellmeijer\ Delta\ du\ Rhône} = \exp(-\exp\left(-\left(\frac{i-0{,}081}{0{,}012}\right)\right))$$

$$P_{initiation\ Hoffmans\ Petit\ Rhône} = \exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{i-0{,}110}{0{,}020}\right)\right)\right)$$

$$P_{initiation\ Hoffmans\ Grand\ Rhône} = \exp(-\exp\left(-\left(\frac{i-0{,}167}{0{,}043}\right)\right))$$

Avec i : gradient hydraulique en fondation. Le tableau suivant donne quelques valeurs de probabilité d'initiation issues des lois précédentes

Tableau 17. Gradients critiques et probabilité d'initiation

	Probabilité d'initiation						
	1 %	**5 %**	**25 %**	**50 %**	**75 %**	**95 %**	**99 %**
Sellmeijer	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12	0.14
Hoffmans (Petit Rhône)	0.08	0.09	0.10	0.12	0.13	0.17	0.20
Hoffmans (Grand Rhône)	0.10	0.12	0.15	0.18	0.22	0.29	0.32

Ces lois de probabilités sont bornées à 0,001 dès que i > 0.

2.4 RUPTURE PAR EROSION DE CONTACT

2.4.1 Description du mécanisme d'érosion de contact

L'érosion de contact survient lorsqu'un sol grossier comme le gravier est en contact avec un sol fin et qu'un écoulement parallèle à la surface de contact dans le sol grossier érode le sol fin.
Les particules de la couche de sol fin peuvent être arrachées par l'écoulement d'eau et transportées à travers les vides de la couche de sol grossier parallèle à l'interface.

Ce phénomène nécessite deux conditions (CIGB 2015 [X001]) :

- d'abord, la condition géométrique, qui implique que la couche grossière doit être une transition géométrique ouverte sur l'autre couche, c'est-à-dire qu'elle a des vides suffisamment importants pour que les particules fines puissent passer à travers.
- la condition hydraulique, qui implique que les vitesses d'écoulement soient suffisantes pour détacher et transporter les particules.

Les figures ci-dessous illustrent ce type d'érosion

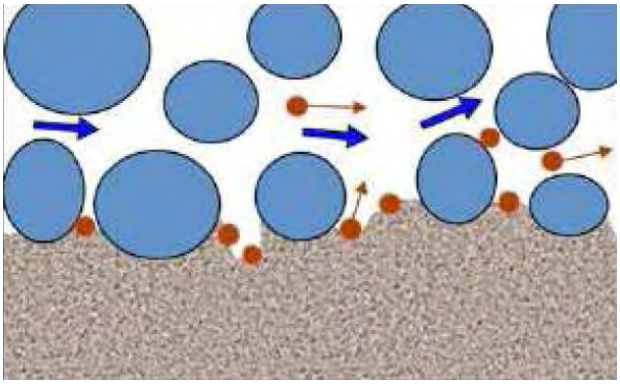


Figure 37. Erosion de contact (source Bonelli S. ICSE 2012 [X009])

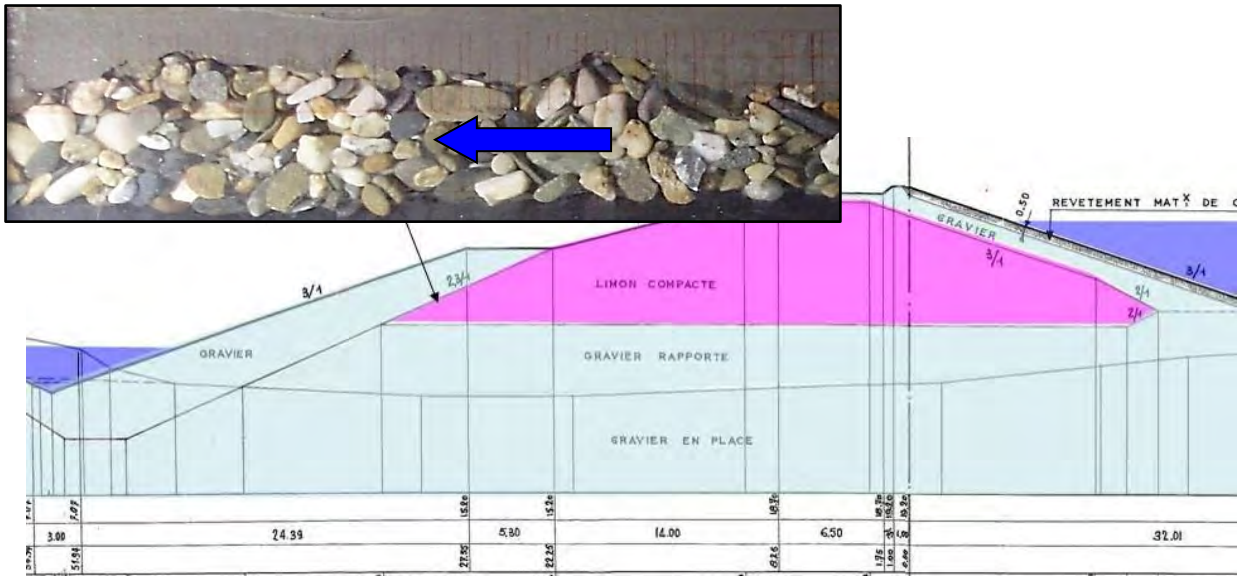


Figure 38. L'érosion de contact dans les digues (Béguin R. 2011 [X016])

Une vingtaine de cas de fuites associées à un fontis ou un affaissement ont été rapportés (CFGB, 1997) sur les digues zonées du Rhône (digues CNR), composées d'un noyau de silt argileux et de recharges graveleuses.

Sur les digues du Symadrem, l'érosion de contact est très peu probable structurellement compte tenu de la profondeur des graves.

Le risque est néanmoins existant au droit des transitions des brèches de 1993 et 1994 remblayées avec des matériaux pulvérulents et au contact du laitier utilisé en couche de roulement.
En déc. 2003, une amorce de renard hydraulique s'est produite à la jonction entre la brèche de Figarès réparée et l'ancien remblai. Il est très vraisemblable que le renard ait été initié par érosion de contact entre la digue d'origine en limons et la réparation de 1993 en gros enrochements très perméables [A2003-03].



Photo 9. Crue déc. 2003 – Amorce de renard au droit de l'ancienne brèche de Figarès

2.4.2 Caractérisation de l'érosion de contact

Le seuil d'érosion de contact mis en évidence par R.BEGUIN 2011 [X016] peut être résumé d'une manière pratique : tant que la vitesse de Darcy dans l'ouvrage ou sa fondation ne dépasse pas 1 cm/s, l'érosion de contact n'est pas activée. Cette valeur minimale de 1 cm/s correspond, pour des sables de 0,2 mm (sables rencontrés dans le Delta du Rhône), à l'initiation à court terme de l'érosion de contact, mais pas de l'érosion très lente qui finit par être non négligeable à très long terme. En présence de sols nettement plus fins, la vitesse critique augmente avec la cohésion et en présence de sols plus grossiers, la vitesse critique augmente avec le diamètre.

La figure ci-dessous représente la vitesse critique de Darcy de l'érosion de contact d'un sol fin sous un sol grossier en fonction du diamètre effectif des sols.

R. Béguin a réalisé 6 essais d'un remblai de silt sur du gravier. Les résultats sont également représentés dans la figure ci-après. Les valeurs des vitesses critiques sont plus dispersées que celles de la configuration gravier sur silt, mais elles sont du même ordre de grandeur. Cela montre que même dans la configuration silt sur gravier, où l'on pourrait s'attendre à une

initiation de l'érosion lorsque les particules de silt « tombent » dans le gravier, l'initiation de l'érosion est fonction du transport des particules et pas seulement de l'arrachement (CIGB 2015 d'après Béguin R. 2011). L'arrachement est sélectif : il laisse les plus grosses particules constituer un filtre ou un pavage qui diminue dans le temps l'érosion. Le transport des particules, s'il n'est pas permanent et complet peut laisser les particules se déposer et colmater la grave, ce qui arrête l'érosion.

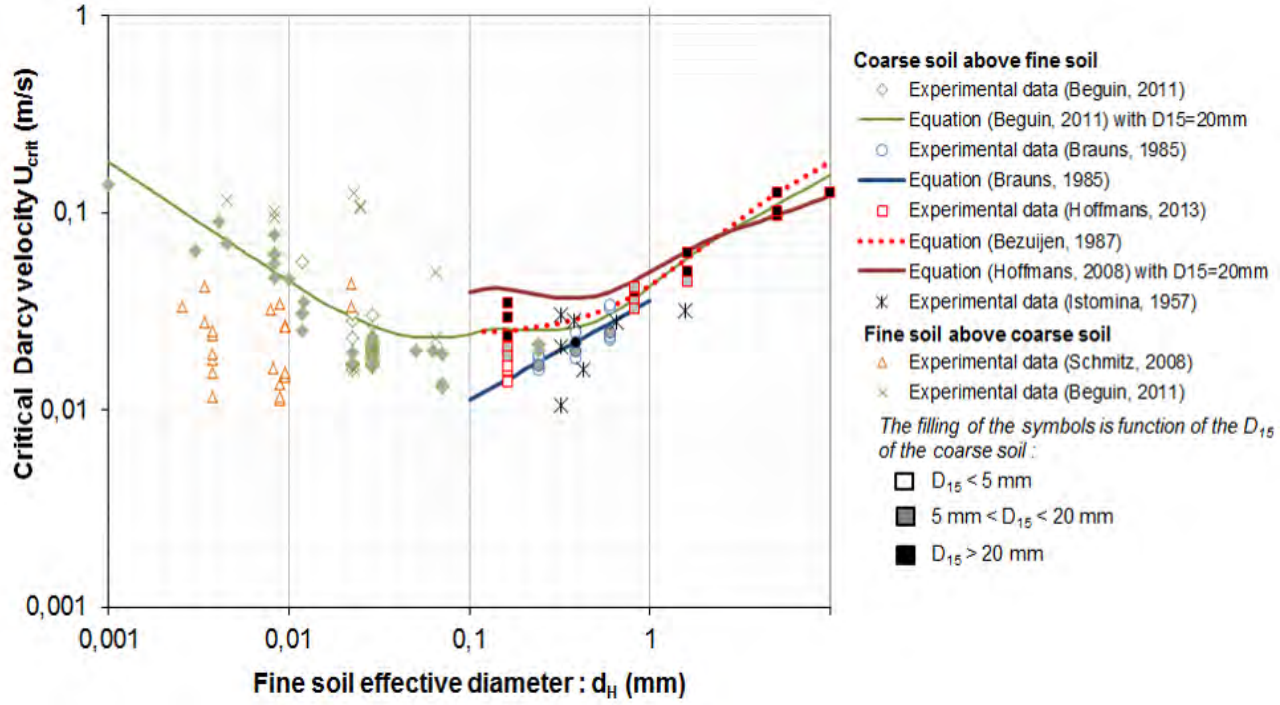


Figure 39. Vitesse critique de Darcy de l'érosion de contact d'un sol fin sous un sol grossier (Béguin R. 2011 [X016])

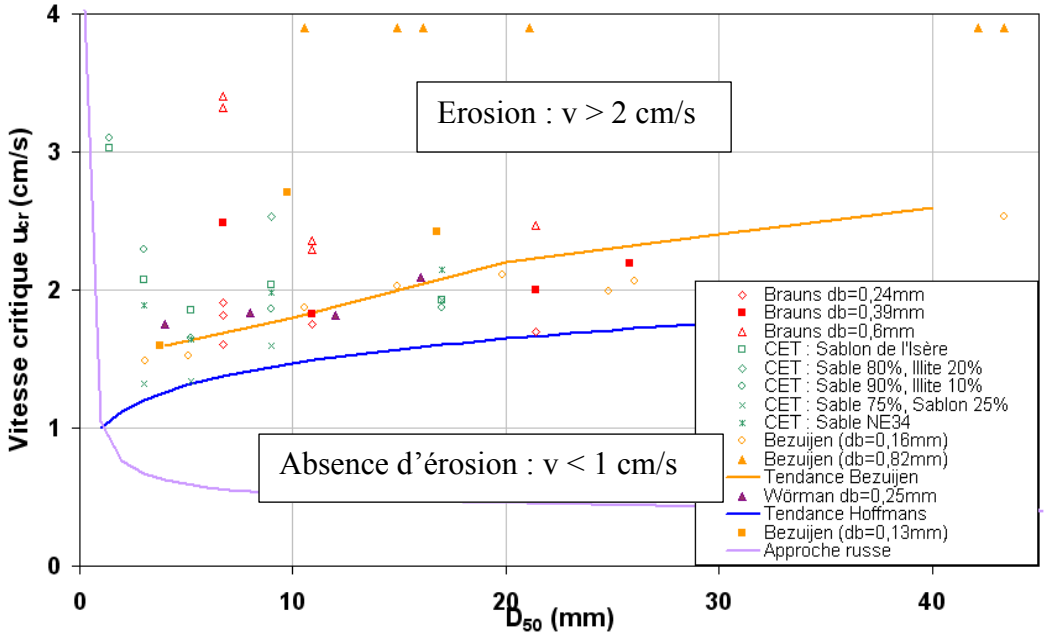


Figure 40. Vitesse critique de l'érosion de contact (Béguin R. 2011 [X016])

La vitesse de Darcy est donnée par la formule suivante :

$$v = k.i$$

Avec :

v : vitesse de Darcy en m/s
k : perméabilité du sol grossier (m/s)
i : gradient hydraulique

En considérant des gradients hydrauliques maxi de 0,5, il faut une perméabilité des sols de 2.10^{-2} m/s pour avoir un risque d'érosion de contact. Cette perméabilité des sols n'a jamais été observée dans les sables du Rhône. En revanche, elle est possible comme indiqué plus haut au niveau des transitions des anciennes brèches colmatées en urgence avec du gravier, des cailloux ou des enrochements.

Les travaux de Remy Beguin nous permettent de conclure qu'en dessous d'une vitesse de Darcy de 1 cm/s la probabilité d'érosion de contact est très peu probable mais qu'au-delà de 2 cm/s, elle devient probable.

On peut définir à dire d'expert les probabilités d'initiation suivantes d'érosion de contact en fonction de la vitesse de Darcy :

Tableau 18. Probabilité d'érosion de contact en fonction de la vitesse de Darcy

Vitesse de Darcy	Probabilité initiation érosion de contact	Qualification verbale
1 cm/s	0.01	Très peu probable
1,5 cm/s	0.5	Neutre
2 cm/s	0.9	probable

Ces probabilités sont ajustées suivant une fonction de Gumbel :

$$P_{initiation\ érosion\ de\ contact} = \exp(-\exp\left(-\left(\frac{k.i - 1{,}404}{0{,}265}\right)\right))$$

Avec :

k : perméabilité du gravier (cm/s)
i: gradient le long du cheminement

Le retour d'expérience de Figarès nous montre qu'une érosion de contact a été initiée pour un gradient i = 0,3, ce qui donne une perméabilité de 2 cm/s / 0,3 = $6{,}7.10^{-2}$ m/s.

Cette gamme de perméabilité est observée dans des graviers moyens, des cailloux ou des enrochements.

Pour la suite des calculs on retiendra une perméabilité de 6,7 cm/s, soit une probabilité d'initiation d'érosion de contact égale à :

$$P_{initiation\ érosion\ de\ contact} = \exp(-\exp\left(-\left(\frac{6{,}7.i - 1{,}404}{0{,}265}\right)\right))$$

Avec une borne inférieure à 0,001 dès que i > 0.
La figure suivante illustre la probabilité d'érosion de contact en fonction du gradient critique.

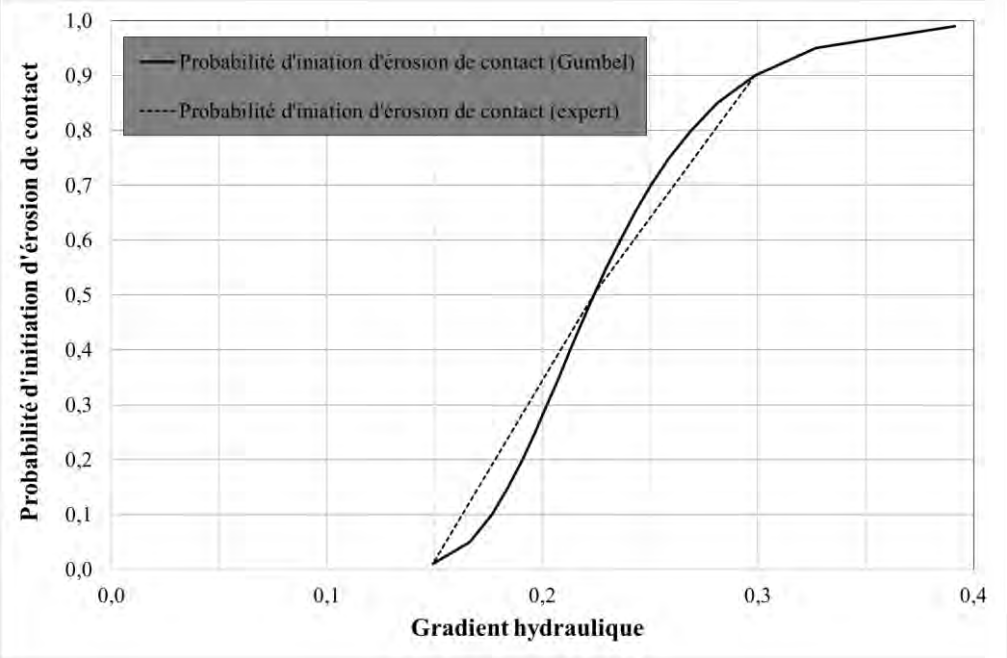


Figure 41. Probabilité d'érosion de contact en fonction du gradient critique (perméabilité de $6{,}7.10^{-2}$ m/s)

Pour les raisons indiqués ci-avant, la présence de graviers dans la digue ne peut être due qu'à une origine anthropique. Dans les secteurs où aucune brèche historique n'est recensée ou dans les secteurs de brèches, où des réparations définitives ont été menées, il est quasiment impossible de trouver des couches de graviers dans la digue. Au droit des brèches historiques du XIX^{ème}, cette probabilité est très faible, compte tenu du fait que les travaux de réparations ont été exécutés soit en contournant la brèche par la réalisation d'un fer à cheval en amont ou en aval de la digue, soit en reconstruisant la digue en place avec des matériaux d'emprunts locaux. On note également qu'aucune couche de laitier n'est présente dans les digues de la rive gauche.
Pour toutes ces raisons, nous retiendrons les probabilités de localisation suivante.

Tableau 19. Probabilité de localisation d'une couche de gravier perméable

Présence	Probabilité de localisation de gravier dans la digue	Qualification verbale
Pas d'anciennes brèches connues ou brèche reprise de façon définitive	0.001	Quasiment impossible
Brèches historiques du XIX^{ème} siècle	0.01	Très peu probable
Brèches de 1993, 1994 et 2002 Réparées en urgence et non reprises depuis	0.9	probable

2.5 RUPTURE PAR SUFFUSION INTERNE

2.5.1 Description du mécanisme de suffusion interne

La suffusion interne correspond à l'entraînement des particules fines libres de se mouvoir à travers les vides des particules grossières d'un sol à granulométrie discontinue.

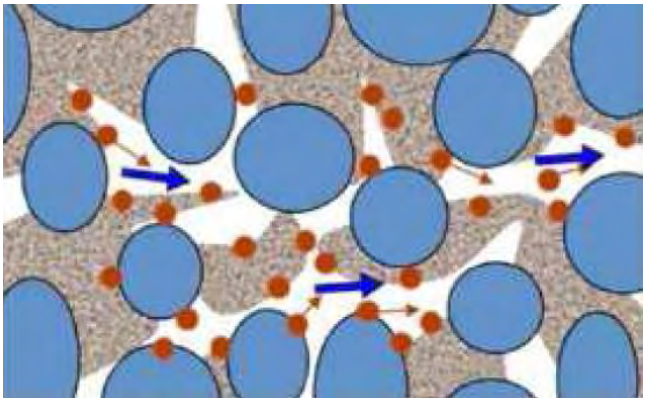


Figure 42. Suffusion interne (source Bonelli S. [X009])

Trois critères doivent être satisfaits (CIGB 2015 [X001]) pour initier la suffusion : un critère géométrique, un critère sur les contraintes et un critère hydraulique :

- critère 1 : la taille des particules du sol fin doit être plus petite que la taille des constrictions entre les particules grossières formant le squelette granulaire ou la matrice du sol.
- critère 2 : la quantité des particules du sol fin doit être plus petite que celle nécessaire pour remplir les pores entre les particules grossières formant le squelette. Dans le cas inverse, où l'on a plus de sol fin que ce qui est nécessaire pour remplir les pores, les particules grossières « flottent » dans la matrice de sol fin au lieu de former le squelette du sol.
- critère 3 : la vitesse d'écoulement à travers les vides du squelette doit imposer une contrainte suffisamment élevée pour vaincre le poids des particules fines et les contraintes qu'elles supportent pour les transporter à travers les constrictions des particules du sol grossier.

Plusieurs travaux ont été réalisés pour déterminer les critères géométriques permettant de caractériser les risques d'initiation de suffusion interne. On citera les travaux de Kenney et Lau (1985,1986), ceux de Burenkova (1993), Wan et Fell (2004,2007) décrits dans CIGB 2015 [X001] et Bonelli & Al. 2013 [X005].

On retiendra que d'après Wan et Fell, la condition est vérifiée pour les alluvions composées de plus de 65 % de graviers supérieurs à 5 mm (voire moins) avec moins de 35 % de sable 0/0,5 mm, soit dans les graves sableuses et les graves limoneuses ou limono-sableuses.

La figure ci-dessous illustre quelques graves sujettes à suffusion interne.

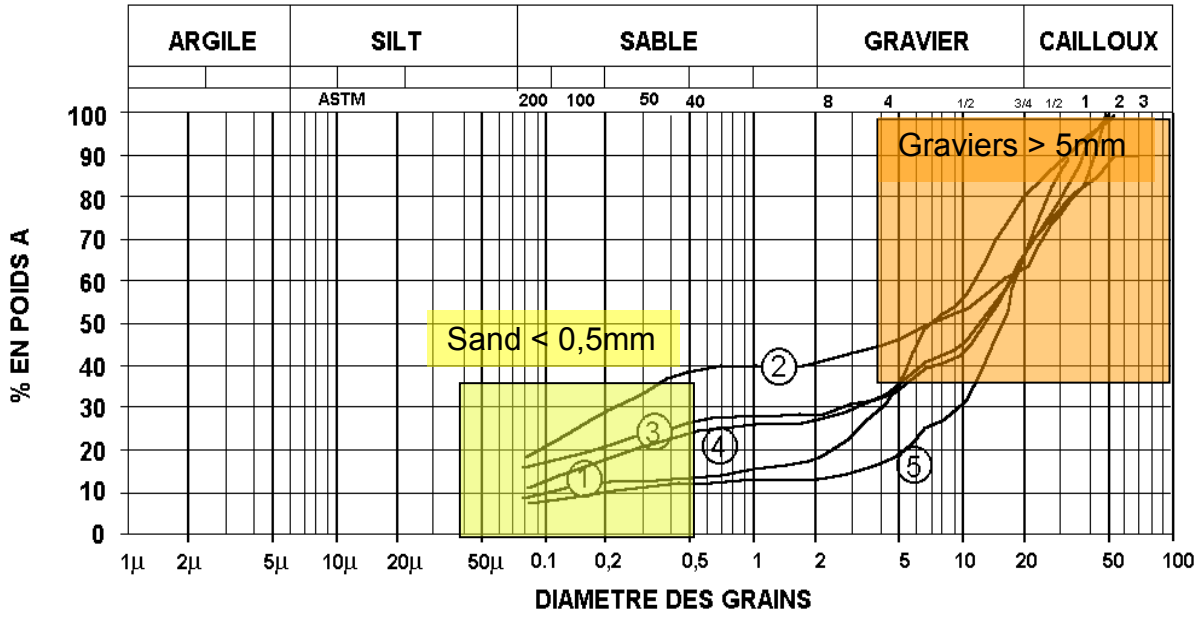


Figure 43. Conditions de suffusion interne d'après FRY J.J. 2013 comité technique remblai CIGB 2013 [X002]

La figure suivante illustre des courbes granulométriques de graves sables et instables (source Hans Rönnqvist, Peter Viklander [X017] d'après WAN vis-à-vis de la suffusion interne.

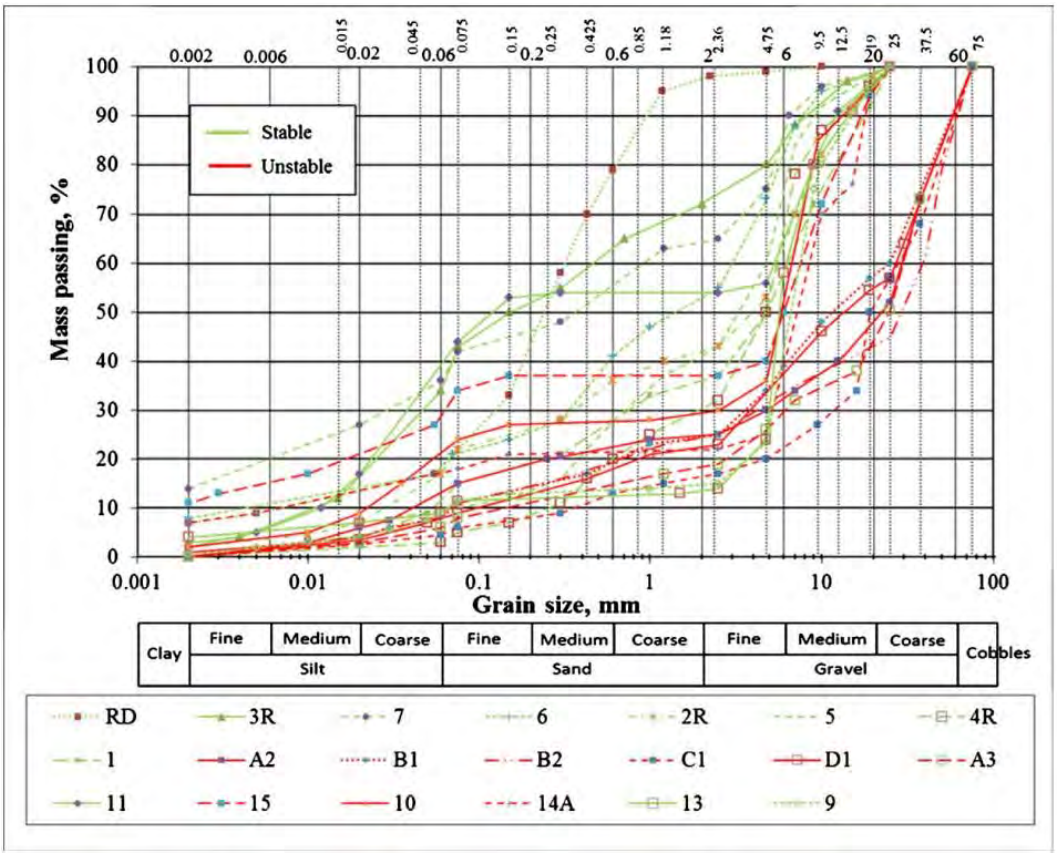


Figure 44. Graves testées par Wan et Fell et UNSV [X017]

2.5.2 Caractérisation du risque de suffusion interne

Dans le Delta du Rhône, ces graves se retrouvent en fondation profonde sur le Rhône entre Beaucaire et Arles et plus rarement sur le Grand Rhône dans les remontées du substratum graveleux. Elles se trouvent systématiquent dans les couches de chaussées en crête de digue. Elles peuvent également se trouver dans le corps de digue au droit des brèches colmatées en urgence suite aux crues de 1993, 1994, 2002 et 2003 et non reprises depuis. Elles peuvent également provenir d'anciennes couches de chaussées, qui n'auraient pas été purgées suite aux travaux de rehaussement général des digues après les crues de 1840 et 1856. Cette présence déjà observée par le passé est néanmoins très peu probable actuellement.

La figure suivante illustre quelques graves localisées lors des investigations géotechniques menées dans le cadre du Plan Rhône. A l'exception de l'échantillon intitulé « sable gris + galets », qui comporte plus de 55 % de sable et moins de 40 % de graviers, toutes ces graves apparaissent plus ou moins instables suivant les critères de Wan et Fell évoqués précedemment.

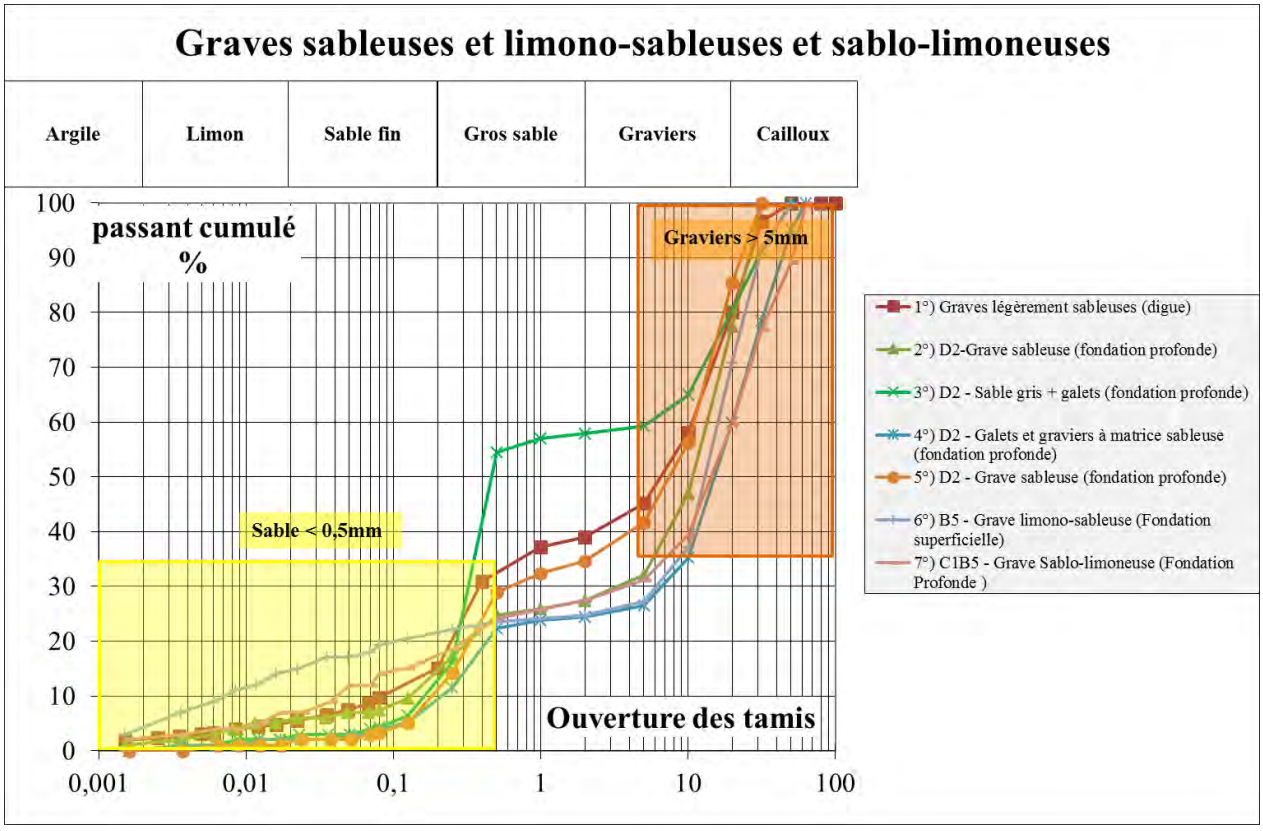


Figure 45. Graves observées dans le Delta du Rhône (source FUGRO Géotechnique + GINGER CEBTP)

Wan et Fell (2004c, 2007) ont trouvé que la méthode de Burenkova (1993) donnait une bonne évaluation de l'instabilité granulométrique des sols testés (CIGB 2015 [X001]). Cependant sur l'ensemble des données, la méthode ne donnait pas de limite franche entre les sols instables et les sols stables. Ils ont utilisé une régression statistique pour définir des lignes d'égale probabilité d'instabilité granulométrique qui sont représentées dans les deux figures suivantes respectivement pour les mélanges grave-sable-silt-argile et les sols grave-sable :

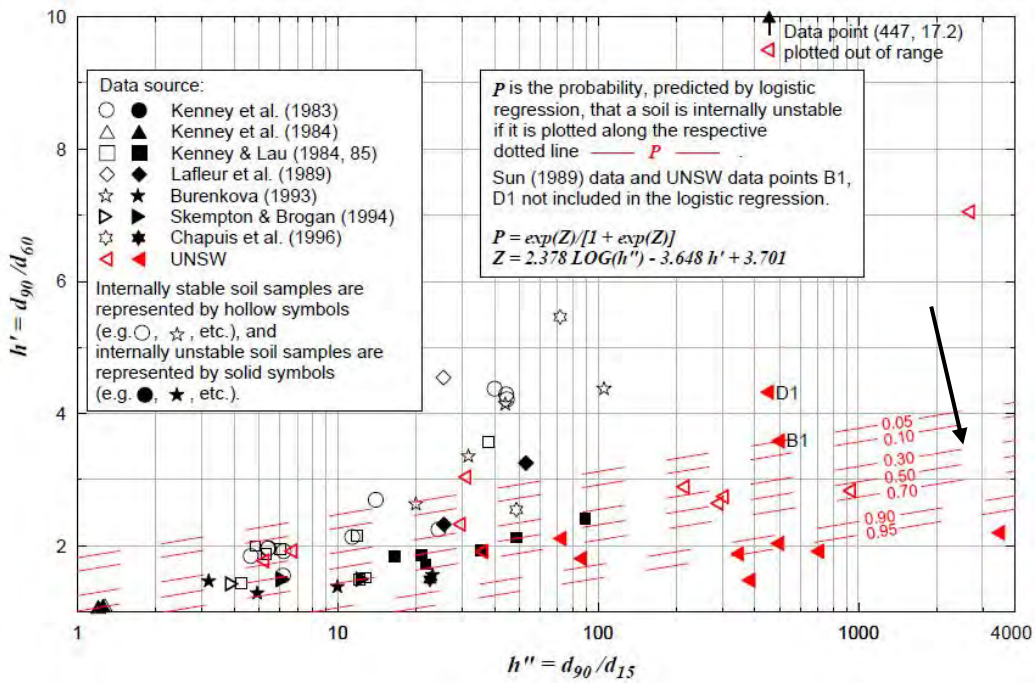


Figure 46. Sol n °1 : Isovaleurs de la probabilité d'instabilité granulométrique pour les mélanges de grave sable silt et grave sable silt argile avec des IP < 13 et un passant à 2µm < 10 % (source CIGB 2015 [X001])

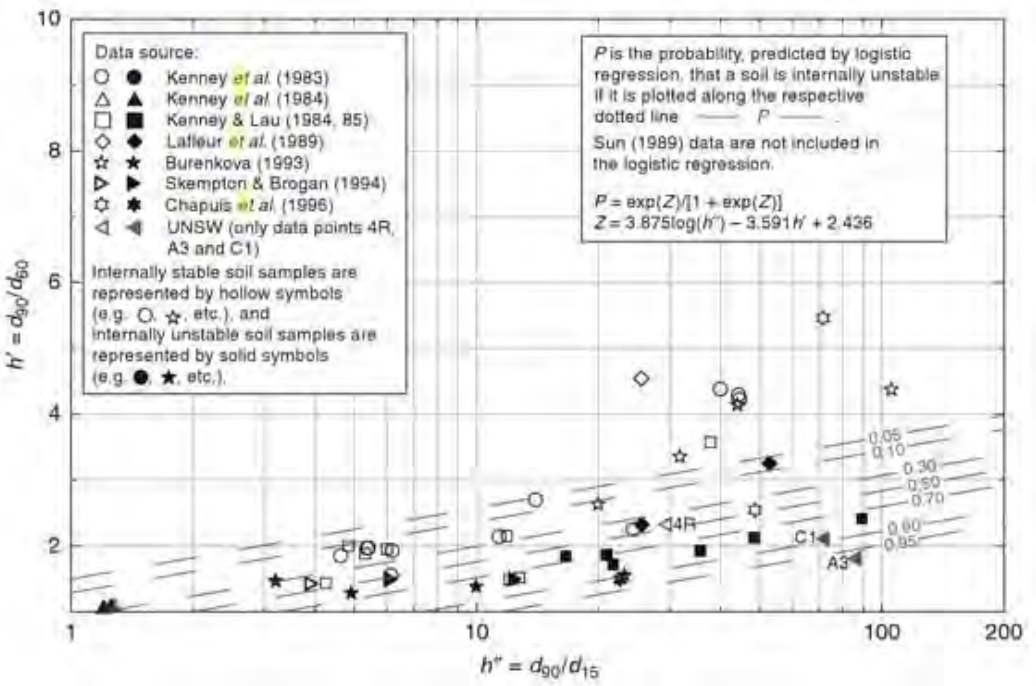


Figure 47. Sol n°2 : Isovaleurs de la probabilité d'instabilité granulométrique pour les sols grave-sable avec un passant à 75 µm < 10 % (CIGB 2015 [X001])

Pour les 7 graves observées lors des campagnes d'investigations géotechniques, les probabilités que ces sols soient instables ont été calculées. Les résultats figurent dans le tableau ci-après :

Tableau 20. Probabilité d'instabilité des graves observées dans le delta du Rhône

Paramètre	**Caractéristiques des graves**						
	N°1	**N°2**	**N°3**	**N°4**	**N°5**	**N°6**	**N°7**
Localisation	digue	Fond. prof	Fond. prof	Fond. prof	Fond. prof	Fond. sup.	Fond. prof
Type	sableuse	sableuse	sableuse	sableuse	sableuse	Limono-sableuse	Sablo-limoneuse
D15	0.197 mm	0.214 mm	0.235 mm	0.331 mm	0.264 mm	0.022 mm	0.121 mm
D60	10.9 mm	14.3 mm	5.7 mm	20.1 mm	11.3 mm	16.8 mm	20.2 mm
D90	26.9 mm	26.4 mm	30.1 mm	44.3 mm	23.6 mm	30.7 mm	51.1 mm
Type de sol (Wan&Fell)	2	2	2	2	2	1	1
Z	1.82	3.90	- 8.41	2.74	2.50	4.50	0.72
Probabilité	0.86	0.98	0.00	0.94	0.92	0.99	0.67

On constate que toutes les graves, à l'exception d'un échantillon, sont instables granulométriquement.

Le deuxième critère est le critère hydraulique basé sur le gradient critique. Wan et Fell (2004c, 2007) ont trouvé que les sols à instabilité granulométrique sont érodés lorsqu'ils sont soumis à un gradient ascendant inférieur ou égal à 0,8 et certains lorsqu'ils sont soumis à des gradients inférieurs à 0,3. La tendance générale montre que les sols à porosité plus forte commencent à être érodés sous les gradients hydrauliques plus faibles. Lâches, les sols à forte porosité commencent à être érodés à des gradients inférieurs à 0,3. Les sols avec des fines plastiques nécessitent des gradients plus élevés pour être érodés. Les sols à granulométrie discontinue ont tendance à être érodés à des gradients plus faibles que les sols à granulométrie continue possédant la même proportion de fines.

Marot et Al (2012) ont montré qu'à l'instar de l'érosion régressive les caractéristiques de la suffusion dépendent de la longueur du cheminement hydraulique. En augmentant la longueur de l'échantillon par 2, la valeur du gradient critique de suffusion peut être multipliée par un facteur de 0,6. La CIGB recommande en l'absence d'une méthode générale certaines précautions dans la détermination du gradient critique.

2.5.3 Prise en compte du risque de suffusion interne dans la présente étude

Le risque de suffusion interne doit être pris en compte :

- dans les graves profondes du Rhône,
- dans les couches de chaussées en crête de digue,
- dans le corps de digues non confortées depuis le XIX^{ème} siècle,

Dans les couches de grave en crête de digue :

Ces graves peuvent être mises en charge juste avant débordement. Par ailleurs leur compacité est élevée ce qui laisse penser que le gradient critique est supérieur à 0,3. Pour une digue confortée, dont la largeur est de 4,5 m et pour une digue du XIX^{ème} siècle étroite en crête (2,5 m) rendue carrossable, le gradient est respectivement de 0,07 et 0,12 pour une épaisseur de 0,3 m, ce qui nous permet de conclure en l'absence de risque.

Dans les graves en fondation profonde :

L'initiation de suffusion interne nécessite le claquage hydraulique de la couche de surface. Compte tenu de la profondeur de ces dernières, le risque est écarté.

Dans les graves éventuellement englobées dans le corps des digues du XIX^{ème} siècle :

Avant le rehaussement des chaussées de Camargue après la crue de 1840, ces dernières étaient utilisées souvent comme voies de circulation. Lors de leur rehaussement, la couche de chaussée, faite de grave ou d'empierrements, présente en surface n'a pas fait systématiquement l'objet de travaux de purge et a été confinée à l'intérieur de l'ouvrage. Cette présence a pu notamment être constatée lors du démontage de la digue entre Beaucaire et Fourques.
Dès lors, le risque de mise en charge existe pour les crues supérieures à la crue décennale qui correspond à la cote de calage des digues avant leur rehaussement généralisée après 1840. Ce risque doit être pris en compte dans la présente analyse.



Photo 10. Couche de graviers/grave englobés dans la digue de Beaucaire-Fourques

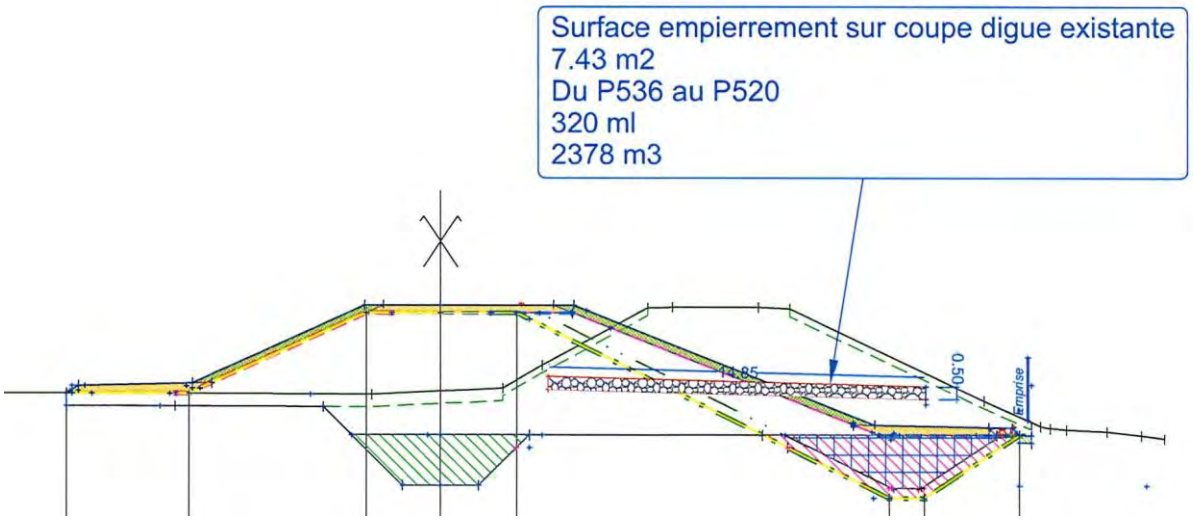


Figure 48. Renforcement Beaucaire-Fourques – plans d'exécution Valérian 2017

2.5.4 *Choix des probabilités de localisation et d'initiation pour caractériser le risque de suffusion interne*

Compte tenu des éléments précités, on retient pour la suite de l'étude, les probabilités de localisation suivantes :

Tableau 21. Probabilité de localisation d'une couche de grave englobée dans la digue

Présence	Probabilité localisation	Qualification verbale
Digues confortées	0.001	Quasiment impossible
Digue du XIX^{ème} siècle non confortée ayant fait l'objet de reconnaissances géotechniques sans détection de couche de grave dans le corps de digue	0.01	Très peu probable
Digue du XIX^{ème} siècle non confortée n'ayant pas fait l'objet de reconnaissances géotechniques	0,1	Peu probable
Digue du XIX^{ème} siècle non confortée ayant fait l'objet de reconnaissances géotechniques avec détection de couche de grave dans le corps de digue	0.9	probable

Ces probabilités sont justifiées par le fait que pour les digues confortées la présence d'un masque étanche en amont et/ou d'une recharge en aval rend la mise en charge d'une éventuelle couche de grave quasiment impossible. Dans les digues du XIX^{ème} siècle, même si de telles couches ont pu être observées, leur présence reste néanmoins peu probable. Cette présence devient très peu probable quand des reconnaissances géotechniques ont été réalisées sans détecter la présence de grave. A contrario la détection de grave lors de reconnaissances géotechniques rend probable la présence de telles couches de grave mais sans certitude que ces dernières soient traversantes.

A partir des résultats des travaux de recherche menés sur la suffusion interne, on définit à dire d'expert les probabilités d'initiation suivante (Cf. tableau ci-dessous).

Tableau 22. Probabilité de suffusion interne en fonction du gradient hydraulique

Gradient hydraulique	Probabilité initiation suffusion	Qualification verbale
0,1	0.001	Quasiment impossible
0,15	0.01	Très peu probable
0,2	0.1	peu probable
0,3	0.9	probable

Ces probabilités sont ajustées suivant une fonction de Gumbel avec une borne inférieure à 0,001 pour i > 0.

$$P_{initiation\ suffusion\ interne} = \exp(-\exp\left(-\left(\frac{i-0{,}218}{0{,}037}\right)\right))$$

Avec :

i : gradient moyen dans la grave

La figure suivante illustre la probabilité d'initiation de la suffusion interne en fonction du gradient.

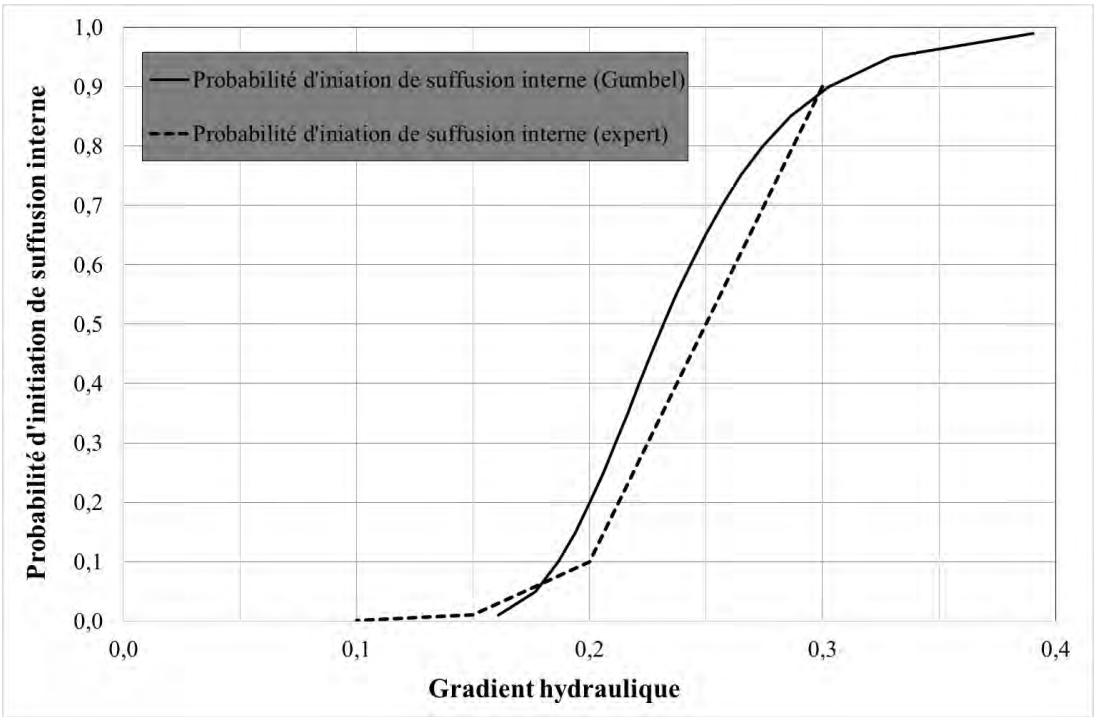


Figure 49. Probabilité d'initiation de la suffusion interne dans une couche de grave

2.6 SYNTHESE SUR L'INITIATION D'EROSION INTERNE

La figure ci-dessous synthétise pour les différents types d'érosion interne, les probabilités d'initiation en fonction du gradient hydraulique.

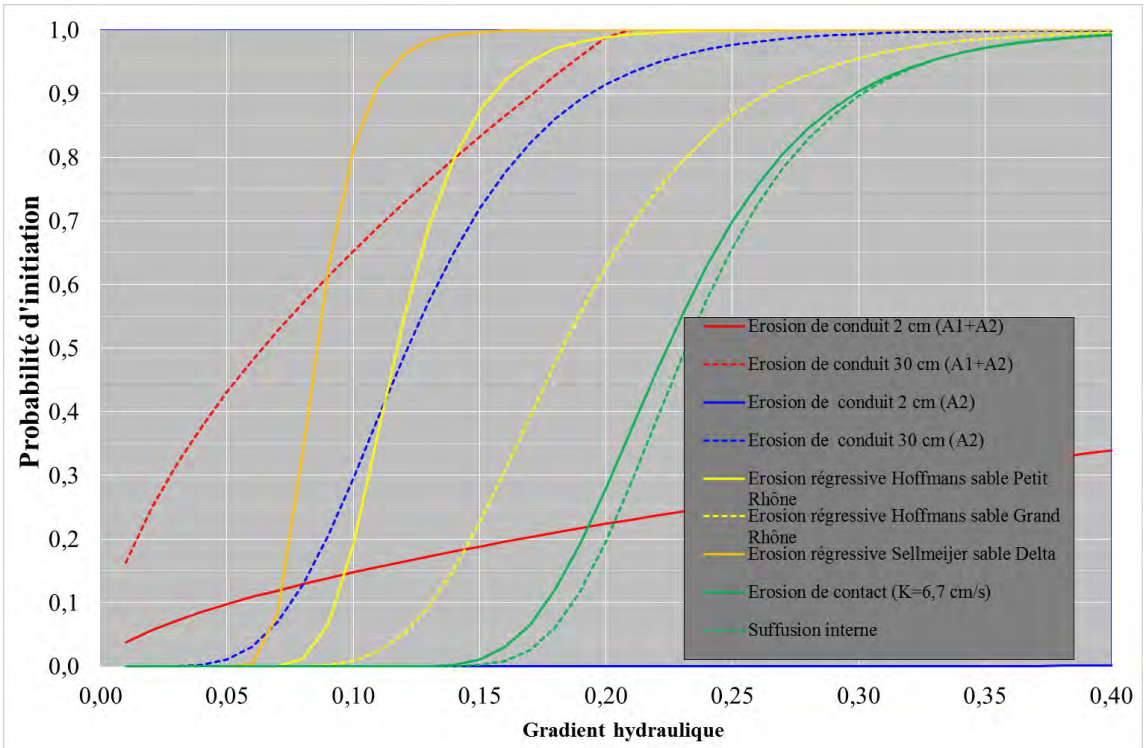


Figure 50. Probabilité d'initiation en fonction du gradient hydraulique pour différents types d'érosion interne

Sans surprise le principal danger concerne l'érosion de conduit dans un terrier de blaireau dans un mélange de matériaux A1+A2 suivant la GTR 2000, qui présente une probabilité d'initiation supérieure à 10 % pour un gradient hydraulique de 1/100 et de 1/20 pour des conduits de diamètre 2 cm.

Pour des gradients compris entre 1/20 et 1/10, la probabilité d'initiation de 10 % est dépassée pour les sables suivant Sellmeijer et les sables fins du Petit Rhône suivant Hoffmans. Elle est également dépassée pour des terriers de blaireaux dans des matériaux A2.

Pour des gradients compris entre 1/10 et 1/6, la probabilité d'initiation de 10 % est dépassée pour les sables grossiers du Grand Rhône suivant Hoffmans.

Pour des gradients compris entre 1/6 et 1/5 la probabilité d'initiation de 10 % est dépassée pour l'érosion de contact et la suffusion interne dans les graves du Rhône.

On note que pour les petits conduits de 2 cm dans des matériaux A2, la probabilité d'initiation reste quasiment nulle pour des gradients inférieurs à 0,4.

Les probabilités d'érosion de contact dans des couches de graviers et de suffusion dans des couches de grave suivent des comportements similaires.

2.7 CARACTERISATION DE LA FILTRATION

2.7.1 Description générale du mécanisme

Après l'initiation du processus d'érosion interne par l'un des quatre mécanismes décrits dans les chapitres précédents, l'érosion peut continuer et devenir ainsi une menace pour la digue. L'érosion peut être interrompue par la filtration exercée par un matériau du remblai ou de sa fondation à l'aval du point où elle s'est initiée. La filtration se produit quand la taille des constrictions du sol, traversé par l'écoulement transportant les particules érodées, retient les particules érodées, arrêtant ainsi la continuation de l'érosion. Les filtres sont plus perméables et plus grossiers que la matrice du sol filtré, appelée « sol de base ». L'écoulement ne contenant plus de particules érodées est drainé à l'aval.

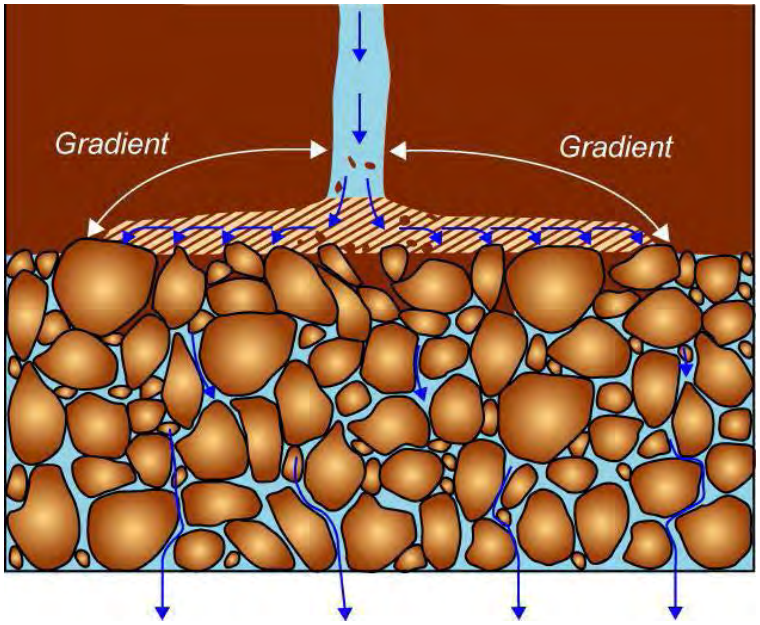


Figure 51. Filtration (source USBR 2012 [X004])

2.7.2 Fonctions du filtre

Les cinq fonctions, qui régissent la capacité du filtre à arrêter l'érosion interne, sont (CIGB 2015 [X001] :

1. Rétention : le filtre stoppe le transport (l'érosion) des particules du sol de base protégé.
2. Auto filtration ou stabilité : le filtre possède une stabilité interne et ses particules fines ne sont pas sujettes à l'érosion à l'intérieur du filtre, il ne devra pas maintenir une fissure ouverte par le processus de cimentation ou par la présence de fines plastiques.
3. Non cohésion : le filtre est pulvérulent et comble toute fissure.
4. Drainage : le filtre est suffisamment perméable pour transporter l'eau s'écoulant à travers le sol de base vers les couches drainantes ou le pied du barrage.
5. Résistance : le filtre transfère les contraintes à l'intérieur du barrage sans être écrasé et donc sans devenir plus fin.

A ces fonctions s'ajoutent le risque de soulèvement du filtre en cas d'insuffisance de drainage (dissipation des sous-pressions) et de poids sur le filtre (risque de claquage) (Fry 2016 [X019] et Fry 2016 [031]).
Les critères de rétention de la CIGB qui sont repris de Sherard et Dunnigan (1989) sont les suivants pour les nouveaux projets :

Tableau 23. Critères de rétention de Sherard et Dunnigan

Sol de base (< 4,75 mm)		**Filtre**
c% > 85 %	Silts fins et argiles	$D_{15} < 9.d_{85}$
40 % < c% < 85 %	Sables, silts et argiles	$D_{15} < 0,7$ mm
15 % < c% < 40 %	Sables limoneux et argileux et graviers	$D_{15} < \left[0,7 + \frac{40-c\%}{25}(4d_{85} - 0,7)\right]$
c% < 15 %	Sables, gravier	$D_{15} < 4\ d_{85}$

- c% pourcentage de fines passant à 75 µm
- D_{15} (filtre) : diamètre pour lequel 15 % de la masse du filtre passent
- d_{85} (sol) : diamètre pour lequel 85 % de la masse du sol de base passent

Le critère de rétention peut être assuré par un géotextile filtrant.

Les conditions de non ségrégation sont $C_u = d_{60}/d_{10}$ compris entre 3 (filtre grossier) et 6 (filtre sable)

La condition de perméabilité est assurée pour $D_{15} > 0,1$ mm.

La perméabilité du filtre est donnée par la formule de Vaughan et Sherard :

$$k = 0.35(D_{15})^2 \text{ avec k (en cm/s) et } D_{15} \text{ (en mm)}$$

La condition d'absence de cohésion du filtre est assurée pour $D_5 > 75$ µm

Le bulletin n°164 de la CIGB [X001] donne des probabilités de maintien de fissure ouverte pour les filtres (sable) contenant un excès de fines. Ces dernières ont été développées à partir d'essais en laboratoire effectués par Park (2005) et des études de cas de Foster (1999, Foster et Fell (1999).

Tableau 24. Probabilité de maintien de fissure ouverte pour les filtres contenant un excès de fines

Plasticité des fines	Contenu de fines % passant 75 µm	Probabilité de maintien d'une fissure ouverte	
		compacté	Non compacté
Non plastiques (et non cimentables)	5 %	0.001	0.0002
	7 %	0.005	0.001
	12 %	0.05	0.01
	15 %	0.1	0.02
	> 30 %	0.5	0.1
Plastiques (ou sujettes à la cimentation)	5 %	0.05	0.02
	7 %	0.1	0.05
	12 %	0.5	0.3
	≥ 15 %	0.9	0.7

Le maintien d'une fissure ouverte dans un filtre empêche la filtration des matériaux. Les probabilités précitées sont donc liées à la probabilité de non filtration des matériaux de remblais.

Compte tenu de ce retour d'expérience validé par le comité technique des remblais de la Commission Internationale des Grands Barrages, on retiendra à dire d'expert, les probabilités de non filtration suivantes :

Tableau 25. Probabilité de non filtration

Filtre	Probabilité associée
Absent	1
Présent mais caractéristiques non connues	0.1
Présent et caractéristiques connues	0.01

2.8 CARACTERISATION DE LA PROGRESSION DE L'EROSION INTERNE

La figure suivante extraite de l'étude accidentologique illustre pour les 22 brèches et départs de brèches observés dans le Delta depuis 1993, le rapport Revanche (R) sur Hauteur de digue mesurée depuis le côté terre (Hav).

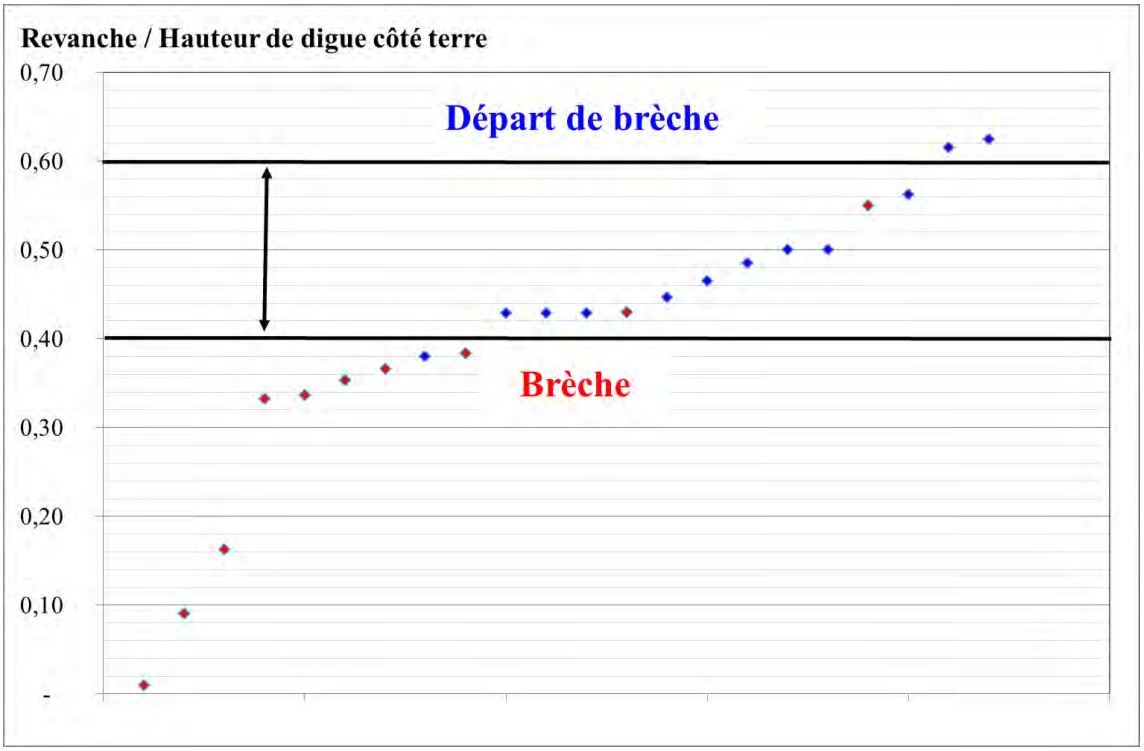


Figure 52. Corrélation entre le rapport « revanche sur hauteur de digue mesurée côté terre » et progression du phénomène de formation de la brèche

On constate que lorsque ce rapport est supérieur à 0,45/0,5, à une exception près (brèche de ventabren de nov. 2016), le mécanisme de formation de brèche n'est pas allé jusqu'à sa phase terminale. A contrario, lorsque ce rapport était inférieur, le mécanisme de formation de la brèche est allé quasiment systématiquement jusqu'à sa fin.

Cette observation nous amène à penser que l'effondrement du toit (qui précède la brèche) a pu interrompre le processus de formation de la brèche. L'interruption ou la non progression n'a pu se faire que lorsque l'épaisseur du toit (≅ revanche) était supérieure au diamètre du conduit (Cf. figure ci-dessous). Le REX accidentologique laisse penser que ce seuil se situe entre 0,4 et 0,6 fois la hauteur de la digue mesurée depuis l'aval.

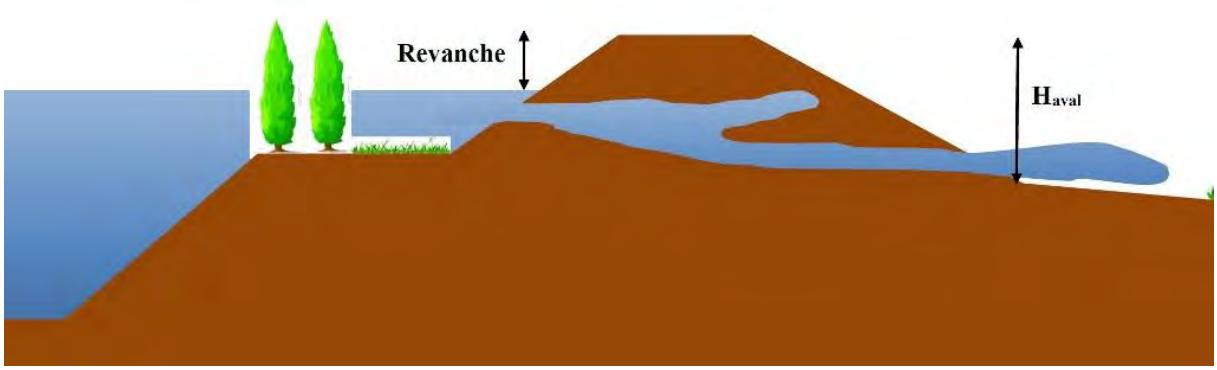


Figure 53. Progression, revanche et hauteur de digue mesurée depuis l'aval

Compte tenu de ce retour d'expérience, on retient les probabilités subjectives suivantes :

Tableau 26. Probabilité de progression

Revanche/Hauteur de digue mesurée depuis le côté zone protégée (R/H)	Probabilité associée
0,3	0,99
0,4	0,9
0,45	0,65
0,5	0,5
0,6	0,1

Que l'on cale dans un second temps avec la fonction de répartition ci-dessous. Compte tenu des incertitudes liées à ce phénomène, on retiendra la loi de probabilité suivante avec une borne inférieure à 0,1.

$$P_{progression} = MAX(\exp(-\exp\left(-\left(8{,}14 - 15{,}36.\frac{R}{Haval}\right)\right); 0{,}1)$$

Haval est le max entre la hauteur de digue mesurée depuis l'aval, soit directement en pied de digue, soit mesuré à 20 m de la digue ; le deuxième cas étant dans la majeure partie des cas retenu.

La figure ci-dessous illustre l'évolution de la probabilité de progression en fonction du rapport revanche sur hauteur de digue mesurée depuis le côté zone protégée.

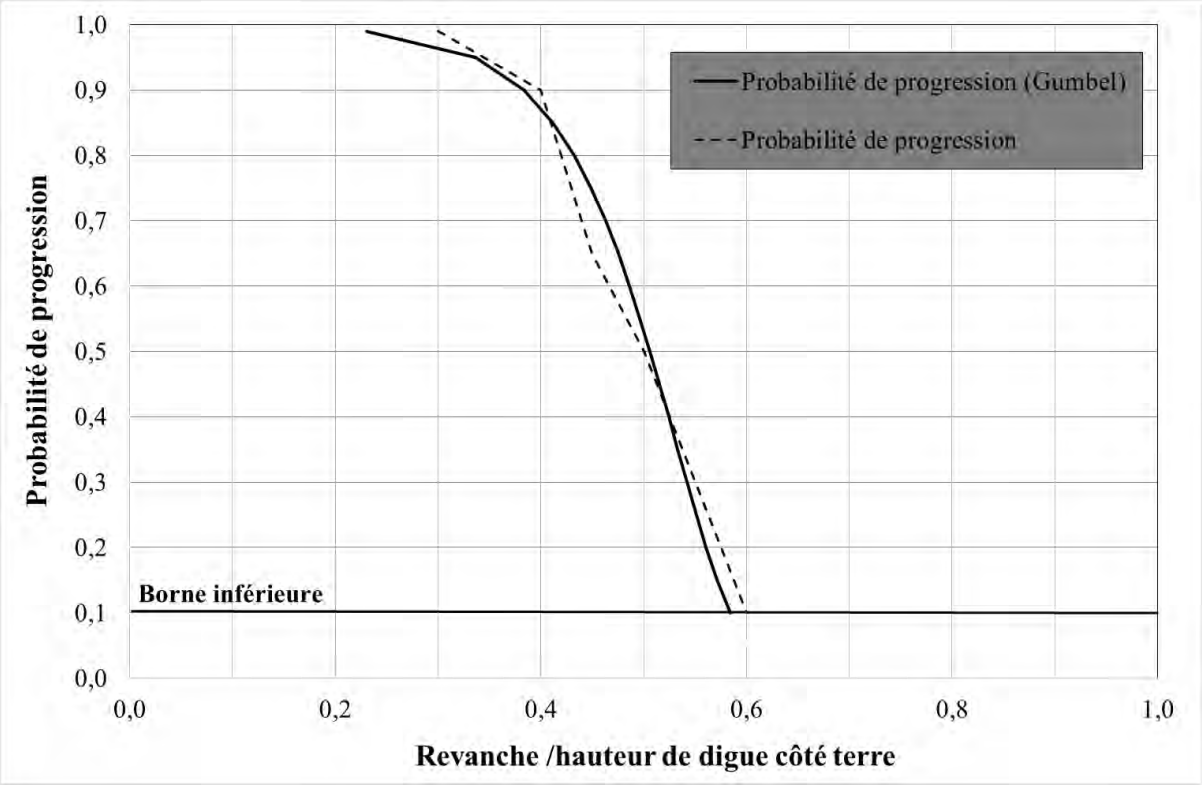


Figure 54. Probabilité de progression en fonction du rapport revanche sur hauteur de digue côté protégée

3 CARACTERISATION DE LA RUPTURE PAR CLAQUAGE ET SOULEVEMENT DU PIED AVAL

3.1 RUPTURE PAR SOULEVEMENT DU PIED DE TALUS COTE TERRE

3.1.1 Méthodologie

La modélisation du claquage hydraulique d'une couche d'argile surplombant une couche de sable a été développée par l'USACE en 1993 et repris dans the International Levee Handbook [X015]. En effet aux Etats-Unis, les digues du Mississipi sont construites dans des plaines alluviales dont la couverture superficielle déposée lors des crues est constituée d'argiles ou de limons, qui confinent les dépôts sableux. Ces couches sableuses sont des aquifères généralement anisotropes où la forte perméabilité et l'écoulement horizontal peuvent provoquer le claquage et le soulèvement hydrauliques de la couverture argileuse. Si aucun claquage hydraulique n'a été observé dans le Delta du Rhône lors de crues de 1993 à 2003, il a été observé dans le sud de la France lors de la crue de l'Aggly de 2013.



Photo 11. tumulus observés en aval des digues de l'Aggly 2013 (© SAFEGE)

La condition de claquage et de soulèvement hydrauliques est une condition sur l'équilibre d'une colonne d'argile soumise à la force de pression hydraulique exercée par l'eau dans la couche de sable située en dessous. Les hypothèses simplificatrices du modèle sont :

- Un écoulement vertical dans la couche d'argile,
- Un écoulement horizontal dans la couche de sable,
- L'imperméabilité des matériaux de la digue,
- Des écoulements laminaires et en régime permanent,
- Des couches de sables et d'argiles horizontales, et d'épaisseur constante

Le critère du claquage hydraulique et soulèvement s'écrit :

$$\boldsymbol{F = Z_{bd} * \frac{\gamma'(L_1 + L_2 + L_3)}{h * \gamma_w * L_3}}$$

Avec

$$L_1 = \sqrt{\frac{k_f \, d \, Z_{bu}}{k_{bu}}}$$

Où : k_f est la perméabilité horizontale de la couche de l'aquifère sableuse (m/s)
k_{bu} est la perméabilité verticale de la couverture limoneuse amont (m/s)
Z_{bu} est l'épaisseur de la couverture limoneuse amont (m)
d est l'épaisseur de la couche de sable

L_2 est la largeur de la digue (m)
L_0 correspond à la largeur du ségonnal (Si $L_1 > L_0$ alors $L_1 = L_0$

$$L_3 = \sqrt{\frac{k_f Z_{bd} d}{k_{bd}}}$$

Où : k_{bd} est la perméabilité verticale de la couverture limoneuse en aval (m/s)
Z_{bd} est l'épaisseur de la couverture limoneuse en aval

On considère : $Z_{bd} = Z_{bu} = Z$ (m)

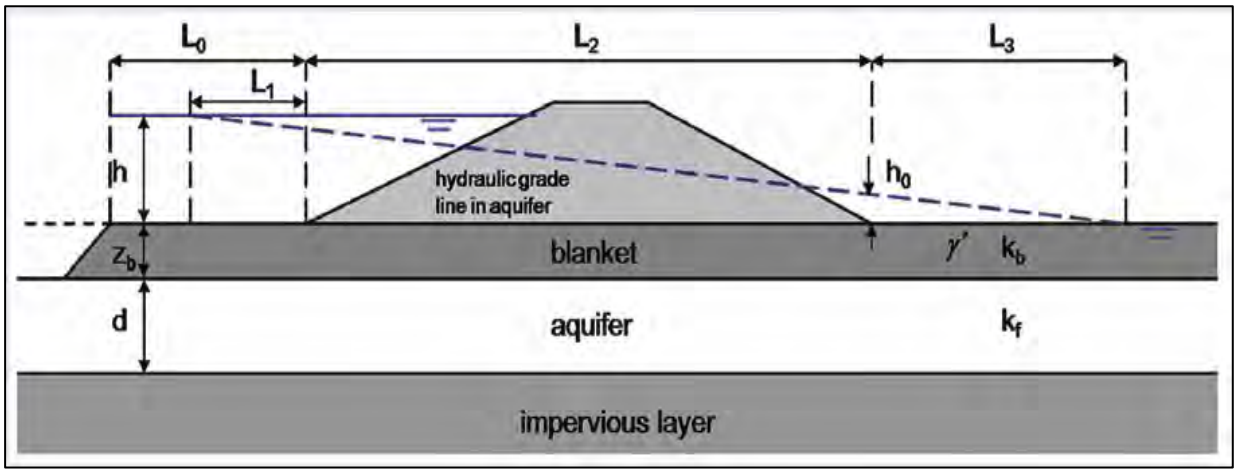


Figure 55. Schéma présentant la disposition et les paramètres utilisés par USACE (ILH [X015])

Si F < 1, le soulèvement hydraulique est certain. On estime que les conditions de sécurité vis-à-vis du soulèvement hydrauliques sont assurées pour F > 1,3.

3.1.2 Sensibilité des différents paramètres sur le calcul du facteur de sécurité

On procède par une analyse de la sensibilité des paramètres hydrauliques et géométriques suivants :

- rapport de perméabilité entre la couche de sable et sa couverture limoneuse,
- épaisseur de la couverture limoneuse,

- épaisseur de la couche de sable sous sa couverture limoneuse eu perméable.

L'analyse de sensibilité est menée à chaque fois pour une digue sans ségonnal (L_0 = 5 m) et une digue éloignée du fleuve (L_0 = 65 m). La largeur retenue pour la base de la digue est L_2 = 15 m

Sensibilité de la largeur du ségonnal et du rapport de perméabilité :

La figure ci-dessous illustre pour une couche de limon Z_{bd} = 2 m et Z_{bu} = 3 m, l'évolution du facteur de sécurité F en fonction de la hauteur de charge hydraulique h pour une digue sans ségonnal (L_0 = 5 m) et une digue avec ségonnal (L_0 = 65 m) pour des rapports de perméabilité entre la couche de sable et sa couverture limoneuse respectivement de 100 et 1000.

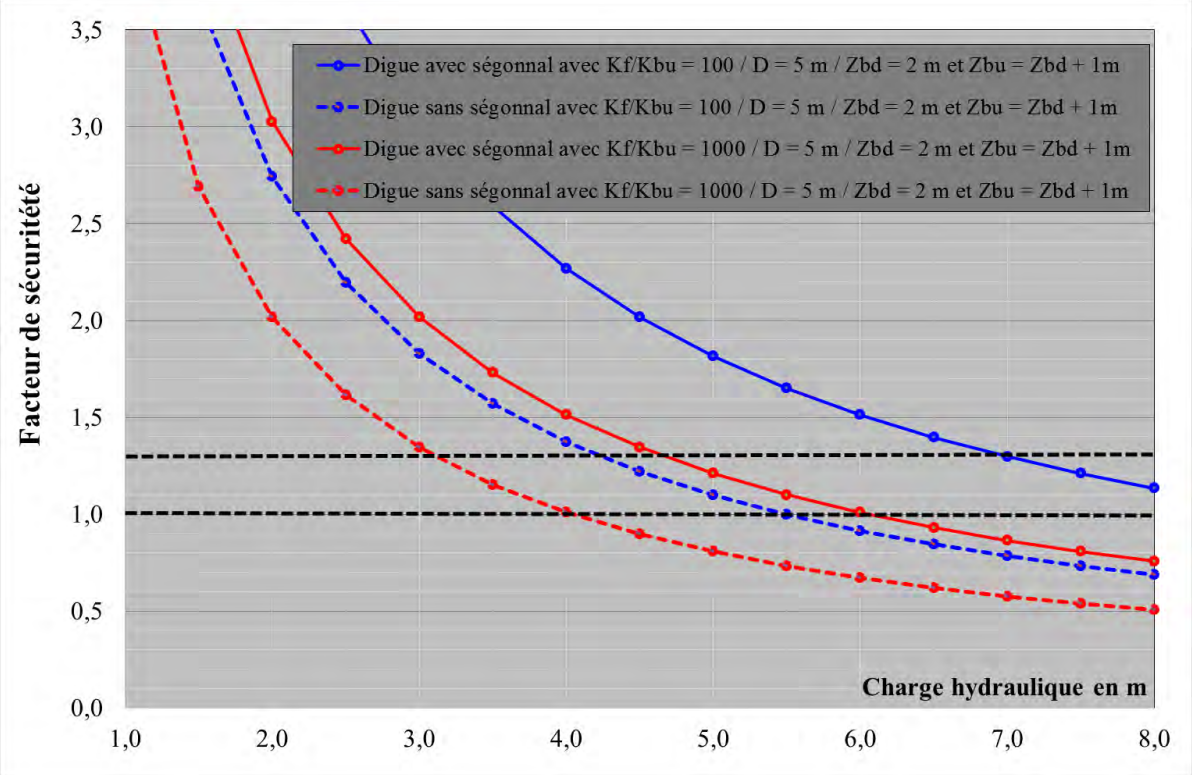


Figure 56. Facteur de sécurité F en fonction de la largeur du ségonnal et rapport de perméabilité

On constate que la sensibilité de ces deux paramètres est très importante. Avec un rapport k_f/k_{bu} = 100, le facteur de sécurité F = 1,3 est assuré pour une charge hydraulique de 7 m pour une digue éloignée du fleuve. La charge hydraulique chute à 4,25 m pour une digue à proximité du fleuve.

Pour une digue à proximité du fleuve, le facteur de sécurité F = 1,3, satisfait pour une charge hydraulique de 4,25 m avec un rapport de perméabilité k_f/k_{bu} = 100 n'est assuré, avec un rapport de perméabilité de 1000, que pour une charge hydraulique de 3 m.

Sensibilité du facteur de sécurité à la largeur du ségonnal et à l'épaisseur de la couverture limoneuse :

La figure ci-dessous illustre pour un rapport k_f/k_{bu} = 100 et une épaisseur de sable de 5 m, l'évolution du facteur de sécurité F en fonction de la hauteur de charge hydraulique h pour une digue sans ségonnal (L_0 = 5 m) et une digue avec ségonnal (L_0 = 65 m) pour des épaisseurs de limons côté aval de 1 m et 2 m et côté amont de 2 et 3 mètres.

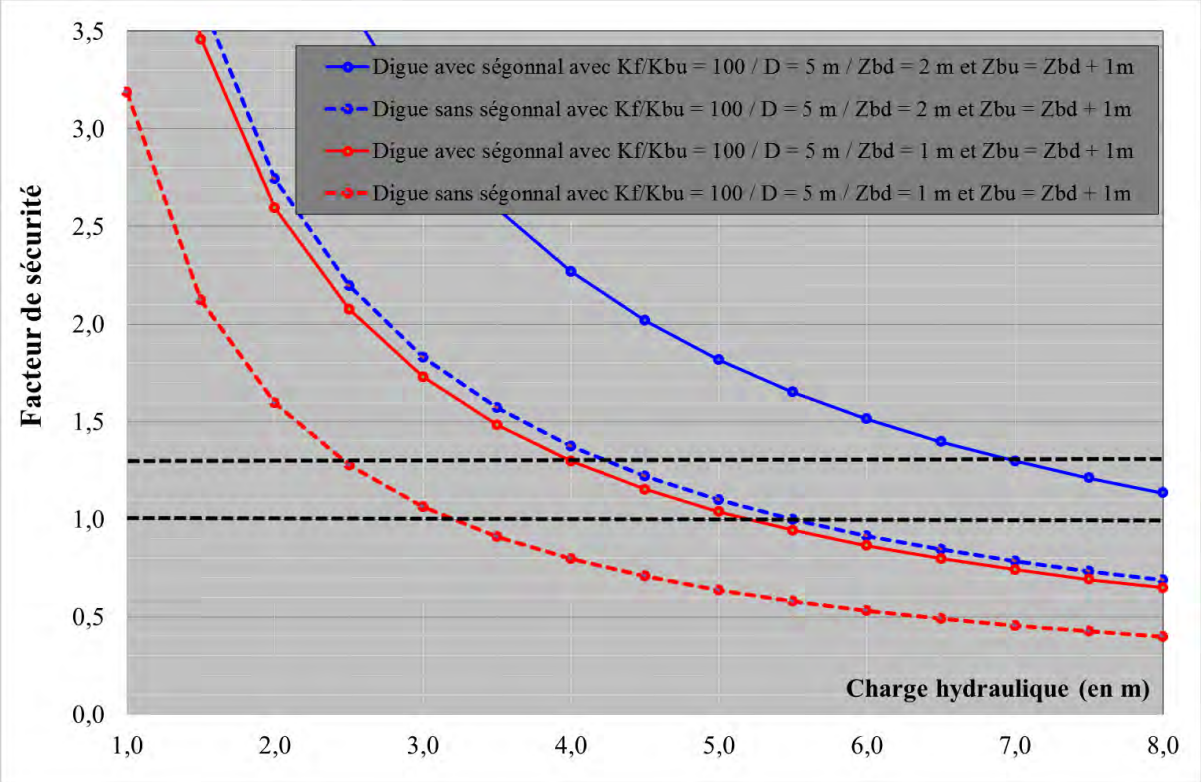


Figure 57. Facteur de sécurité F en fonction de la largeur du ségonnal et l'épaisseur de limon

On constate que la sensibilité du paramètre Z_{bd} est également très importante. Avec Z_{bd} = 2 m, le facteur de sécurité F = 1,3 est assuré pour une charge hydraulique de 7 m pour une digue éloignée du fleuve. La charge hydraulique chute à 4 m pour Z_{bd} = 1 m.

Pour une digue à proximité du fleuve, la charge hydraulique permettant d'assurer un facteur de sécurité F = 1,3 est de 4,25 m pour Z_{bd} = 2 m. Elle passe à 2,5 m pour Z_{bd} = 1 m.

Sensibilité du facteur de sécurité à la largeur du ségonnal et à l'épaisseur de la couche de sable sous la couverture de limon :

La figure ci-dessous illustre pour un rapport k_f/k_{bu} = 100 et une épaisseur de limon Z_{bd} = 1 m et Z_{bu} = 2 m, l'évolution du facteur de sécurité F en fonction de la hauteur de charge hydraulique h pour une digue sans ségonnal (L_0 = 5 m) et une digue avec ségonnal (L_0 = 65 m) pour des épaisseurs de sable respectivement de 5 m et 0,5 m.

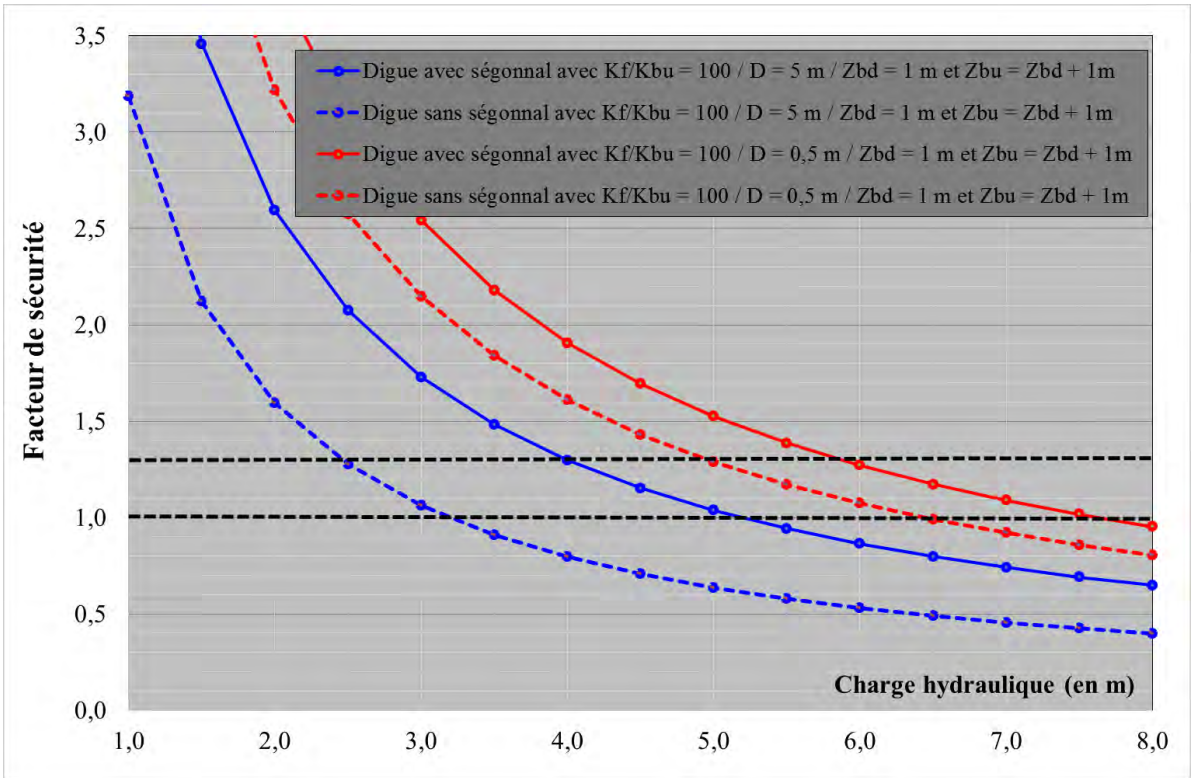


Figure 58. Facteur de sécurité F en fonction de la largeur du ségonnal et l'épaisseur de sable

On constate que la sensibilité du facteur de sécurité à l'épaisseur de sable *D* est également importante. Avec *D* = 5 m, le facteur de sécurité F = 1,3 est assuré pour une charge hydraulique de 4 m pour une digue éloignée du fleuve et pour une digue à proximité du fleuve, une charge hydraulique de 2,5 m.

Cette même charge hydraulique passe à 5 et quasiment 6 mètres pour une épaisseur de sable de 0,5 m.

3.1.3 Retour d'expérience des crues historiques et choix des paramètres

On a vu précédemment que le facteur de sécurité est sensible à l'ensemble des paramètres. Le paramètre qui est sans doute le plus incertain est le rapport de perméabilité entre la couche de limon en surface et la couche de sable en fondation.

Disposant de reconnaissances géotechniques suffisantes en rive du Rhône et du Petit Rhône, nous avons procédé à un calage du modèle de soulèvement hydraulique sur cette rive du fleuve par rapport à la crue de décembre 2003. Bien que 25 km des 50 km du système comportent des couches de sable plus ou moins érodables en fondation (sols 6 et 5 suivant la classification de Robertson), seuls 6 km ont été identifiés comme critiques car cumulant des probabilités notables (P> 0,1) de soulèvement hydraulique. En retenant une hypothèse d'un rapport de perméabilité de 1000 entre les couches de limons et de sable, le facteur F < 1,2 sur 4,2 km dès les premières mises en charge et inférieur à 1 pour la crue de 2003, ce qui ne colle pas avec les observations passées. Avec un rapport de 100 entre ces perméabilités, on observe des facteurs de sécurité légèrement supérieurs à 1 pour la crue de décembre 2003. Ce ratio de 100 corrobore également l'analyse du contexte géotechnique et plus particulièrement la

distribution des perméabilités du limon (plus ou moins argileux) et du sable qui sont séparés de 2 logs (Cf. rubrique n°3 : contexte géotechnique).
On retient donc pour la suite de l'étude un rapport de perméabilité de 100 entre les couches de limon et de sable.

3.1.4 Détermination de la loi de probabilité de soulèvement hydraulique

La probabilité de soulèvement hydraulique est évaluée en fonction de la grille suivante :

Tableau 27. Probabilité de soulèvement hydraulique en fonction du facteur de sécurité

Facteur F USACE (1993)	**Probabilité claquage**	**Qualification verbale**
0.9	0.99	Très probable
1	0.9	probable
1.1	0.5	Neutre
1.2	0.1	peu probable
1.3	0.01	Très peu probable
1.4	0.001	Quasiment impossible

Ces probabilités sont ajustées suivant une fonction de Gumbel en calant les paramètres sur les probabilités comprises entre 0,01 et 0,5. Compte tenu de la sensibilité des paramètres, la probabilité de soulèvement hydraulique retenue dans les calculs est égale à :

$$P_{soulèvement\ hydraulique} = MAX(\exp\left(-\exp\left(\left(\frac{F-1{,}131}{0{,}103}\right)\right)\right); 0{,}001)$$

Avec *F* : facteur de sécurité au soulèvement hydraulique de l'USACE

La figure suivante illustre la probabilité de soulèvement hydraulique en fonction du facteur de sécurité *F*.

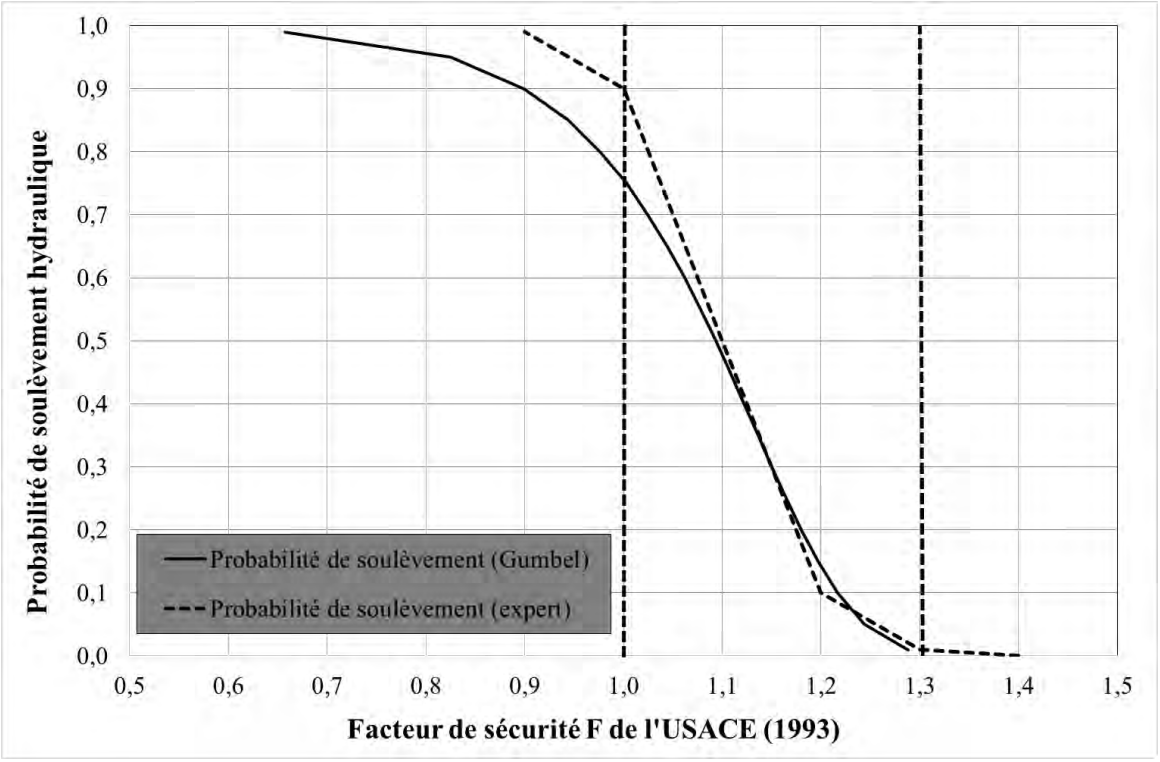


Figure 59. Probabilité de soulèvement hydraulique en fonction du facteur de sécurité de l'USACE (1993)

3.2 RUPTURE PAR CLAQUAGE HYDRAULIQUE D'UN CONDUIT PARTIELLEMENT COLMATE

Certains conduits non détectables lors des Visites Techniques Approfondies existent dans les digues. Ils ne sont pas traversants mais peuvent le devenir lors de la mise en charge de la digue par claquage hydraulique. Ces conduits concernent :

- les terriers de blaireaux ou de lapins colmatés partiellement (technique pratiquée par le passé),
- les réseaux de racines mortes suite à l'abattage d'arbres présents sur les talus de digue sans dessouchage des racines,
- la présence de vides localisés aux transitions de brèches colmatés en urgence avec des matériaux de remblais perméables,
- Les transitions liées aux réparations de trous de blaireau.

La figure suivante illustre le scénario de claquage hydraulique au droit d'un ancien terrier de blaireau partiellement colmaté :

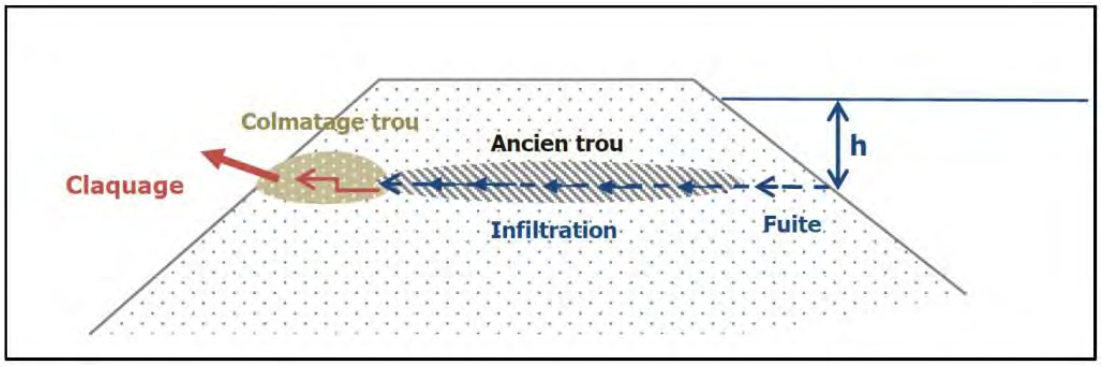


Figure 60. Schéma explicatif du scénario claquage d'un trou partiellement colmaté

Le claquage hydraulique a fait l'objet de travaux de recherche dans le cadre du programme ERINOH (FRY & Al. 2015 [X019]). Une condition d'apparition est mise en évidence pour les écoulements plans. Cette condition est sécuritaire pour le claquage de bouchon de conduit sous un écoulement concentré. Elle est utilisée ci-dessous en appliquant un coefficient de correction issu des travaux ERINOH et d'un cas de brèche figurant dans l'étude accidentologique.

Les différentes forces appliquées sur le bouchon de colmatage d'un terrier partiellement colmaté sont le poids du bouchon et la poussée hydraulique, les frottements latéraux du bouchon étant négligés par sécurité. Le bouchon considéré est le plus court chemin entre le conduit et le parement de la digue. Ces forces sont représentées dans la figure suivante.

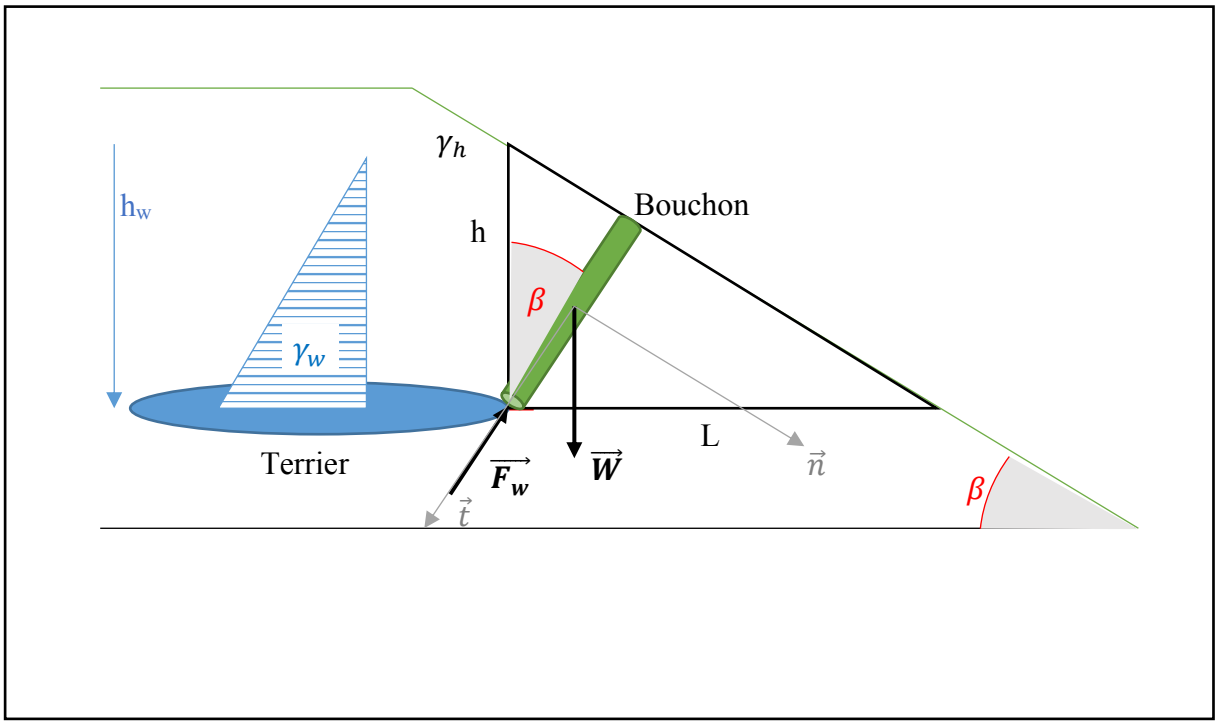


Figure 61. Forces appliquées sur le bouchon

Sur le schéma ci-dessus :

- h_w est la hauteur d'eau au niveau du terrier
- γ_w est le poids volumique de l'eau
- $\overrightarrow{F_w}$ est la force exercée par l'eau sur le bouchon
- γ_h est le poids volumique de la digue et donc du bouchon
- $\overrightarrow{W}$ est le poids du bouchon
- h est la profondeur verticale du terrier
- L est la profondeur horizontale du terrier
- β est l'inverse du fruit du parement aval
- $\vec{t}$ est le vecteur directeur du repère local du bouchon, tangent à celui-ci
- $\vec{n}$ est le vecteur directeur du repère local du bouchon, perpendiculaire à celui-ci

La longueur minimale du bouchon, depuis le terrier, est égale à $h.\cos\beta$

Le poids du bouchon est défini selon : $W = \gamma_h.h.cos\beta.S$; orienté vers le sol.

La force de l'eau sur le bouchon est définie selon : $F_w = \iint_S \gamma_w.h_w.dS$. La variation de h_w étant négligeable sur la surface du bouchon, $F_w = \gamma_w.h_w.S$; orienté perpendiculairement au bouchon.

Les autres forces, en particulier de frottement, sont négligées.

En projetant sur l'axe du bouchon ($\vec{t}$), l'équilibre des forces sur le bouchon donne :

$$W.cos\beta + F_w = 0$$

$$\left(\gamma_h . h . cos\beta . S\right) . cos\beta - \gamma_w . h_w . S = 0$$

$$\gamma_h h cos\beta^2 - \gamma_w h_w = 0$$

Avec : $h = Ltan\beta$

D'où :

$$\gamma_h L tan\beta cos\beta^2 - \gamma_w h_w = 0$$

Le claquage hydraulique a lieu si :

$$\boldsymbol{\gamma_w * h_w > \gamma_h * L * cos(\beta) sin(\beta)}$$

Or: $\boldsymbol{cos(\beta) sin(\beta) = sin(2\beta)/2}$

On définit alors le facteur *F(2D)* de sécurité par :

$$\boldsymbol{F(2D) = \frac{\gamma_h L * sin\,(2\beta)}{2\gamma_w * h_w}}$$

Il y a claquage si $F < 1$

Comme indiqué en introduction, cette formule donne des bons résultats pour les écoulements plans mais est très sécuritaire pour le claquage de bouchon de conduit sous un écoulement concentré. Un coefficient de calage 3D/2D de 1,3 est donc appliqué dans le cas d'écoulement concentré (scénario de brèche n°1). Cette valeur est définie de manière prudente par rapport aux retours d'expérience respectifs des travaux ERINOH et de l'étude accidentologique (rubrique n°7).

$$\boldsymbol{F(3D) = 1,3\,\frac{\gamma_h L * sin\,(2\beta)}{2\gamma_w * h_w}}$$

La figure ci-après donne l'évolution du facteur de sécurité pour un écoulement 2D et 3D en fonction de l'épaisseur L du bouchon de colmatage et du fruit du talus de la digue.

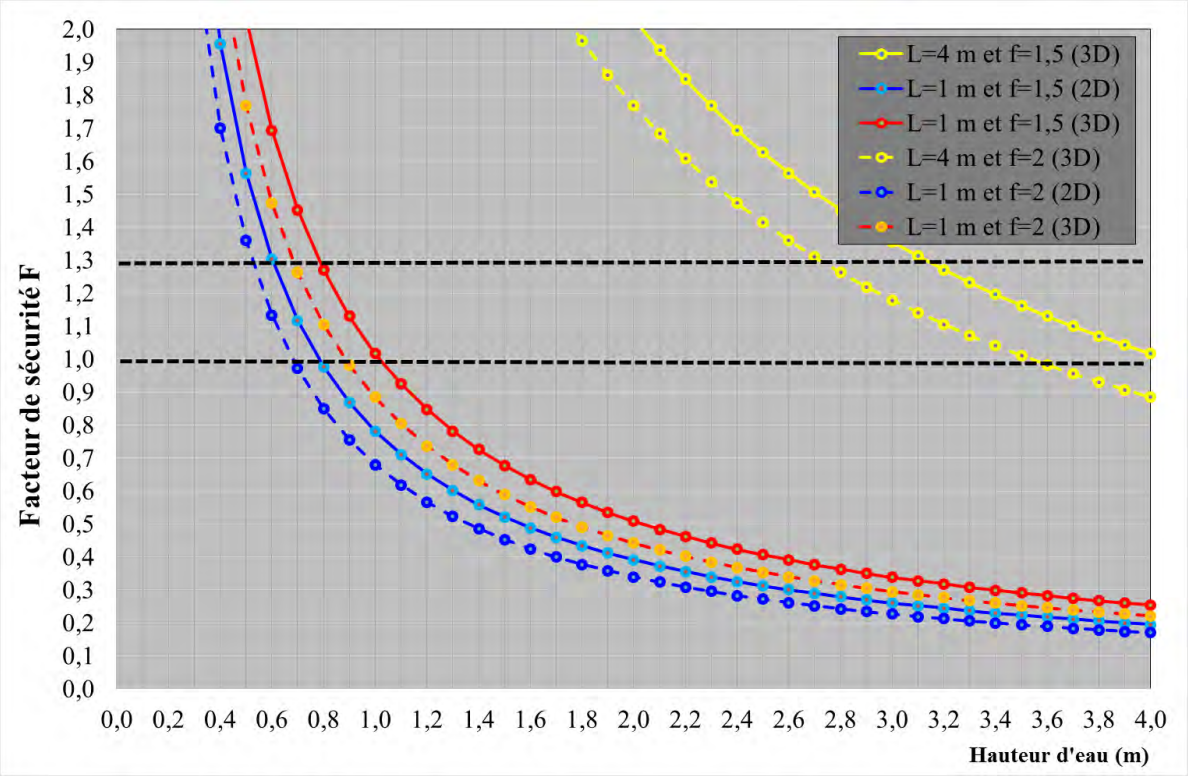


Figure 62. Facteur de sécurité *F* en fonction de la hauteur d'eau *h*

A l'instar du soulèvement hydraulique d'une couverture limoneuse sur une couche de sable, on retient la grille de probabilité suivante :

Tableau 28. Probabilité de claquage hydraulique en fonction du facteur de sécurité

Facteur F	Probabilité de claquage	Qualification verbale
0.9	0.99	Très probable
1	0.9	probable
1.1	0.5	Neutre
1.2	0.1	peu probable
1.3	0.01	Très peu probable
1.4	0.001	Quasiment impossible

Ces probabilités sont ajustées suivant une fonction de Gumbel en calant les paramètres sur les probabilités comprises entre 0,01 et 0,5. Compte tenu de la sensibilité des paramètres, la probabilité de claquage retenue dans les calculs est égale à :

$$P_{claquage} = MAX(\exp\left(-\exp\left(\left(\frac{F-1{,}131}{0{,}103}\right)\right)\right); 0{,}001)$$

Avec *F* : facteur de sécurité

Le tableau ci-après donne pour une digue avec un fruit de 2, l'évolution du facteur de sécurité et la probabilité de claquage en fonction de la hauteur de charge hydraulique pour des bouchons respectivement de 1 m qui concerne des digues non confortées depuis le XIX^{ème} siècle, qui peuvent avoir des terriers non colmatés en leur sein et de 4 m qui concerne des digues, qui ont fait l'objet d'un engraissement aval sans purge de terriers. Pour les nouvelles digues, on retient une probabilité quasiment impossible de claquage quelle que soit la hauteur de charge, soit 0.001.

Tableau 29. Probabilité de claquage hydraulique en fonction de la hauteur de charge

hauteur d'eau (en m)	Bouchon de 1 m		Bouchon de 4 m	
	Facteur F	Probabilité claquage	Facteur F	Probabilité claquage
0,5	1,77	0,001	7,07	-
0,6	1,47	0,001	5,89	-
0,7	1,26	0,03	5,05	-
0,8	1,11	0,46	4,42	-
0,9	0,98	0,79	3,93	-
1	0,88	0,91	3,54	-
1,5	0,59	0,99	2,36	-
2	0,44	1,00	1,77	0,001
2,5	0,35	1,00	1,41	0,001
3	0,29	1,00	1,18	0,20

4 CARACTERISATION DES RUPTURES PAR EROSION EXTERNE

4.1 RUPTURE PAR SURVERSE

4.1.1 Description du phénomène

Le mécanisme de rupture par déversement est une érosion commençant en pied aval de digue, où la vitesse d'écoulement est maximale, provoquant une échancrure régressant vers la crête de digue et se transformant en brèche, quand le phénomène dure suffisamment longtemps. La figure ci-dessous adaptée de Cemagref 2001 [X023] illustre les différentes phases depuis l'initiation jusqu'à la formation de la brèche.

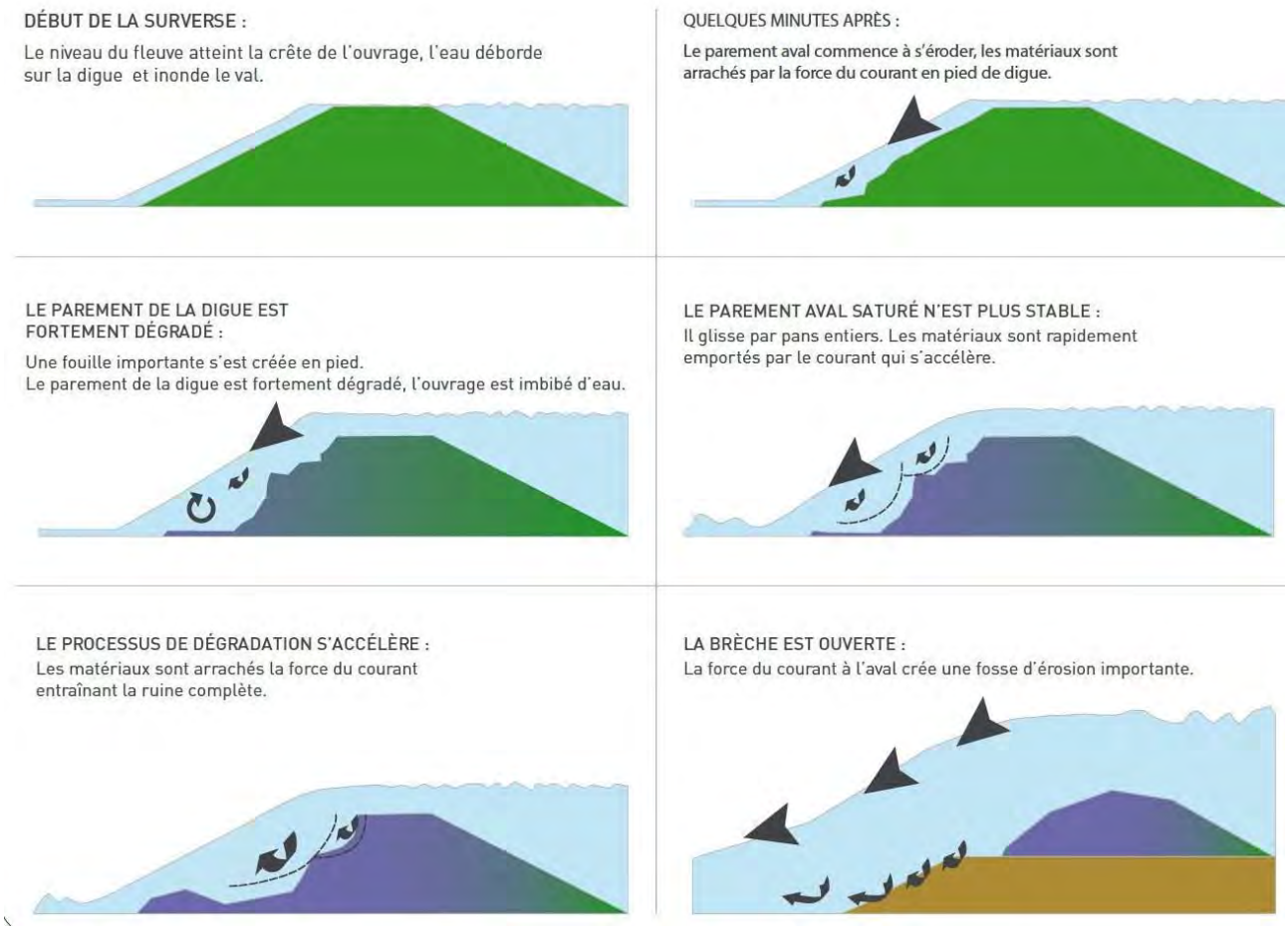


Figure 63. Erosion par surverse (Cemagref 2001 [X023])

Courivaud J.R. 2014 [X022] décrit les 3 phases du processus de rupture par surverse :

Phase 1 : initiation de la brèche. Cette phase débute lorsque l'érosion externe par surverse s'initie sur le parement aval de l'ouvrage. Elle s'achève lorsque l'érosion atteint l'arête amont de la crête de l'ouvrage. Durant cette phase d'initiation, l'ouvrage continue à retenir le volume d'eau du réservoir amont ou du bief. Sa capacité de rétention n'a donc pas encore été entamée. Cette érosion externe se produit lorsque la contrainte de cisaillement exercée par l'écoulement sur le sol du parement aval est supérieure à la contrainte critique d'érosion de ce matériau. Cette érosion se développe progressivement est formant des marches successives

sur le parement aval (cf. figure (a)). Au niveau de chaque marche, se forme une chute verticale qui va engendrer, par érosion, un approfondissement de la base de la chute. En se développant, ce phénomène conduit à la formation d'un nombre plus réduit de chutes d'une hauteur plus importante (cf. figure (b)), jusqu'à atteindre une seule chute, au niveau de l'arête amont de la crête, dont la hauteur est celle du remblai (cf. figure (c)), voire une hauteur plus importante, si la fondation est également érodée.

Phase 2 : formation de la brèche. Cette phase débute lorsque l'érosion a atteint l'arête amont de la crête (fin de la phase d'initiation, cf. Figure (c)) et s'achève lorsque l'érosion a atteint le pied de talus amont. Le remblai est alors complètement effacé sur une certaine longueur. La vidange incontrôlée du volume d'eau retenu à l'amont débute dès le début de cette phase (Cf.figure (d)).

Phase 3 : développement latéral de la brèche. Lorsque l'approfondissement de la brèche est stoppé par l'atteinte d'un horizon inérodable, le développement de la brèche peut se poursuivre par un élargissement latéral. Cette troisième phase débute lorsqu'une section de remblai est complètement effacée (fin de la phase 2 – figure (e)) et s'achève lorsque l'érosion s'arrête complètement (cf. figure (f)). Les conditions qui conduisent à un arrêt de l'érosion externe par surverse sont : l'atteinte d'un niveau d'eau équivalent entre l'amont et l'aval de la brèche ; la baisse du niveau d'eau à l'amont de l'ouvrage et donc également dans la brèche, conduisant à un écoulement qui ne peut plus éroder les parois latérales de la brèche.



Figure 64. Erosion par surverse (Courivaud 2014 [X022] d'après Hanson 2004)

4.1.2 Caractérisation du risque de rupture par surverse

La probabilité d'ouverture d'une brèche par surverse est fonction des paramètres suivants :

- La lame d'eau déversante et la durée de déversement (sollicitation),
- La constitution de la digue et la résistance du parement aval au déversement (résistance),

On procède par une analyse globale. Chaque paramètre cité précédemment est évalué dans les paragraphes qui suivent.

4.1.2.1 Constitution de la digue

Le programme de sécurisation distingue deux types de digue :

- Les digues dénommées « digue résistante à la surverse » qui disposent d'une fonction « évacuation des crues » et sont affichées comme telles vis-à-vis des pouvoirs publics. Elles sont conçues pour assurer un déversement sans rupture jusqu'au niveau de sûreté.
- Les digues dénommées « digue non renforcée au déversement ». Ces digues ne disposent pas de fonction affichée d'« évacuation des crues ». Elles sont calées (ou il est prévu de les caler) 50 cm au-dessus du niveau atteint par la crue exceptionnelle. Bien qu'elles ne soient pas conçues pour être résistantes à la surverse, ces ouvrages peuvent avoir des composants qui vont agir sur le processus d'érosion par surverse. A contrario, on peut avoir des digues pouvant avoir un niveau de vulnérabilité tel qu'on ne puisse pas garantir leur tenue à la surverse dès l'atteinte de la crête par le fleuve, du fait notamment des franchissements de l'ouvrage par des vagues. Ce fut notamment le cas de la digue de Claire Farine en 2003 (Cf. rubrique 7).

Dans les digues non renforcées au déversement, on peut distinguer, par ordre décroissant de vulnérabilité au risque de rupture par surverse, les types d'ouvrage suivants :

- Les digues du XIX^{ème} siècle non renforcées au déversement n'ayant pas fait l'objet de travaux de confortement depuis leur origine. Ces digues ont été compactées manuellement ou par dames de 12 à 15 kg. Le retour d'expérience (Brèche Claire Farine) a montré que ces ouvrages pouvaient être ruinés par surverse dès l'atteinte du niveau de submersion, du fait du franchissement de l'ouvrage par des vagues ;
- Les digues non renforcées au déversement ayant fait l'objet de travaux de confortement. Ces digues ne sont pas conçues pour être résistantes à la surverse. Dès l'amorce de surverse, le processus d'érosion va débuter suivant les phases décrites dans Courivaud J.R. 2014 [X022] ;
- Les rideaux de palplanches. Ces ouvrages permettent de supporter le déversement. En revanche, la fosse d'affouillement qui va se créer en pied aval plus ou moins rapidement en fonction de la nature des sols ou de la cinétique de remplissage du casier aval, peut entraîner la diminution de butée aval et le renversement du rideau ;
- Les digues avec des enrochements sur le parement aval (digue de la montagnette). Ces enrochements qui peuvent avoir une fonction « stabilité » vont, en fonction du diamètre des enrochements, freiner voire empêcher l'érosion du parement aval ;

- Les digues ou les quais disposant de perrés maçonnés ou bétonnés (en bon ou mauvais état) sur leur parement aval mais ne disposant pas de protections particulières (en dehors des enrobés ou bicouches des chaussées) permettant une bonne dissipation de l'énergie des eaux déversées ;
- Les remblais de la CNR situés sur le côté amont des ouvrages et qui vont même en cas de surverse empêcher que l'érosion régressive se poursuive jusqu'au lit mineur du fleuve.

La figure ci-après illustre les différents types d'ouvrages rencontrés dans le Delta du Rhône vis-à-vis du risque de rupture par surverse.

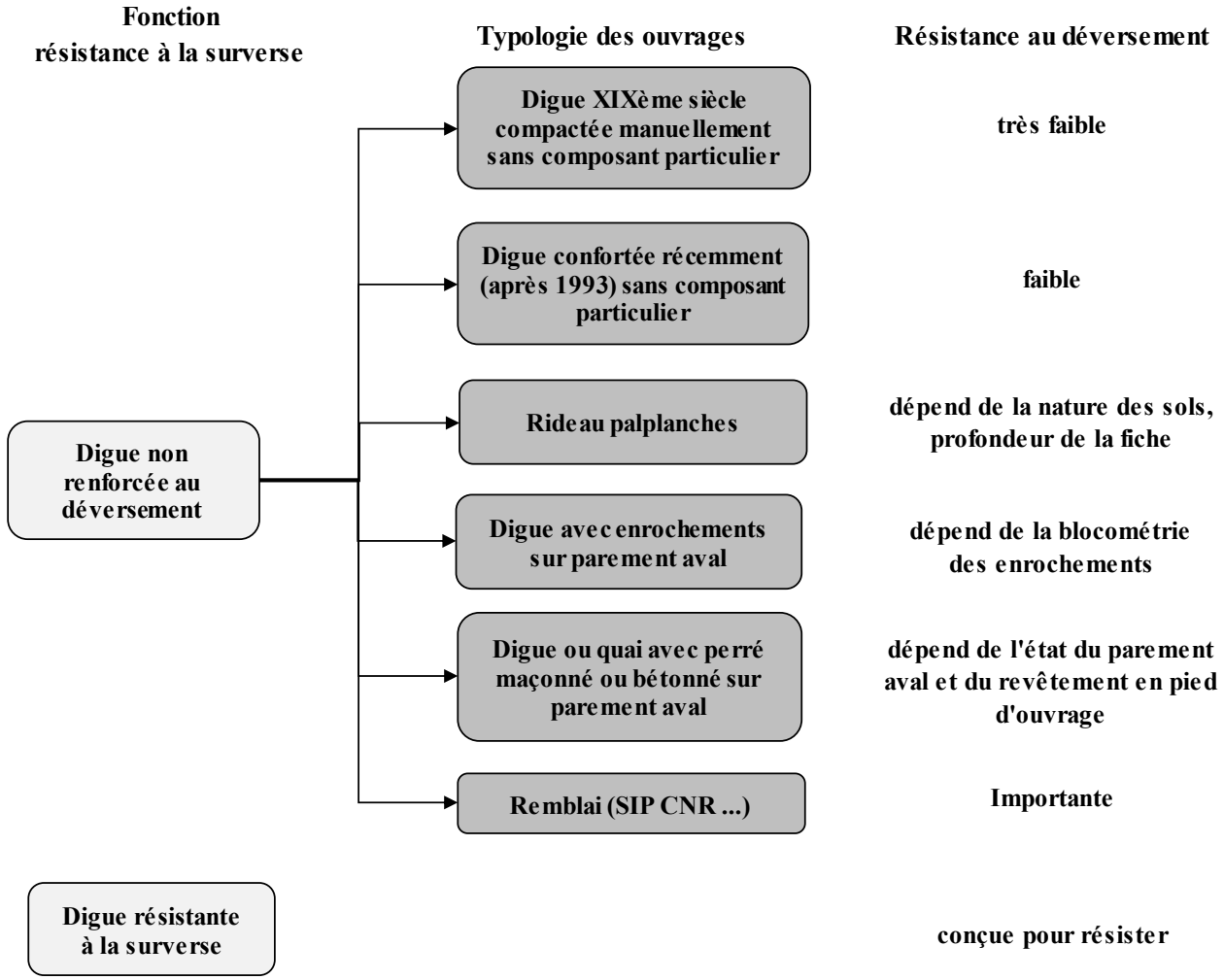


Figure 65. Fonctions et typologie des ouvrages vis-à-vis du risque de rupture par surverse

4.1.2.2 Résistance au déversement en fonction de la constitution du parement aval

Les abaques suivants, extraits de l'ILH 2012 [X015] permettent d'apprécier la résistance de la digue au déversement en fonction de la vitesse et de la durée du déversement :

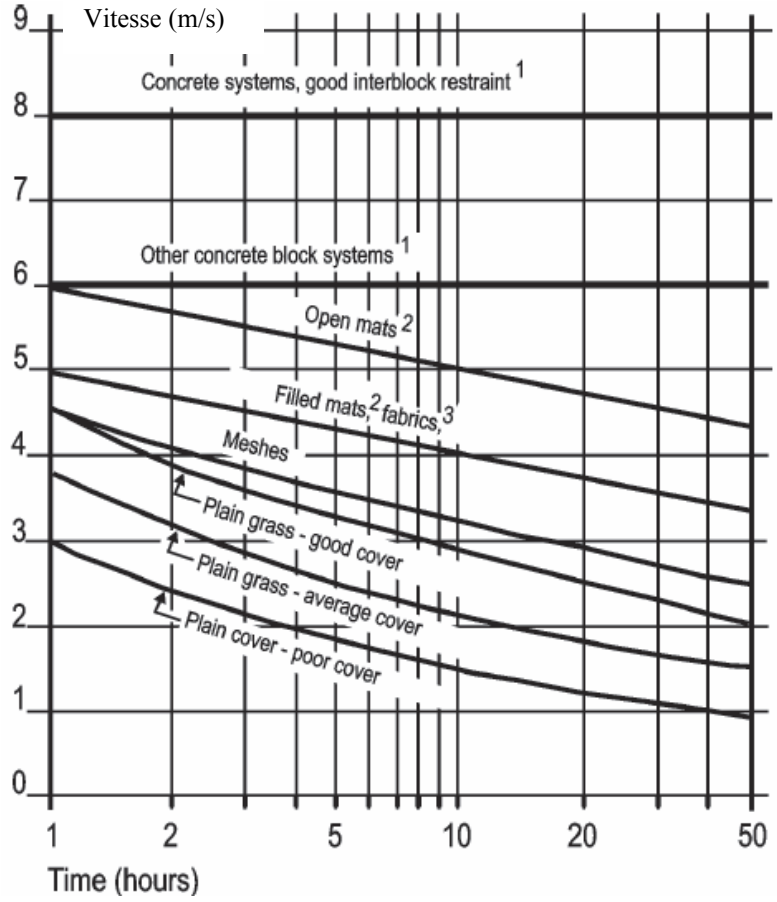


Figure 66. vitesses moyennes à ne pas dépasser sur différentes couvertures de digue pour conserver la résistance au déversement (source The International Levee Handbook 2012 d'après CIRIA [X015]

Les abaques de CIRIA et Degoutte et Al. 2012 [X024] recommandent pour les enrochements bétonnés une vitesse maximale de 8 m/s et une charge maximum de 1 m.

Les mêmes abaques donnent pour une durée de 15 heures de déversement pour un parement moyennement végétalisé une vitesse maximale de 2 m/s.

Pour les enrochements libres avec une densité de blocs $\gamma s/\gamma w = 2,6$, la formule d'Isbach donne le diamètre moyen médian d des blocs en mètres en fonction de la vitesse moyenne U (en m/s)

$d = 0,022\ U^2$ ou $d = 0,044\ U^2$ pour des conditions d'écoulement turbulent (bassin de dissipation…) (Degoutte G. & Al. 2012].

D'autres formules (Knauss et Pinto) décrites dans le rock manual [X026] permettent également d'estimer le diamètre des enrochements nécessaires en fonction de divers paramètres. Ces formules donnent des valeurs comparables à Isbach sans turbulence.

La figure ci-dessous donne pour une vitesse donnée et un talus de fruit 2, la blocométrie minimale (sans turbulence) et maximale (avec turbulence) donnée suivant la formule d'ISBACH.

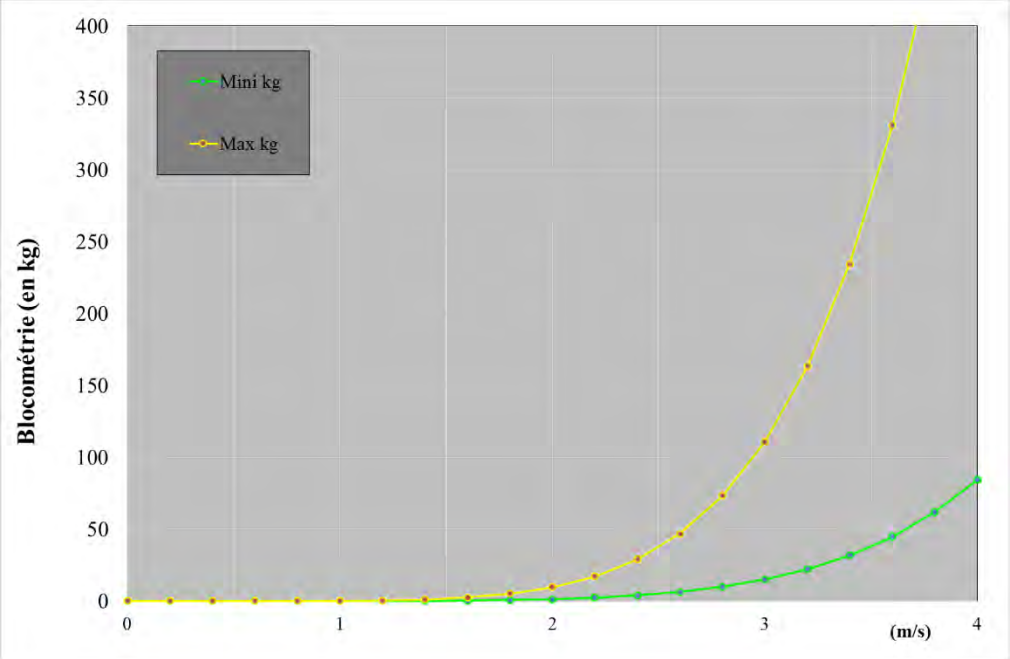


Figure 67. Blocométrie des enrochements libres calculée suivant la formule d'Isbach

Toutes ces valeurs qu'elles soient issues d'abaques ou de formules sont des valeurs de dimensionnement. Elles correspondent donc à des probabilités très faibles de rupture (P ≤ 0,01).

4.1.2.3 Durée de déversement

La durée caractéristique de surverse dans le cas des crues du Rhône est d'environ 1 journée, ainsi le paramètre temps n'est pas une variable paramétrée dans l'analyse.

4.1.2.4 Lame d'eau déversante

Les vitesses en pied de digue peuvent être calculées suivant la formule de Manning Strickler

$$V = K\, R^{2/3}\sqrt{i}$$

L'hypothèse est conservatrice puisqu'elle suppose que le régime permanent est établi en pied aval.

Avec :

K : coefficient de Strickler
i : la pente du talus aval
R : le rayon hydraulique par simplification on prend R ≈ y (hauteur d'eau en pied de digue)

La hauteur d'eau en pied de digue y est calculée par l'équation de conservation du débit :

$$y = (\frac{\mu h^{3/2}\sqrt{2g}}{K\sqrt{I}})^{3/5}$$

La vitesse v (m/s) en pied de talus peut être sommairement estimée par l'équation suivante :

$$V = \left(K.\sqrt{i}\right)^{\frac{3}{5}}\left(\mu.\sqrt{2g}.h^{\frac{3}{2}}\right)^{\frac{2}{5}}$$

Avec :

μ : Coefficient du déversement (on retient 0,27 compte tenu du fait que le déversement est perpendiculaire à l'écoulement dans le lit endigué (CNR [K100])
h : lame d'eau déversante (en m)

On retient les hypothèses suivantes

Tableau 30. Paramètres considérés dans les calculs des vitesses

Typologie du parement aval	K (strickler)	I (m/m)
Digue résistante à la surverse (fruit = 2,5) Enrochements bétonnés	40	0.4
Digue en terre (fruit = 2) – parement végétal	30	0.5
Digue en terre (fruit = 2,5) – parement végétal	30	0.4
Digue avec enrochements libres	30	0.4
Digue/quai avec perré maçonné bon état	60	1
Digue/quai avec perré maçonné en mauvais état	50	1

L'évolution de la vitesse maximale en pied de digue pour différentes lames d'eau déversantes et conception de digue figurent ci-dessous :

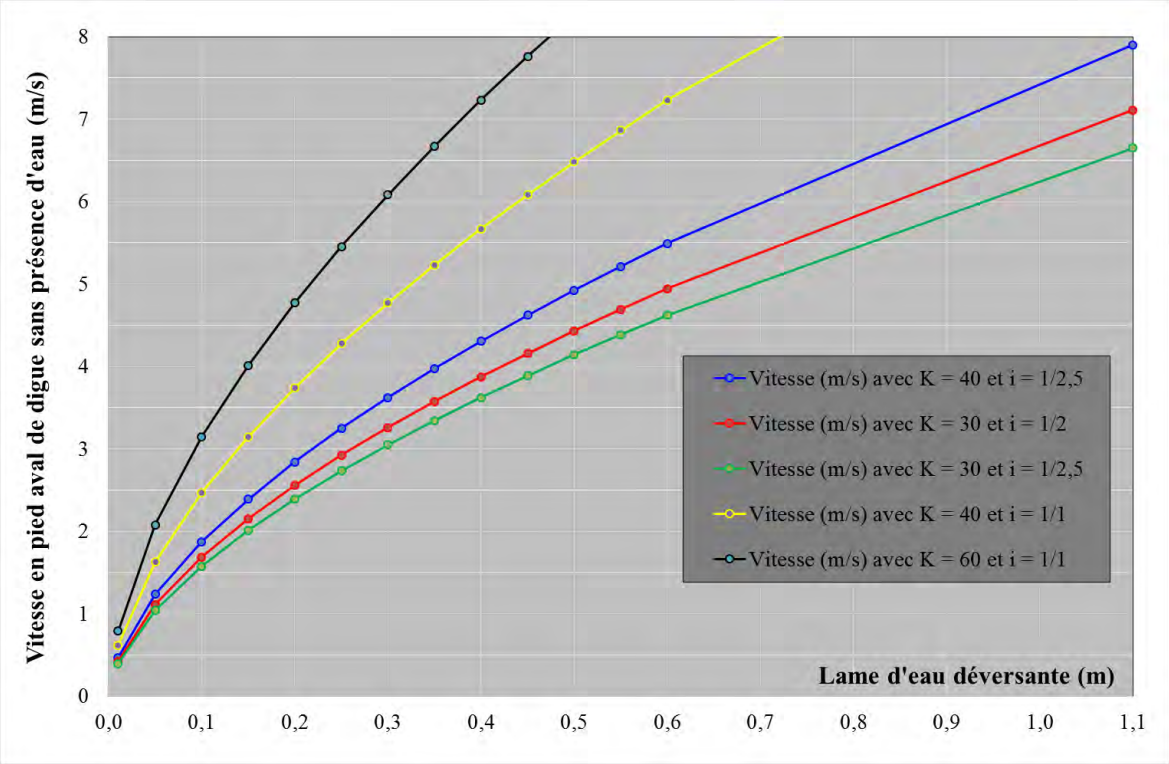


Figure 68. Vitesse en pied de digue en fonction de la lame d'eau déversante

4.1.3 Détermination de la probabilité de rupture par la surverse

Sur les digues résistantes à la surverse pour lesquelles la fonction « évacuation des crues » est assurée par un parement aval en enrochements 100/400 kg liés au béton se prolongeant en pied aval de l'ouvrage sur 5 mètres et complété d'une poutre en béton en crête de digue, la lame d'eau correspondante à la crue de sûreté est d'environ 30 cm sur Beaucaire-Arles. Pour la crue de danger de système, la lame d'eau déversante est comprise entre 40 et 50 cm, compte tenu du plafonnement de la ligne d'eau lié à l'écrêtement des déversements.

Sur le Petit Rhône, la lame d'eau pour la crue de sûreté est supérieure. Elle est de 60 cm. En revanche pour la crue de danger de système, elle évolue peu (moins de 10 cm) compte tenu également de l'importance des déversements entre Beaucaire et Arles.

Pour l'ensemble des digues résistantes à la surverse envisagées dans le programme de sécurisation, la vitesse en pied de digue (en supposant l'absence de matelas d'eau) est inférieure à 6 m/s sur le Petit Rhône et 4 m/s sur le Rhône, ce qui est très inférieur à la vitesse limite de 8 m/s ; on le rappelle valeur dimensionnante.

Compte tenu de ces éléments, on retient à dire d'expert, pour les digues résistantes à la surverse, les valeurs sécuritaires suivantes :

- Hdéversant = 0.3 m (vitesse ≅ 3,5 m/s << 8 m/s) ; Probabilité de brèche = 0,001 ;
- Hdéversant = 0.7 m (vitesse ≅ 6 m/s < 8 m/s) ; Probabilité de brèche = 0,01 ;
- Hdéversant = 1.1 m (vitesse ≅ 8 m/s) ; Probabilité de brèche = 0,1 ;

Pour les digues non renforcées au déversement, une valeur de 50 cm pour la revanche a été déterminée dans le cadre de l'étude de calage et retenue dans le programme de sécurisation. Elle tient en compte de trois types d'incertitudes indépendantes :

- Incertitudes liées à la modélisation, dont la précision absolue est estimée à 20 cm,
- Incertitudes liées aux caractéristiques hydrologiques et hydrauliques du système, dans une fourchette de 30 cm restants,
- Incertitudes liées à l'effet des vagues pouvant être estimées à 35 cm,

Pour les digues en terre non renforcées au déversement et sans composant particulier permettant de ralentir l'érosion, la vitesse limite de 2 m/s est atteinte pour une lame d'eau d'environ 10 cm.

Compte tenu de ces éléments et notamment des incertitudes liées à la modélisation (20 cm), aux déferlements des vagues pouvant éroder la crête aval et au retour d'expérience de la brèche de claire farine (brèche par surverse), on retient pour les digues en terre du XIX^{ème} siècle damées manuellement, les valeurs à dire d'experts suivantes :

- Revanche de 100 cm - probabilité de brèche = 0,001 ;
- Revanche de 50 cm - probabilité de brèche = 0,01 ;
- Revanche de 30 cm - probabilité de brèche = 0,1 ;
- Revanche de 10 cm - probabilité de brèche = 0,5 ;
- Absence de revanche - probabilité de brèche = 0,9 ;

Pour les digues en terre récemment confortée, on retient les valeurs (sécuritaires) suivantes :

- Revanche de 50 cm - probabilité de brèche = 0,001 ;
- Revanche de 30 cm - probabilité de brèche = 0,01 ;
- Revanche de 20 cm - probabilité de brèche = 0,1 ;
- Absence de revanche - probabilité de brèche = 0,5 ;
- Lame d'eau déversante de 10 cm ; probabilité de brèche = 0,9 ;

Pour une digue avec des blocs 10/100 kg sur le parement aval, la vitesse retenue pour le dimensionnement des blocs est de 3 m/s (h = 25 cm). On retient pour ce type de digue les valeurs sécuritaires suivantes :

- Hdéversant = 0 m ; Probabilité de brèche = 0,001 (incertitudes vagues et modèle) ;
- Hdéversant = 0.2 m (vitesse ≅ 2,5 m/s < 3 m :s) ; Probabilité de brèche = 0,01 ;
- Hdéversant = 0.3 m (vitesse < 3,5 m/s) ; Probabilité de brèche = 0,1 ;

Pour une digue avec du matériau de carrière type 0/200 mm (soit 4/30 kg) sur le parement aval, la vitesse retenue pour le dimensionnement des blocs est de 2,5 m/s (h=20 cm). On retient pour ce type de digue les valeurs sécuritaires suivantes :

- Hdéversant = 0 m ; Probabilité de brèche = 0,01 (incertitudes vagues et modèle) ;
- Hdéversant = 0.1 m (vitesse ≅ 2 m/s < 2,5 m :s) ; Probabilité de brèche = 0,1 ;

- Hdéversant = 0.2 m (vitesse ≅ 2,5 m/s) ; Probabilité de brèche = 0,5 ;

Pour un rideau de palplanches (Fibre Excellence), on retient des valeurs (sécuritaires) identiques.

Pour une digue ou un quai maçonné avec un parement aval en bon état (K=60 et i=1) et une chaussée en enrobés ou en bicouche en pied aval, on estime que la vitesse limite est de 5 m/s, qui est atteinte pour une lame d'eau déversante de 20 cm.
Pour une digue ou un quai maçonné avec un parement aval en mauvais état (K=40 et i=1) et une chaussée en enrobés ou en bicouche en pied, on estime que la vitesse limite est de 3,5 m/s, qui est atteinte pour une lame d'eau déversante légèrement inférieure à 20 cm.
On retient pour ce type de digue les valeurs sécuritaires suivantes :

- Hdéversant = 0 m ; Probabilité de brèche = 0,001 ;
- Hdéversant = 0.2 m (vitesse 5 m/s (parement lisse) et 3,5 m/s (parement rugueux) ; Probabilité de brèche = 0,1 ;

Pour un remblai comme les remblais de la CNR, on retient les valeurs sécuritaires suivantes :

- Hdéversant = 0.3 m ; Probabilité de brèche = 0,001 ;
- Hdéversant = 0.5 m ; Probabilité de brèche = 0,01 ;
- Hdéversant = 0.7 m ; Probabilité de brèche = 0,1 ;
- Hdéversant = 1.1 m ; Probabilité de brèche = 0,5 ;

Le tableau ci-après reprend et complète les probabilités de brèche par surverse précitées, déterminées à dire d'experts. Ces probabilités intègrent également l'érosion liée au déferlement des vagues, les incertitudes du modèle hydraulique et les incertitudes hydrauliques et hydrologiques.

Tableau 31. Probabilité de brèche par surverse en fonction de la lame d'eau déversante H et type de couverture du parement aval

Lame déversante H (m)	Digue résistante à la surverse	Typologie du parement aval digue non renforcée au déversement						
		en terre XIX^{ème}	en terre confortée	Rideau de palplanches	Matériaux carrière	Blocs 10/100 kg	Perré quai	Remblai (SIP)
H = - 1 m		0.001						
H = - 0.50 m		0.01	0.001					
H = - 0.30 m		0.1	0.01					
H = - 0.20 m			0.1					
H = - 0.10 m		0.5		0.001	0.001			
H = 0 m		0.9	0.5	0.01	0.01	0.001	0.001	
H = 0.1 m			0.9	0.1	0.1		0.01	
H = 0.2 m				0.5	0.5	0.01	0.1	
H = 0.3 m	0.001			0.9	0.9	0.1	0.5	0.001
H = 0.4 m						0.5	0.9	
H = 0.5 m						0.9		0.01
H = 0.7 m	0.01							0.1
H = 1.1 m	0.1							0.5
H=1.5 m	0.5							

Ces probabilités sont ajustées par typologie d'ouvrage suivant une fonction de Gumbel en calant les paramètres sur les probabilités comprises entre 0.01 et 0.5 sans pouvoir être inférieures à 10^{-6}.

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (résistant\ à\ la\ surverse)} = MAX\left(10^{-6}; \exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{H-1{,}4}{0{,}5}\right)\right)\right)\right)$$

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (digue\ en\ terre\ damée\ manuellement)} = MAX\left(10^{-6}; \exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{H+0{,}163}{0{,}206}\right)\right)\right)\right)$$

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (digue\ en\ terre\ confortée\ récemment)} = MAX\left(10^{-6}; \exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{H+0{,}034}{0{,}150}\right)\right)\right)\right)$$

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (digue\ avec\ matériaux\ de\ carrière\ sur\ talus\ aval\ ou\ palplanches)} = MAX\left(10^{-6}; \exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{H-0{,}169}{0{,}103}\right)\right)\right)\right)$$

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (digue\ avec\ blocs\frac{10}{100}kg\ sur\ talus\ aval)} = MAX(10^{-6}; \exp(-\exp\left(-\left(\frac{H-0{,}369}{0{,}103}\right)\right)))$$

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (perré\ maçonné)} = MAX(10^{-6}; \exp(-\exp\left(-\left(\frac{H-0{,}269}{0{,}103}\right)\right)))$$

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (remblai)} = MAX(10^{-6}; \exp(-\exp\left(-\left(\frac{H-0{,}982}{0{,}338}\right)\right)))$$

Avec H : lame d'eau déversante (en m) – les valeurs négatives correspondent à la valeur de la revanche par rapport à la crête d'ouvrage.

La figure ci-après illustre les probabilités de rupture par surverse associées à chaque type d'ouvrage au regard de la fonction « évacuation des crues »

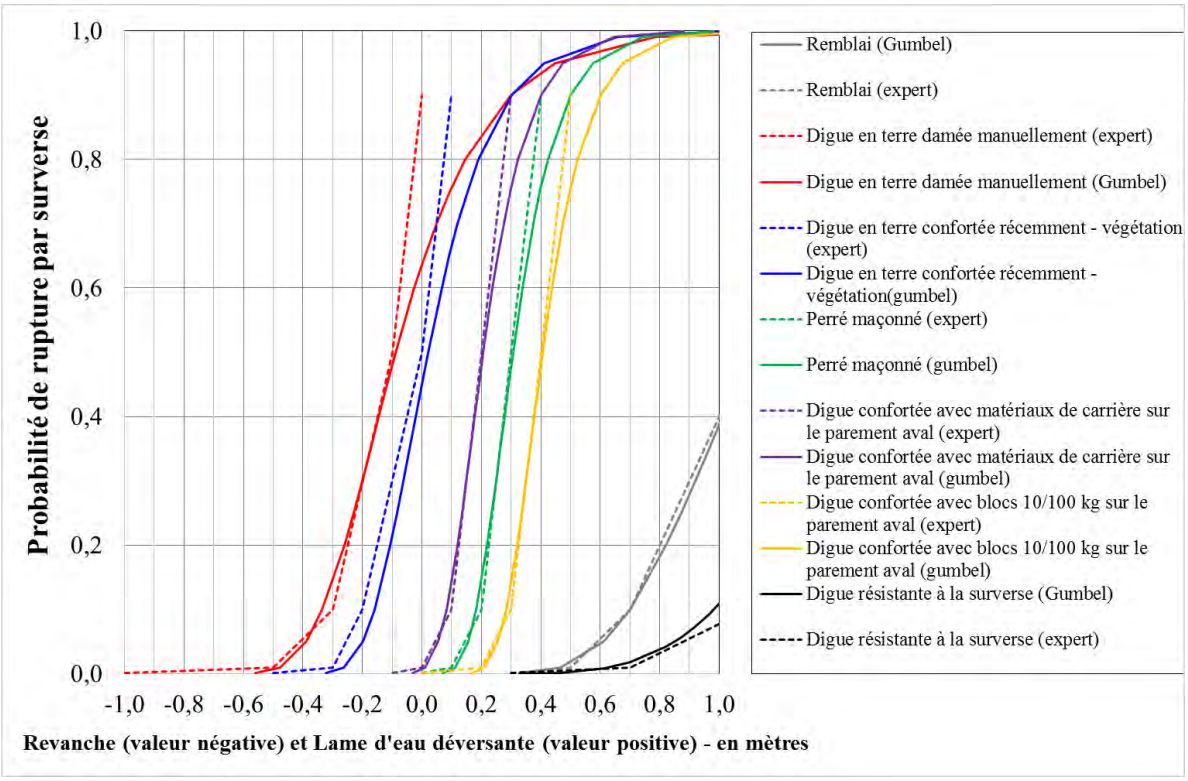


Figure 69. Probabilités de rupture par surverse associées à chaque type d'ouvrage

4.2 RUPTURE PAR AFFOUILLEMENT DU PIED AMONT

4.2.1 Description du phénomène

L'affouillement correspond à l'érosion externe du pied de berge, puis à l'érosion externe du corps de digue si celle-ci est proche de la berge. C'est la vitesse importante de l'eau (aggravée éventuellement par la fragilité des berges, l'absence de protection ou d'ancrage des berges) qui provoque l'érosion en pied. Il en résulte un raidissement de la pente locale qui, associé à l'affaiblissement des caractéristiques mécaniques (du fait de la saturation des matériaux), entraine alors des glissements favorisant à leur tour les perturbations hydrauliques (tourbillons) et les érosions.
Par glissements successifs du talus côté fleuve de la digue et/ou de la berge, le mécanisme peut entraîner l'ouverture d'une brèche dans le corps de digue. La figure ci-dessous adaptée de Cemagref 2001 [X 023] illustre les différentes phases de dégradation de l'ouvrage

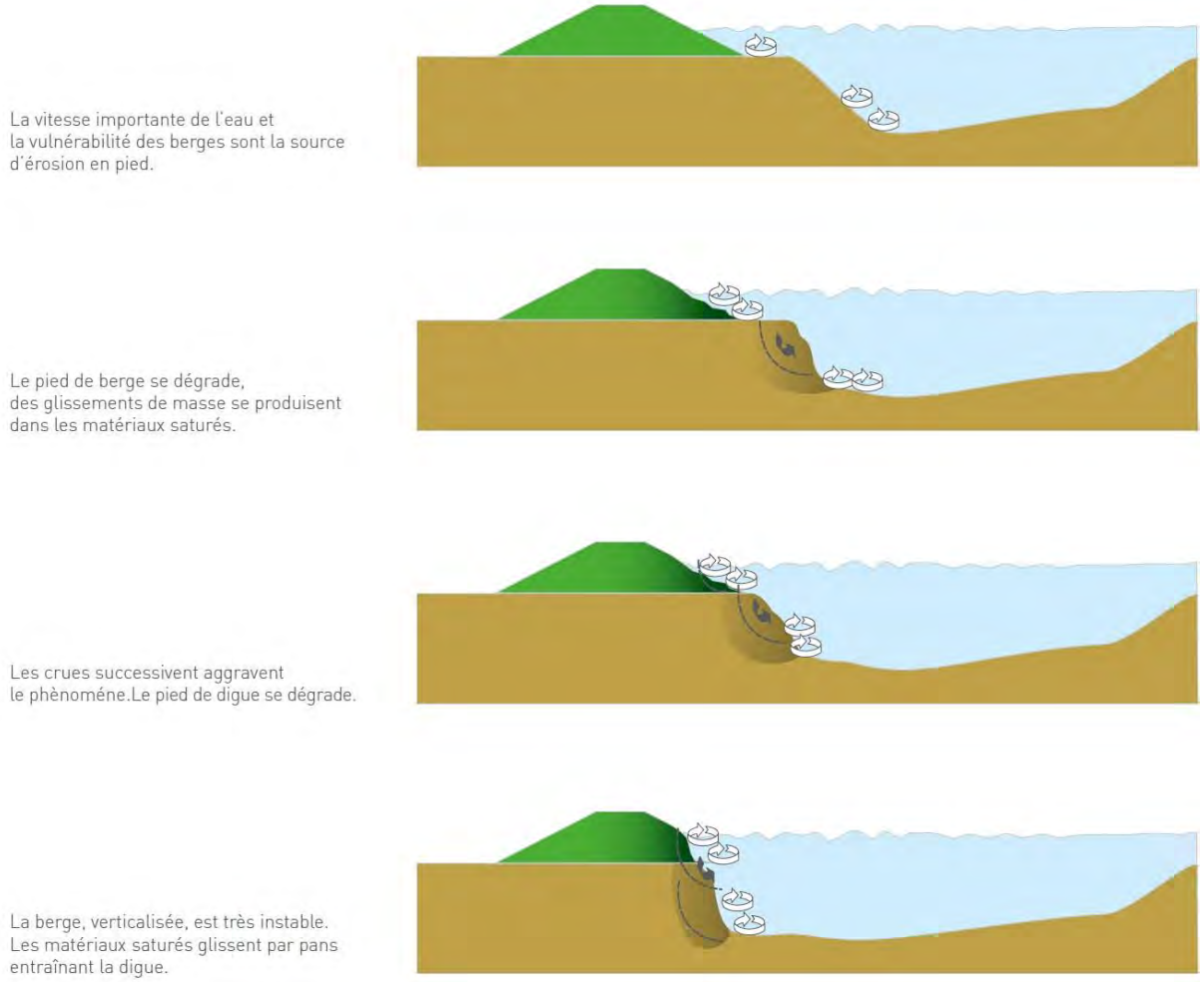


Figure 70. Le mécanisme d'affouillement (Cemagref 2001 [X023])

4.2.2 Paramètres déterminant le risque d'affouillement externe

Les facteurs de sensibilité au mécanisme d'affouillement sont des trois ordres (Cemagref 2001 [X023]) :

- La vitesse moyenne de l'eau le long du talus de digue, qui est liée à la distance de la digue par rapport au lit mineur ou de la berge. De ce point de vue, les digues en bord immédiat du lit mineur (et surplombant directement la berge) sont particulièrement exposées, ainsi que les digues situées dans des zones de rétrécissement du lit majeur ;
- Les perturbations hydrauliques locales pouvant entraîner des courants et tourbillons avec des vitesses locales plus élevées que la vitesse moyenne du tronçon. Ainsi des arbres, des piles ou toute construction sur le talus coté fleuve des digues sont la source de telles discontinuités hydrauliques. Il en va de même pour des courbes prononcées dans l'axe de la digue.
- La nature et l'état de la protection du talus de la digue côté fleuve : un perré en bon état est réputé pouvoir résister à une vitesse moyenne de 4m/s, alors qu'un talus simplement enherbé ne supportera pas des vitesses dépassant 1.5 m/s. Le changement de nature de la protection (passage d'une zone de perré à une zone enherbée) constitue aussi un fort facteur de fragilité.

Ces facteurs aggravant ou diminuant le risque d'affouillement externe sont illustrés ci-dessous :

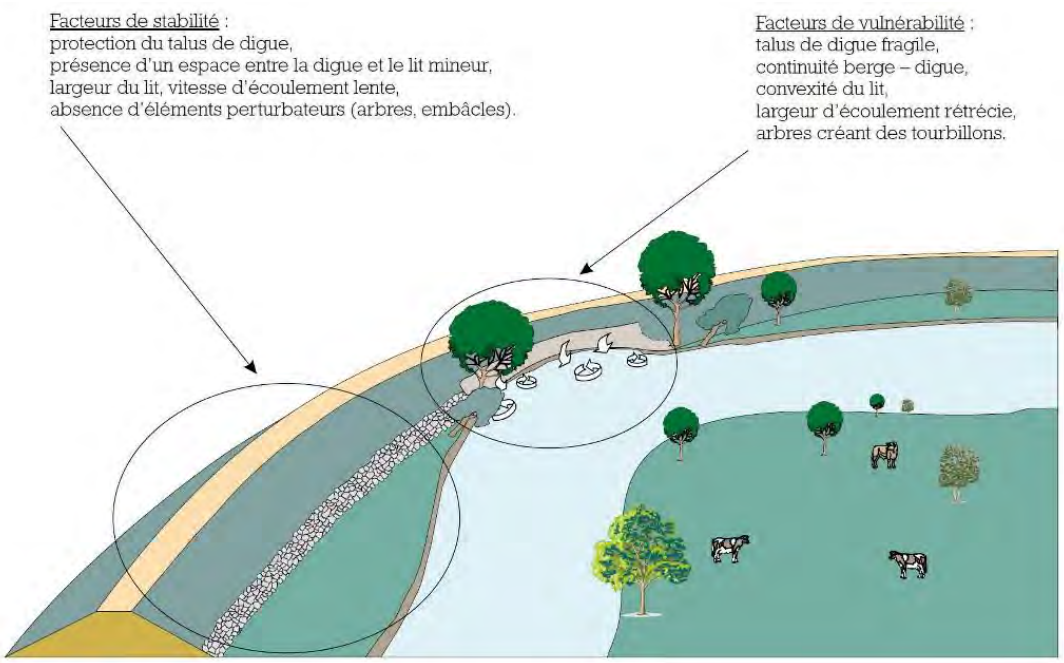


Figure 71. Facteurs aggravant et diminuant le risque d'affouillement externe (Cemagref 2001 [X023])

Ce type d'affouillement est observé assez fréquemment le long des berges pour des petites crues.



Figure 72. Affouillement externe au droit du Mas Marignan (2011) et en aval du Pont de Saint Gilles (2016)

4.2.3 Caractérisation du mécanisme d'affouillement

L'initiation du mécanisme de dégradation des berges supportant les digues est estimée à partir de la force tractrice ou force d'arrachement s'exerçant sur le fond du lit. Elle s'exprime pour les cours d'eau de largeur importante suivant l'équation ci-dessous (Degoutte 2012 [X028]) :

$$\tau = \gamma_w . h . i .$$

Avec :

- τ : force tractrice (N/m² ou Pa)
- γ_w : poids unitaires de l'eau (9,8 kN/m^3)
- i : pente hydraulique d'écoulement
- h : hauteur d'eau en m au droit de la berge (niveau d'eau – bathymétrie de pied de berge)

La force tractrice est plus grande dans la courbe externe d'un méandre que dans la courbe interne. Il est donc appliqué dans les extrados un coefficient multiplicateur de 1,7 (Lachat. 1992 [X027])

Pour le calcul de la force tractrice s'exerçant sur les berges, un coefficient pondérateur applicable aux matériaux pulvérulents devrait être appliqué. Compte tenu du caractère cohérent des matériaux constituant la berge et par sécurité, il n'est pas appliqué dans la suite de l'évaluation.

Les pentes hydrauliques d'écoulement le long du Rhône et du Petit Rhône ont été déterminées dans la rubrique 6 de l'étude de dangers. Le tableau ci-dessous rappelle ces pentes suivant les PR digues et l'occurrence des crues.

Tableau 32. Pente hydraulique le long du Rhône et Petit Rhône

PK Rhône	scénario 8 500 Q = 8 500 m3/s T = 10 ans		scénario 9 500 Q = 9 500 m3/s T = 25/30 ans		scénario 10500 Q = 10 500 m3/s T = 50 ans		scénario 2003 sans brèche Q = 11 500 m3/s T = 100 ans		scénario 1856 sans brèche Q = 12 500 m3/s T = 250 ans		scénario exceptionnel Q = 14 160 m3/s T = 1000 ans	
	Cote (m NGF)	Pente hydraulique (m/km)	Cote (m NGF)	Pente hydraulique (m/km)	Cote (m NGF)	Pente hydraulique (m/km)	Cote (m NGF)	Pente hydraulique (m/km)	Cote (m NGF)	Pente hydraulique (m/km)	Cote (m NGF)	Pente hydraulique (m/km)
272	9,20	0,27	9,63	0,25	10,00	0,24	10,59	0,23	10,91	0,22	11,09	0,22
277,3	7,78	0,38	8,31	0,35	8,73	0,34	9,39	0,34	9,73	0,34	9,90	0,34
279	7,13	0,07	7,73	0,10	8,15	0,13	8,81	0,17	9,15	0,19	9,32	0,21
281	6,98	0,07	7,52	0,09	7,90	0,09	8,47	0,10	8,76	0,10	8,91	0,10
288	6,49	0,09	6,91	0,09	7,28	0,10	7,80	0,12	8,06	0,13	8,18	0,14
294,5	5,92	0,10	6,31	0,11	6,64	0,12	7,04	0,15	7,21	0,17	7,29	0,18
297	5,67	0,09	6,04	0,10	6,34	0,11	6,67	0,12	6,79	0,14	6,84	0,14
305,5	4,88	0,16	5,17	0,17	5,42	0,18	5,61	0,20	5,64	0,20	5,65	0,20
308,5	4,41	0,09	4,67	0,10	4,87	0,11	5,02	0,11	5,04	0,12	5,05	0,12
314,5	3,87	0,16	4,07	0,18	4,23	0,19	4,34	0,20	4,35	0,20	4,36	0,20
322	2,66	0,10	2,74	0,11	2,80	0,11	2,83	0,12	2,84	0,12	2,84	0,12
324	2,47		2,53		2,57		2,60		2,61		2,61	

La pente hydraulique d'écoulement varie dans la gamme 7 à 35 cm/km suivant les tronçons et l'intensité des crues.

La figure ci-dessous indique les forces tractrices s'exerçant sur le fond du lit et sur les berges en fonction de la pente hydraulique et de la hauteur d'eau. Elles vont de quelques Pa à une centaine de Pa.

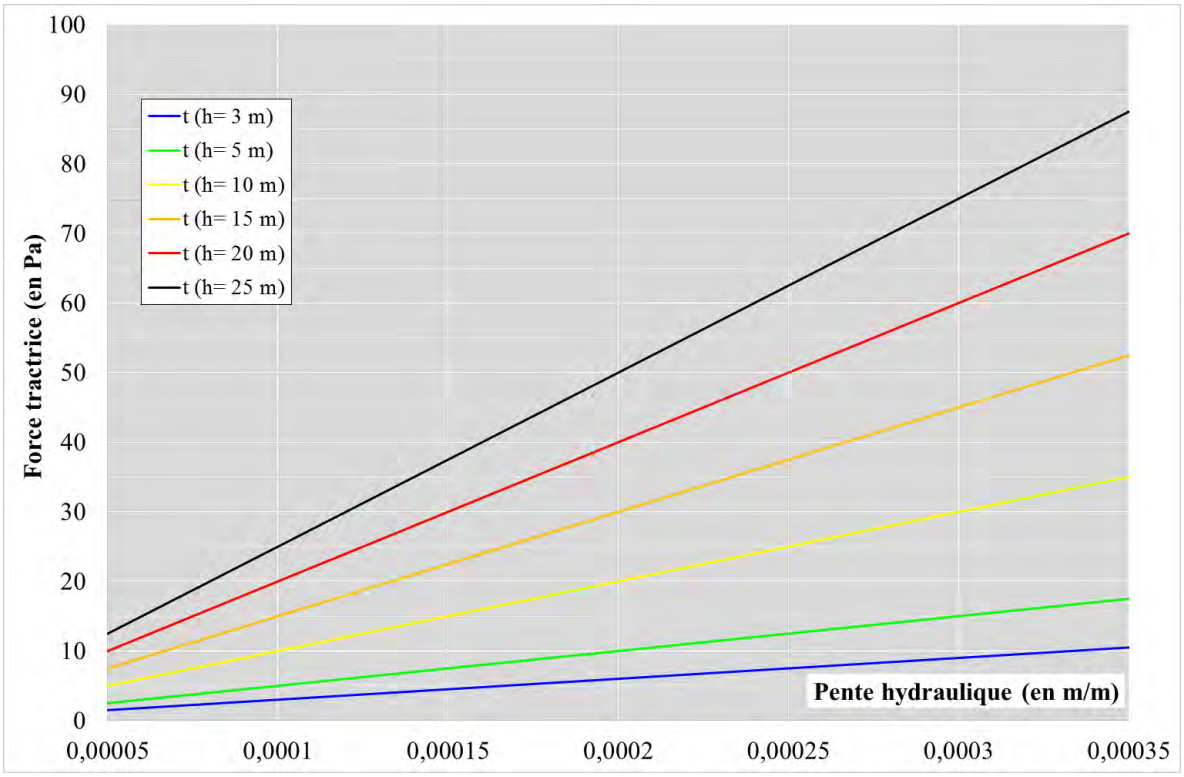


Figure 73. Force tractrice sur un cours d'eau rectiligne

Pour des digues éloignées du fleuve, où la hauteur à prendre en compte est la différence entre le niveau du fleuve et le terrain naturel du ségonnal, on constate que la contrainte est toujours inférieure à 20 Pa quelle que soit la pente hydraulique.

Une campagne d'essais JET permettant de mesurer la résistance des matériaux à l'érosion externe a été réalisée sur les digues du Petit Rhône. La figure ci-dessous illustre les résultats de cette campagne à la fois en termes de contrainte critique et de cinétique d'érosion.

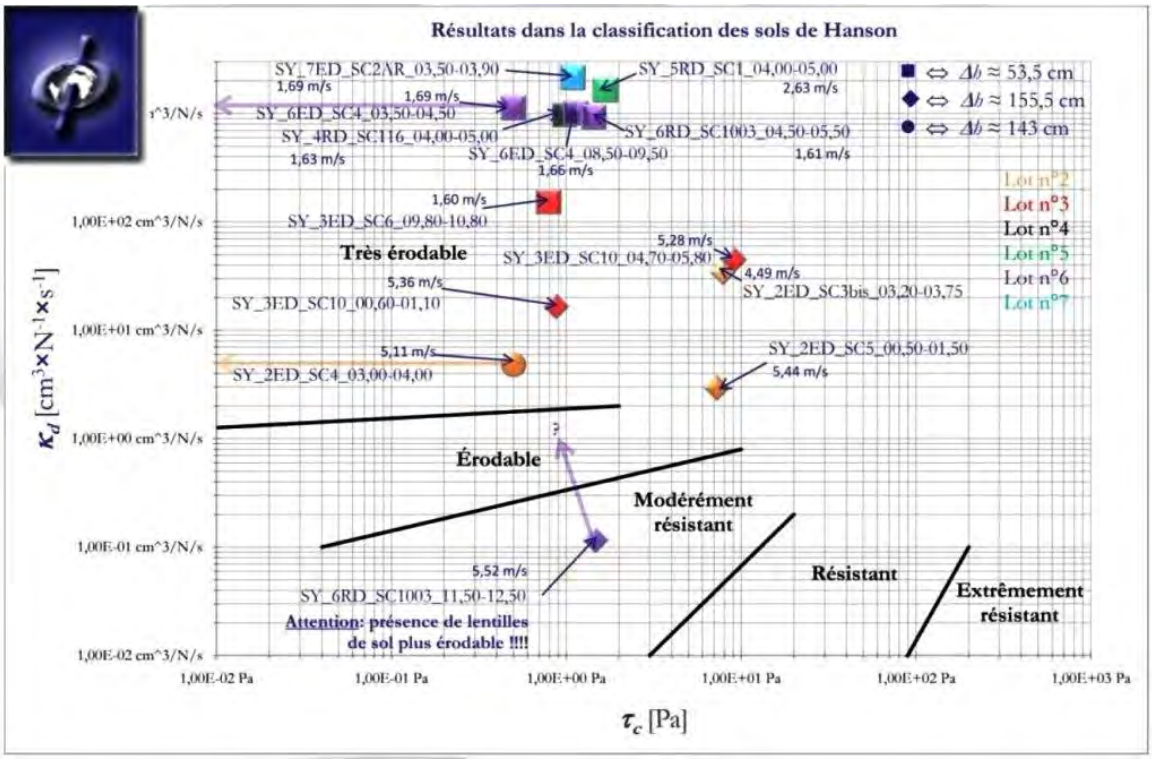


Figure 74. Résultats des essais JET effectués sur les digues du Petit Rhône

Les contraintes critiques de la majeure partie des matériaux testés sont de l'ordre de 1 Pa, voire inférieures à 1 Pa avec un maximum de 10 Pa. Ces valeurs sont très faibles et signifient que sur un matériau nu sans revêtement, l'érosion externe peut être initiée même avec de faibles pentes d'écoulement et/ou faibles hauteurs d'eau.

La cinétique d'érosion, caractérisée quant à elle par le K_d est comprise entre 3 et 2000 $cm^3/N/s$, soit entre 0,0108 et 7,2 $m^3/N/h$.

La résistance à l'érosion, constatée lors du REX des crues de 1993 à 2003, s'explique donc pas d'autres facteurs qui sont :

- La présence de la végétation,
- La présence de protection en enrochements libres ou perrés datant du siècle dernier figurant sur la carte historique des ponts et chaussées de 1876 et parfois visibles en période d'étiage,
- La présence de panneaux de fond (sur le Petit Rhône de la diffluence jusqu'à l'écluse de Saint-Gilles).

Lachat 1992 [X027] donne dans son guide sur les protections en génie végétal quelques valeurs de résistance reproduites ci-dessous :

Tableau 33. Force tractrice critique en fct du revêtement (source LACHAT [X027])

Type de protection	Force tractrice critique (Pa)
Herbacées (bien adaptées)	50
Herbacées, graminées (bien adaptées)	80
Saules (jeunes)	100
Saules	140
Fascines en branches de saules	250
Couche de branches de saules	300
Enrochements et végétaux	350

Compte tenu du fait que les protections en enrochements libres réalisées au XIX^{ème} siècle ne comportent pas de sabot en pied et de la tendance depuis les aménagements du XIX^{ème} siècle à l'enfoncement du lit, on considère que ces protections jouent un rôle moindre par rapport aux protections en enrochements libres réalisées récemment avec un sabot en pied. On note également que ces forces tractrices critiques sont des valeurs de dimensionnement. On estime donc qu'elles correspondent à des probabilités très faibles de rupture. On retient les probabilités d'initiation suivantes suivant la nature des revêtements en bor:

Tableau 34. Probabilité d'affouillement externe en fonction du revêtement et de la force tractrice

Revêtement des berges	Force tractrice critique (Pa)	Force tractrice sur la berge (Pa)	Probabilité d'affouillement externe	Qualification verbale
Herbacées	50	40	0,001	Quasiment impossible
		50	0,01	Très faible
		60	0,1	Faible
		70	0,5	neutre
Arbres	150	120	0,001	Quasiment impossible
		150	0,01	Très faible
		180	0,1	Faible
		210	0,5	neutre
Panneaux de fonds	200	160	0,001	Quasiment impossible
		200	0,01	Très faible
		240	0,1	Faible
		280	0,5	neutre
Enrochements anciens	350	200	0,001	Quasiment impossible
		250	0,01	Très faible
		300	0,1	Faible
		350	0,5	neutre
Enrochements avec sabot	350	280	0,001	Quasiment impossible
		350	0,01	Très faible
		420	0,1	Faible
		490	0,5	neutre
Fondations rocheuses ou palplanches			0,001	Quasiment impossible

Ces probabilités sont ajustées par typologie de protection de berges suivant une fonction de Gumbel en calant les paramètres sur les probabilités comprises entre 0.001 et 0.5. Ces probabilités sont bornées à 10^{-6}.

$$P_{affouillement\ (herbacés)} = MAX(\exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{\tau-67}{12{,}5}\right)\right)\right); 10^{-6})$$

$$P_{affouillement\ (arbres)} = \mathrm{MAX}(\exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{\tau-202}{37{,}4}\right)\right)\right); 10^{-6})$$

$$P_{affouillement\ (panneaux\ de\ fonds)} = \mathrm{MAX}(\exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{\tau-269}{50}\right)\right)\right); 10^{-6})$$

$$P_{affouillement\ (enrochements\ anciens)} = \mathrm{MAX}(\exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{\tau-336}{62{,}4}\right)\right)\right); 10^{-6})$$

$$P_{affouillement\ (enrochements\ avec\ sabot)} = \mathrm{MAX}(\exp(-\exp\left(-\left(\frac{\tau - 471}{87{,}4}\right)\right)); 10^{-6})$$

Avec : contraintes de cisaillement sur la berge

La figure ci-après illustre les probabilités d'affouillement de berge par type de protection.

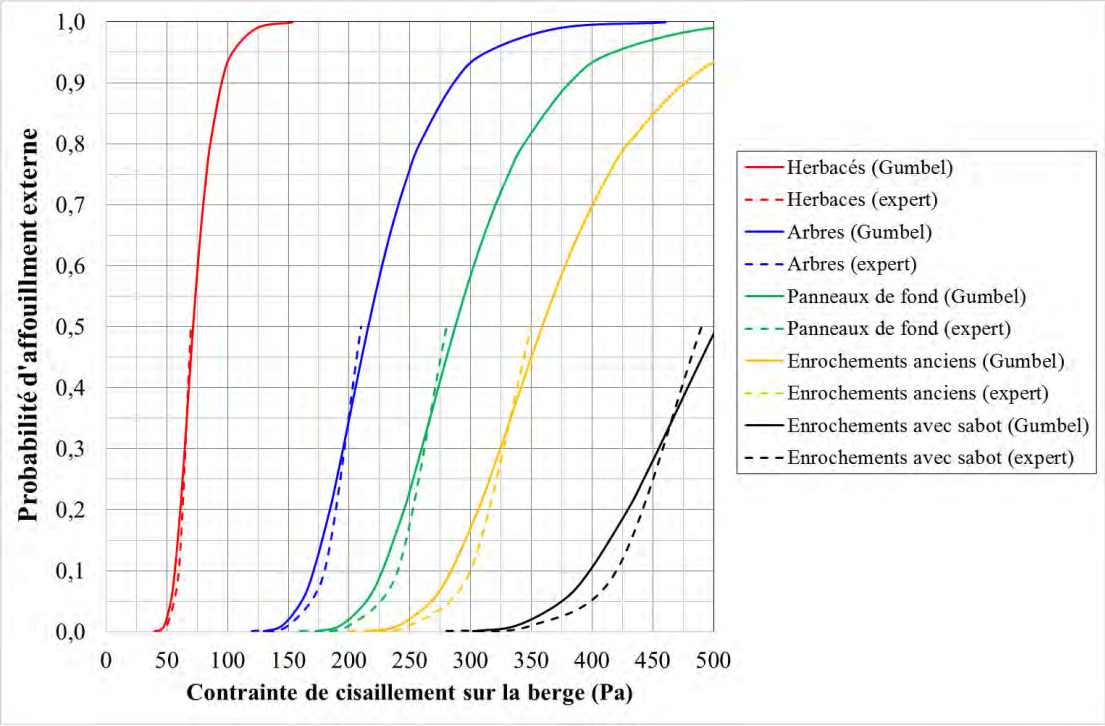


Figure 75. Probabilités d'affouillement externe par type de protection de berges

4.2.4 Caractérisation de la vitesse d'érosion

A l'instar de la vitesse d'élargissement de brèche, la vitesse d'érosion de la berge peut s'exprimer par l'équation suivante :

$$\frac{dW}{dt} = k_d.(\tau - \tau_c)$$

Avec :

W : largeur de digue ou de ségonnal érodé (en m)
k_d : cinétique d'érosion de Hanson en $cm^3/N/s$
τ : contrainte de cisaillement sur la berge (Pa ou N/m^2)

Comme indiqué plus haut, les contraintes maximales, pouvant s'exercer sur la berge, vont dépendre de la bathymétrie en pied de berge et du niveau de crue, de la position de la berge par rapport au courant (extrado, ligne droite) de la pente d'écoulement.

En retenant une pente d'écoulement de 0,00035 m/m et une hauteur d'eau de 20 mètres applicable à la berge, on obtient une contrainte sur la berge de 70 Pa en ligne droite et 120 Pa en extrados. Avec ces contraintes, l'affouillement est possible uniquement sur des berges nues et revêtues d'herbes en ligne droite et sur des berges protégées par des arbres dans les coudes. En supposant une cinétique d'érosion de 16 $cm^3/N/s$ qui est la cinétique d'érosion estimée pendant l'élargissement de la brèche de Claire Farine, on estime sur un talus enherbé d'une digue la vitesse d'érosion à environ 1 m/h en ligne droite et 4 m/h en extrado.

En supposant que la détection va être possible dès l'atteinte du pied de digue et que cette dernière tienne jusqu'à la moitié du talus, on estime une durée très pessimiste entre la détection et la brèche de 10 heures en ligne droite et de 3 heures en extrados.

4.3 RUPTURE PAR BATILLAGE

On considère les vagues liées au vent, aux entrées maritimes et à la navigation. Les différents modes de rupture provoqués par le batillage sont illustrés dans la figure ci-après.

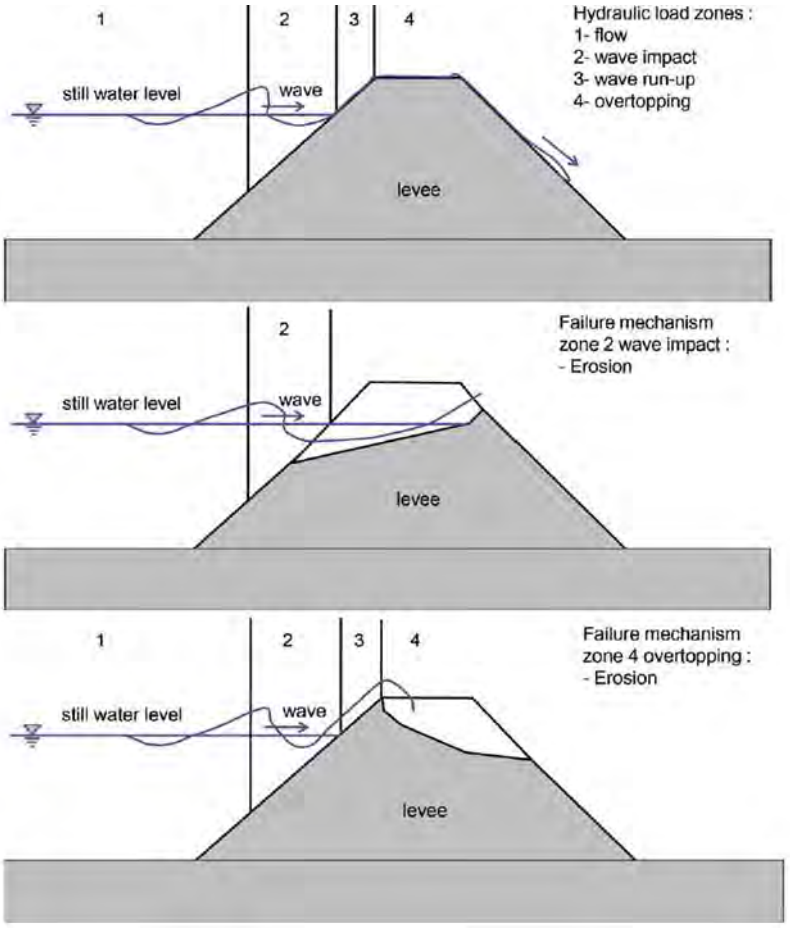


Figure 76. Différents modes de rupture liés au batillage (source ILH [X015])

La résistance d'une digue avec un parement végétalisé en fonction de la hauteur spécifique des vagues peut être évaluée par les abaques suivants. Ces derniers considèrent des parements végétalisés avec un enherbement serré (closed sod) et un enherbement plus espacé avec des surfaces de terre importantes (open sod).

En rive gauche du Rhône, les digues où de longs Fetch peuvent se développer sont exposées au vent d'Ouest et Sud-Ouest. Au regard des données historiques récentes ou anciennes, la probabilité d'avoir un vent important d'Ouest ou Sud-Ouest concomitamment avec la pointe de crue est très faible. On peut considérer le risque d'érosion, liée aux vagues, très faible et le risque de déferlement inférieur au 35 cm pris en compte dans la revanche de 50 cm.

La digue de la Montagnette exposée au vent du Nord pourrait présenter un risque d'exposition aux vagues important. Cependant la haie d'arbres disposée au nord de la digue joue un rôle de protection en dissipant les vagues potentiellement déferlantes.

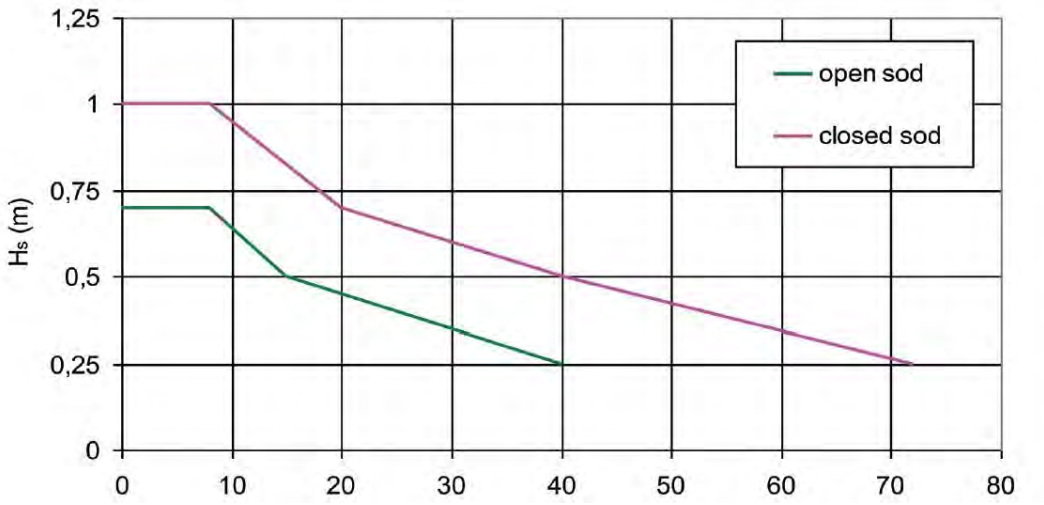


Figure 77. Résistance du parement d'une digue végétalisée en fonction de la hauteur spécifique des vagues et de la végétalisation des talus (Source ILH [X015] d'après CIRIA)

La probabilité de brèche par batillage des ouvrages de la rive gauche est jugée trop faible et n'est donc pas quantifiée.

5 CARACTERISATION DES RUPTURES PAR GLISSEMENT

5.1 DESCRIPTION DU PHENOMENE

Le glissement en masse intervient par rupture circulaire quand la digue et sa fondation sont en limon homogène saturé en eau et que les pentes des talus sont trop raides. En crue, le risque de glissement est sur le talus côté terre (la stabilité du talus côté fleuve étant assurée par le poids de l'eau.) La figure ci-dessous illustre ce mode de rupture.

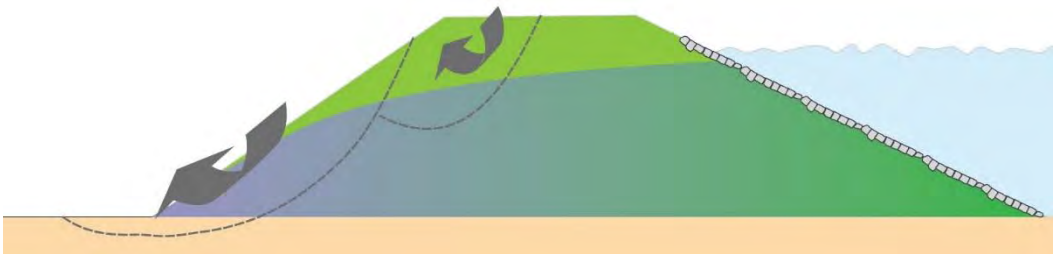


Figure 78. Glissement du talus aval en crue (d'après CEMAGREF [X023])

En décrue, le risque de glissement est sur le talus côté fleuve (le talus côté fleuve a été imbibé d'eau et le poids de l'eau n'est plus là pour assurer la stabilité du talus)

La figure ci-dessous illustre ce mode de rupture.



Figure 79. Glissement du talus amont en décrue (d'après CEMAGREF [X023])

Il est à noter que l'étude accidentologique n'a pas identifié de brèche causée par glissement circulaire.

5.2 METHODE DE DE CARACTERISATION DU CFBR

La justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai a fait l'objet de recommandations du Comité Français des Barrages et Réservoirs [X020]. Les paragraphes ci-dessous sont extraits de ces recommandations.

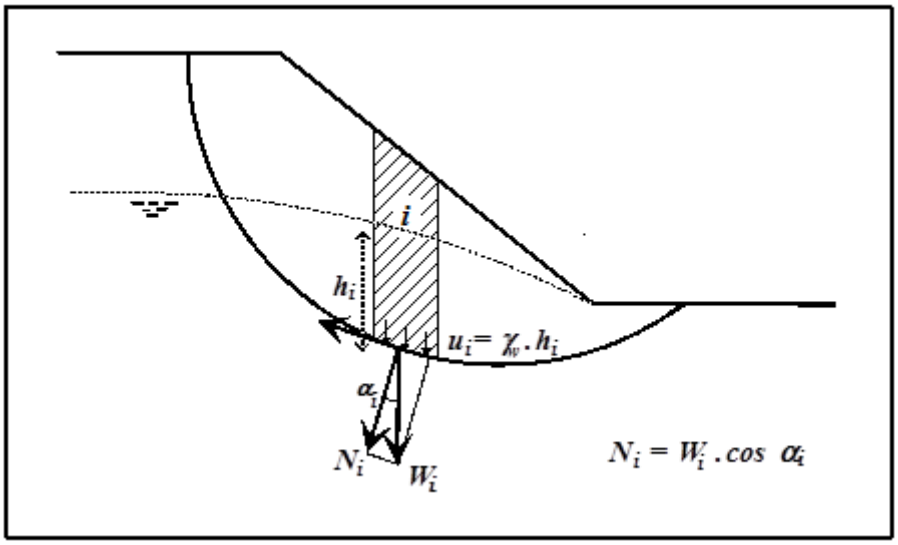


Figure 80. Principe de calcul de stabilité dans le cas d'une surface circulaire

Pour l'évaluation de la stabilité au grand glissement, le cas le plus fréquent est le suivant (Figure ci-dessus) :

- un modèle de calcul à l'équilibre limite est bâti, qui postule une surface de glissement potentielle, traversant le remblai et, le cas échéant, la fondation ;
- on calcule les contraintes effectives le long de cette surface ;
- on compare la contrainte de cisaillement, calculée le long de la surface étudiée, à la résistance au cisaillement des matériaux par différents modèles d'état-limite ; cette résistance est généralement exprimée par un modèle de Mohr-Coulomb, dans lequel on utilise pour c' et φ' les résistances de pic si, et seulement si, les preuves de compactage existent et que la déformabilité de la fondation est moindre que celle du remblai (sinon, prendre les résistances résiduelles post-rupture) ;
- la sécurité du calcul réside dans les trois points ci-dessous :
  - ✓ c' et φ' sont choisis avec prudence ;
  - ✓ les valeurs de calculs de c' et φ' sont les valeurs caractéristiques, divisées par des coefficients partiels ;
  - ✓ on applique ensuite un coefficient de modèle.

La condition d'état-limite s'écrit sous la forme d'une inéquation dans laquelle sont comparés, d'une part, un rapport des forces résistantes (ou de leur moment) sur les forces motrices (ou de leur moment), d'autre part, le coefficient de modèle. L'expression mathématique de la condition d'état-limite dépend du modèle d'état-limite adopté ; elle fait intervenir les valeurs caractéristiques des propriétés de résistance pondérées par leur coefficient partiel et les

valeurs représentatives des actions correspondant à la situation de projet examinée. À titre d'exemple, avec la méthode de Fellenius et pour un calcul en contraintes effectives, la condition d'état-limite s'écrit :

$$\frac{\sum_i \left[\frac{c'}{\gamma_{mc'}} \cdot \frac{b}{\cos\alpha_i} + \left(\frac{W_i}{\gamma_{mw}} \cos\alpha_i - u_i \frac{b}{\cos\alpha_i} \right) \frac{\tan\varphi'}{\gamma_{m\tan\varphi'}} \right]}{\sum_i W_i \sin\alpha_i} > \gamma_d$$

avec b largeur des tranches, W_i poids de la tranche i, α_i angle de la normale à la base de la tranche i avec la verticale, u_i pression interstitielle à la base de la tranche i.

Pour les digues de protection, les calculs sont à mener dans les cas figurant dans le tableau ci-après (à adapter à chaque cas particulier) :

Tableau 35. Cas de calculs à mener (recommandations CFBR [X020])

Situation	Talus amont	Talus aval
normale		X
Transitoire	X	X
Rare de crue	X (décrue)	X (cote de protection)
Exceptionnelle de crue		X (cote de sûreté)
Extrême de crue	X (décrue)	X (cote de danger)
Extrême sismique	X	X

Les coefficients partiels et de modèle sont les suivants :

Tableau 36. Coefficients partiels et de modèle pour l'ELU de stabilité d'ensemble (recommandations CFBR [X020])

Situations	Coefficient partiel γ_m sur c' et tan φ'	Coefficient partiel γ_m sur le poids volumique	Coefficient de modèle γ_d
normale d'exploitation	1,25	1	1,2
rare de crue	1,2	1	1,2
transitoire ou rare	1,1	1	1,2
exceptionnelle de crue (PHE)	1,1	1	1,2
extrême de crue	1	1	1,1
extrême sismique	1	1	1,1

5.3 PROBABILITE DE RUPTURE PAR GLISSEMENT

Les recommandations du CFBR n'associent pas de probabilité au coefficient de modèle. En revanche, elles traitent de la probabilité des situations.

Ces recommandations stipulent que les situations de projet sont classées en plusieurs catégories différenciées par l'intervalle de temps pendant lequel les distributions de toutes les données (actions, résistances) sont considérées comme constantes :

- les situations normales d'exploitation. Elles se réfèrent aux conditions de d'exploitation normale de l'ouvrage ;
- les situations transitoires. Ce sont les situations de projet de courte durée au regard de la durée de vie de l'ouvrage dont la survenue est quasiment certaine pendant la vie de l'ouvrage (fin de construction, maintenance) ;
- les situations rares. Elles se réfèrent à des conditions temporaires de fonctionnement ou à des configurations particulières. Leurs probabilités d'occurrence sont assez élevées sur la durée de vie de l'ouvrage ;
- les situations extrêmes. Elles se réfèrent à des conditions extrêmes applicables à l'ouvrage ou à des probabilités d'occurrence faibles sur la durée de vie de l'ouvrage.
- les situations de crues, qu'il est apparu nécessaire d'introduire de façon spécifique, vu leur importance s'agissant d'ouvrages hydrauliques. Ces situations comprennent elles-mêmes trois sous-catégories :
  - ✓ les situations rares de crue (dédiées à la justification des barrages écrêteurs de crue et des digues fluviales),
  - ✓ les situations exceptionnelles de crue (correspondant à l'atteinte de la cote des Plus Hautes Eaux – PHE),
  - ✓ les situations extrêmes de crue (au-delà de laquelle l'intégrité de l'ouvrage ne serait plus assurée – cote de danger).

Compte tenu de ce que la valeur γ_m sur le poids volumique de l'eau est égale à 1 et que les coefficients partiels γ_m sur c' et tan φ' sont égaux, on peut déduire qu'en définitif la stabilité est assurée quand le facteur de sécurité globale F tel que défini ci-dessous, calculé avec les valeurs caractéristiques c' et φ' non divisées par des coefficients partiels est supérieur à $\gamma_m.\gamma_d$, soit

$$F = \frac{\sum_i \left[c' \cdot \frac{b}{\cos\alpha_i} + \left(Wi.\cos\alpha_i - u_i \frac{b}{\cos\alpha_i} \right) \tan\varphi \right]}{\sum_i W_i \sin\alpha_i} > \gamma_m.\gamma_d$$

Si on considère que l'acceptabilité du risque pour les digues de protection correspond à une probabilité annuelle de rupture comprise entre 10^{-5} et 10^{-4}, on peut en déduire les coupures suivantes avec pour chaque coupure un produit de la probabilité d'occurrence par la probabilité conditionnelle de rupture aux alentours de 10^{-5}, ce qui donne dans le contexte hydrologique du Delta du Rhône, le découpage suivant :

Tableau 37. Probabilité de rupture suivant l'occurrence de situations de crues envisagées dans CFBR 2015 [X023]

Situation	T (an)	T_1 (an)	T_2 (an)	Prob. occurrence	Prob. conditionnelle de rupture	Prob. de rupture/ coupure	γ_m	γ_d	$\gamma_m.\gamma_d$
Normale	1		10	0.9	10^{-5}	9.10^{-6}	1.25	1.20	1.50
Rare	50	10	100	0.09	10^{-4}	9.10^{-6}	1.20	1.20	1.44
Excep.	500	100	1000	0.009	10^{-3}	9.10^{-6}	1.10	1.20	1.32
Extrême	2000	1000		0.001	10^{-2}	1.10^{-5}	1.00	1.10	1.10
Total				**1**		**$3.7.10^{-5}$**			

La probabilité de rupture par glissement circulaire est évaluée en fonction du facteur de sécurité global non diminué des coefficients partiels par la grille suivante :

Tableau 38. Probabilité de rupture par glissement en masse en fonction du facteur de sécurité global

Facteur F (anciennement Facteur global)	Probabilité de rupture
0.8	0.9
0.9	0.5
1	0.1
1.1	0.01
1.32	0.001
1.44	0.0001
1.5	0.00001

Ces probabilités sont ajustées suivant une fonction de Gumbel en calant les paramètres pour des facteurs de sécurité F compris entre 1.5 et 1.1 d'une part, et 1.1 et 0.8 d'autre part.

$$P_{glissement\ (F>1,1)} = \exp(-\exp\left(\left(\frac{F-0,441}{0,442}\right)\right))$$

$$P_{glissement\ (F<1,1)} = \exp(-\exp\left(\left(\frac{F-0,966}{0,09}\right)\right))$$

Les probabilités de brèche par glissement du talus aval et du talus amont sont respectivement bornées à 10^{-6} et 10^{-5}.

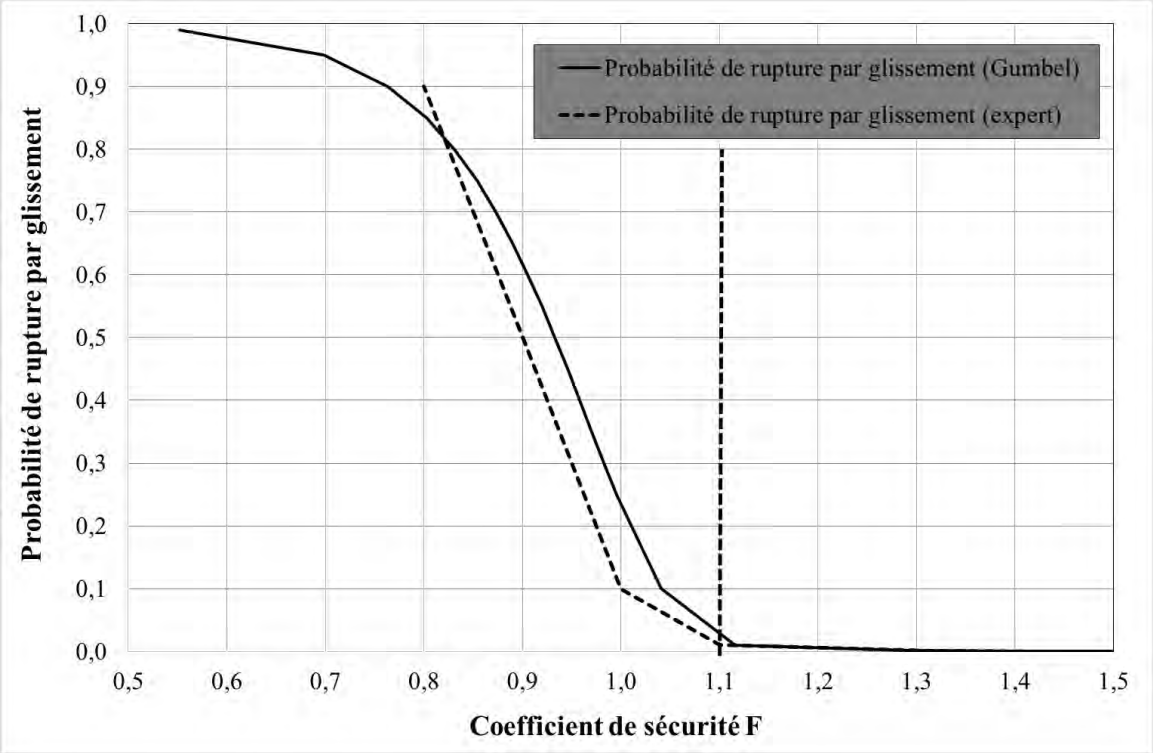


Figure 81. Probabilité de rupture par glissement en fonction du facteur de sécurité global

5.4 CALCUL DES FACTEURS DE SECURITE

Pour l'analyse de risques, on distingue les 4 groupes d'ouvrages :

- Les digues récemment confortées ou à conforter très prochainement pour lesquelles des calculs de stabilité ont été menés suivant les recommandations CFBR (version provisoire de 2010 ou définitive de 2015). Il s'agit de :
  - La digue de la Montagnette,
  - La digue Tarascon-Arles,
  - La digue Sud d'Arles entre Prends-té-Garde et Grand Mollégès.
  - Les digues de 2ème rang du Vigueirat en traversée de Fourchon de la RD453 à la RN113) (calculs non réalisées)

  Ces ouvrages présentent des conceptions équivalentes (étanchéité amont + clé d'étanchéité, filtration et drainage du remblai et de la fondation)
- Les digues de 1er rang récemment confortées pour lesquelles les études de projet ont été menées antérieurement à l'élaboration de ces recommandations. Il s'agit de :
  - La digue de Barriol
  - Les digues de Port-Saint-Louis-du-Rhône en aval du canal du Rhône à Fos

  Ces ouvrages présentent des conceptions équivalentes (masque étanche en matériaux A2+clé d'étanchéité, drain horizontal en pied aval, absence de filtration et drainage du remblai).
- Les digues de 2ème rang récemment réalisées ou confortées
  - La digue Nord d'Arles (2ème rang) – remblai homogène étanche

- Les digues en rive droite du Vigueirat (2ème rang) de la digue Nord au RD453 – rideau de palplanches sur toute la hauteur de l'ouvrage et en fondation

- Les digues du XIXème siècle qui n'ont fait l'objet d'aucun confortement depuis leur création et le tronçon de route RD35 faisant office de protection.

Les 3 premiers groupes concernent des travaux récemment réalisés. Les ouvrages présentent des géométries homogènes.

Pour le 1er groupe, il a été procédé à l'analyse des calculs réalisés par les bureaux d'étude. La probabilité de brèche par glissement est calculée suivant la formule précitée. L'analyse figure au chapitre 8.

Pour le 2ème et 3ème groupe, les corps de digue ont été réalisés avec des matériaux étanches (matériaux A2 ou rideau de palplanches), les maîtres d'œuvre ont estimé que le talus aval ne pouvait pas être inhibé et que le risque de brèche par glissement du talus aval était négligeable. Une probabilité à dire d'expert a été déterminée.

Pour le 4ème groupe, les corps de digue et la géométrie des ouvrages sont par définition hétérogènes. Pour ces ouvrages, des modélisations géo-mécaniques ont été réalisées sur les logiciels SEEP et GEOSLOPE de manière à pouvoir construire des abaques et estimer directement pour chaque profil et chaque scénario de crue le facteur de sécurité en crue du talus aval et en décrue du talus amont:

5.5 STABILITE DES DIGUES D'ORIGINE A L'AIDE DU LOGICIEL SEEP/GEOSLOPE

5.5.1 Paramètres d'entrée

Afin de déterminer la résistance des digues vis-à-vis de la stabilité, des abaques ont été réalisés.

Dans ces derniers, différents paramètres ont été pris en compte :

- Le fruit, avec des valeurs étudiées de 1 ; 1.5 ; 2 et 2.5,
- La crue, avec 6 niveaux différents,
- La nature de la fondation, avec ou sans couche sableuse,
- Le niveau de la nappe, soit au niveau du pied aval soit 2m plus bas.

Le profil utilisé a été choisi de façon pessimiste : digue de 6 m de hauteur coté terre et 5 m coté fleuve avec une largeur de ségonnal très faible, de 5m. L'ensemble du secteur a au minimum fait l'objet de travaux de carrossabilité et a donc une largeur en crête de 3 mètres ; c'est cette valeur qui a été utilisée.

Grâce aux mesures topographiques, les fruits minimums en rive gauche ont pu être déterminés ; ils sont de l'ordre de 1.5 à l'amont comme à l'aval (excepté au niveau des protections maçonnées, mais celles-ci ne rentrent pas dans la présente analyse). Il n'y a pas de soucis de stabilité avec des fruits de plus de 2.5, ce qui justifie la plage de valeurs sélectionnée.

Les niveaux de crues utilisés sont répartis entre le niveau du pied de digue coté fleuve (1m par rapport au côté terre) et le niveau de la crête de digue (6m par rapport au côté terre). Chacune de ces crues a été considérée avec un gradient de crue de 5cm/h, un pic de crue de 2 jours et un gradient de décrue de 25 cm/h. L'hypothèse de gradient de crue est plus lente que les gradients observés et le pic plus long que ceux observés pour les crues historiques (Cf. rubrique n°6) ; la digue est donc plus saturée dans la modélisation que dans la réalité, ce qui est sécuritaire. De même une décrue plus rapide que les décrues observées lors des crues historiques (Cf. rubrique n°6) est modélisée ce qui va à nouveau dans le sens de la sécurité.

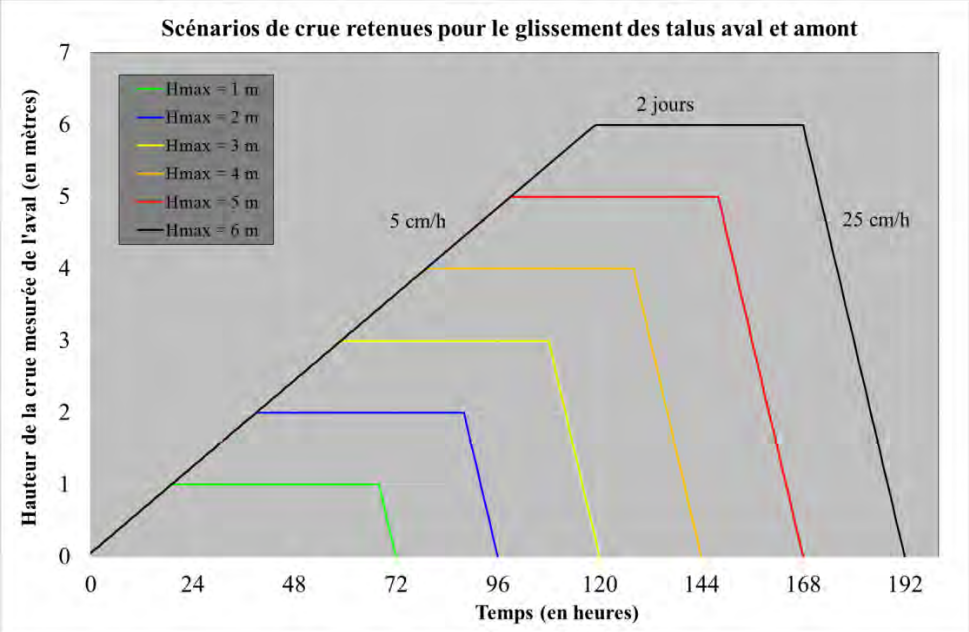


Figure 82. Scénarios de crues pris en compte pour l'évaluation de la stabilité

Suite à l'analyse géotechnique menée sur l'ensemble de la rive gauche, des caractéristiques moyennes du limon ont été choisies pour le corps de digue et pour la fondation avec éventuellement une couche de sable en fondation (5m d'épaisseur, située à 1m sous le pied aval). La configuration A comprend la couche de sable, contrairement à la configuration B.

Tableau 39. Digue d'origine - propriétés mécaniques et hydrauliques

	Limon + argile	**Sable**
C' (kPa)	2	0
φ' (°)	27	33
γ_{humide} (kN/m^3)	19.5	19.5
k_v (m/s)	1.10^{-7}	1.10^{-5}
k_h (m/s)	1.10^{-6}	1.10^{-4}
Porosité n (%)	40	35
α (m^{-1})	1.9	14.5
α (kPa)	52.6	6.9
n (Van Genuchten)	1.3	2.7

Le niveau de la nappe a été placé soit au niveau du pied aval, suite à une montée lente du niveau du Rhône : la fondation est saturée, ou 2 mètres plus bas, ce qui correspond plus à une crue rapide : seule la fondation profonde est saturée au début. Un pas de temps de 1h a été utilisé, pour chaque configuration, les facteurs de sécurité minimum de chaque pas de temps ont été comparés et le plus bas a été sélectionné, c'est celui qui apparait dans les graphiques suivants.

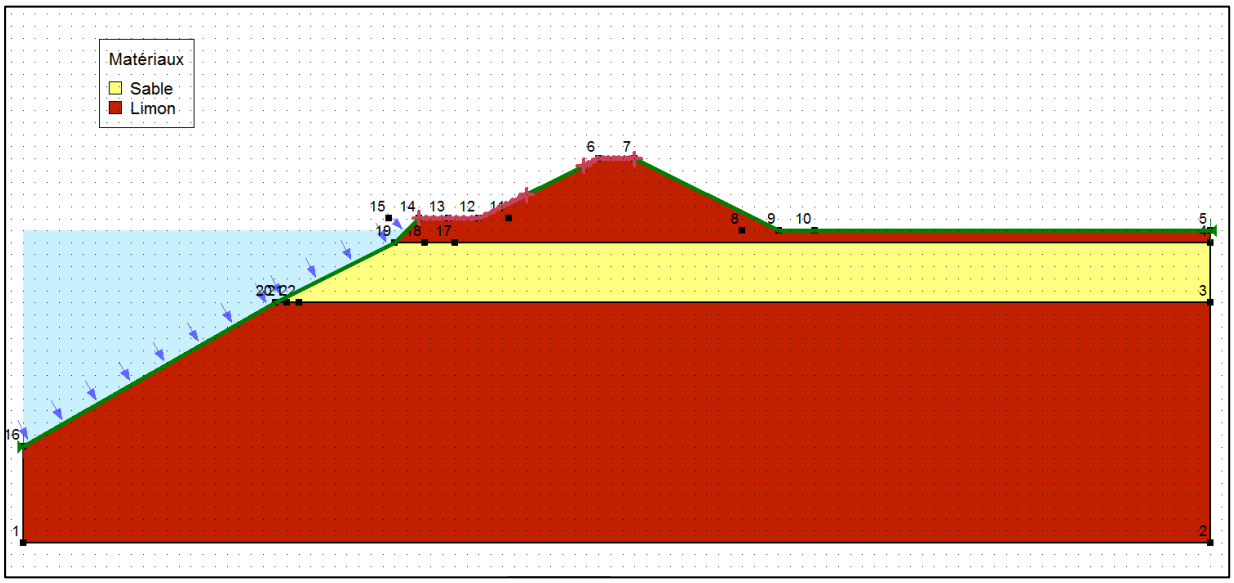


Figure 83. Exemple de modèle : configuration A avec des pentes à 2/1

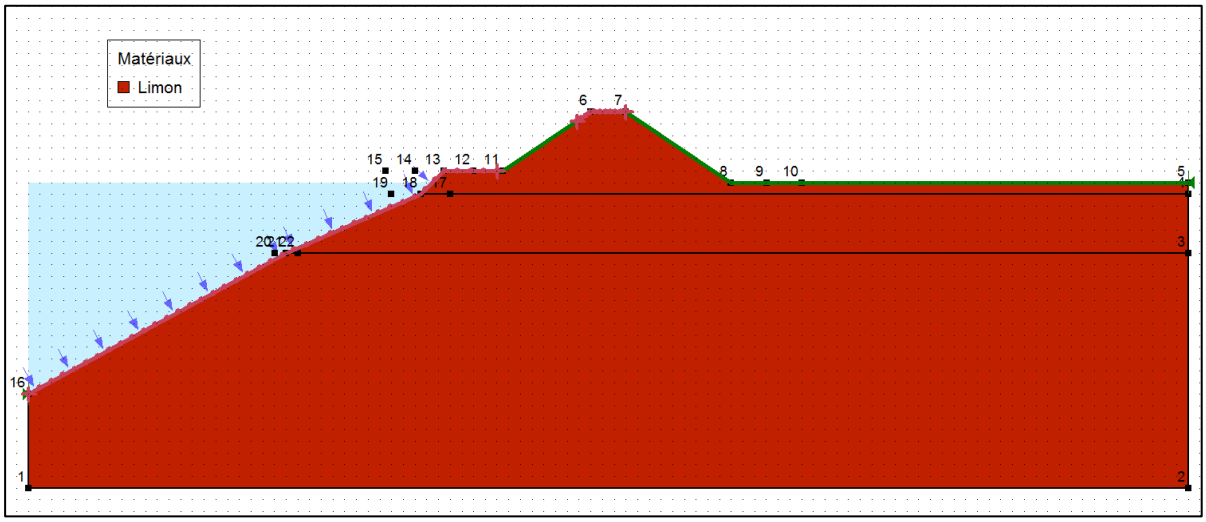


Figure 84. Exemple de modèle : configuration B avec des pentes à 1.5/1

5.5.2 Choix du facteur de sécurité

De manière générale, le facteur de sécurité du talus amont est minimal lors de la décrue alors que celui du talus aval est minimal à la fin du pic de crue.

En crue, les cercles de glissement atteignant la crête aval présentent des facteurs de sécurité inférieurs aux cercles de glissement atteignant la crête amont. Les premiers peuvent engendrer une rupture de la digue sans pour autant provoquer de brèche. Alors que les seconds en atteignant le lit du fleuve peuvent engendrer des entrées d'eau et provoquer la formation d'une brèche. Le scénario de brèche par glissement du talus aval en crue étant caractérisé par la seule probabilité d'initiation du glissement, on s'intéressera uniquement aux cercles de glissement atteignant la crête opposée au glissement pour la caractérisation de scénario de brèche. Pour les brèches par glissement du talus amont en décrue, on conservera la même approche.

Les quatre figures suivantes illustre la comparaison des facteurs de sécurité relatifs aux cercles de glissement atteignant la crête du talus impacté par le glissement (rupture sans brèche) et ceux atteignant la crête opposée au talus impacté par le glissement (rupture avec brèche) pour les 4 situations suivantes :

- Glissement du talus aval en crue pour la configuration A (sable perméable en fondation),
- Glissement du talus amont en décrue pour la configuration A (sable perméable en fondation),
- Glissement du talus aval en crue pour la configuration B (limon peu perméable en fondation),
- Glissement du talus amont en crue pour la configuration B (limon perméable en fondation).

Globalement les variations du facteur de sécurité sont comprises entre 0,05 et 0,2.

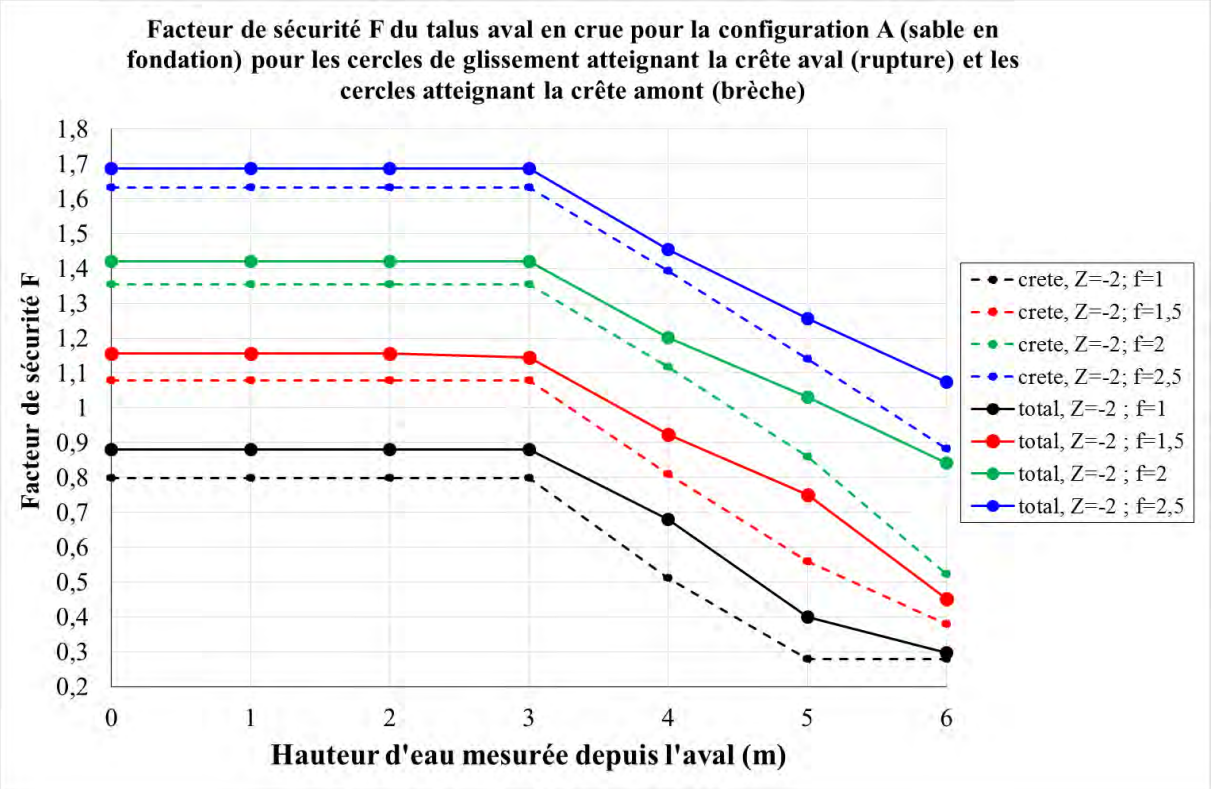


Figure 85. Facteur de sécurité du talus aval en crue – configuration A (sable)

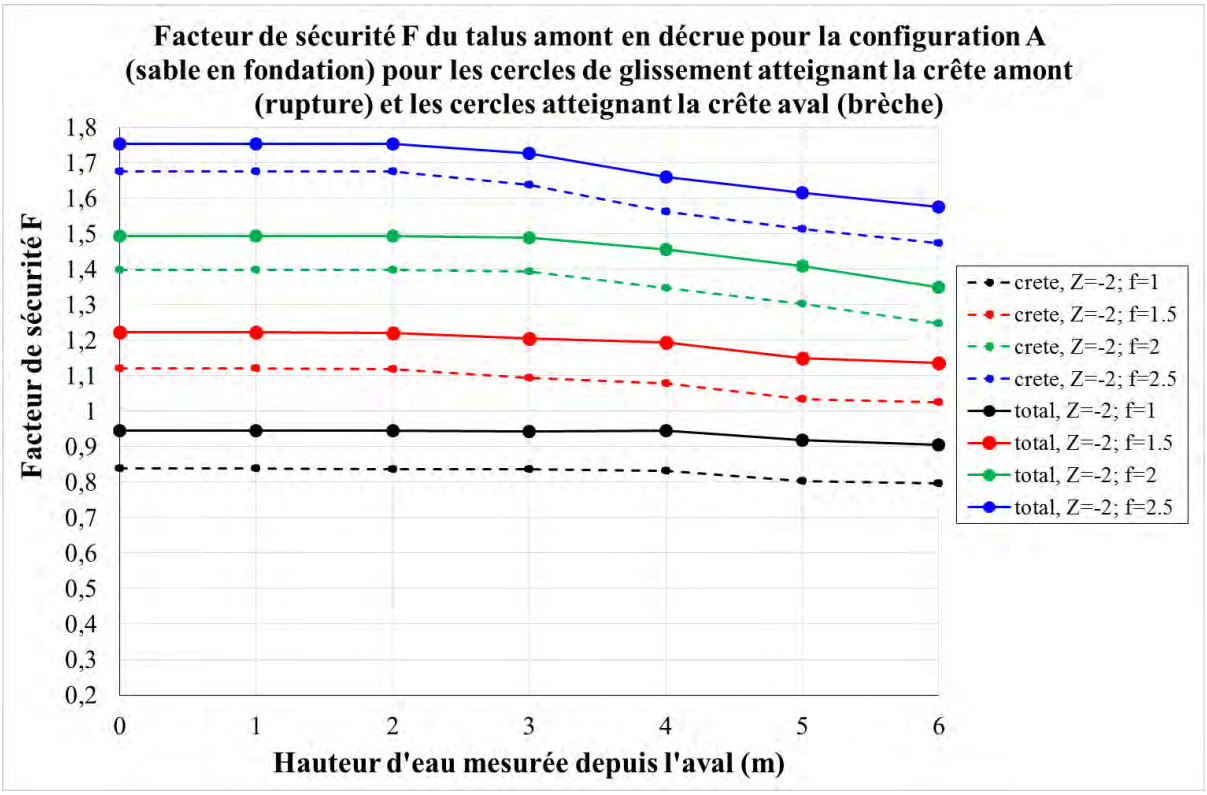


Figure 86. Facteur de sécurité du talus amont en décrue – configuration A (sable)

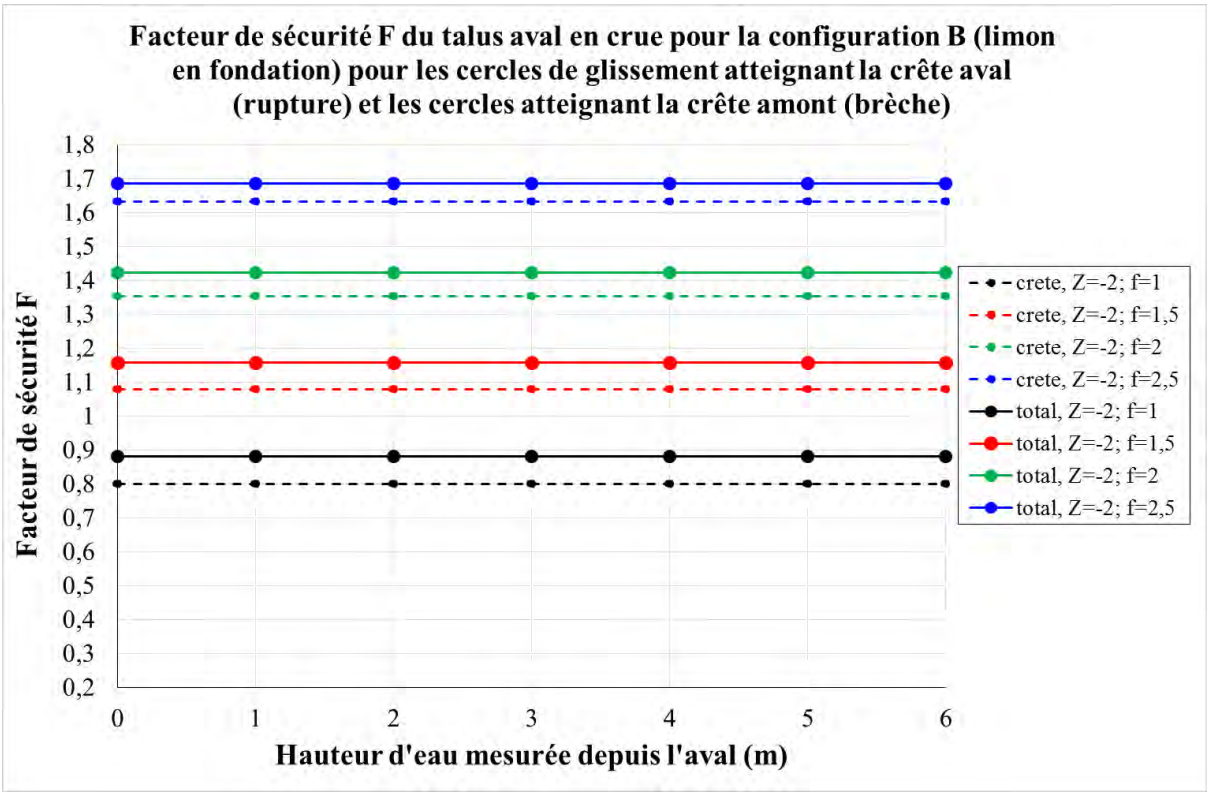


Figure 87. Facteur de sécurité du talus aval en crue – configuration B (limon)

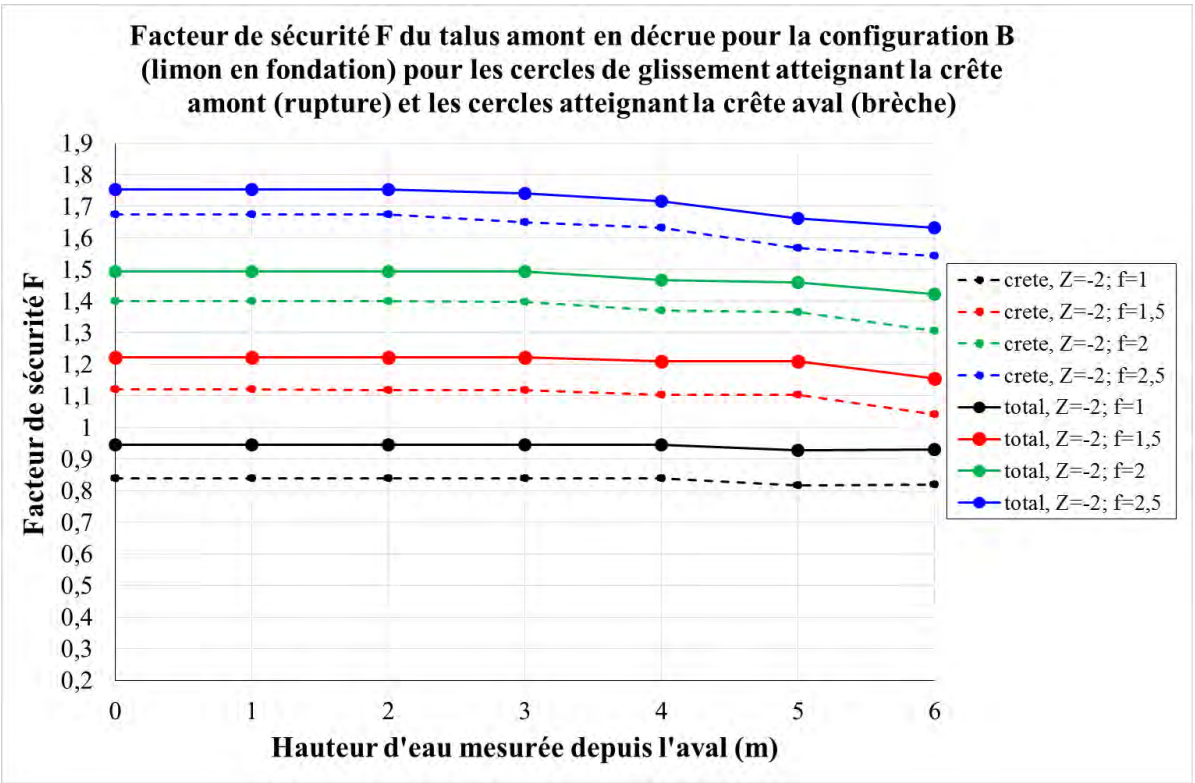


Figure 88. Facteur de sécurité du talus amont en décrue – configuration B (limon)

5.5.3 *Stabilité du talus aval pour la configuration A avec couche de sable*

La figure ci-dessous illustre, dans la configuration géotechnique d'une couche de sable en fondation, les facteurs de sécurité vis-à-vis du glissement du talus aval en crue pour différents fruits de talus et différentes hauteurs de crue pour deux situations de nappe (Z=0 m et Z=-2 m).

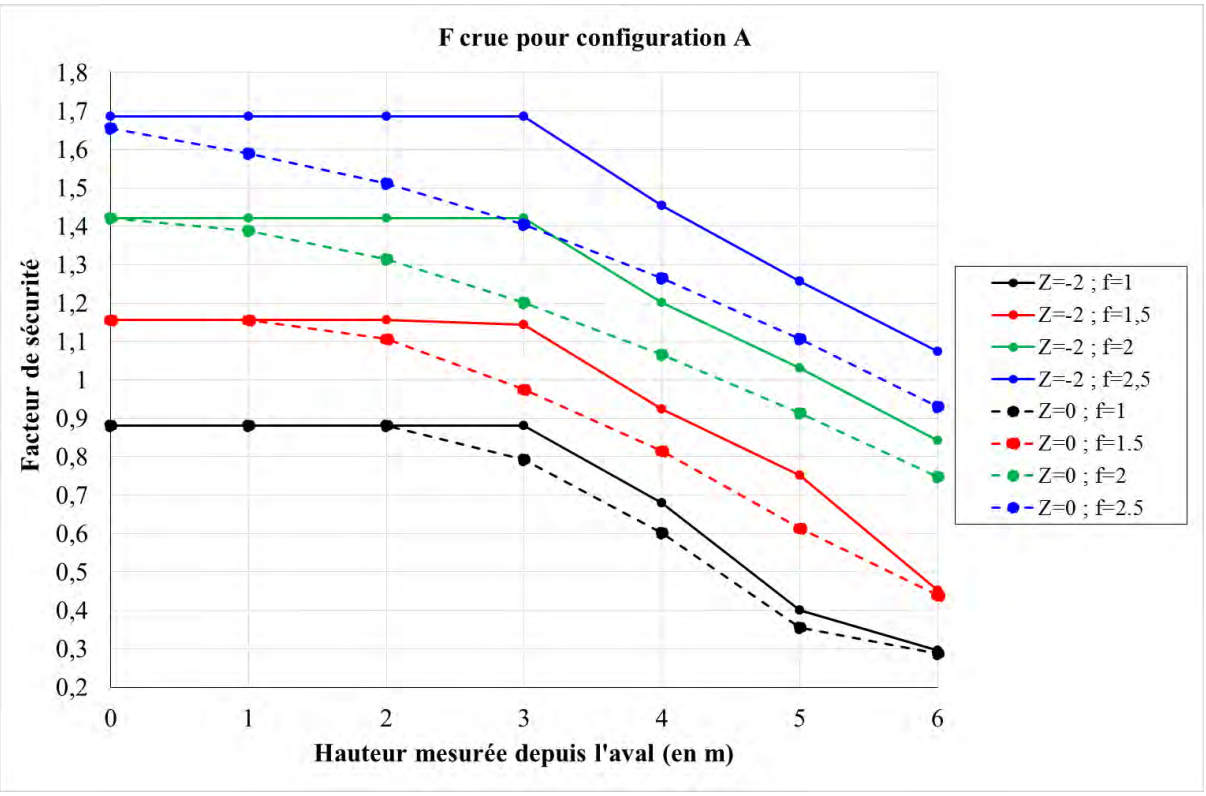


Figure 89. Variation du facteur de sécurité lors de la crue pour la configuration A

Un fruit de 1 ne permet pas la stabilité de la digue hors d'eau et a fortiori en crue.
Aucun fruit ne permet de garantir la stabilité pour une crue au niveau de la crête lorsqu'une couche de sable épaisse est présente en fondation superficielle. D'autres composants (drainage) sont nécessaires pour assurer la stabilité.

Avoir une nappe haute diminue fortement la stabilité ; cette variation est plus importante et apparait dès les faibles crues pour des fruits importants. Même si ces derniers apportent bien sûr une meilleure stabilité.

Tableau 40. Fruit minimum garantissant le facteur de sécurité recherché

	Crue					
	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m
F = 1 Z = 0	1,5	1,5	2	2,5		
F = 1 Z = -2	1,5	1,5	1,5	2	2	2,5
F = 1,3 Z = 0	2	2,5	2,5			
F = 1,3 Z = -2	2	2	2	2,5		

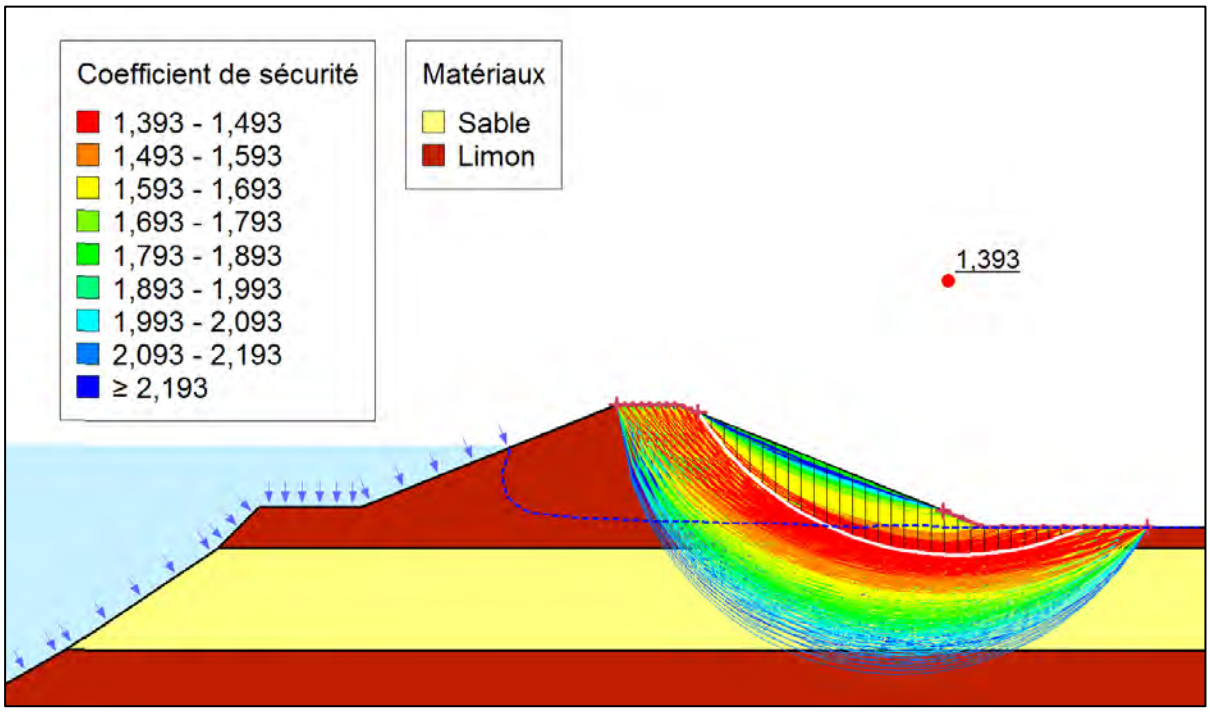


Figure 90. Exemple de rendu : configuration A ; Z=-2 ; fruit à 2.5/1 ; crue 4m

On note la redondance des vérifications entre ces résultats (chute du facteur de stabilité pour des hauteurs supérieures à 3 mètres) et le facteur de sécurité de l'USACE (1993) sur le soulèvement hydraulique aval (Cf. §.3.1.2.) qui est de 1 pour une charge de 3 mètres dans les mêmes conditions. Le soulèvement hydraulique du pied aval entraîne l'instabilité du pied de digue.

A l'instar du soulèvement hydraulique du pied aval, le facteur de sécurité perd 0.5 point pour une charge de 5 mètres mesurée depuis l'aval.

5.5.4 Stabilité du talus aval pour la configuration sans couche de sable

Le graphique ci-après représente la variation du facteur de sécurité, en crue et sans couche de sable en fondation, en fonction de la hauteur de crue pour les différents fruits et niveaux de nappe.

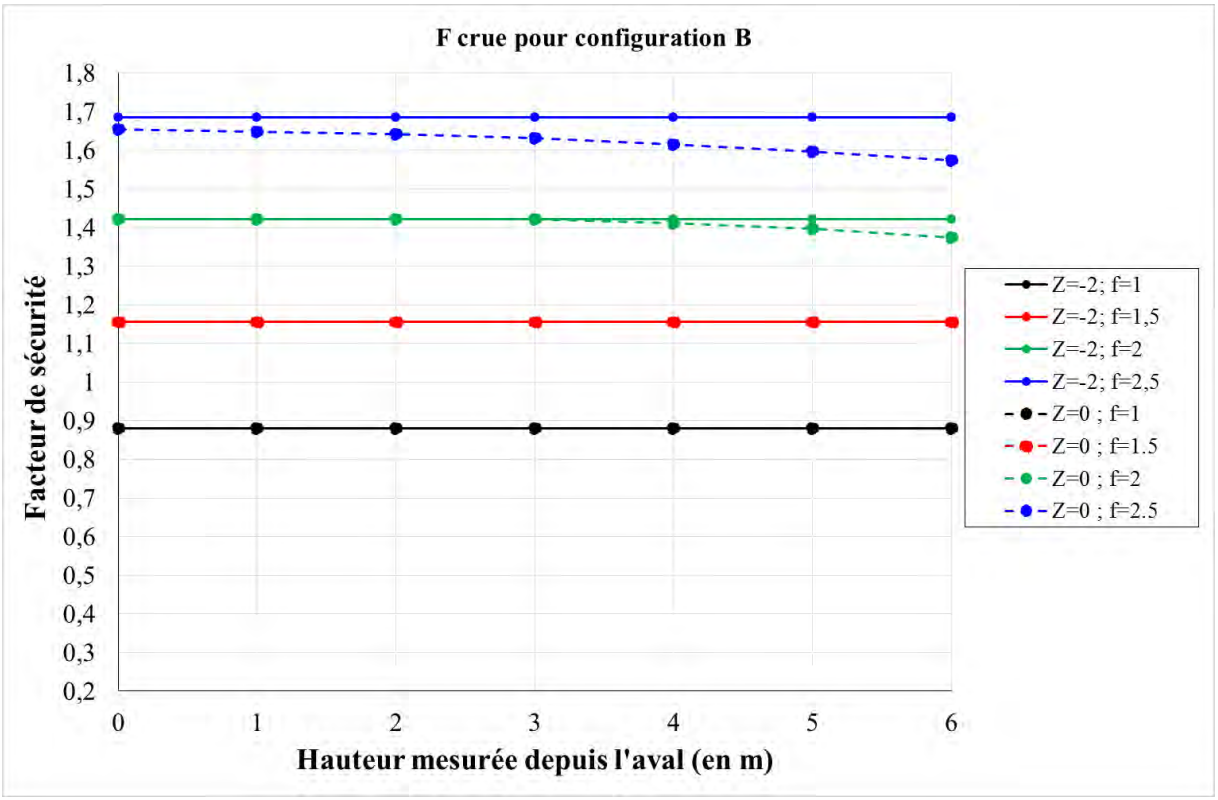


Figure 91. Variation du facteur de sécurité lors de la crue pour la configuration B

Pour la configuration de fondation entièrement en limon, la variation du facteur de sécurité due au niveau de la nappe est quasi nul et sans influence sur la stabilité. Un fruit de 1 ne permet pas la stabilité. A partir d'un fruit de 1.5. le facteur de sécurité est supérieur à 1, et un fruit supérieur à 2 assure un facteur de sécurité de plus de 1.3.

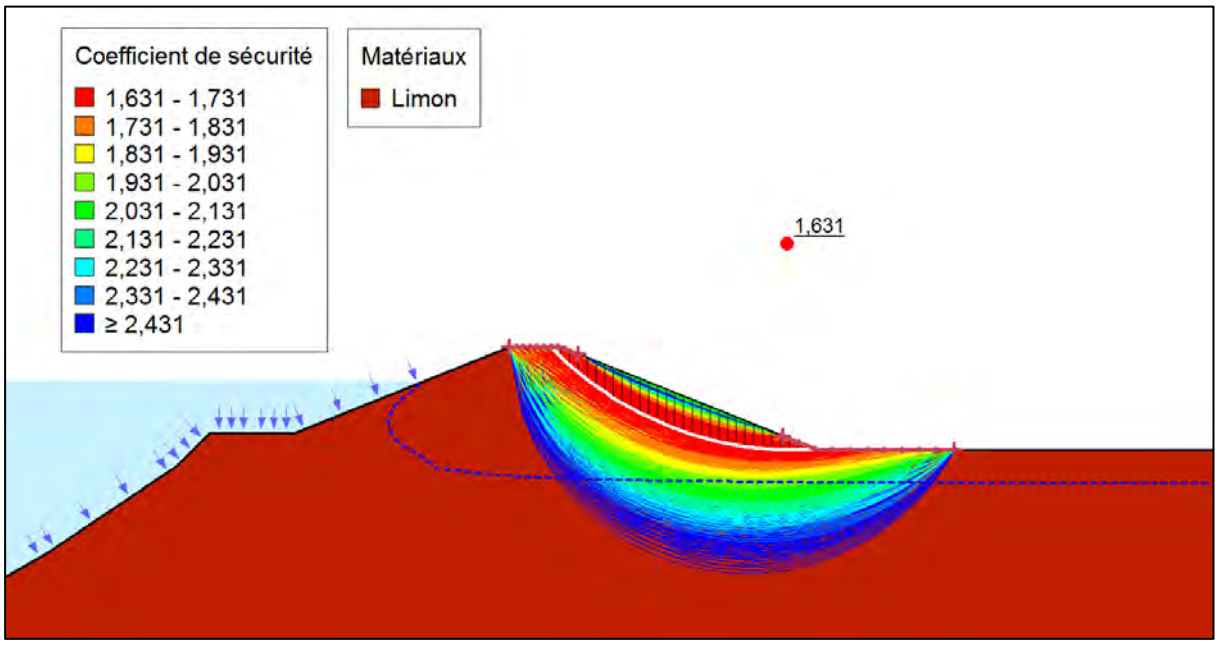


Figure 92. Exemple de rendu : configuration B ; Z=-2 ; fruit à 2.5/1 ; crue 4m

3.1.1. Stabilité du talus amont pour la configuration A avec couche de sable

Le graphique ci-après représente la variation du facteur de sécurité, en décrue et avec une couche de sable en fondation, en fonction de la hauteur de crue pour les différents fruits et niveaux de nappe.

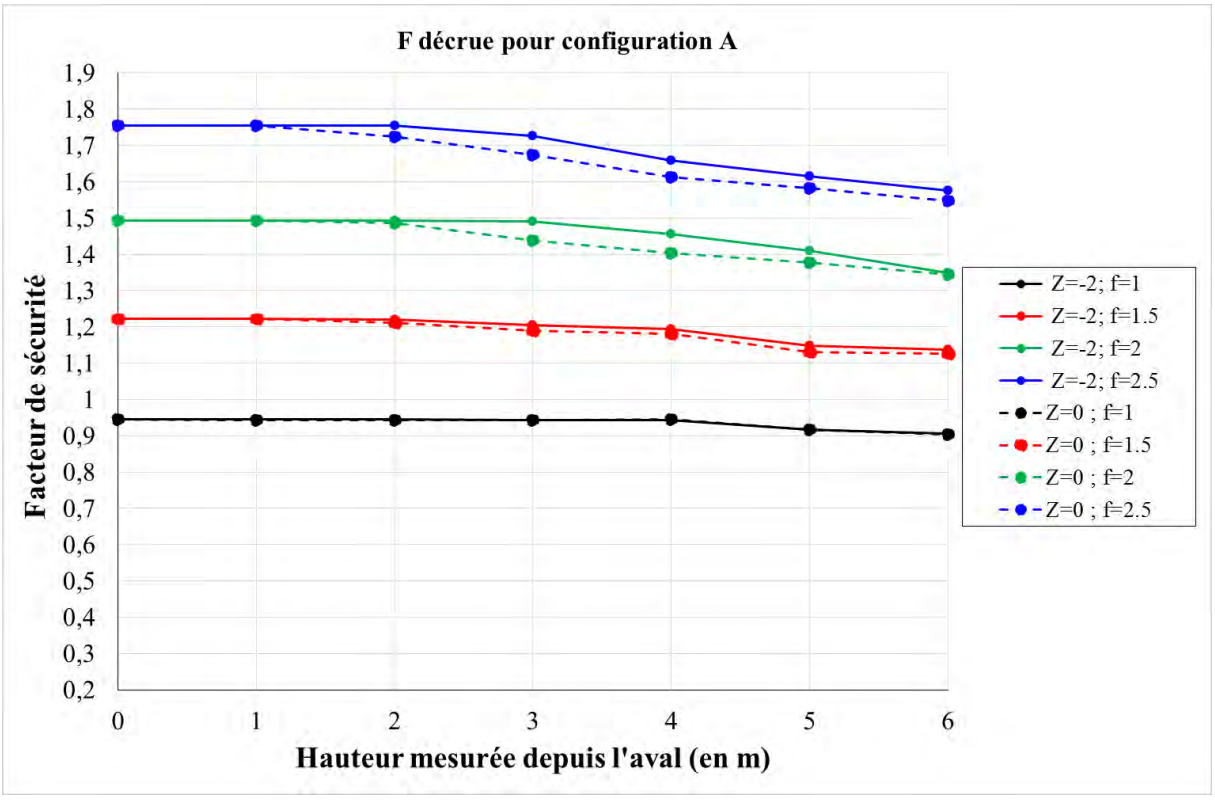


Figure 93. Variation du facteur de sécurité lors de la décrue pour la configuration A

Pour le parement amont, le niveau initial de la nappe a une influence faible ; un niveau haut fragilise légèrement en cas de forte crue.

Un fruit de 1.5 permet d'avoir un facteur de sécurité supérieur à 1, très proche de 1 pour les fortes crues. Un fruit de 2 est suffisant pour avoir un facteur de 1.3 jusqu'à une crue de 6 m.

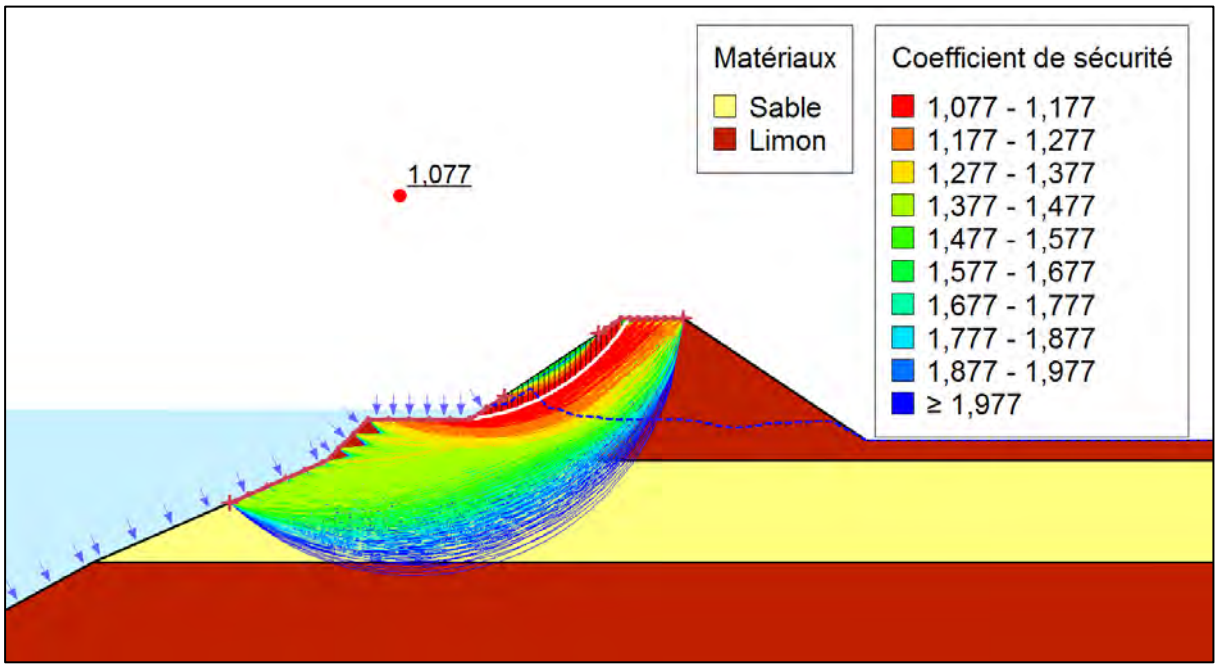


Figure 94. Exemple de rendu : configuration A ; Z=0 ; fruit à 1.5/1 ; crue 3m

3.1.1. Stabilité du talus amont pour la configuration B sans couche de sable

Le graphique ci-après représente la variation du facteur de sécurité, en décrue et sans couche de sable en fondation, en fonction de la hauteur de crue pour les différents fruits et niveaux de nappe.

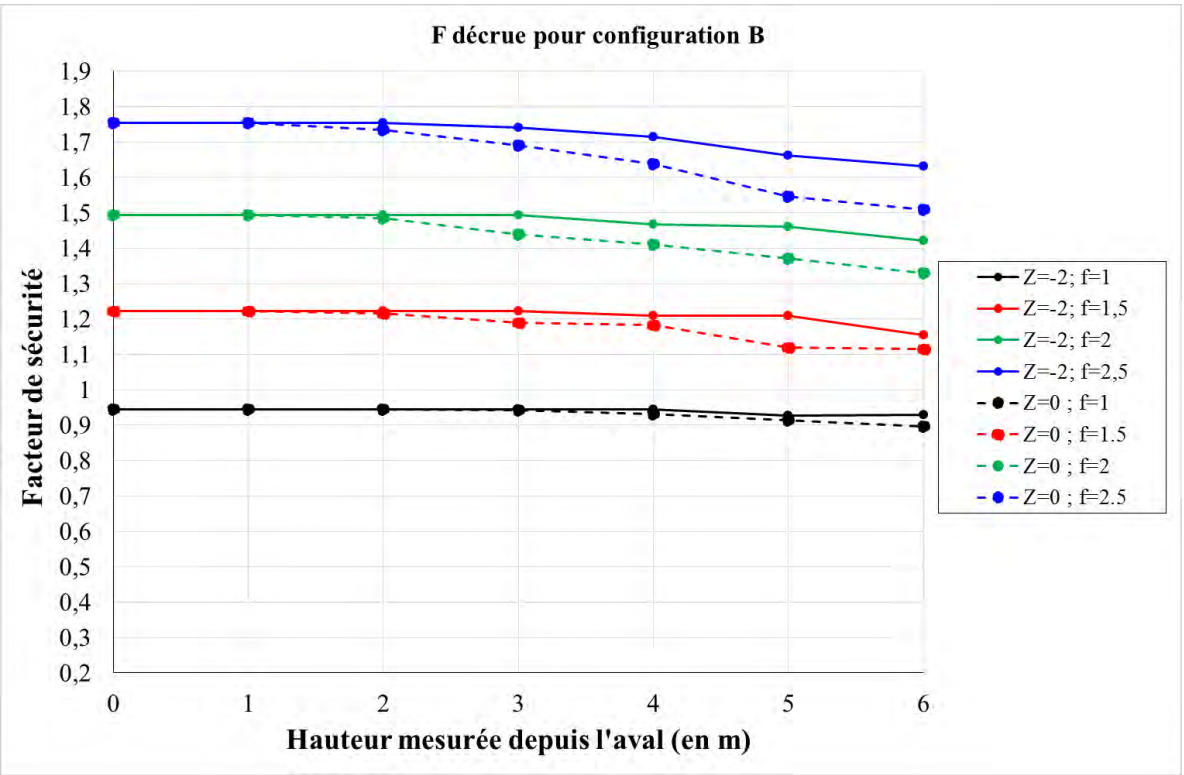


Figure 95. Variation du facteur de sécurité lors de la décrue pour la configuration B

L'absence de couche de sable joue très peu sur la stabilité du parement amont à la décrue, il y a néanmoins un gain plus important lorsque la nappe est basse, le facteur de stabilité de 1.3 est alors atteint quel que soit la crue pour un fruit de 2.

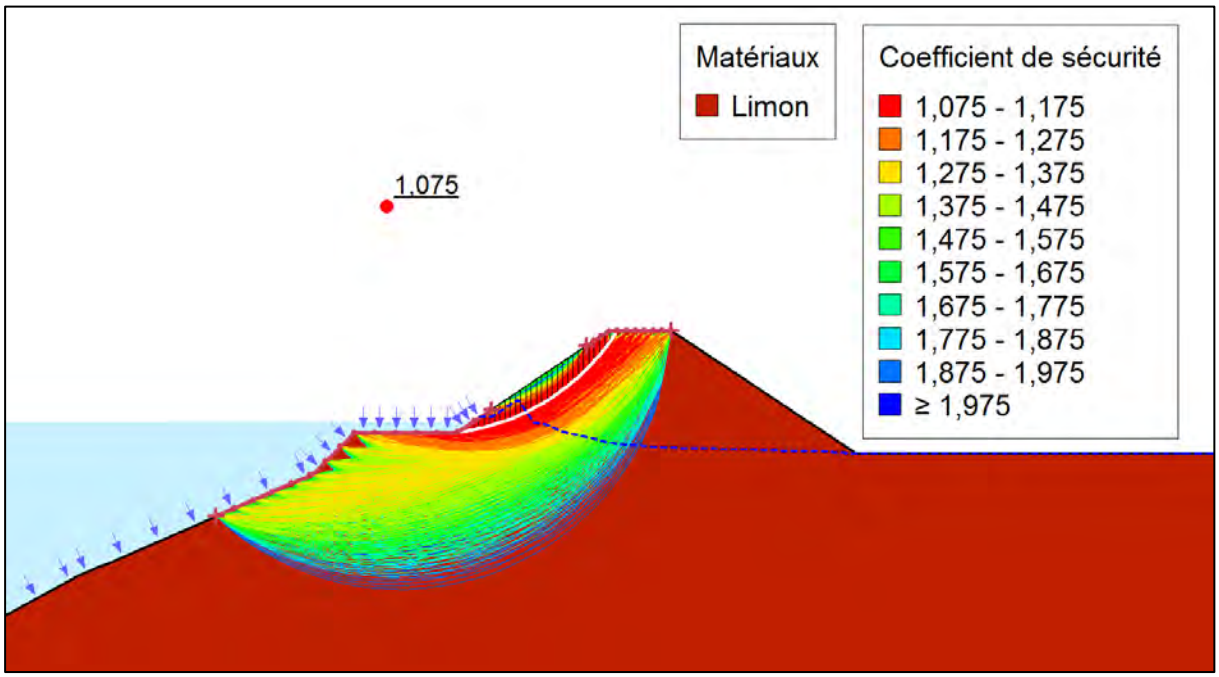


Figure 96. Exemple de rendu : configuration B ; Z=0 ; fruit à 1.5/1 ; crue 3m

5.5.5 Cohérence avec les observations lors de la crue de 2003

Lors de la crue de décembre 2003, aucun glissement n'a été observé à l'exception du glissement de peau en aval de Prends-té-Garde avec la présence de sable en fondation et dans le corps de digue (épaisseur de 0.5 m). Le facteur de sécurité était en conséquence supérieur ou égal à 1.

La crue est survenue en fin d'année, période de nappe basse (pas d'irrigation), et est montée aux 2/3 de la digue soit environ 4 m dans notre modèle.

Les fruits limites sont d'environ 1.5 sur les deux parements.

La modélisation donne des facteurs en crue de 0.81 pour la configuration A et 1.078 pour la configuration B. En décrue le facteur de sécurité est supérieur avec 1.079 pour la configuration A et 1.102 pour la configuration B.

Selon ces résultats les zones sableuses auraient dû rompre par le talus aval, ce qui n'a pas été le cas ; une modélisation un peu plus précise de la crue a alors été réalisée grâce au limnigramme relevé au niveau de Boisviel (GRG 307) :

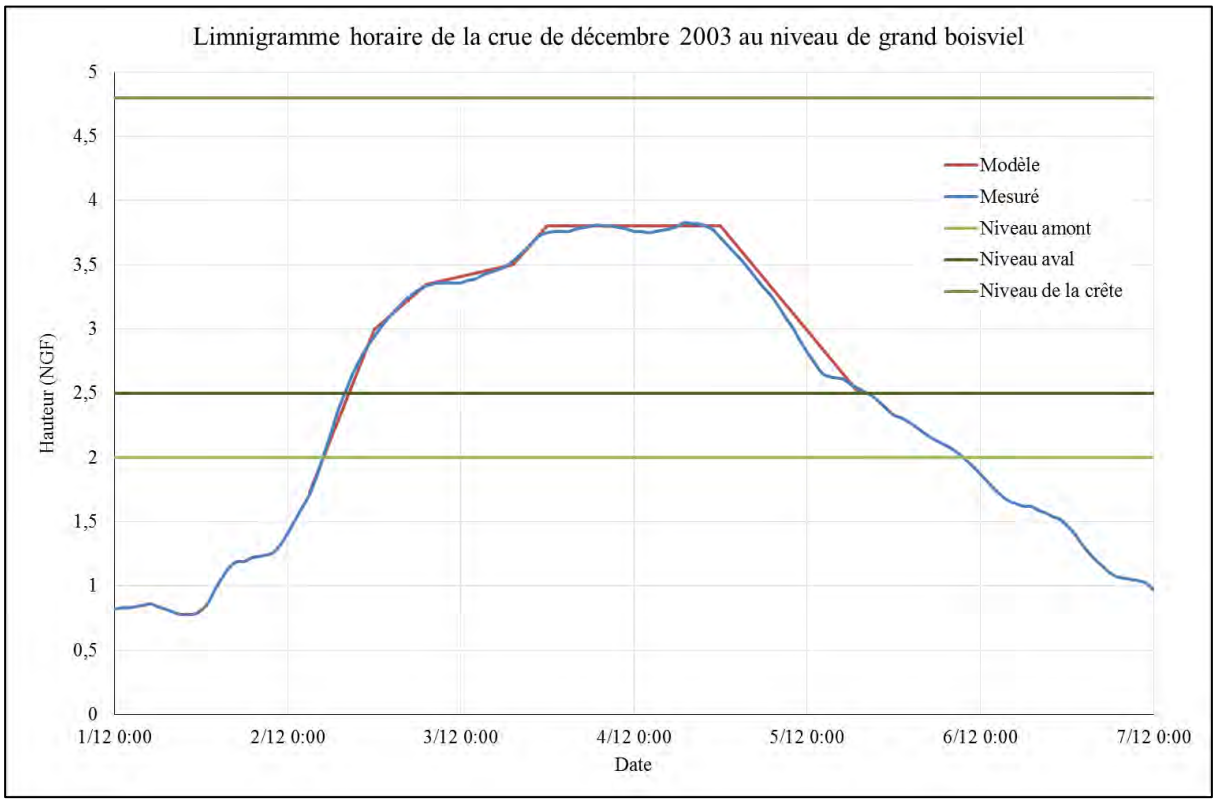


Figure 97. Limnigramme de la crue de 2003 au niveau du GRG307

La digue dans ce secteur n'ayant pas la dimension modélisée, les pentes ont été conservées mais les variations de hauteur ont été multipliées par 2.6 (digue modélisée de 6 m et non de 2.3 m). Le pic a donc été modélisé à 3.4 m au-dessus du niveau aval (limnigramme mesuré : 1.3m).

Les facteurs de sécurité minimum obtenus pour cette modélisation de la crue de 2003 sont de 1.093 à l'amont et 1.078 à l'aval (saturation non atteinte).

La durée du pic de crue a ensuite été augmentée de façon à voir la variation ; dans les conditions de la crue de 2003 il faut 1.2 jours de pic de crue pour que la saturation ait un impact sur le facteur de sécurité du parement aval et un pic de 1.6 jours pour que ce facteur de sécurité descende à 1.

5.6 FORMULATION SIMPLIFIEE DU FACTEUR DE SECURITE

Compte tenu des résultats précédents, on retient pour l'appréciation de la stabilité du talus aval en crue, la formulation suivante :

Configuration A avec couche de sable en fondation

$$F = 0.3715 + 0.518.f - 0.23.\ MAX(0;H_{av}-3)$$

Configuration B sans couche de sable en fondation

$$F = 0.3715 + 0.518.f \quad \text{avec f : fruit}$$

et pour l'appréciation de la stabilité du talus amont à la décrue, la formulation suivante :

Configuration A avec couche de sable en fondation

$$F = 0.54.f+0.409 - (0.014.f+0.01).\ MAX(0;H_{am}-1)$$

Configuration B sans couche de sable en fondation

$$F = 0.54.f+0.409 - (0.02.f-0.01).\ MAX(0;H_{am}-1)$$

Avec :

F : facteur de sécurité de stabilité
H_{av} : Hauteur de la crue mesurée depuis le terrain naturel aval (pied de digue)
H_{am} : Hauteur de la crue mesurée depuis le terrain naturel amont (pied de digue)
f : fruit du talus aval (en crue) ou talus amont (en décrue).

6 AUTRES MECANISMES

6.1 MODES DE RUPTURE PEU COMMUN POUVANT AFFECTER LES DIGUES

Lors du 2ème colloque national sur les digues de protection contre les crues, Fry & Courivaud [X036] ont dressé une liste des modes de rupture peu communs pouvant affecter les digues. Une brève synthèse de l'article est faite avec les réponses apportées par le SYMADREM.

Ces modes de rupture sont :

- Fissuration,
- Liquéfaction,
- Exsolution.

6.1.1 Fissuration

On peut rencontrer des fissures sur tous les éléments superficiels d'une digue, que ce soit sur les blocs naturels ou artificiel des carapaces ou des bermes, mais aussi sur les massifs en béton ou en maçonnerie constituant le couronnement, surtout sur les digues mixtes.

Les types de fissuration qu'on peut rencontrer sont cités ci-dessous :

6.1.1.1 Rupture suite à une fissuration de dessiccation en crête :

Les fissures rencontrées sont en général dues à un manque de résistance des matériaux utilisés par rapport aux contraintes auxquelles ils sont soumis. L'évolution des fissures peut entrainer la rupture de blocs, particulièrement des blocs aux formes élancées. La carapace dont la résistance a ainsi été diminuée ne peut plus résister aux infiltrations d'eau.

Le processus de rupture est présenté dans la figure suivante :

Fissurations potentielles au niveau de la crête et le coursier

Ecoulement à travers les surfaces fissurées

Soulèvement des blocs

Formation de brèche

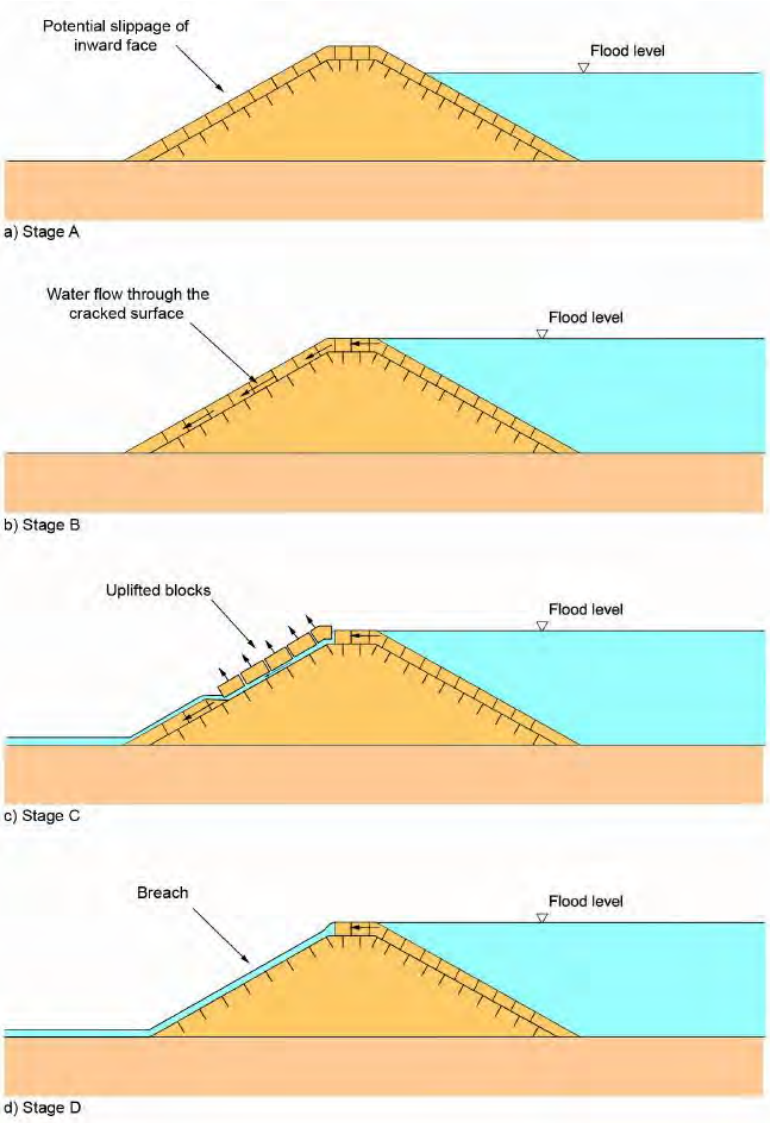


Figure 98. processus de rupture suite à une fissuration de dessiccation en crête-Extrait : Colloque CFBR IRSTEA Digues –J-J Fry [X036] d'après [X037]

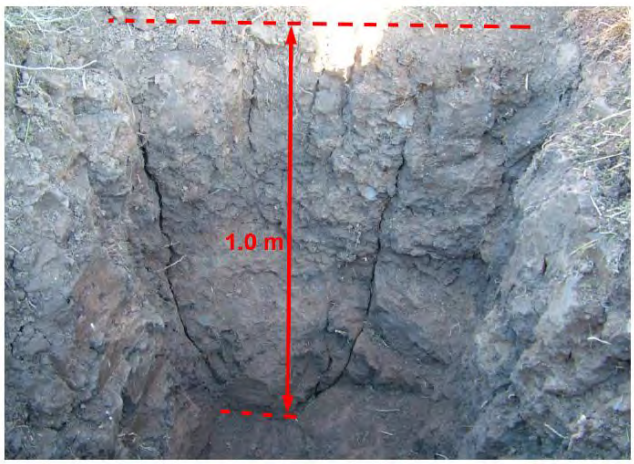


Photo 12. Fissure de dessiccation dans une digue (Zielinski & Al. 2008 [X037])

Un scénario de brèche correspondant à une érosion de conduit dans une fissure traversante a été pris en compte dans la présente analyse de risques.

6.1.1.2 Rupture après fissuration de retrait le long d'une palplanche

Suite à la canicule, des fissures de retrait sont apparues le long d'une palplanche et ont provoqué la rupture de la digue après le passage de la crue.

Les étapes de rupture sont décrites comme suit :

- Retrait avec fissuration pendant la canicule
- Augmentation du niveau du canal en crue, infiltration d'eau et claquage dans la fissure
- Augmentation des sous pressions en fondation
- Glissement brusque

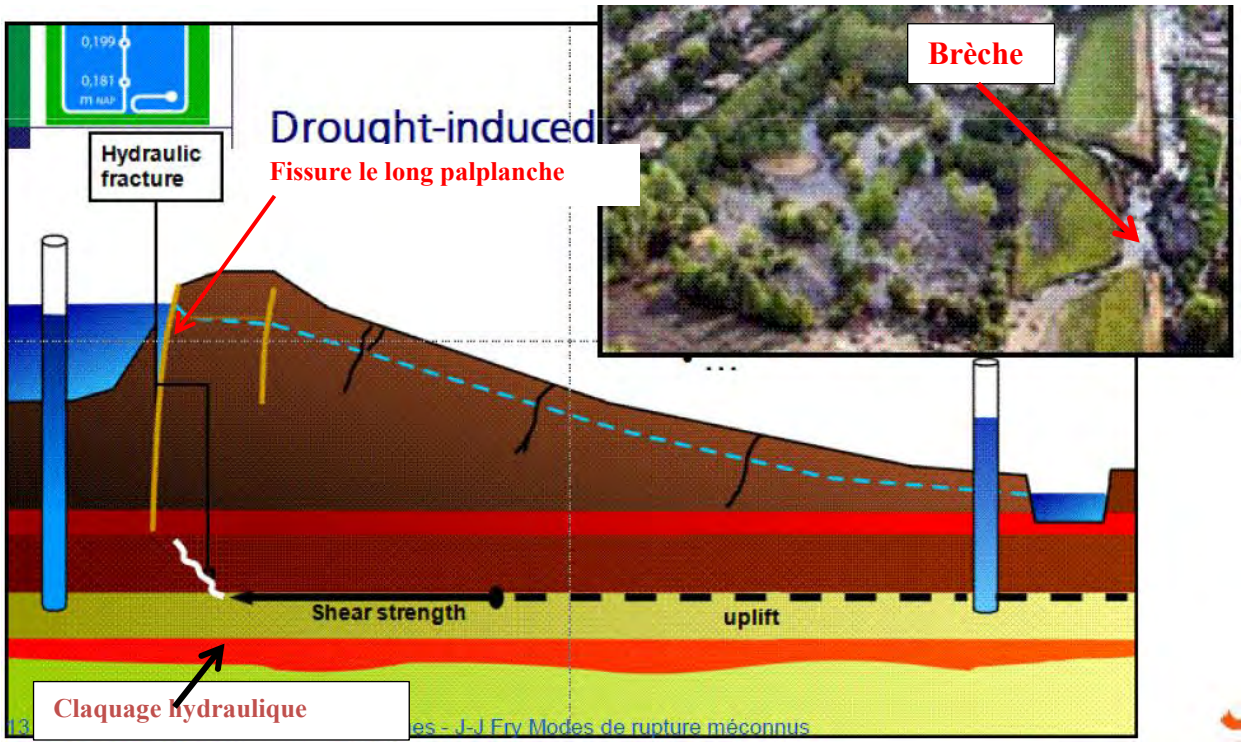


Figure 99. Rupture après fissuration de retrait le long d'une palplanche : Extrait : Colloque CFBR IRSTEA Digues –J-J Fry

Ce scénario intéresse en rive gauche du Rhône, le rideau de palplanches au droit de l'usine Fibre Excellence. Il a été pris en compte par un dimensionnement et un fichage approprié du rideau.

6.1.1.3 Décollement d'une palplanche par déformabilité

Les étapes de rupture de la digue suit au décollement d'une palplanche, est défini comme suit :

- Compressibilité de la digue : compressibilité des sols de fondation

- Rotation de la palplanche
- Fissuration
- Sous pression
- Cisaillement de la fondation
- Rupture de la digue

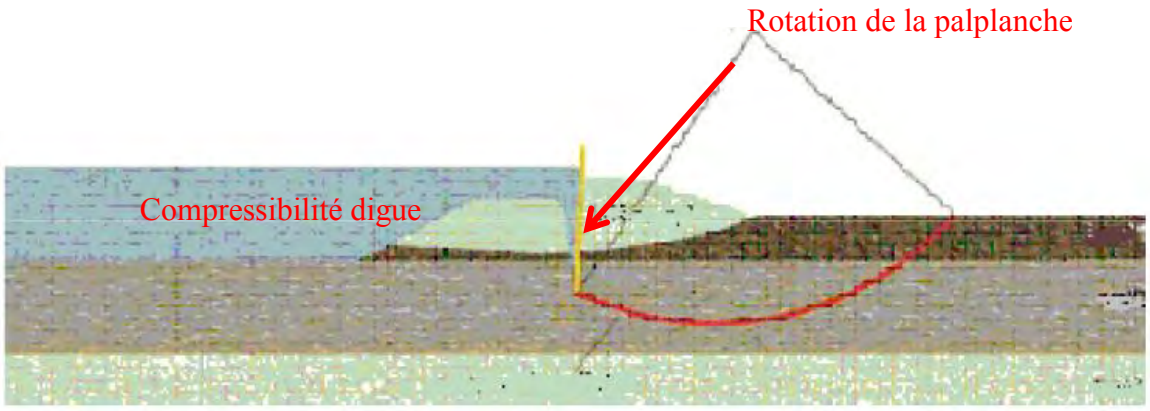


Figure 100. compressibilité de la digue et rotation de la palplanche-Extrait : Colloque CFBR IRSTEA Digues –J-J Fry

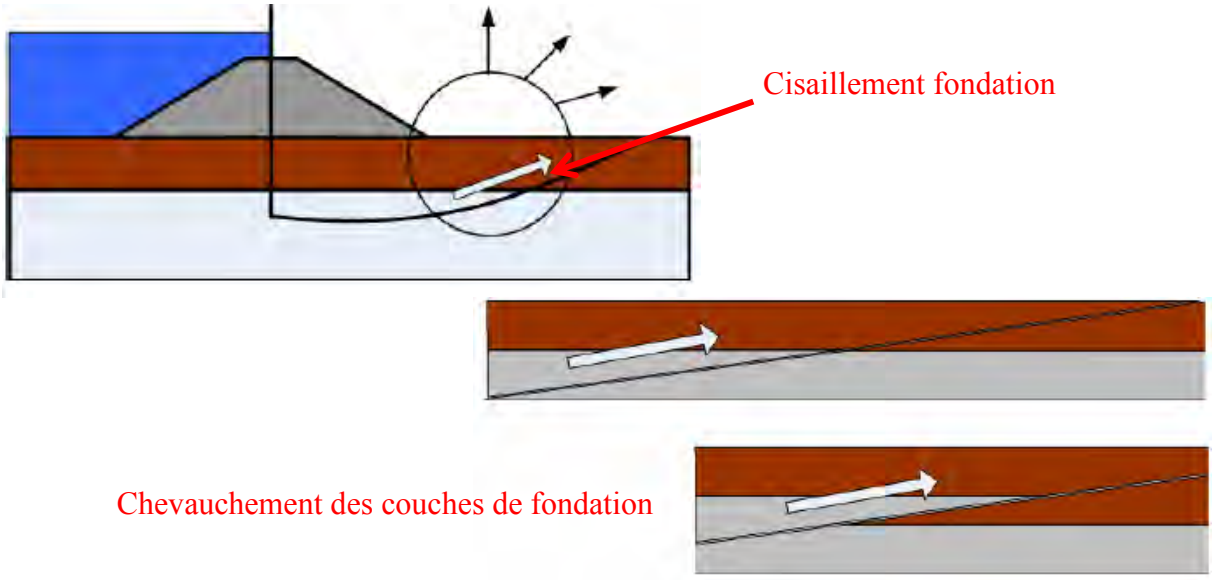


Figure 101. Cisaillement de la fondation - Extrait : Colloque CFBR IRSTEA Digues –J-J Fry

La photographie suivante présente une vue en plan de la rupture de la digue au Nouvelle Orléans 17th Avenue suite à l'Ouragan Catherina en 2004 :



Photo 13. Rupture de la digue à Nouvelle Orléans Ouragan - Catherina 2004 - Extrait : Colloque CFBR IRSTEA Digues –J-J Fry

Ce scénario intéresse en rive gauche du Rhône, le rideau de palplanches au droit de l'usine Fibre Excellence. Il a été pris en compte par un dimensionnement et un fichage approprié du rideau

6.1.1.4 Fissuration d'une recharge par claquage hydraulique

Ce mécanisme de rupture correspond à la formation d'une fissuration dans la recharge aval par claquage hydraulique. La figure suivante présente un test Erinoh réalisé dans le laboratoire de CNR :

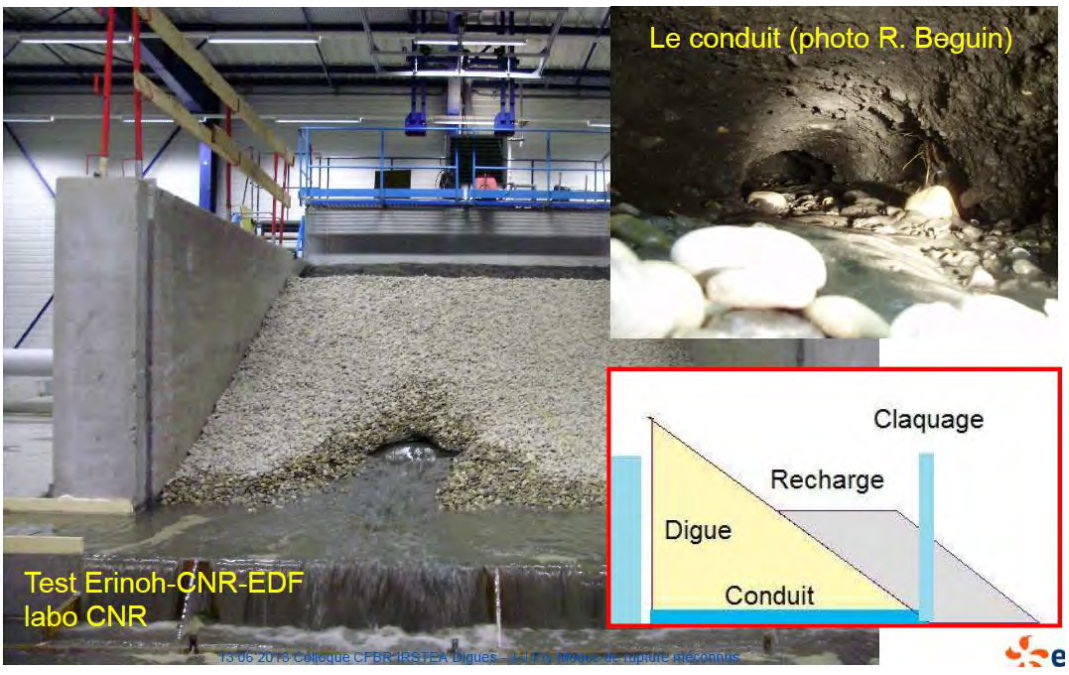


Photo 14. Test Erinoh - Extrait : Colloque CFBR IRSTEA Digues –J-J Fry

Ce scénario intéresse l'ensemble des digues du SYMADREM. Il a été pris en compte et estimé dans les différents scénarios de brèche.

Il existe également d'autres modes de rupture par fissuration liés à la vidange rapide comme :

- Effet de la fissuration pendant les vidanges rapides répétées
- Effet des cycles de vidanges rapides sur l'érosion régressive et le glissement

6.1.2 Instabilité par liquéfaction

Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations géologiques, définies par :

- Leur nature : sables, limons, vases
- Leur cohésion : formations peu compactes
- Leur degré de saturation en eau : la formation doit être saturée en eau,
- Leur granulométrie : granulométrie uniforme, comprise entre 0.05 et 1.5 mm

La liquéfaction se produit particulièrement pendant les séismes sous de brèves sollicitations. Elle est donc effective lorsque les pressions interstitielles avoisinent la pression de confinement, diminuant ainsi (jusqu'à annuler) les contraintes effectives du matériau. Il est donc pour cela nécessaire que le matériau considéré soit saturé. De plus, il apparait que la granulométrie du matériau considéré a une certaine importance, les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant sableux ou silteux.

Etat initial Etat à liquéfaction

A l'échelle microscopique, le phénomène peut être représenté comme sur la figure suivante :

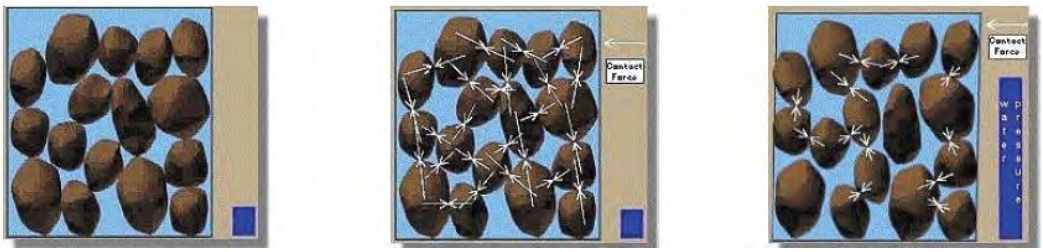


Figure 102. Phénomène de liquéfaction à l'échelle microscopique

D'après les retours d'expérience les ruptures de digues essentiellement liées à des phénomènes de liquéfaction sont rencontrées au Japon et à la Nouvelle Zélande. La présence d'anciens bras de rivière est souvent suspectée (paléo-chenaux) ;

La figure suivante présente les étapes de rupture par liquéfaction de la digue sur la rivière Tokashi suite à un séisme en 1993 de magnitude 7.8 et d'une accélération maximale a_{max} de 0.4 g

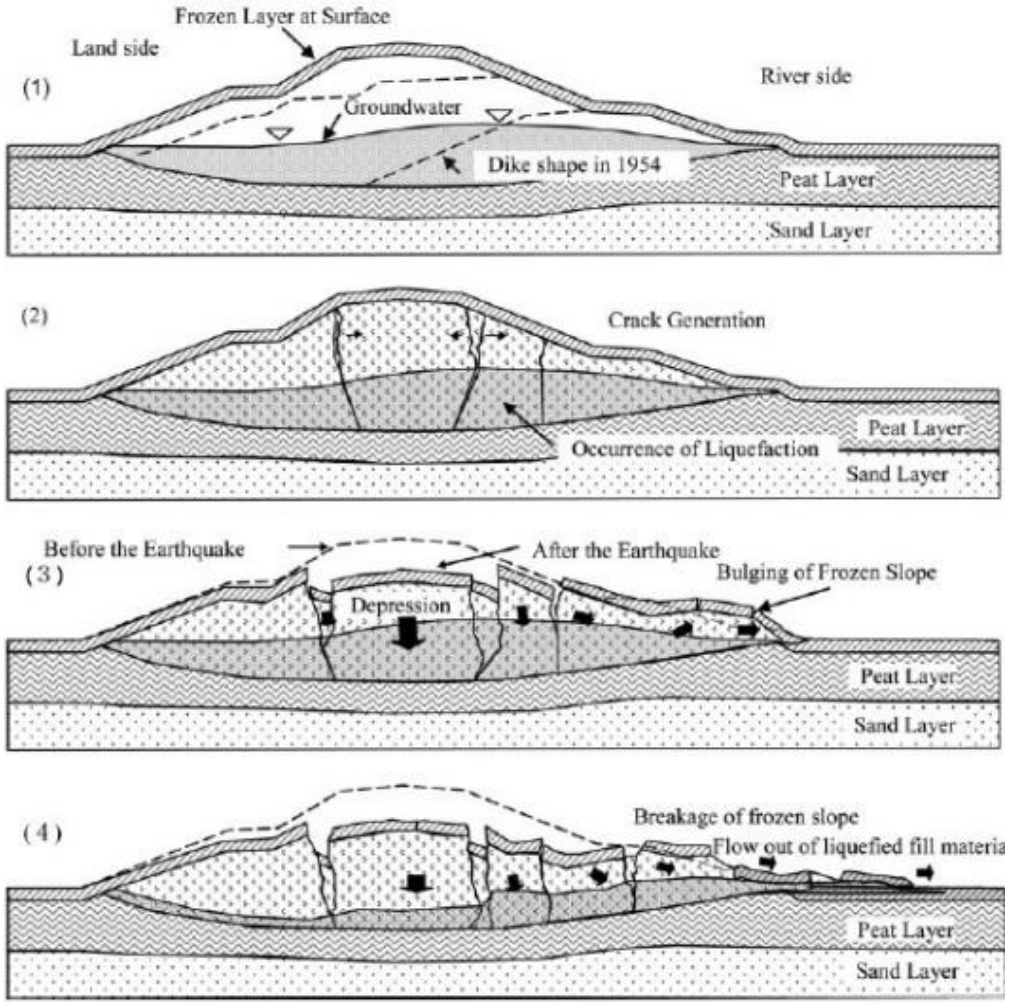


Figure 103. Liquéfaction de la digue sur la rivière Tokashi - 1993

La liquéfaction sous sollicitation sismique en basse vallée du Rhône et plus particulièrement entre Beaucaire et Fourques a fait l'objet de travaux de recherche par IRSTEA (Bambara & Al. 2013 [X035]).

Suivant cette communication, l'aléa sismique en basse vallée du Rhône n'est pas négligeable. IRSTEA a retenu deux approches. L'approche déterministe et l'approche probabiliste. Dans le cas étudié, l'approche déterministe apparaît nettement plus pénalisante que l'approche probabiliste appliquée avec un aléa de période de retour 475 ans [X035].

Suivant le lieu de l'épicentre et l'intensité du séisme, l'organisation mise en place par le SYMADREM prévoit soit une visite de surveillance, soit une visite technique approfondie.
Le dernier grand séisme dans la région a été celui de Lambesc en 1908, suivi d'une crue importante en 1910.
La probabilité d'avoir un séisme pouvant causer des désordres sur un ouvrage, suivi d'une crue potentiellement dommageable est inférieure au seuil d'acceptabilité du risque. En conséquence, il n'est pas nécessaire d'estimer plus précisément ce seuil pour les ouvrages anciens.
Pour les ouvrages neufs, la stabilité des ouvrages est vérifiée suivant les recommandations CFBR [X020].

6.1.3 Exsolution ou libération de gaz

L'ex-solution est le phénomène de formation de bulles de gaz dans un liquide parvenu à saturation. La limite de saturation d'un gaz dans un liquide dépend de deux facteurs qui sont la quantité totale de gaz et la pression du liquide (c'est à-dire la profondeur dans le cas d'un lac) :

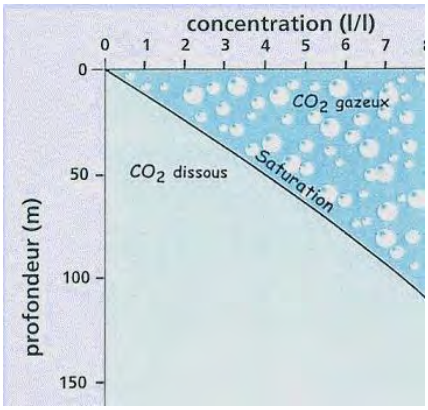


Figure 104. Limite de saturation et de dégazage du CO2

Une étude en laboratoire a été réalisée qui correspond à la libération d'air occlus suite à un tassement différentiel du sable saturé (J-J-Fry) :

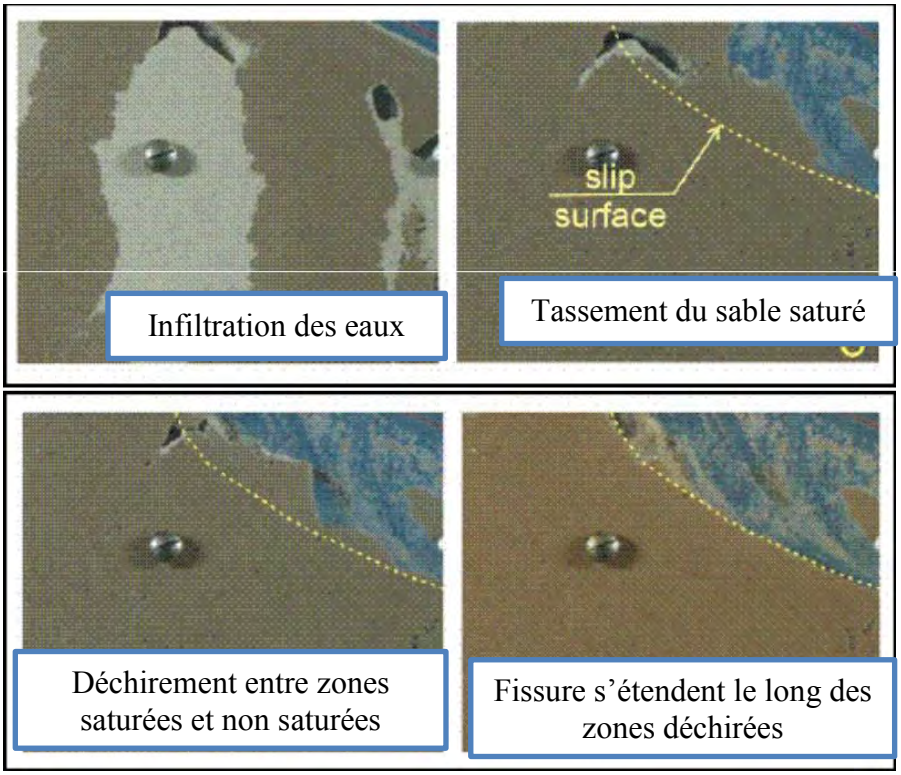


Figure 105. Tassement différentiel et libération d'air occlus-Extrait : Colloque CFBR IRSTEA Digues –J-J Fry

Ce type de désordre n'a pas à ce jour été pris en compte dans les digues du SYMADREM.

6.2 MECANISMES DE RUPTURE AFFECTANT LES OUVRAGES POIDS ET RIDEAUX DE PALPLANCHES

Ces mécanismes concernent les ouvrages suivants

- Le parapet de la digue de la Montagnette
- Les quais de Tarascon (mur + parapet)
- Les murs du Château Royal de Provence
- Le rideau de palplanches au droit de l'usine Fibre Excellence
- Les quais d'Arles (mur + parapet)
- Le muret au droit du remblai dit de l'IRPA
- l'écluse d'Arles gérée par VNF,
- l'écluse du Canal du Rhône à Fos gérée par la CNR,

Ces mécanismes ont été évalués dans les études de projet menés par les maîtres d'œuvre des travaux.

7 CARACTERISATION DE LA SURVEILLANCE, DETECTION ET INTERVENTION EN PERIODES DE CRUES

7.1.1 Surveillance et détection

Les modalités de surveillance et d'interventions en périodes de crues pour chaque groupe d'ouvrages ont été décrites dans la rubrique 4 de l'Etude de Dangers. La figure suivante représente la répartition des groupes d'ouvrages sous gestion SYMADREM dans le Delta:

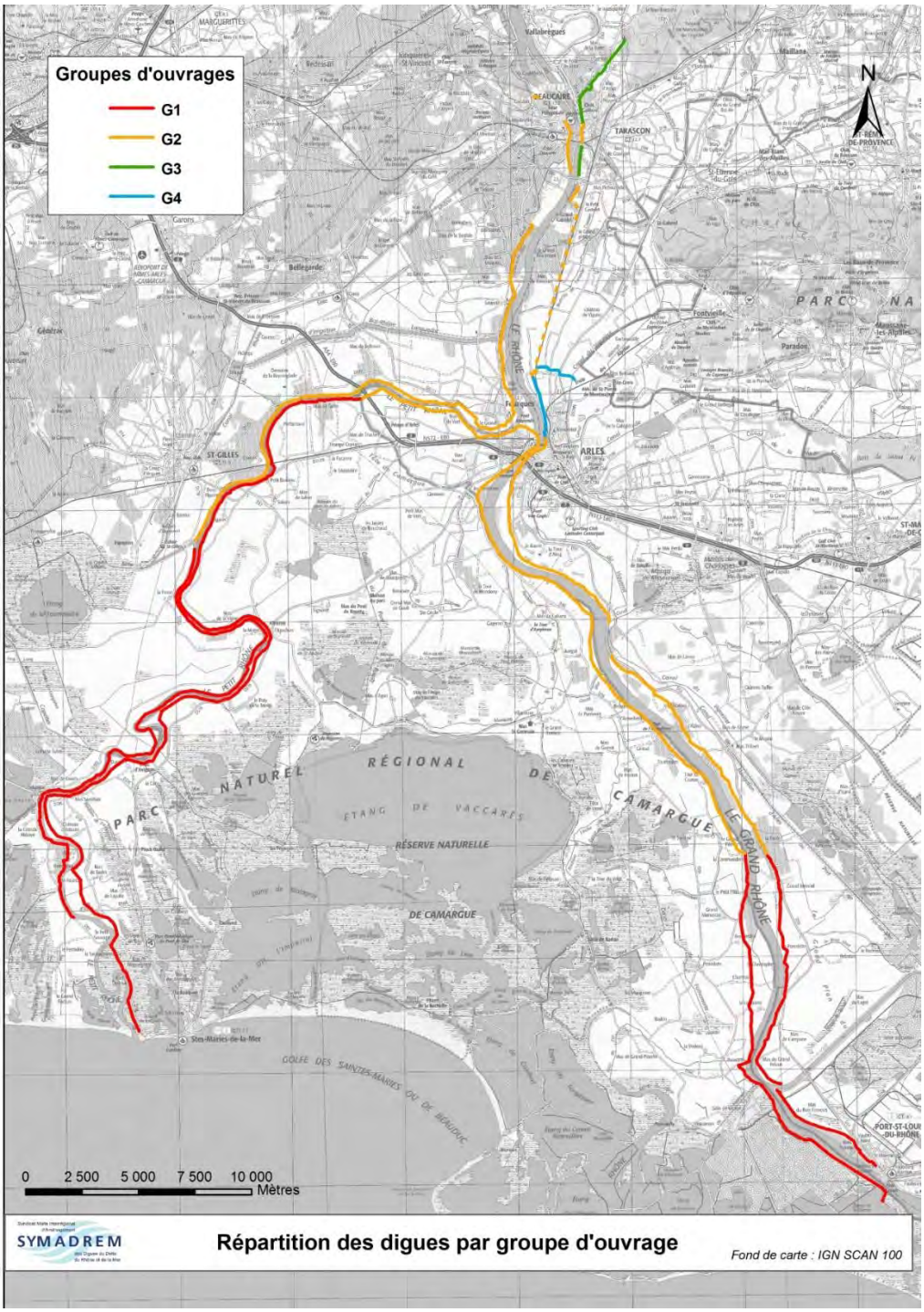


Figure 106. Répartition des groupes d'ouvrages

Les seuils d'états d'alerte en fonction des groupes d'ouvrages et des débits en tête de Delta sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau 41. Seuils d'états d'alerte

<table>
<tr><th>Débit (m³/s)
Beaucaire/Tarascon</th><th>Etat d'alerte
Groupe G1</th><th>Etat d'alerte
Groupe G2</th><th>Etat d'alerte
Groupe G3</th><th>Etat d'alerte
Groupe G4</th></tr>
<tr><td>4 200</td><td>Pré alerte</td><td>Pré alerte</td><td rowspan="2"></td><td rowspan="3">Pré-alerte
Alerte1</td></tr>
<tr><td>5 500</td><td>Alerte 1</td><td rowspan="2">Alerte 1</td></tr>
<tr><td>6 750</td><td rowspan="2">Alerte 2</td></tr>
<tr><td>7 500</td><td rowspan="2">Alerte 2</td><td>Pré Alerte</td><td>Alerte 2-3</td></tr>
<tr><td>8 400</td><td rowspan="6">Alerte 3</td><td>Alerte 1</td><td></td></tr>
<tr><td>9 000</td><td rowspan="5">Alerte 3</td><td>Alerte 2</td><td></td></tr>
<tr><td>10 500</td><td rowspan="4">Alerte 3</td><td>Pré-alerte</td></tr>
<tr><td>11 500</td><td>Alerte 1</td></tr>
<tr><td>12 000</td><td>Alerte 2</td></tr>
<tr><td>12 500</td><td>Alerte 3</td></tr>
<tr><td>Niveau de sûreté
(entre 8500 et 14 160)</td><td>Alerte 4</td><td>Alerte 4</td><td>Alerte 4</td><td>Alerte 4</td></tr>
</table>

La surveillance des ouvrages, en fonction de l'évolution de la crue, est assurée suivant trois types d'organisation (Cf. rubrique 4):

Tableau 42. Types d'organisation selon les seuils d'états d'alerte

Seuils d'états d'alerte	**Type d'organisation**
Pré alerte et Alerte 1	Surveillance (renforcée) des points fragiles par les gardes digues
Alerte 2 et Alerte 3	Surveillance linéaire par les équipes de surveillance communales encadrées par les gardes digues Diurne en alerte 2 et 24/24 en alerte 3
Alerte 4	Surveillance (renforcée) des points fragiles par les gardes digues + Hélicoptère éventuel (Etat-Major Inter-Zones)

La probabilité de non détection d'un désordre en période de crues dépend de deux paramètres :

- le délai entre la détection du désordre et la formation de la brèche,
- le mode de surveillance mis en place qui dépend des seuils d'alerte (fréquence de passage des équipes de surveillance).

Le seuil d'alerte 4 correspond à l'atteinte du niveau de sûreté. Il a été défini lors de l'établissement du diagnostic initial exigé par la réglementation dans l'attente d'une meilleure définition lors de la revue de sûreté des ouvrages (décret 2007) ou lors des études de dangers système (décret 2015).

En-dessous de ce seuil, la surveillance est assurée par les équipes communales qui cheminent à pied, en crête et en pied de digue et par les gardes digues qui les supervisent en véhicules.

Au-delà du seuil d'alerte, la surveillance est limitée aux seuls gardes-digues, qui circulent en véhicules et éventuellement par hélicoptère(s) mis à disposition par l'Etat-Major Inter-Zones.

La figure ci-dessous illustre les niveaux de sûreté sommaires retenus à ce jour.

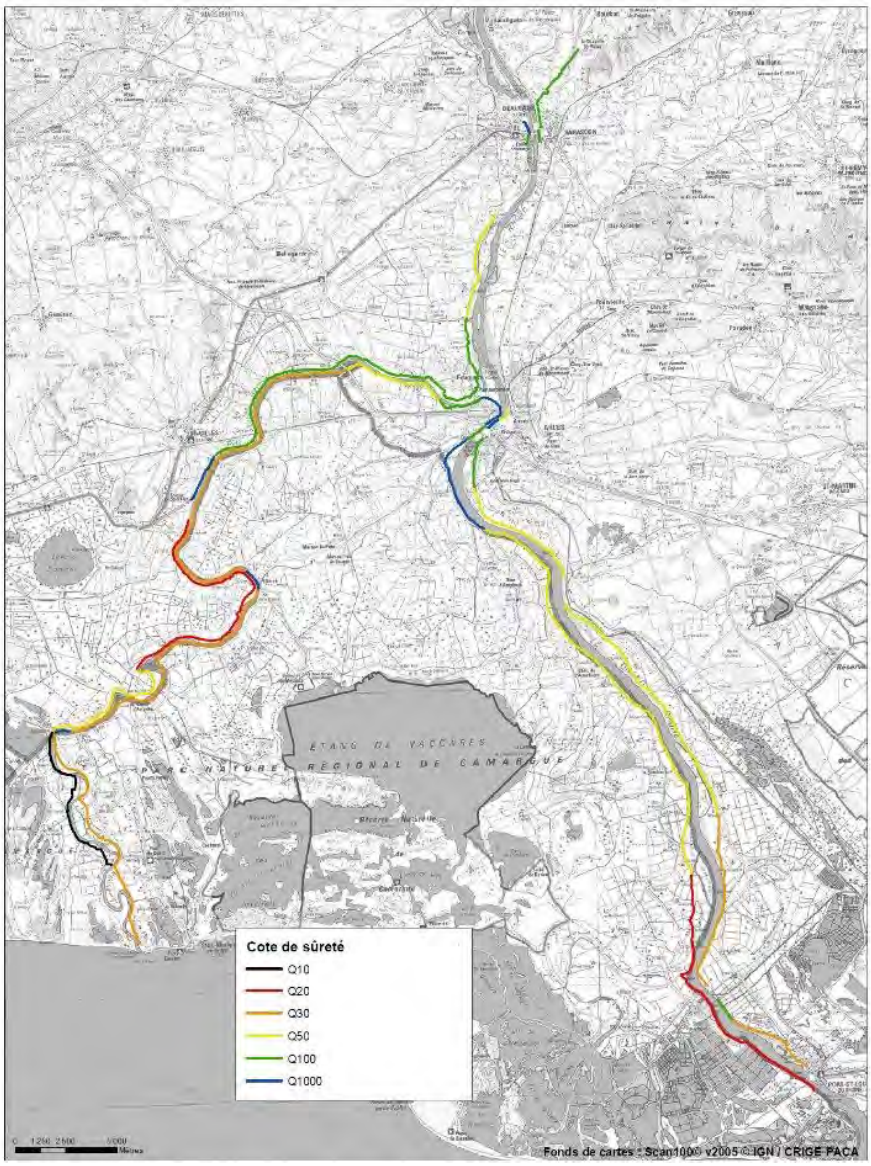


Figure 107. Niveaux de sûreté sommaire retenus provisoirement pour la définition de l'état d'alerte 4

La durée entre deux passages à un même endroit de la digue dépend de la longueur du secteur de surveillance, de la durée de vacations des équipes, qui n'est pas la même suivant les communes.
On estime que cette durée (pas de surveillance) est de :

- 6 heures en pré-alerte et alerte 1 (surveillance gardes-digues).

- 6 heures en alerte 2 (surveillance de jour - équipes communales et gardes-digues),
- 3 heures en alerte 3 (surveillance 24h/24 - équipes communales et gardes-digues),
- 6 heures en alerte 4 (équipes communales évacuées ; surveillance gardes-digues).

La probabilité de non détection depuis la possibilité de visualisation du désordre jusqu'à la formation de la brèche est estimée par la formule suivante :

$$P_{non\ détection} = \text{MAX}(0{,}1; \left(1 - \frac{\Delta t_u}{P_s}\right))$$

Avec :

P_s : pas de surveillance (3 heures en alerte 3 et 6 heures pour les autres niveaux d'alerte)

Δt_u : temps entre la détection du désordre et la formation de la brèche

7.1.2 Intervention d'urgence

La technique d'intervention par scénario de brèche est décrite en rubrique 4. A partir de la détection par les équipes de surveillance ou par les gardes-digues, le temps d'intervention va dépendre de plusieurs paramètres :

- La carrossabilité en crête
- La largeur de la crête
- La proximité d'accès
- La présence d'une piste en pied aval et le cas échéant la carrossabilité ou non de cette piste

Compte tenu du retour d'expérience du SYMADREM sur ce type d'intervention, le temps d'intervention (transport + traitement du désordre ou départ de brèche) retenu pour l'analyse de risque est de :

- 3 heures pour les digues carrossables,
- 24 heures pour les digues non carrossables.

Il est à noter que depuis janvier 2016, toutes les digues du SYMADREM sont carrossables à l'exception des digues du Petit Rhône en aval du PRD 326 et du PRG 330 au PRG 336.

La probabilité de non intervention avant formation de la brèche est estimée par la formule suivante :

$$P_{non\ intervention} = \text{MIN}(1; \frac{\Delta t_i}{\Delta t_u})$$

Avec :

Δt_i : temps d'intervention

Δt_u : temps entre la détection du désordre et la formation de la brèche

8 SCENARIOS DE BRECHE

8.1 SCENARIO DE BRECHE N°1 : CLAQUAGE HYDRAULIQUE D'UN ANCIEN TERRIER DE BLAIREAU PARTIELLEMENT COLMATE ET EROSION DE CONDUIT

8.1.1 Description du scénario

Ce scénario de brèche a été observé par le passé, notamment lors des crues de 1993 et 1994.

Les terriers de blaireaux sont facilement visibles depuis un simple examen visuel en crête de digue même à bord d'un véhicule. Ils peuvent être observés sur les talus amont comme aval. Ils sont détectés par les gardes digues lors des visites de surveillance (2 visites par mois), lors des visites techniques approfondies (1 par an) ainsi que pendant la pré-alerte et l'alerte 1.
Ils sont donc traités dans le cadre du marché de travaux d'entretien avant même la mise en charge des digues (Cf. rubrique 4). La probabilité de localisation d'un terrier de blaireau détectable par examen visuel lors de la mise en charge des digues est donc très faible.

Si aujourd'hui, ces terriers sont traités par ouverture complète de la digue, purge intégrale des terriers et remblaiement de la digue par fines couches compactées, il n'en a pas toujours été de même. En effet, pendant de longues années, ces terriers ont été soit comblés partiellement par colmatage manuel du trou (avec une dame). Ce cas est surtout valable pour les digues du XIX^{ème} siècle qui n'ont pas fait l'objet d'intervention depuis leur création il y a plus de 150 ans.

L'apparition d'un ancien terrier partiellement colmaté, par claquage hydraulique suivie d'une érosion de conduit a été observée en 2002 et 2003. Ce scénario de brèche doit être donc considéré. La figure ci-dessous en illustre la représentation.

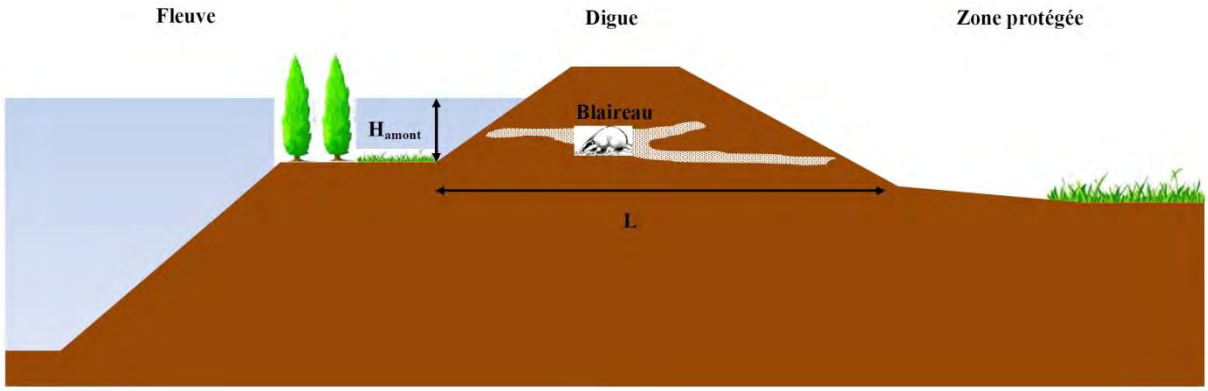


Figure 108. Scénario de brèche n°1 : claquage hydraulique d'un terrier partiellement colmaté et érosion de conduit

Les différentes étapes du scénario de brèche peuvent être représentées suivant l'arbre d'événements suivant :

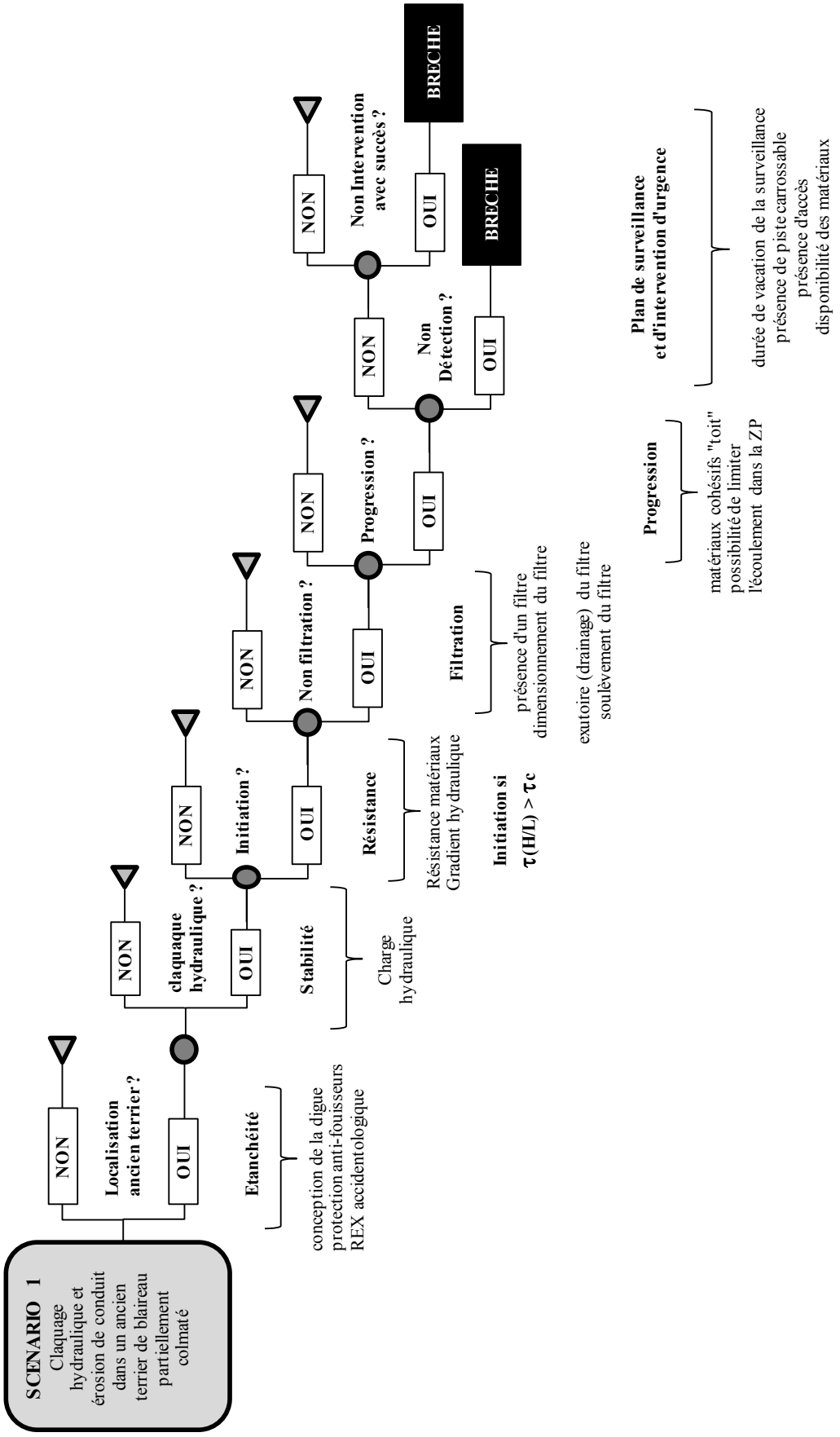


Figure 109. Arbre d'événements du scénario de brèche n°1

Le scénario de brèche s'écrit sous la forme suivante :

$$P(brèche) = P_{localisation} \cdot P_{claquage} \cdot P_{initiation} \cdot P_{non\ filtration} \cdot P_{\ progression} \cdot [P_{non\ détection} + (1 - P_{non\ détection}) \cdot P_{non\ intervention}]$$

Avec :

$P_{localisation}$:	Probabilité de localisation d'un ancien terrier potentiellement traversant après mise en charge de la digue,
$P_{claquage}$:	Probabilité de claquage hydraulique du bouchon de colmatage,
$P_{initiation}$:	Probabilité d'initiation d'érosion de conduit dans le terrier,
$P_{non\ filtration}$:	Probabilité que les particules entraînées par l'érosion ne soient pas bloquées et cheminent jusqu'à un exutoire non filtré,
$P_{\ progression}$:	Probabilité que le processus se poursuive sans stabilisation et déclenche un autre phénomène (tassement, instabilité, affaissement) ou s'accélère,
$P_{non\ détection}$:	Probabilité de non détection du désordre par les gardes-digues ou par les équipes de surveillance lors de la crue,
$P_{non\ intervention}$:	Probabilité de non intervention en cas de détection du désordre.

8.1.2 Probabilité de localisation

Suivant l'analyse fonctionnelle réalisée sur les différents types de conception de digue et plus particulièrement des fonctions Etanchéité, Résistance et Protection, on considère les cas suivants :

1. Les digues ayant fait récemment l'objet de travaux de confortement consistant en la mise en œuvre d'un masque étanche côté fleuve en matériau A2 et d'un engraissement côté terre avec la pose de grillages anti-fouisseurs sur les deux talus,
2. Les digues ayant fait récemment l'objet de travaux de confortement consistant en la mise en œuvre d'un masque étanche côté fleuve en matériaux A1+A2 et d'un engraissement côté terre avec la pose de grillages anti-fouisseurs sur les deux talus,
3. Les digues ayant fait récemment l'objet de travaux de confortement consistant à démonter l'ancienne digue et en construire une nouvelle avec des matériaux A1+A2 avec la pose de grillages anti-fouisseurs sur les deux talus,
4. Les digues ayant fait récemment l'objet de travaux de confortement consistant à démonter l'ancienne digue et en construire une nouvelle avec des matériaux A1+A2 sans la pose de grillages anti-fouisseurs sur les deux talus,
5. Les digues ayant fait récemment l'objet de travaux de confortement consistant en la mise en œuvre d'un engraissement côté fleuve sans connaissance précise du matériau et sans la pose de grillages anti-fouisseurs sur les deux talus,
6. Les digues avec un remblai CNR très large adossé à l'ouvrage de protection,
7. Les digues avec un perré bétonné ou maçonné figurant sur la carte des ponts et chaussées de 1876 mais non visibles (état incertain),
8. Les digues avec un perré bétonné ou maçonné en bon ou très bon état,

9. Les rideaux de palplanches
10. Les digues du XIX^{ème} siècle damées manuellement n'ayant fait l'objet d'aucuns travaux de confortement ou d'un engraissement aval sans intervention sur l'amont avec un retour d'expérience accidentologique négatif en matière de terriers de blaireaux (présence avérée d'anciens terriers),
11. Les digues du XIX^{ème} siècle damées manuellement n'ayant fait l'objet d'aucuns travaux de confortement ou d'un engraissement aval sans intervention sur l'amont avec un retour d'expérience accidentologique neutre en matière de terriers de blaireaux.

On retient les probabilités de localisation suivante

Tableau 43. Probabilité de localisation d'un ancien terrier de blaireau

Type de conception	Probabilité de localisation d'un ancien terrier
1 - Masque A2 côté amont + engraissement côté aval avec grillage	0,01
2 – Masque A1+A2 côté amont + engraissement côté aval avec grillage	0,01
3 – Nouvelle digue A1+A2 avec grillage	0,001
4 – Nouvelle digue A1+A2 sans grillage	0,01
5 – Engraissement amont sans intervention côté aval et sans grillage	0,05
6 – Digue adossée à un remblai CNR	0,001
7 – Digue XIXème siècle avec perré(s) dans un état incertain	0,1
8 – Digue confortée avec perré(s) rénové(s) en bon état	0,001
9 – Rideau de palplanches	0,001
10 – Digue XIX^{ème} siècle avec ou sans engraissement aval avec REX neutre	0,1
11 – Digue XIX^{ème} siècle ou sans engraissement aval avec REX négatif	0,5

8.1.3 Probabilité de claquage hydraulique d'un ancien terrier

La probabilité de claquage hydraulique est liée à la fonction Stabilité. Pour l'analyse de risque, on considère :

- une épaisseur du bouchon respectivement de 1 m pour les digues d'origine et de 4 m pour les digues ayant fait l'objet notamment d'un engraissement aval lors de travaux de confortement
- le terrier est calé à la cote du ségonnal ;
- la hauteur d'eau est calculée par rapport à la cote du ségonnal avant le claquage hydraulique (pied de digue amont).

On définit alors le facteur *F* de sécurité pour chaque profil géométrique et chaque crue suivant la formule définie au §. 3.2.

Tableau 44. Probabilité de claquage hydraulique en fonction du facteur de sécurité

Facteur F	Probabilité de claquage	Qualification verbale
0,9	0,99	Très probable
1	0,9	probable
1,1	0,5	Neutre
1,2	0,1	peu probable
1,3	0,01	Très peu probable
1,4	0,001	Quasiment impossible

La probabilité de claquage hydraulique est déterminée par la fonction de répartition suivante :

$$P_{claquage} = MAX[\exp\left(-\exp\left(\left(\frac{F-1{,}131}{0{,}103}\right)\right)\right); 0{,}001]$$

Avec F : facteur de sécurité

Pour les nouvelles digues, on retient une probabilité de claquage de 0.001 (très peu probable)

8.1.4 Probabilité d'initiation de l'érosion de conduit

La probabilité d'initiation est liée à la fonction Résistance du corps de digue. Elle est estimée pour chaque profil et chaque crue, en fonction du gradient hydraulique dans le conduit *i (i > 0)*, à partir des équations suivantes :

Pour les matériaux mélangés (A1+A2) :

$$P_{initiation} = MAX[Min[(4{,}905.i)^{0{,}6}; 1] ; 0{,}001]$$

Pour les matériaux A2 :

$$P_{initiation} = MAX\ [\exp\left(-\exp\left(-(26{,}16.i - 2{,}81)\right)\right); 0{,}001]$$

La figure ci-dessous illustre pour les deux types de matériaux, l'évolution de la probabilité d'initiation en fonction du gradient hydraulique dans le conduit.

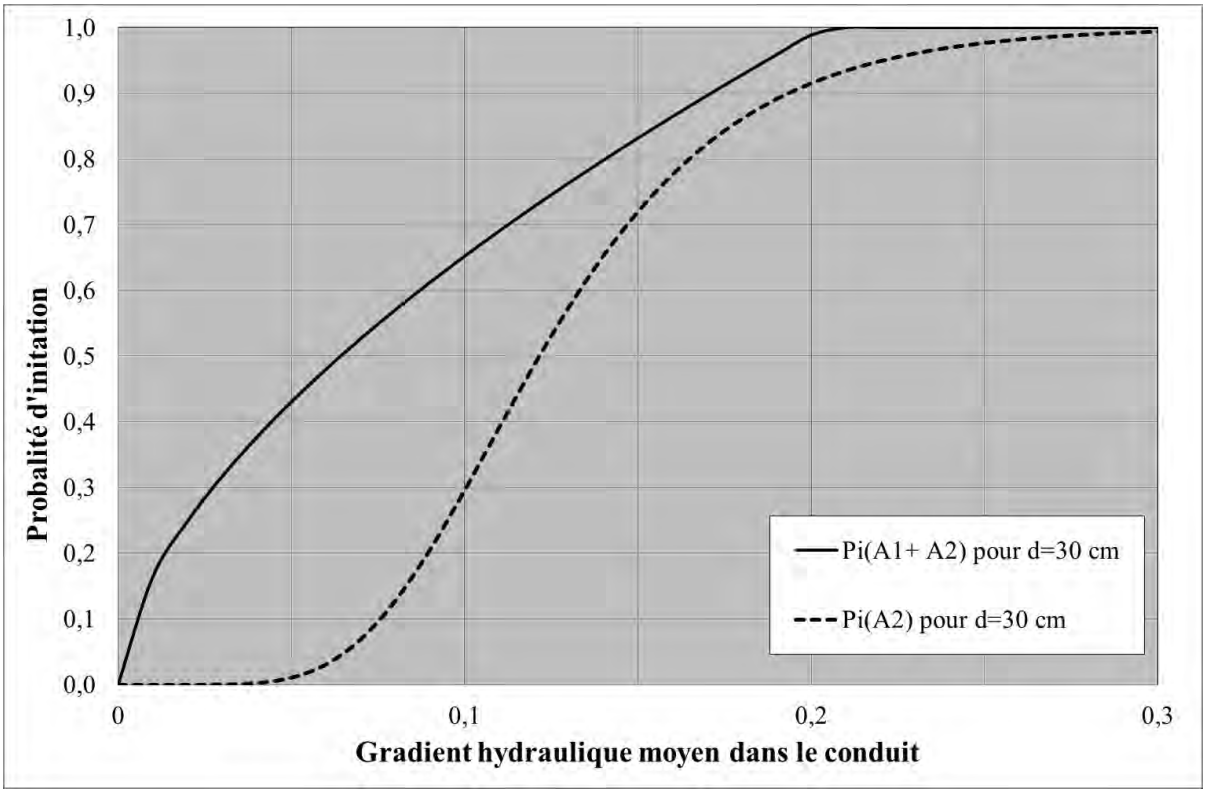


Figure 110. Probabilité d'initiation en fonction du gradient hydraulique et type de sols

8.1.5 Probabilité de non filtration

La probabilité de non filtration est liée aux fonctions Filtration, Drainage, Stabilité et Protection. Les valeurs retenues sont celles définies au chapitre 2.7.

8.1.6 Probabilité de progression

La probabilité de progression est estimée par la formule définie au chapitre 2.8.

8.1.7 Probabilité de non détection

La probabilité de non détection est liée à la fonction Sécurité. La figure ci-après donne les temps de rupture d'une digue pour les deux types de matériaux en fonction du gradient hydraulique dans le conduit.

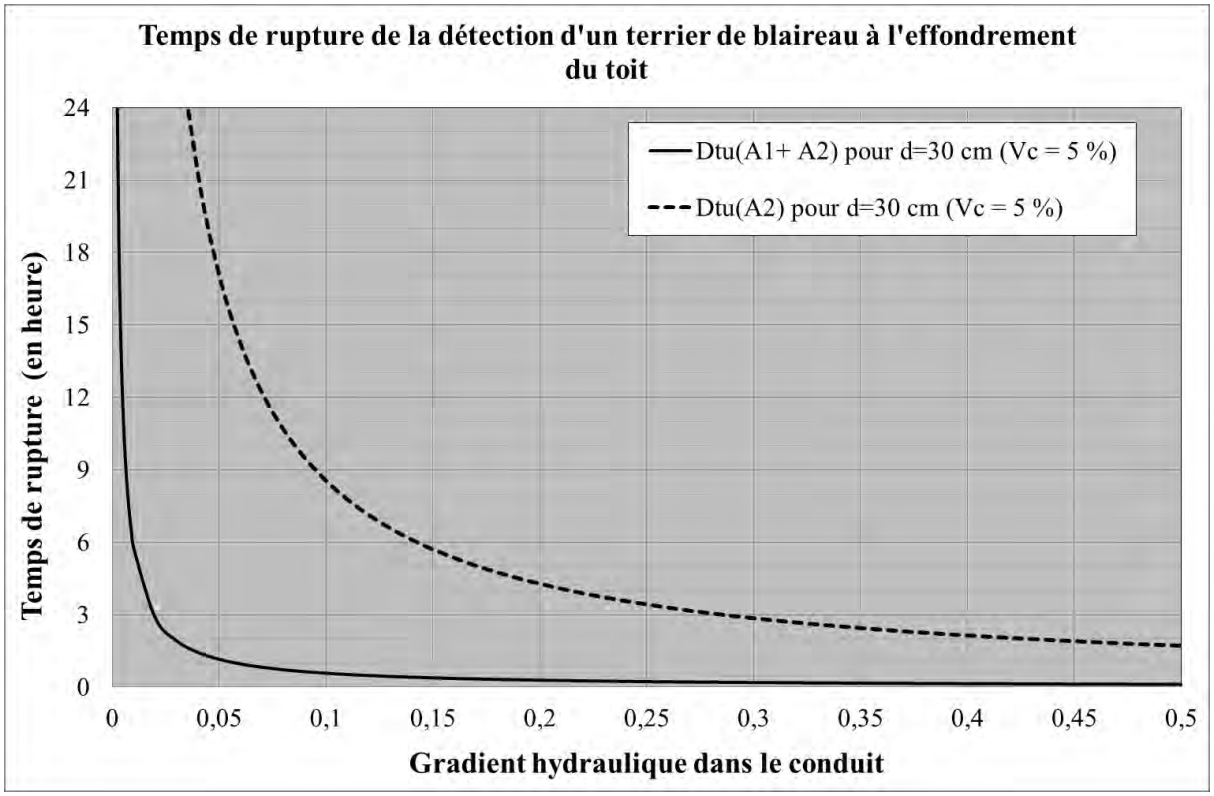


Figure 111. Temps de rupture de la détection d'un terrier de blaireau à l'effondrement du toit

La probabilité de non détection, depuis la possibilité d'observation du désordre jusqu'à la formation de la brèche, est déterminée par les formules suivantes (Cf. chapitres 2.1. et 7.) :

Pour les matériaux mélangés (A1+A2) :

$$P_{non\ détection} = \mathrm{MAX}(0{,}1; \left(1 - \frac{0{,}06}{P_s . i}\right))$$

et pour les matériaux A2 :

$$P_{non\ détection} = \mathrm{MAX}(0{,}1; \left(1 - \frac{0{,}86}{P_s . i}\right))$$

Avec :

i : gradient hydraulique dans le conduit
P_s : pas de surveillance en heures (3 h en alerte 3 et 6 h pour les autres niveaux d'alerte)

8.1.8 Probabilité de non intervention

La probabilité de non intervention, depuis la détection du désordre jusqu'à la formation de la brèche est déterminée par les formules suivantes (Cf. chapitres 2.1. et 7.) :

pour les matériaux mélangés (A1+A2) :

$$P_{non\ intervention} = \mathrm{MIN}(1; \frac{\Delta t_i . i}{0{,}06})$$

et pour les matériaux A2 :

$$P_{non\ intervention} = \mathrm{MIN}(1; \frac{\Delta t_i . i}{0{,}86})$$

Avec :

i : gradient hydraulique dans le conduit

Δt_i : temps d'intervention (3h pour les digues carrossables et 24 h pour les digues non carrossables)

La figure ci-après illustre pour le scénario de brèche n°1 : l'évolution de :

- la probabilité de non détection en fonction de la nature du matériau érodé, du pas de surveillance et du gradient dans le conduit ;
- la probabilité de non intervention en fonction de la nature du matériau érodé, du temps d'intervention et du gradient dans le conduit.

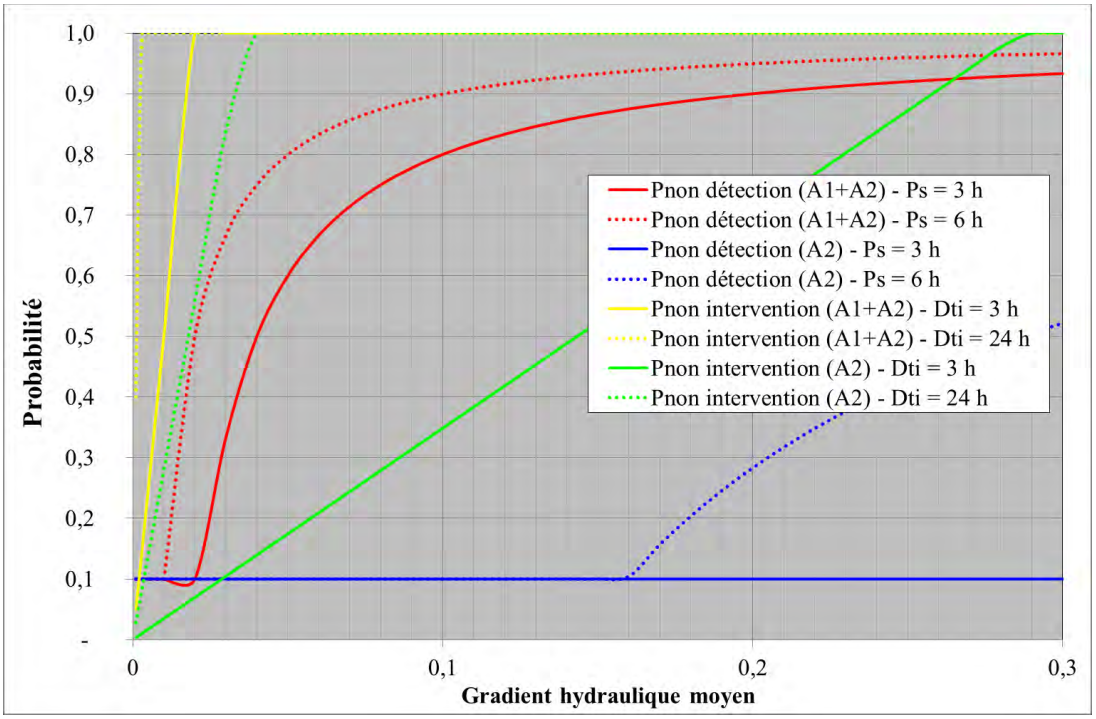


Figure 112. Scénario de brèche n°1 : probabilités de non détection et non intervention

8.2 SCENARIO DE BRECHE N°2 : EROSION DE CONDUIT DANS UN VIDE LE LONG D'UN OUVRAGE HYDRAULIQUE OU D'UNE TRANSITION TRAVERSANT

8.2.1 Description du scénario

Le scénario de brèche n°2 est celui d'une érosion de conduit le long d'un ouvrage ou d'une transition traversant la digue. Ce scénario de brèche a été observé par le passé, notamment lors de la crue d'octobre 1993. L'origine du vide traversant la digue peut être notamment le suivant :

- Défaut de compactage autour d'un ouvrage
- Défaut d'étanchéité externe de l'ouvrage traversant pouvant être lié au vieillissement de l'ouvrage, son manque d'entretien ou un tassement différentiel

Le vide peut être également l'aboutissement d'un processus d'érosion régressive si la conduite a été enrobée dans un sable fin érodable ou d'un processus d'érosion de contact si la conduite a été posée dans un matériau très perméable. Ces scénarios sont possibles mais néanmoins moins probables que celui lié à la présence d'un vide entre l'ouvrage traversant et le remblai.

Plusieurs scénarios d'érosion de conduit peuvent être envisagés :

- Erosion le long de la conduite depuis le fleuve (scénario 2.1)
- Erosion le long de la conduite depuis la base de la digue (scénario 2.2.)

La figure ci-dessous illustre la représentation du scénario de brèche envisagé.

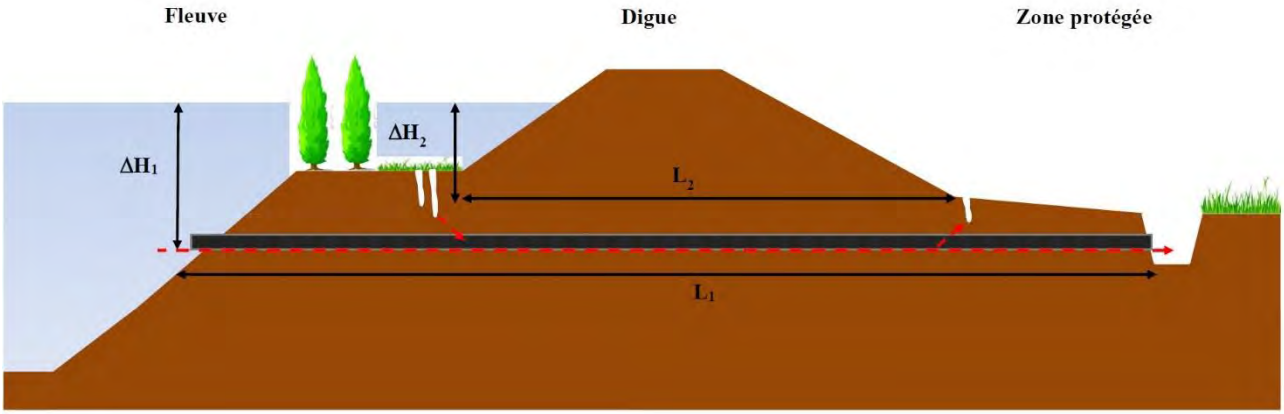


Figure 113. Scénario de brèche n°2 : érosion de conduit le long d'un ouvrage traversant la digue

Les différentes étapes du scénario de brèche peuvent être représentées suivant l'arbre d'événements suivant :

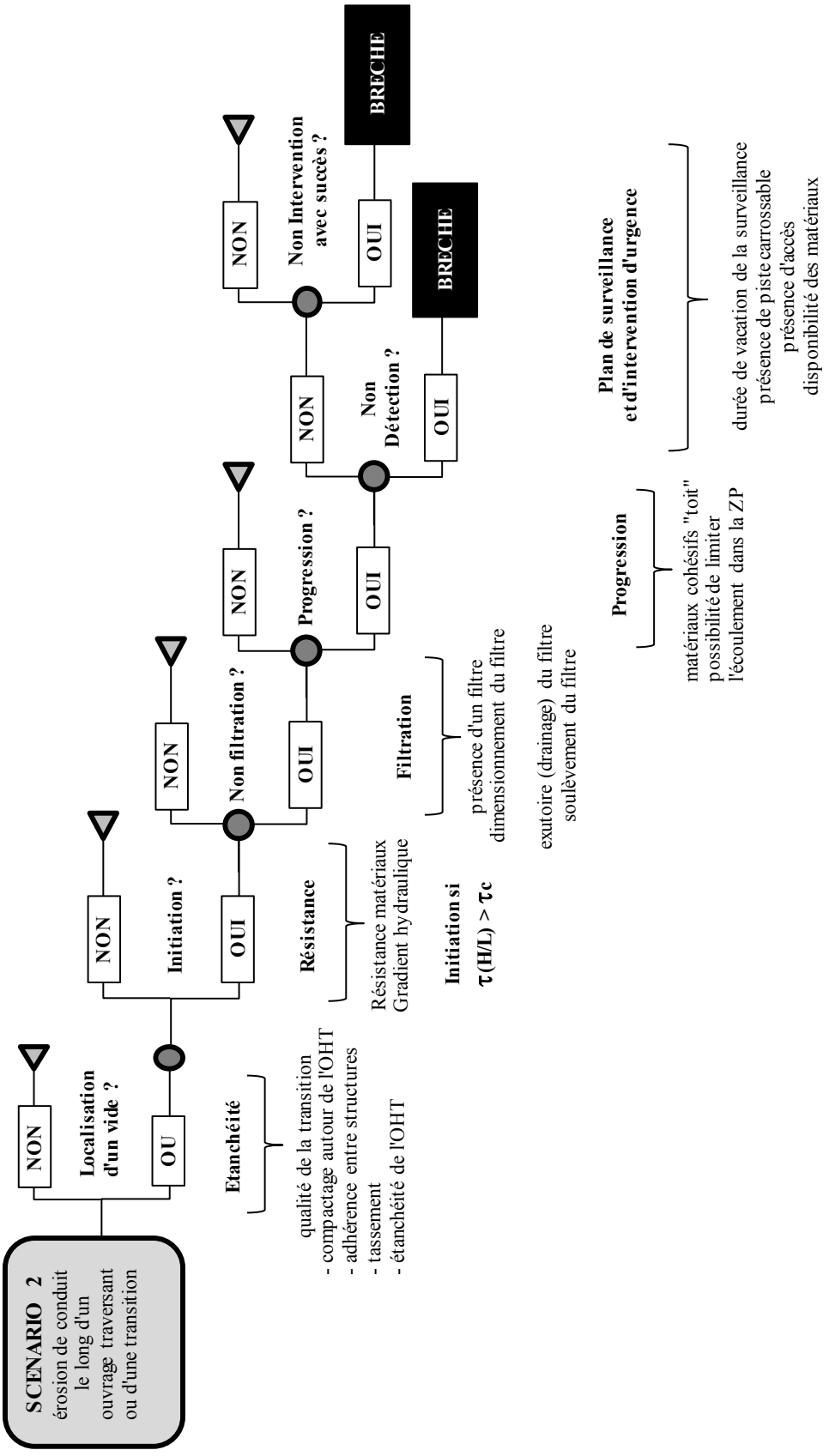


Figure 114. Arbre d'événements du scénario de brèche n°2

Le scénario de brèche s'écrit sous la forme suivante :

$$P(brèche) = P_{localisation} \cdot P_{initiation} \cdot P_{non\ filtration} \cdot P_{\ progression} \cdot [P_{non\ détection} + (1 - P_{non\ détection}) \cdot P_{non\ intervention}]$$

Avec :

$P_{localisation}$:	Probabilité de localisation d'un vide le long d'un ouvrage traversant la digue,
$P_{initiation}$:	Probabilité d'initiation d'érosion de conduit dans ce vide traversant,
$P_{non\ filtration}$:	Probabilité que les particules entraînées par l'érosion ne soient pas bloquées et cheminent jusqu'à un exutoire non filtré,
$P_{\ progression}$:	Probabilité que le processus se poursuive sans stabilisation et déclenche un autre phénomène (tassement, instabilité, affaissement) ou s'accélère,
$P_{non\ détection}$:	Probabilité de non détection du désordre par les gardes-digues ou par les équipes de surveillance lors de la crue,
$P_{non\ intervention}$:	Probabilité de non intervention en cas de détection du désordre.

8.2.2 Probabilité de localisation

La probabilité de localisation d'un vide le long de l'ouvrage traversant ou d'une transition va dépendre de la qualité de la fonction Etanchéité et plus particulièrement de la bonne ou mauvaise adhérence de la structure rigide (ouvrage traversant) ou souple (autre remblai) avec le remblai de la digue. Les différents paramètres intervenant dans cette appréciation vont être :

- L'ouvrage est-il englobé dans du béton coulé pleine fouille ou dans une structure en béton repiqué après décoffrage ou dans une structure béton coffré avec un coffrage de type « Nerlat » ?
- Dans le cas d'un ouvrage béton ou d'une structure béton englobant une canalisation coffrée classiquement, la géométrie des parements (fruit < 10) a-t-elle permis un compactage et une adhérence de bonne qualité ?
- Dans le cas d'un ouvrage traversant un écran d'étanchéité de type palplanches, paroi moulée, l'interface entre la canalisation et l'écran a-t-elle été traitée (ouvrage béton, injection…).
- La présence de perré englobant le réseau traversant ou d'écran anti-renards permet également de limiter le débit à travers un vide traversant, à condition que la construction et le compactage aient été soignés et que ses structures soient en bon état.
- Dans le cas d'une transition entre deux remblais (digue et route par exemple), la réalisation de redans correctement dimensionnés et réalisés ou d'écrans tels que cités précédemment.
- L'étanchéité de l'ouvrage hydraulique (état du revêtement).

Dans le cas d'une structure béton ne traversant pas intégralement la digue, la possibilité de tassement différentiel à l'interface ouvrage/remblai est également prise en compte.

En fonction des résultats de l'analyse fonctionnelle des ouvrages traversants et des transitions, on retient les probabilités de localisation suivante :

Tableau 45. Probabilité de localisation d'un vide le long d'un ouvrage traversant ou d'une transition

Typologie de la transition	Probabilité de localisation d'un vide traversant
1°) Structure rigide réalisée sur l'ensemble de la traversée avec les composants suivants : - béton coulé pleine fouille, - coffrage de type NERLAT, - repiquage des parements béton après décoffrage, - géométrie des parements permettant un bon compactage (f < 10)	0,01
2°) Structure rigide non réalisée sur l'ensemble de la traversée (possibilité de tassement différentiel) avec les composants suivants : - béton coulé pleine fouille, - coffrage de type NERLAT, - repiquage des parements béton après décoffrage, - géométrie des parements permettant un bon compactage (f < 10)	0,03
3°) réseau traversant la digue sans les composants précités (béton pleine fouille, Nerlat, bonne géométrie des parements, repiquage béton) avec : - compactage autour de l'ouvrage probablement satisfaisant - étanchéité externe de l'ouvrage probablement satisfaisante	0,1
4°) réseau traversant la digue sans les composants précités (béton pleine fouille, Nerlat, bonne géométrie des parements, repiquage béton) avec : - compactage autour de l'ouvrage incertain ou douteux - étanchéité externe de l'ouvrage probablement satisfaisante	0,9
5°) réseau traversant la digue sans les composants précités (béton pleine fouille, Nerlat, bonne géométrie des parements, repiquage béton) avec : - compactage autour de l'ouvrage probablement satisfaisant - étanchéité externe de l'ouvrage incertaine ou douteux	0,9
6°) réseau traversant la digue sans les composants précités (béton pleine fouille, Nerlat, bonne géométrie des parements, repiquage béton) avec : - compactage autour de l'ouvrage incertain ou douteux - étanchéité externe de l'ouvrage incertaine ou douteux	0,99
7°) Réseau traversant un écran d'étanchéité (palplanches, paroi moulée, béton, perré) Présence d'injections/béton ou autre étanchéité autour de la fenêtre réalisée dans l'écran	0,01
8°) Réseau traversant un écran d'étanchéité (palplanches, paroi moulée, béton, perré) Traitement absent ou incertain de la fenêtre réalisée dans l'écran	0,1
9°) Transition entre deux remblais satisfaisante Présence de redans, ou d'écran correctement dimensionné	0,01

10°) Transition entre deux remblais incertaine	0,1
11 °) Présence de perrés ou murs de retour sur les talus amont/aval ou écran anti-renards correctement dimensionnés le long de l'ouvrage traversant	0,03
12 °) Présence de perrés ou murs de retour sur les talus amont/aval ou écran anti-renards (dimensionnement incertain) le long de l'ouvrage traversant	0,1
13°) Réseau en profondeur (fonçage présumé ou certain) (électricité, fibre et télécom)	0,001
14°) Canalisation en profondeur (fonçage présumé ou certain) (eau, gaz, hydrocarbure)	0,01

On note que la présence de perrés, murs ou écrans anti-renard vient également déterminer la probabilité d'initiation en allongeant le cheminement potentiel de l'eau dans le vide.
En cas de typologie de transitions multiples, la probabilité retenue est la valeur minimum des probabilités.

8.2.3 Probabilité d'initiation de l'érosion de conduit

La probabilité d'initiation va dépendre de la nature du matériau traversé (fonction Résistance) et du diamètre pressenti du conduit éventuel lui-même dépendant de la qualité de la transition. Les valeurs retenues sont les suivantes.

Tableau 46. Diamètre de conduit en fonction de la transition

Typologie de la transition	Diamètre max du conduit (cm)
1°) Structure rigide réalisée sur l'ensemble de la traversée avec les composants suivants : - béton coulé pleine fouille, - coffrage de type NERLAT, - repiquage des parements béton après décoffrage, - géométrie des parements permettant un bon compactage (f < 10)	0,5
2°) Structure rigide non réalisée sur l'ensemble de la traversée (possibilité de tassement différentiel) avec les composants suivants : - béton coulé pleine fouille, - coffrage de type NERLAT, - repiquage des parements béton après décoffrage, - géométrie des parements permettant un bon compactage (f < 10)	2
3°) réseau traversant la digue sans les composants précités (béton pleine fouille, Nerlat, bonne géométrie des parements, repiquage béton) avec : - compactage autour de l'ouvrage probablement satisfaisant - étanchéité externe de l'ouvrage probablement satisfaisante	1
4°) réseau traversant la digue sans les composants précités (béton pleine fouille, Nerlat, bonne géométrie des parements, repiquage béton) avec : - compactage autour de l'ouvrage incertain ou douteux - étanchéité externe de l'ouvrage probablement satisfaisante	2
5°) réseau traversant la digue sans les composants précités (béton pleine fouille, Nerlat, bonne géométrie des parements, repiquage béton) avec :	2

- compactage autour de l'ouvrage probablement satisfaisant - étanchéité externe de l'ouvrage incertaine ou douteux	
6°) réseau traversant la digue sans les composants précités (béton pleine fouille, Nerlat, bonne géométrie des parements, repiquage béton) avec : - compactage autour de l'ouvrage incertain ou douteux - étanchéité externe de l'ouvrage incertaine ou douteux	3
7°) Réseau traversant un écran d'étanchéité Présence d'injections/béton ou autre étanchéité autour de la fenêtre réalisée dans l'écran	0,5
8°) Réseau traversant un écran d'étanchéité Traitement absent ou incertain de la fenêtre réalisée dans l'écran	2
9°) Transition entre deux remblais satisfaisante Présence de redans, ou d'écran correctement dimensionné	0,5
10°) Transition entre deux remblais incertaine	2
11 °) Présence de perrés ou murs de retour sur les talus amont/aval ou écran anti-renards correctement dimensionnés le long de l'ouvrage traversant	1
12 °) Présence de perrés ou murs de retour sur les talus amont/aval ou écran anti-renards (dimensionnement incertain) le long de l'ouvrage traversant	1
13°) Réseau en profondeur (fonçage présumé ou certain) (électricité, fibre et télécom)	1
14°) Canalisation en profondeur (fonçage présumé ou certain) (eau, gaz, hydrocarbure)	1

La probabilité d'initiation est déterminée pour chaque ouvrage et chaque transition suivant la typologie de transition retenue et chaque crue à partir des équations suivantes définies au chapitre 2.2 :

Pour des matériaux traversés mélangés (A1+A2) :

$$P_{initiation} = MAX[Min[(0{,}102.i)^{0{,}6}; 1]; 0{,}001] \text{ pour un conduit de 5 mm}$$

$$P_{initiation} = MAX[Min[(0{,}204.i)^{0{,}6}; 1]; 0{,}001] \text{ pour un conduit de 1 cm}$$

$$P_{initiation} = MAX[Min[(0{,}409.i)^{0{,}6}; 1]; 0{,}001] \text{ pour un conduit de 2 cm}$$

$$P_{initiation} = MAX[Min[(0{,}613.i)^{0{,}6}; 1]; 0{,}001] \text{ pour un conduit de 3 cm}$$

Pour des matériaux traversés de type A2 :

$$P_{initiation} = MAX[\exp(-\exp(-(0{,}545.i - 2{,}81)); 0{,}001] \text{ pour un conduit de 5 mm}$$

$$P_{initiation} = MAX[\exp(-\exp(-(1{,}09.i - 2{,}81)); 0{,}001] \text{ pour un conduit de 1 cm}$$

$$P_{initiation} = MAX[\exp(-\exp(-(2{,}18.i - 2{,}81)); 0{,}001] \text{ pour un conduit de 2 cm}$$

$$P_{initiation} = MAX[\exp(-\exp(-(3{,}27.i - 2{,}81)); 0{,}001] \text{ pour un conduit de 3 cm}$$

avec *i* : gradient hydraulique dans le conduit (i > 0).

La figure ci-dessous illustre pour les deux types de matériau traversé et diamètre de conduit considéré l'évolution de la probabilité d'initiation en fonction du gradient hydraulique dans le conduit.

On constate que la probabilité d'initiation va essentiellement dépendre de la nature du matériau traversé. Dans un mélange de matériaux A1 + A2 suivant la GTR 2000, la probabilité d'initiation devient importante (P > 0,1) même avec un conduit de 1 cm et un gradient faible (i ≅ 0,1). A contrario dans un matériau résistant à l'érosion, la probabilité d'initiation restera faible même pour des gradients très élevés et des conduits importants .

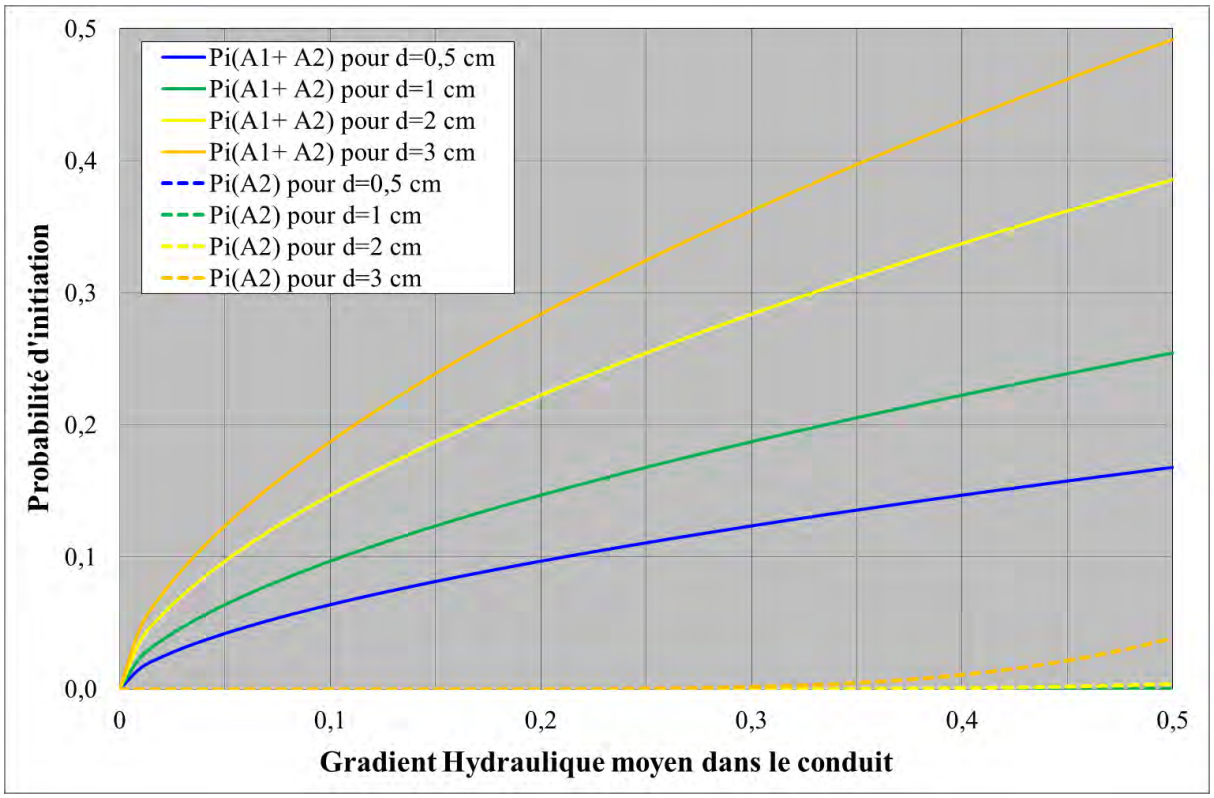


Figure 115. Probabilité d'initiation dans des conduits de diamètre 1 à 3 cm en fonction du gradient hydraulique et type de sols

8.2.4 Probabilité de non filtration

La probabilité de non filtration est liée aux fonctions Filtration, Drainage, Stabilité et Protection. Les valeurs retenues sont celles définies au chapitre 2.7.

8.2.5 Probabilité de progression

La probabilité de progression est estimée par la formule définie au chapitre 2.8.

8.2.6 Probabilité de non détection

La figure ci-après donne les temps de rupture d'une digue pour les deux types de matériaux en fonction du gradient hydraulique dans le conduit.

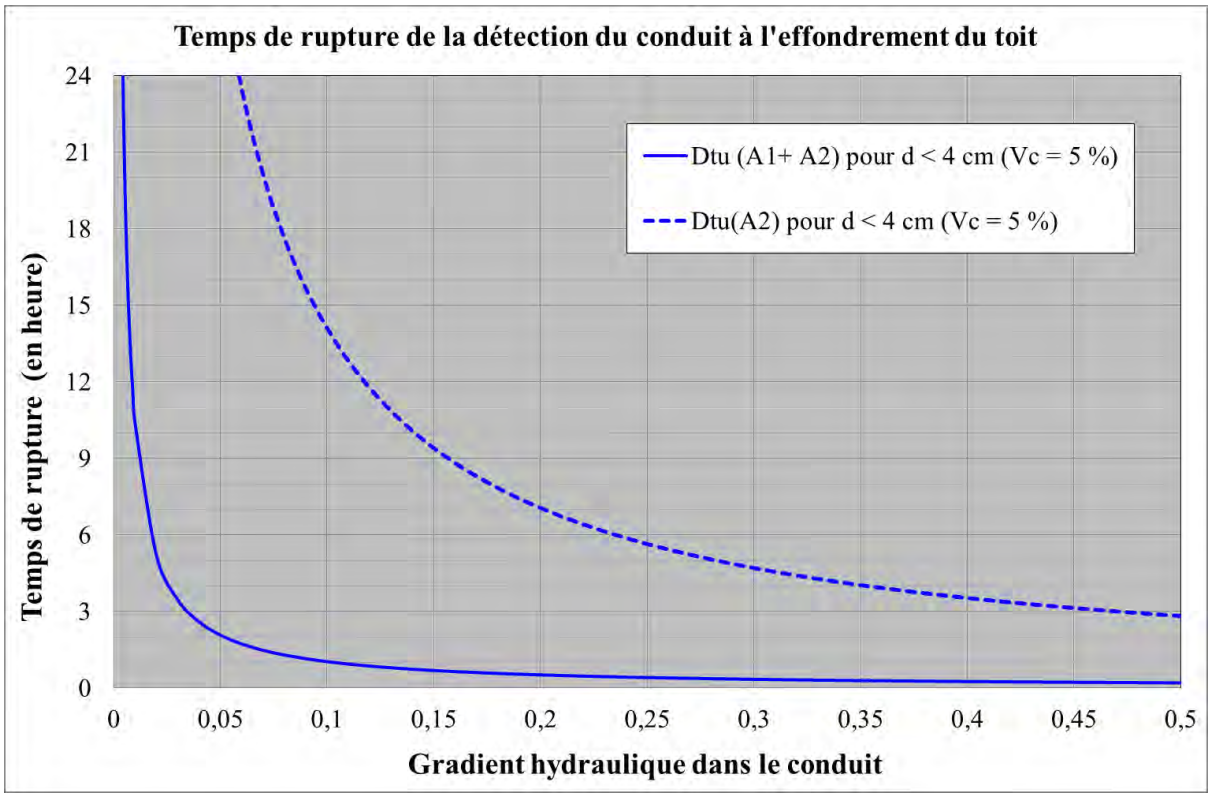


Figure 116. Temps de rupture de la détection d'un conduit de diamètre inférieur à 4 cm à l'effondrement du toit

La probabilité de non détection, depuis la possibilité d'observation du désordre jusqu'à la formation de la brèche, est déterminée par les formules suivantes (Cf. chapitres 2.1. et 7.) :

Pour les matériaux mélangés (A1+A2) :

$$P_{non\ détection} = \mathrm{MAX}(0{,}1; \left(1 - \frac{0{,}10}{P_s . i}\right))$$

et pour les matériaux A2 :

$$P_{non\ détection} = \mathrm{MAX}(0{,}1; \left(1 - \frac{1{,}41}{P_s . i}\right))$$

Avec :

i : gradient hydraulique dans le conduit
P_s : pas de surveillance en heures (3 h en alerte 3 et 6 h pour les autres niveaux d'alerte)

8.2.7 Probabilité de non intervention

La probabilité de non intervention, depuis la détection du désordre jusqu'à la formation de la brèche est déterminée par les formules suivantes (Cf. chapitres 2.2. et 7.) :

pour les matériaux mélangés (A1+A2) :

$$P_{non\ intervention} = \text{MIN}(1; \frac{\Delta t_i . i}{0{,}10})$$

et pour les matériaux A2 :

$$P_{non\ intervention} = \text{MIN}(1; \frac{\Delta t_i . i}{1{,}41})$$

Avec :

i : gradient hydraulique dans le conduit

Δt_i : temps d'intervention en heures (3 h pour les digues carrossables et 24 h pour les digues non carrossables)

La figure ci-après illustre pour le scénario de brèche n°2 : l'évolution de :

- la probabilité de non détection en fonction de la nature du matériau érodé, du pas de surveillance et du gradient dans le conduit ;
- la probabilité de non intervention en fonction de la nature du matériau érodé, du temps d'intervention et du gradient dans le conduit.

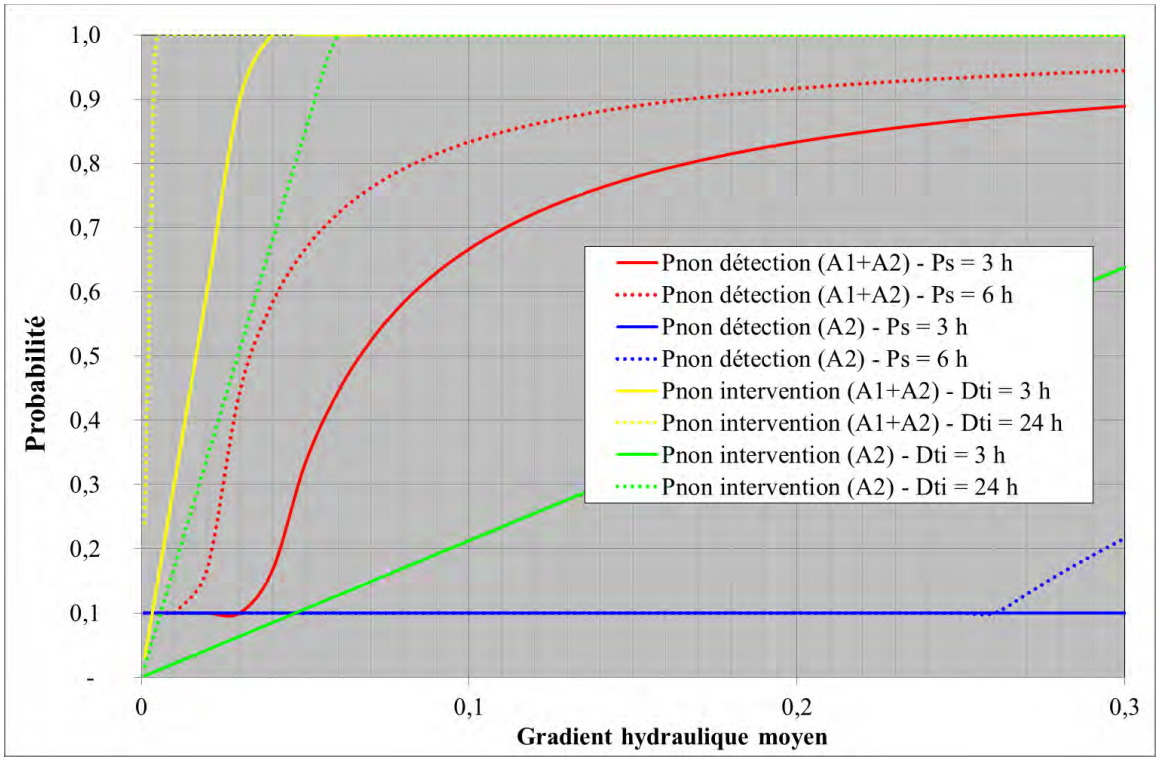


Figure 117. Scénario de brèche n°2 : probabilités de non détection et non intervention

8.3 SCENARIO DE BRECHE N°3 : EROSION DE CONDUIT DANS UNE ANCIENNE RACINE MORTE

8.3.1 Description du scénario

Le scénario de brèche n°3 est celui d'une érosion de conduit dans une ancienne racine d'un arbre mort ou abattu sans purge intégral du système racinaire impliquant le démontage et la reconstruction de la digue.

L'étude accidentologique n'a pas révélé de brèche liée à ce scénario. Des infiltrations d'eaux claires pouvant provenir de racines mortes d'après les gardes digues ont été observées en 2002 et 2003 à divers endroits du Delta sans pouvoir avoir de certitude sur l'origine exacte. C'est pour ces raisons que ce scénario de brèches est pris en compte

La figure ci-dessous illustre la représentation du scénario de brèche envisagé.

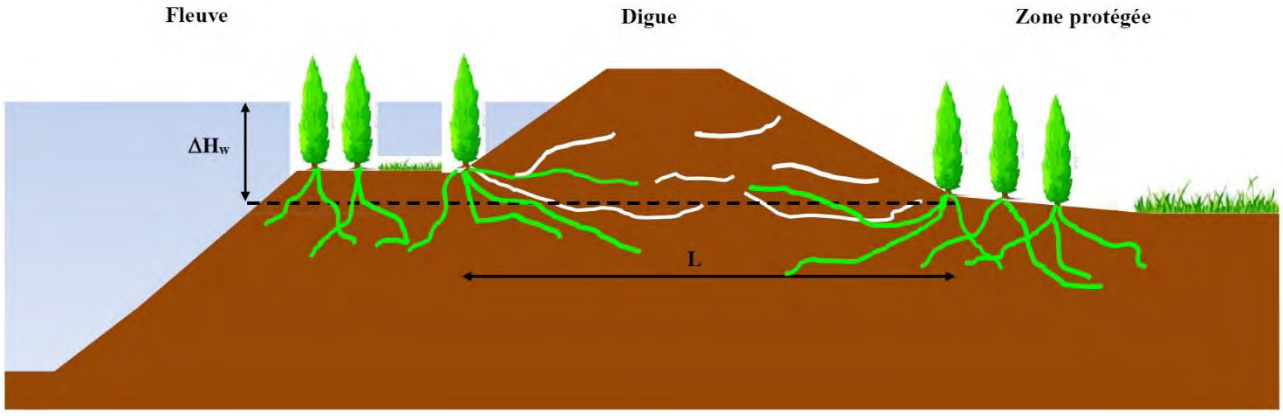


Figure 118. Scénario de brèche n°3 : érosion de conduit le long d'une racine morte

Les différentes étapes du scénario de brèche peuvent être représentées suivant l'arbre d'événements suivant :

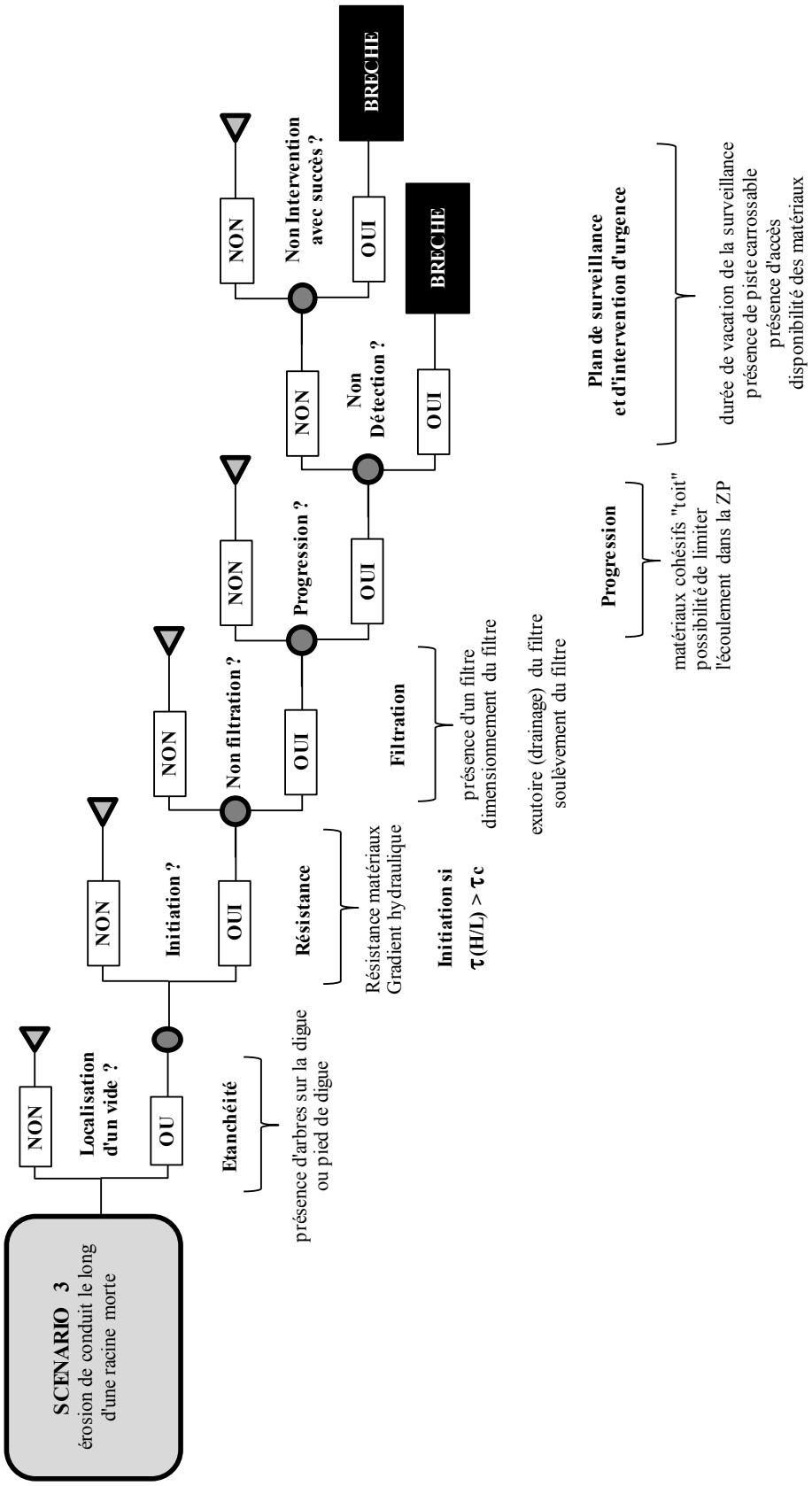


Figure 119. Arbre d'événements du scénario de brèche n°3

Le scénario de brèche s'écrit sous la forme suivante :

$$P(brèche) = P_{localisation} \cdot \ P_{initiation} \cdot P_{non\ filtration} \cdot P_{\ progression} \cdot [P_{non\ détection} + (1 - P_{non\ détection}) \cdot P_{non\ intervention}]$$

Avec :

$P_{localisation}$: Probabilité de localisation d'une racine morte traversant la digue,

$P_{initiation}$: Probabilité d'initiation d'érosion de conduit dans ce conduit traversant,

$P_{non\ filtration}$: Probabilité que les particules entraînées par l'érosion ne soient pas bloquées et cheminent jusqu'à un exutoire non filtré,

$P_{\ progression}$: Probabilité que le processus se poursuive sans stabilisation et déclenche un autre phénomène (tassement, instabilité, affaissement) ou s'accélère,

$P_{non\ détection}$: Probabilité de non détection du désordre par les gardes-digues ou par les équipes de surveillance lors de la crue,

$P_{non\ intervention}$: Probabilité de non intervention en cas de détection du désordre.

8.3.2 Probabilité de localisation

La probabilité de localisation d'un conduit traversant provoqué par la présence d'une racine morte est liée à la fonction Environnement. Elle va dépendre des réponses aux questions suivantes :

- la digue est-elle d'origine ou a-t-elle été confortée récemment ?
- des arbres sont-ils présents sur les talus, ou en pied de talus ?
- le cas échéant sont-ils présents sur les deux côtés de la digue ou sur un seul côté.

Pour les digues d'origine, on notera que l'absence d'arbres sur les talus ne signifie pas pour autant qu'il n'y en ait pas eu par le passé et que ces derniers aient fait l'objet d'abattage sans dessouchage du système racinaire.
On retient les probabilités de localisation suivante

Tableau 47. Probabilité de localisation d'un conduit traversant liée à une racine morte

Situation rencontrée	Probabilité de localisation d'une racine morte traversante
Digue récemment confortée (étanchéité restaurée par remblai compacté, perré, rideau….)	0,001
Digue du XIX^{ème} siècle sans arbre sur ou en pied de talus	0,01
Digue du XIX^{ème} siècle avec présence d'arbres en pied de talus (un côté)	0,1
Digue du XIX^{ème} siècle avec présence d'arbres en pieds de talus (deux côtés)	0,5
Digue du XIX^{ème} siècle avec présence d'arbres sur un talus	0,9
Digue du XIX^{ème} siècle avec présence d'arbres sur les deux talus	0,99

8.3.3 Probabilité d'initiation de l'érosion de conduit

Compte tenu du fait que c'est le diamètre aval qui contrôle l'écoulement, on retient un conduit de diamètre 1 cm, ce qui demeure une hypothèse conservatrice. La probabilité d'initiation va donc dépendre uniquement de la nature du matériau traversé. Elle est déterminée à l'aide des formules utilisées pour le scénario de brèche n°2 avec un conduit de 1 cm.

Les conclusions sont identiques à celles du scénario précédent. Dans un mélange de matériaux A1 + A2 suivant la GTR 2000, la probabilité d'initiation devient importante ($P > 0,1$) pour des gradients faibles ($i \cong 0,1$). A contrario dans un matériau résistant à l'érosion, la probabilité d'initiation reste faible même pour des gradients très élevés.

8.3.4 Probabilité de non filtration

La probabilité de non filtration est liée aux fonctions Filtration, Drainage, Stabilité et Protection. Les valeurs retenues sont celles définies au chapitre 2.7.

8.3.5 Probabilité de progression

La probabilité de progression est estimée par la formule définie au chapitre 2.8.

8.3.6 Probabilité de non détection

Les probabilités de non détection respectivement pour le mélange de matériaux A1+A2 et de matériaux A2 sont déterminées avec les mêmes formules que celles utilisées pour le scénario de brèche n°2.

8.3.7 Probabilité de non intervention

Les probabilités de non interventions respectivement pour le mélange de matériaux A1+A2 et de matériaux A2 sont déterminées avec les mêmes formules que celles utilisées pour le scénario de brèche n°2.

8.4 SCENARIO DE BRECHE N°4 : EROSION DE CONDUIT DANS UNE FISSURE TRAVERSANTE

8.4.1 Description du scénario

Le scénario de brèche n°4 est celui d'une érosion de conduit dans une fissure traversante.

L'étude accidentologique n'a pas révélé de brèche liée à ce scénario. Cependant, les infiltrations observées sur certains tronçons de digue et les reconnaissances géotechniques menées sur ces mêmes secteurs nous amènent à penser que ces infiltrations pourraient être liées à des circulations d'eau le long de fissures traversantes. L'origine de ces fissures peut être liée au vieillissement des remblais ou à la dessiccation mais également être liée à la présence de transitions au droit d'anciens terriers de fouisseurs purgés même intégralement. C'est pour ces raisons que ce scénario de brèches est pris en compte dans l'analyse de risques.

La figure ci-dessous illustre la représentation du scénario de brèche envisagé.

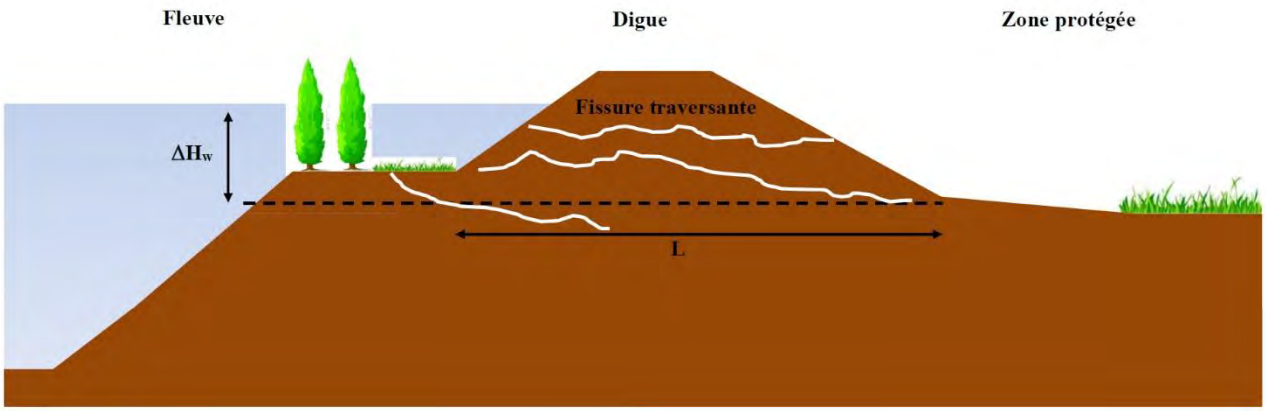


Figure 120. Scénario de brèche n°4 : érosion de conduit le long d'une fissure traversante

Les différentes étapes du scénario de brèche peuvent être représentées suivant l'arbre d'événements suivant :

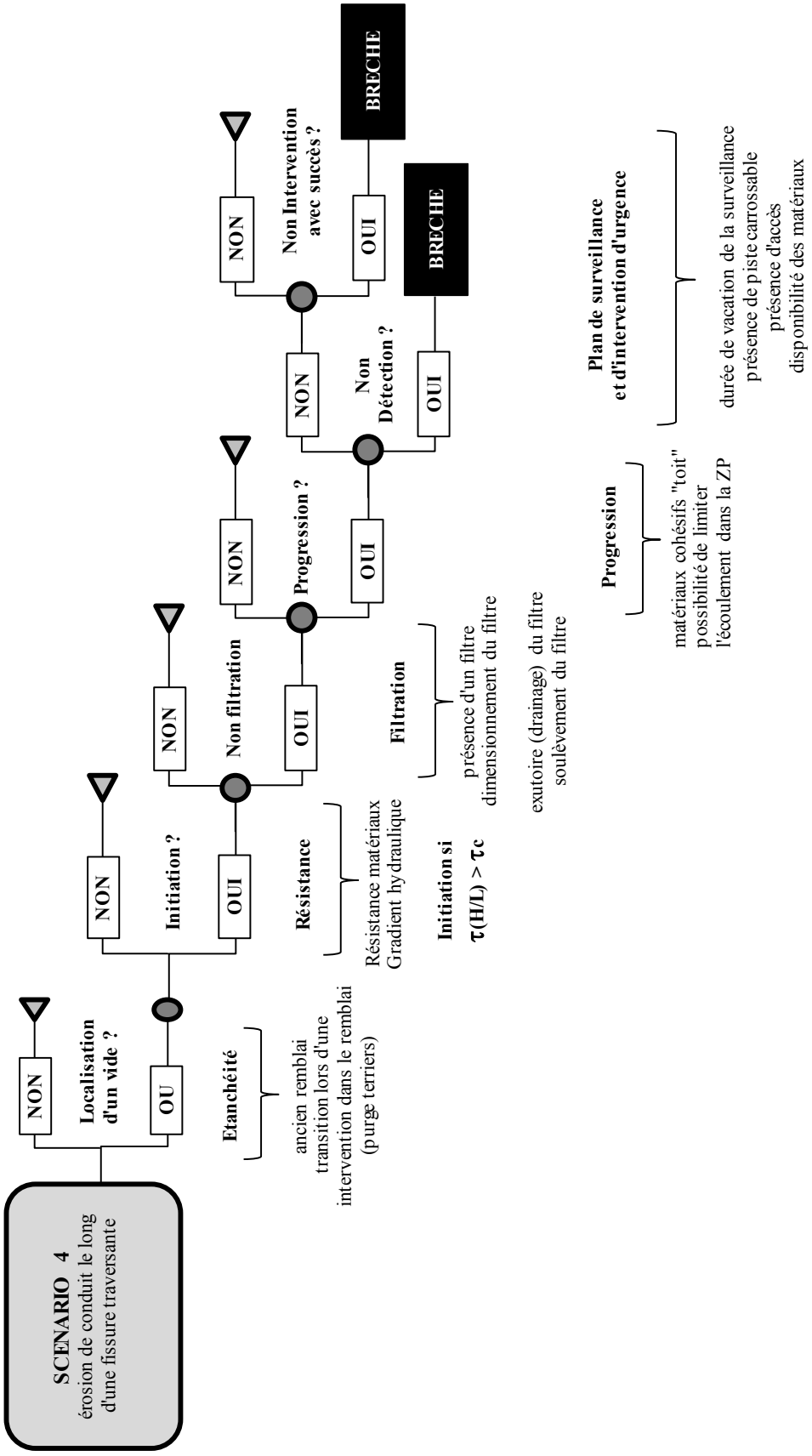


Figure 121. Arbre d'événements du scénario de brèche n°4

Le scénario de brèche s'écrit sous la forme suivante :

$$P(brèche) = P_{localisation} \cdot P_{non\ filtration} \cdot P_{\ progression} \cdot [P_{non\ détection} + (1 - P_{non\ détection}) \cdot P_{non\ intervention}]$$

Avec :

$P_{localisation}$:	Probabilité de localisation d'une fissure traversant la digue,
$P_{initiation}$:	Probabilité d'initiation d'érosion de conduit dans ce conduit traversant,
$P_{non\ filtration}$:	Probabilité que les particules entraînées par l'érosion ne soient pas bloquées et cheminent jusqu'à un exutoire non filtré,
$P_{\ progression}$:	Probabilité que le processus se poursuive sans stabilisation et déclenche un autre phénomène (tassement, instabilité, affaissement) ou s'accélère,
$P_{non\ détection}$:	Probabilité de non détection du désordre par les gardes-digues ou par les équipes de surveillance lors de la crue,
$P_{non\ intervention}$:	Probabilité de non intervention en cas de détection du désordre.

8.4.2 Probabilité de localisation

La probabilité de localisation d'une fissure traversante est liée à la fonction Etanchéité de l'ouvrage. Elle est déterminée suivant la grille d'appréciation suivante :

Tableau 48. Probabilité de localisation d'un conduit traversant lié à une racine morte

Situation rencontrée	Probabilité de localisation d'une fissure traversante
Digue reconstruite intégralement récemment (post 1993) Digue avec rideau de palplanches central Digue avec perré rénové	0,001
Digue du XIX^{ème} siècle ayant fait l'objet d'un engraissement par l'amont ou par l'aval	0,01
Digue du XIX^{ème} siècle sans observation d'infiltrations et de terriers de blaireaux ou lapins par le passé	0,1
Digue du XIX^{ème} siècle avec observation d'infiltrations ou de terriers de blaireaux ou lapins par le passé	0,5

8.4.3 Probabilité d'initiation de l'érosion de conduit

Compte tenu du fait que c'est le diamètre aval qui contrôle l'écoulement, on retient un diamètre de conduit de 5 mm, ce qui constitue une hypothèse conservatrice. La probabilité d'initiation va donc dépendre uniquement de la nature du matériau traversé. Elle est déterminée à l'aide des formules utilisées pour le scénario de brèche n°2 avec un conduit de 0,5 cm.

A l'instar des deux scénarios précédents, la probabilité d'initiation va essentiellement dépendre de la nature du matériau traversé. Dans un mélange de matériaux A1 + A2 suivant la GTR 2000, elle devient importante (P > 0,1) pour un gradient de 0,2. A contrario dans un matériau résistant à l'érosion, la probabilité d'initiation reste faible même pour des gradients très élevés.

8.4.4 Probabilité de non filtration

La probabilité de non filtration est liée aux fonctions Filtration, Drainage, Stabilité et Protection. Les valeurs retenues sont celles définies au chapitre 2.7.

8.4.5 Probabilité de progression

La probabilité de progression est estimée par la formule définie au chapitre 2.8.

8.4.6 Probabilité de non détection

Les probabilités de non détection respectivement pour le mélange de matériaux A1+A2 et de matériaux A2 sont déterminées avec les mêmes formules que celles utilisées pour le scénario de brèche n°2.

8.4.7 Probabilité de non intervention

La loi de détermination du temps de rupture depuis la détection du désordre jusqu'à l'effondrement du toit est identique à celle du scénario de brèche n°2.

Les probabilités de non interventions respectivement pour le mélange de matériaux A1+A2 et de matériaux A2 sont déterminées avec les mêmes formules que celles utilisées pour le scénario de brèche n°2.

8.5 SCENARIO DE BRECHE N°5 : CLAQUAGE HYDRAULIQUE D'UNE COUCHE DE SOL COHESIF SURPLOMBANT UNE COUCHE DE SABLE ET EROSION REGRESSIVE DE LA COUCHE DE SABLE

8.5.1 Description du scénario n°5

Le scénario de brèche n°5 correspond au claquage hydraulique d'une couche de sols cohésifs (limons, argiles) surplombant une couche de sable plus perméable suivi d'une érosion régressive de la couche de sable. Ce type de phénomène se traduit le plus souvent par l'observation de tumulus en aval de la digue, comme ce fût le cas en 2013 lors de la crue de l'Aggly (Cf. chapitre 2.2.). Il n'a jamais été recensé dans le Delta du Rhône, bien qu'il soit fréquent dans les deltas.
En revanche, l'observation de résurgences en pied aval des digues du Rhône est courante. Des fontis ont également été observés par le passé en aval des digues, ce qui laisse penser que ce scénario est possible et doit être envisagé.

La figure ci-dessous illustre la représentation du scénario de brèche envisagé.

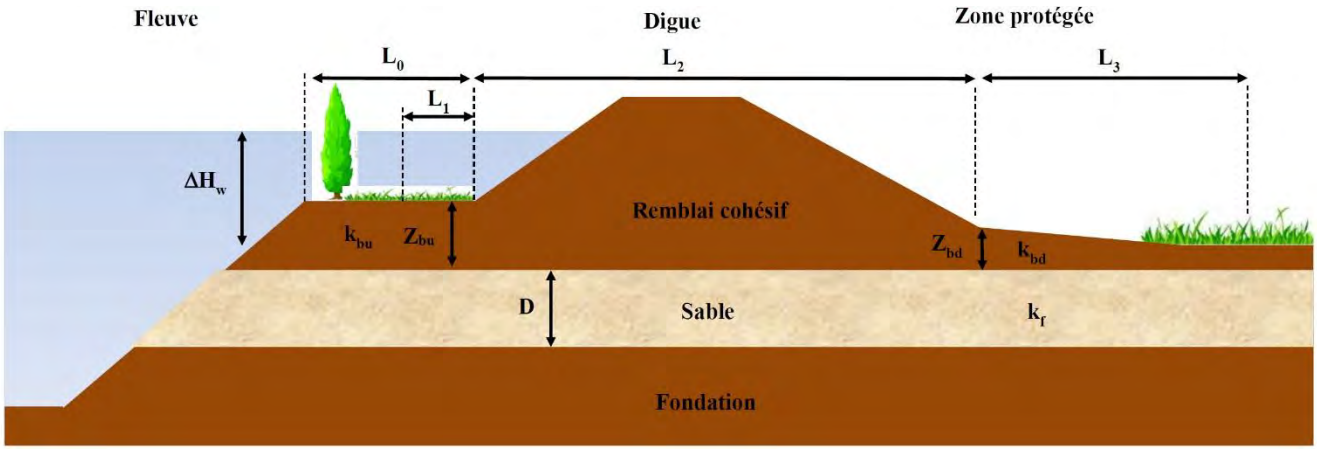


Figure 122. Scénario de brèche n°5 : claquage hydraulique du limon cohésif et érosion régressive de la couche de sable

Les paramètres à considérer sont les suivants. Ils sont décrits au chapitre 2.2 et 3.1 :

- D : épaisseur de la couche de sable ;
- Z_{bd} : épaisseur de la couche de limon à l'aval ;
- Z_{bu} : épaisseur de la couche de limon en amont ;
- k_f : perméabilité horizontale de la couche de sable ;
- k_b : perméabilité verticale de la couche de sol cohésif.

Les différentes étapes du scénario de brèche peuvent être représentées suivant l'arbre d'événements suivant :

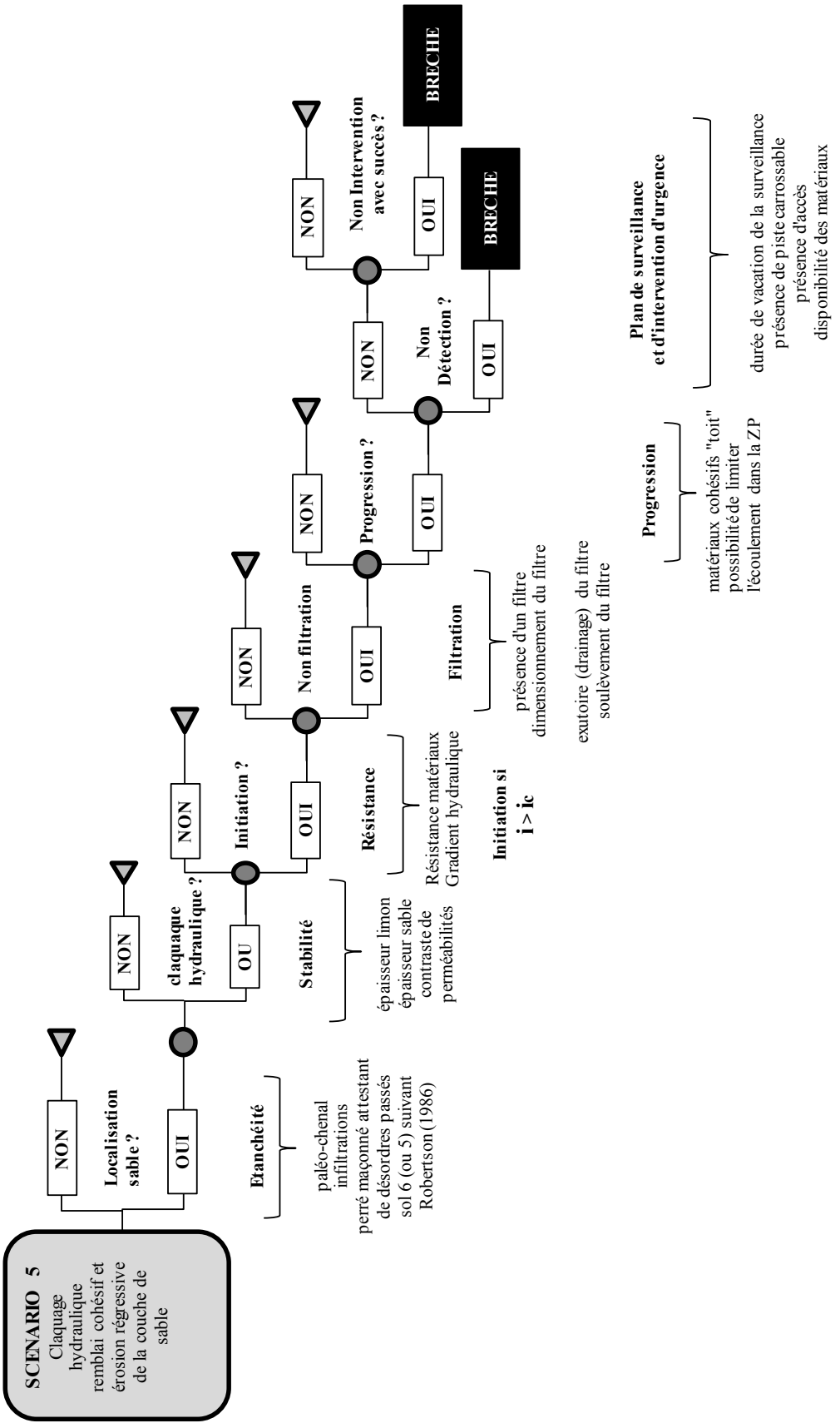


Figure 123. Arbre d'événements du scénario de brèche n°5

Le scénario de brèche s'écrit comme suit:

$$P(brèche) = P_{localisation} \cdot P_{claquage} \cdot P_{initiation} \cdot P_{non\ filtration} \cdot P_{\ progression} \cdot [P_{non\ détection} + (1 - P_{non\ détection}) \cdot P_{non\ intervention}]$$

Avec :

$P_{localisation}$: Probabilité de localisation d'une couche de sable en fondation,

$P_{claquage}$: Probabilité de claquage de la couche de sol cohésif surplombant la couche de sable plus perméable,

$P_{initiation}$: Probabilité d'initiation d'érosion régressive de la couche de sable,

$P_{non\ filtration}$: Probabilité que les particules entraînées par l'érosion ne soient pas bloquées et cheminent jusqu'à un exutoire non filtré,

$P_{progression}$: Probabilité que le processus se poursuive sans stabilisation et déclenche un autre phénomène (tassement, instabilité, affaissement) ou s'accélère,

$P_{non\ détection}$: Probabilité de non détection du désordre par les gardes-digues ou par les équipes de surveillance lors de la crue,

$P_{non\ intervention}$: Probabilité de non intervention en cas de détection du désordre.

8.5.2 Probabilité de localisation

Cette probabilité de localisation permet de statuer sur la fonction Etanchéité de la fondation de la digue. Compte tenu de l'analyse menée au chapitre 2.2, on retient la grille suivante pour la détermination de la probabilité de localisation d'une couche de sable potentiellement sujette à érosion régressive.

Tableau 49. Probabilité de localisation d'une couche de sable exposée à érosion régressive

Présence	Probabilité localisation couche de sable
Digue et fondation investiguées - aucun des éléments ci-dessous	0,01
Digue et fondation non investiguées en dehors des paléo-chenaux - aucun des éléments ci-dessous	0,1
Sol de classe 5 suivant la classification de Robertson (1986)	0,1
Alternance de sol de classe 5 et 6 suivant Robertson (1986)	0,5
présence d'un perré maçonnée sur la carte de 1876 attestant d'infiltrations ou désordres passés	0,5
Sol de classe 6 suivant la classification de Robertson (1986)	0,9
présence d'un paléo- chenal à proximité	0,9
Sable observée durant des travaux ou infiltrations observées en périodes de crues	0,99

En cas de présence de deux éléments cités ci-dessus, la probabilité retenue est le maximum des probabilités.

La figure en page suivante présente le tracé des paléo-chenaux connus dans le Delta superposés avec la base de données topographiques de l'IGN. La précision du modèle

numérique de terrain permet de localiser les anciens bourrelets alluviaux et vérifier ainsi le tracé des paléo-chenaux connus et localiser des zones probables de divagation du Rhône.

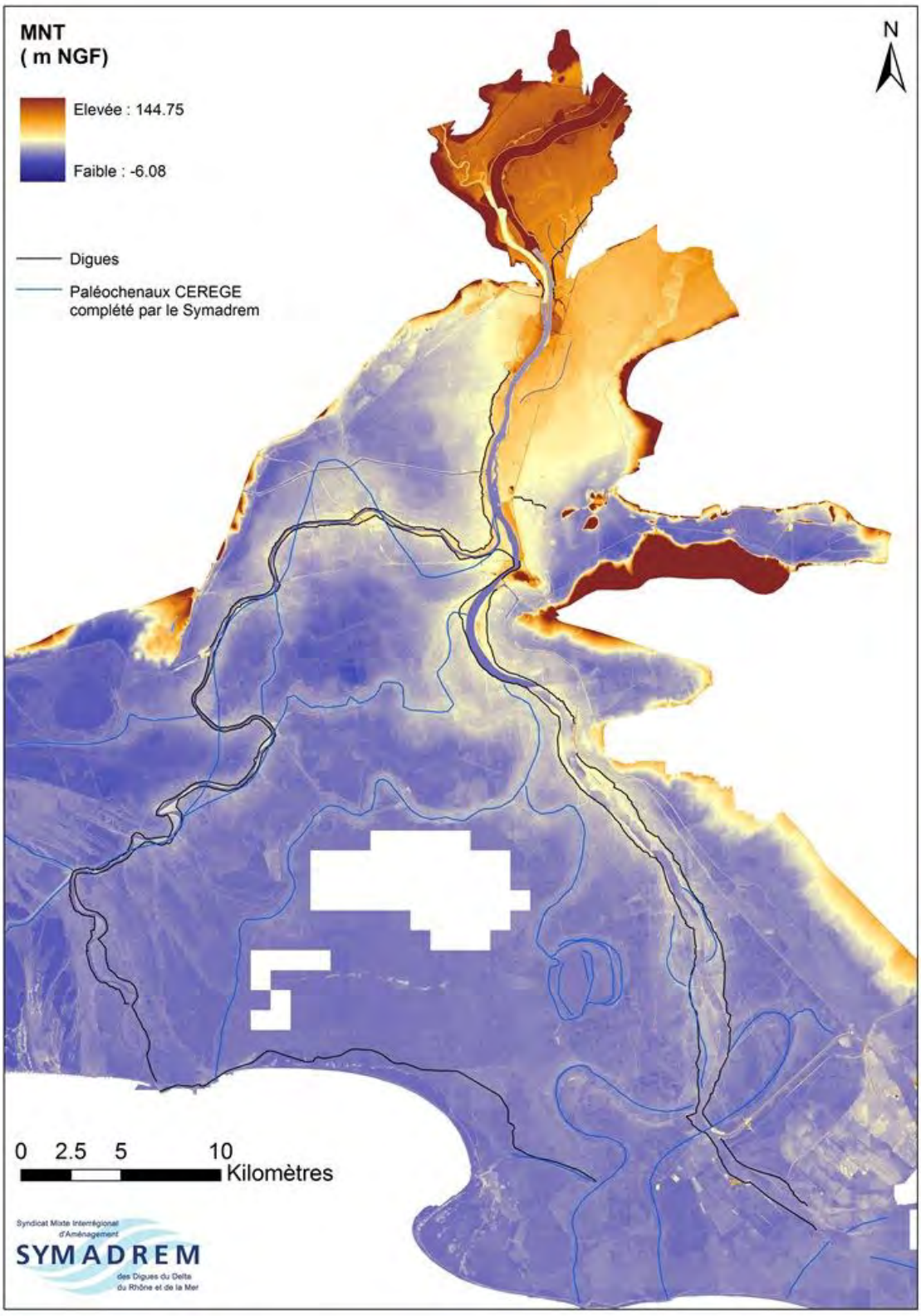


Figure 124. localisation des paléo-chenaux dans le Delta

L'analyse des reconnaissances géotechniques est menée, à partir des reconnaissances géotechniques référencées et synthétisées en rubrique 3, sur les logs de sondages carottés ou sur les résultats des CPT suivant la classification de Robertson (1986). La figure ci-dessous permet d'illustrer cette analyse.

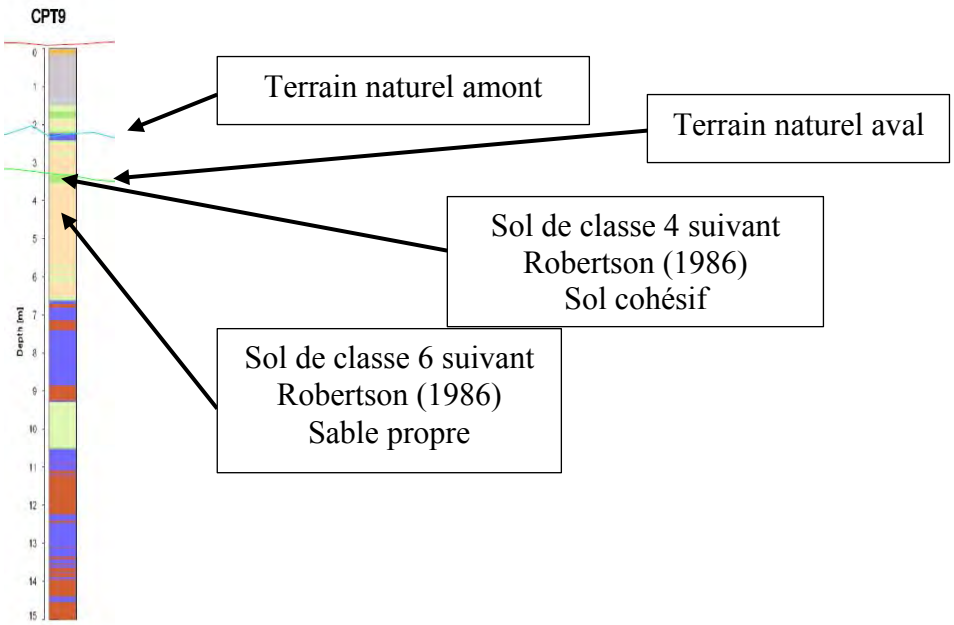


Figure 125. Illustration de l'interprétation géotechnique des CPT

La visualisation des cartes de 1876 permet également de localiser la présence de perrés maçonnés anciens. Ces perrés anciens attestent de brèches ou d'incidents anciens (érosion interne ou infiltrations excessives). La figure ci-dessous illustre l'analyse faite sur ces plans. Les digues perreyées sont localisées par la dénomination IRP (en vert ci-dessous).

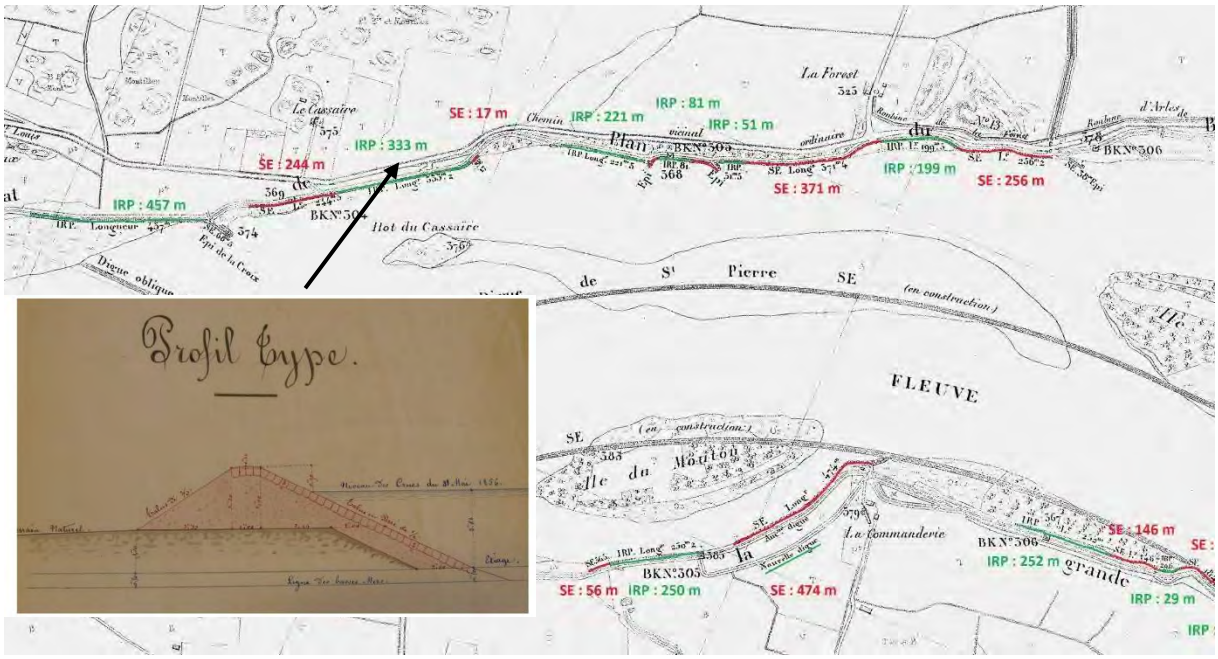


Figure 126. Illustration de l'analyse historique des plans anciens

La carte ci-dessous est une synthèse cartographique de ces digues perreyées à l'échelle du Delta du Rhône.



Figure 127. Delta du Rhône – Cartographie des digues perreyées (en rouge)

Les observations faites également lors des chantiers permettent d'attester de façon certaine la présence de sable

8.5.3 Probabilité du claquage hydraulique

Suivant l'analyse réalisée au chapitre 3.1, la probabilité de claquage hydraulique en aval de la digue est donnée par la formule suivante :

$$P_{claquage} = MAX[\exp\left(-\exp\left(\left(\frac{F-1{,}131}{0{,}103}\right)\right)\right); 0{,}001]$$

Avec *F* : facteur de sécurité au soulèvement de l'USACE

Les épaisseurs des couches respectivement de sable et du toit cohésif sont estimées à partir des reconnaissances géotechniques. En cas d'absence de données géotechniques, on retient une épaisseur de sable D égale à 5 mètres et une épaisseur Z_{bd} du toit cohésif en aval de la digue égale à 1 mètre. L'épaisseur Z_{bu} en amont de la digue étant déduite par la différence d'altimétrie entre le ségonnal et la zone protégée.

8.5.4 Probabilité d'initiation de l'érosion régressive

Mallet & Fry (2016) [X031] ont comparé les modèles de Sellmeijer et de Hoffmans et pointé une différence importante de la valeur du gradient critique ; cependant ils ont montré la faible influence du choix de l'un ou l'autre de ces modèles dans la détermination de la probabilité annuelle de brèche par érosion régressive.

Par sécurité et compte tenu de la validation du modèle de Sellmeijer à grande échelle, la loi de probabilité déterminée suivant le modèle de Sellmeijer est retenue.

$$P_{initiation\ Sellmeijer\ Delta\ du\ Rhône} = MAX[\exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{i-0{,}081}{0{,}012}\right)\right)\right); 0{,}001]$$

Avec *i* : gradient hydraulique en fondation (i > 0)

8.5.5 Probabilité de non filtration

La probabilité de non filtration est liée aux fonctions Filtration, Drainage, Stabilité et Protection. Les valeurs retenues sont celles définies au chapitre 2.7.

8.5.6 Probabilité de progression

La probabilité de progression est estimée par la formule définie au chapitre 2.8.

8.5.7 Probabilité de non détection

La probabilité de non détection d'infiltration de particules fines en aval de la digue en période de crues va dépendre de deux paramètres :

- la cinétique du conduit millimétrique, qui dépend de la vitesse de sortie,
- le mode de surveillance mis en place.

Le retour d'expérience du test IJkdijk décrit dans *Deroo & Fry 2016* [X034] et des brèches par érosion régressive observées sur les digues du Mississipi et du Yangtse montre que les tumulus de sable sont visibles plusieurs jours avant la rupture et a minima un jour avant la rupture, cela nous amène à retenir une durée de 24 heures entre la détection par les équipes de surveillance et la formation de la brèche.

Suivant la formulation définie dans le chapitre 7, on estime la probabilité de non détection à 0,1 quel que soit le seuil d'alerte.

8.5.8 Probabilité de non intervention

Suivant la formulation définie dans le chapitre 7, on estime la probabilité de non intervention à 0,125 pour les digues carrossables et 1 pour les digues non carrossables.

8.6 SCENARIO DE BRECHE N°6 : EROSION DE CONTACT LE LONG D'UNE COUCHE DE GRAVIERS

8.6.1 Description du scénario n°6

L'étude accidentologique n'a pas révélée de brèche par érosion de contact. Néanmoins, elle a révélé une amorce de renard hydraulique à la jonction entre la brèche de Figarès et la digue d'origine. Il est très vraisemblable que cet incident ait été initié par érosion de contact entre la digue d'origine en limons et la réparation de 1993 en gros enrochements très perméables. Ce scénario de brèche a donc été retenu dans l'analyse de risques.

La figure ci-dessous illustre la représentation du scénario de brèche envisagé.

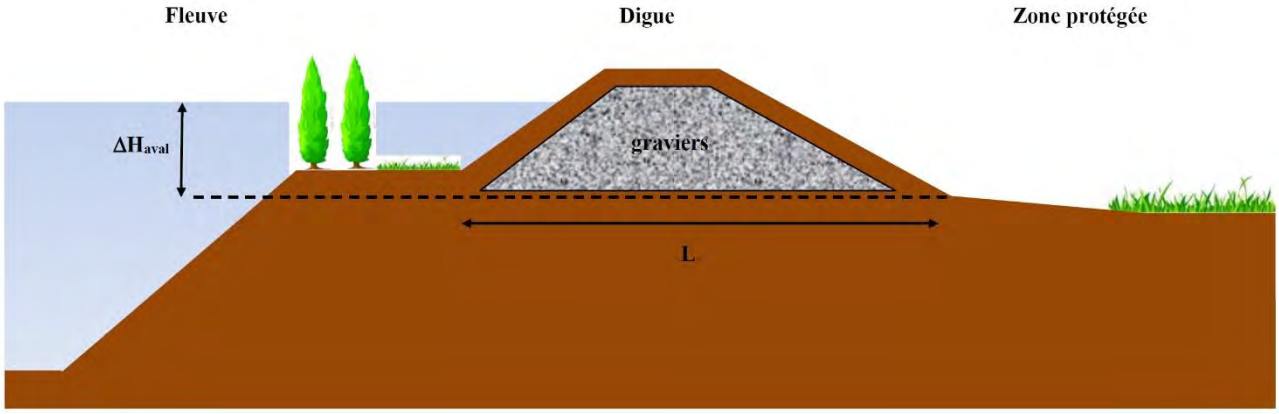


Figure 128. Scénario de brèche n°6 :

Les différentes étapes du scénario de brèche peuvent être représentées suivant l'arbre d'événements suivant :

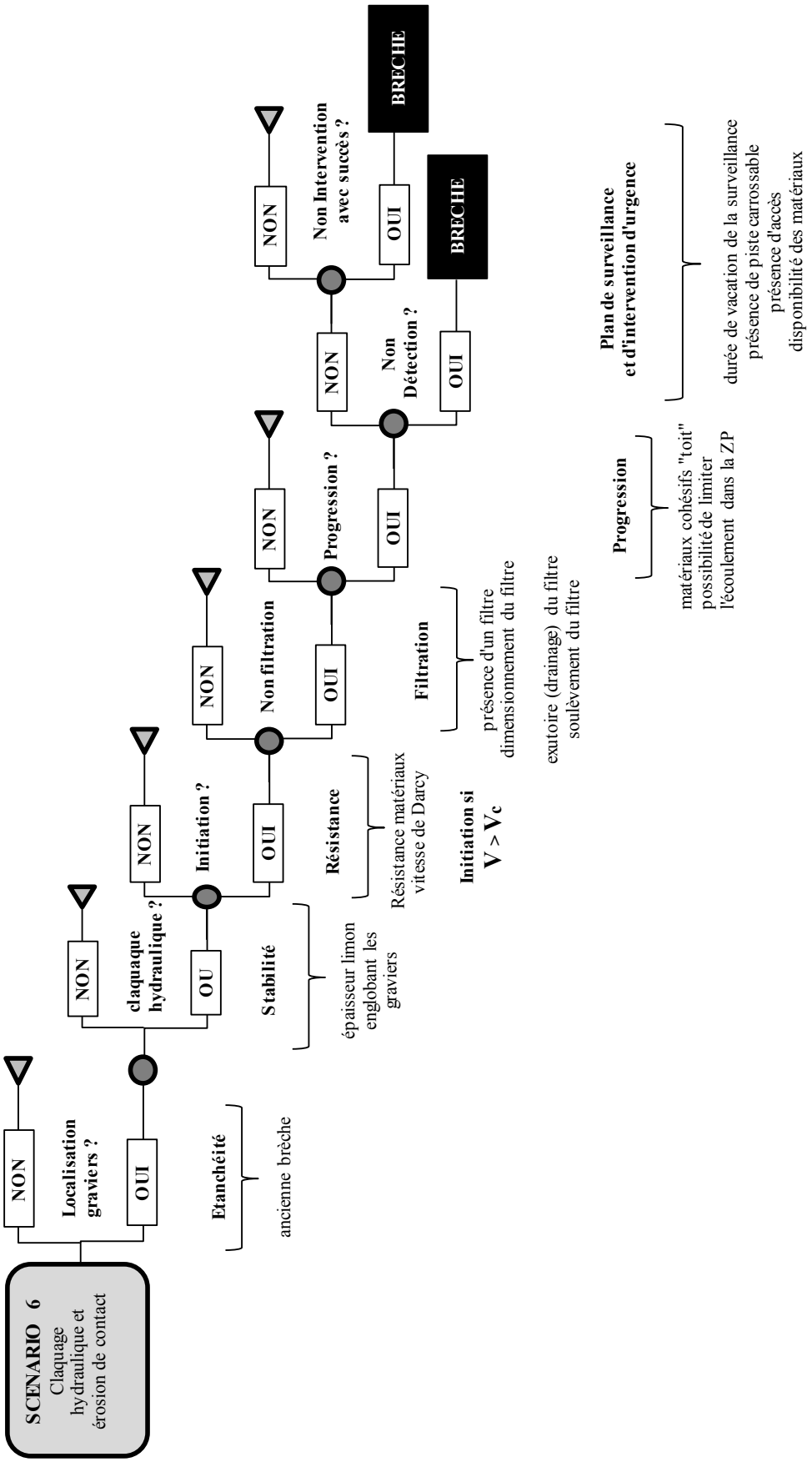


Figure 129. Arbre d'événements du scénario de brèche n°6

Le scénario de brèche s'écrit comme suit:

$$P(brèche) = P_{localisation} \cdot P_{claquage} \cdot P_{initiation} \cdot P_{non\ filtration} \cdot P_{\ progression} \cdot (P_{non\ détection} + (1 - P_{non\ détection}) \cdot P_{non\ intervention})$$

Avec :

$P_{localisation}$: Probabilité de localisation d'une couche de graviers dans la digue susceptible d'être mise en charge,

$P_{claquage}$: Probabilité de claquage de la couche de limon englobant la couche de graviers,

$P_{initiation}$: Probabilité d'initiation d'érosion de contact le long de l'interface graviers/limon,

$P_{non\ filtration}$: Probabilité que les particules entraînées par l'érosion ne soient pas bloquées et cheminent jusqu'à un exutoire non filtré,

$P_{progression}$: Probabilité que le processus se poursuive sans stabilisation et déclenche un autre phénomène (tassement, instabilité, affaissement) ou s'accélère,

$P_{non\ détection}$: Probabilité de non détection du désordre par les gardes-digues ou par les équipes de surveillance lors de la crue,

$P_{non\ intervention}$: Probabilité de non intervention en cas de détection du désordre.

8.6.2 Probabilité de localisation

La détermination de la probabilité de localisation est liée à la fonction Etanchéité et plus particulièrement au REX accidentologique. On retient la grille suivante.

Tableau 50. Probabilité de localisation d'une couche de gravier perméable

Presence	Probabilité de localisation de gravier dans la digue
Pas d'anciennes brèches connues ou brèche reprise de façon définitive (perré, masque amont, rideau palplanches)	0,001
brèches historiques du XIX^{ème} siècle	0,01
Brèches de 1993, 1994 et 2002 Réparées en urgence et non reprises depuis	0,9

8.6.3 Probabilité du claquage hydraulique

Pour l'analyse de risque, on considère :

- une épaisseur de 1 m recouvrant ces graviers si la digue n'a pas fait l'objet de confortement depuis la réparation ;
- une épaisseur de 4 m recouvrant ces graviers si la digue a fait l'objet de travaux d'engraissement aval depuis la réparation ;

- la charge est appliquée par rapport à la cote du ségonnal.

On définit alors le facteur *F* de sécurité pour chaque profil géométrique et chaque crue suivant la formule définie au §. 3.2.

La probabilité de claquage est donnée par la formule suivante :

$$P_{claquage} = MAX[\exp\left(-\exp\left(\left(\frac{F-1{,}131}{0{,}103}\right)\right)\right); 0{,}001]$$

Avec *F* : facteur de sécurité

Pour les nouvelles digues, il est retenu une probabilité de claquage de 0.01 (très peu probable).

8.6.4 Probabilité d'initiation de l'érosion de contact

Suivant l'analyse développée au chapitre 2.4, la probabilité d'initiation de l'érosion de contact est donnée pour chaque profil et chaque crue par la formulation suivante :

$$P_{initiation\ érosion\ de\ contact} = MAX\ [\exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{6{,}7.i-1{,}404}{0{,}265}\right)\right)\right); 0{,}001]$$

Avec i: gradient hydraulique appliqué à la base de la digue (i > 0)

8.6.5 Probabilité de non filtration

La probabilité de non filtration est liée aux fonctions Filtration, Drainage, Stabilité et Protection. Les valeurs retenues sont celles définies au chapitre 2.7.

8.6.6 Probabilité de progression

La probabilité de progression est estimée par la formule définie au chapitre 2.8.

8.6.7 Probabilité de non détection

La probabilité de non détection va dépendre de deux paramètres :

- la cinétique de l'érosion de contact,
- le mode de surveillance mis en place.

L'érosion de contact a été étudiée de manière approfondie par la CNR. Les différentes études réalisées sur les digues CNR et analysées dans le cadre du programme ERINOH [X034] nous amène à retenir une durée de 48 heures entre la détection par les équipes de surveillance et la rupture d'ouvrage.

Suivant la formulation définie dans le chapitre 7, on estime la probabilité de non détection à 0,1 quel que soit le seuil d'alerte.

8.6.8 Probabilité de non intervention

Suivant la formulation définie dans le chapitre 7, on estime la probabilité de non intervention à 0,0675, arrondie à 0,1 pour les digues carrossables et de 0,5 pour les digues non carrossables.

8.7 SCENARIO DE BRECHE N°7 : SUFFUSION DANS UNE COUCHE DE GRAVE

8.7.1 Description du scénario n°7

Dans le Delta du Rhône, les graves se retrouvent en fondation profonde sur le Rhône entre Beaucaire et Arles et plus rarement sur le Grand Rhône dans les remontées du substratum graveleux (Cf. rubrique 6). Elles se trouvent systématiquent en crête de digue comme couches de chaussées. Elles peuvent également se trouver dans le corps de digue au droit des brèches colmatées en urgence suite aux crues de 1993, 1994, 2002 et 2003 et non reprises depuis. Elles peuvent également provenir d'anciennes couches de chaussées, qui n'auraient pas été purgées suite aux travaux de rehaussement général des digues après les crues de 1840 et 1856. Cette présence observée par le passé nous amène à considérer le scénario de brèche par suffusion interne d'une couche de grave englobée dans la digue après claquage de la couche de limon englobant cette dernière.

La figure ci-dessous illustre la représentation du scénario de brèche envisagé.

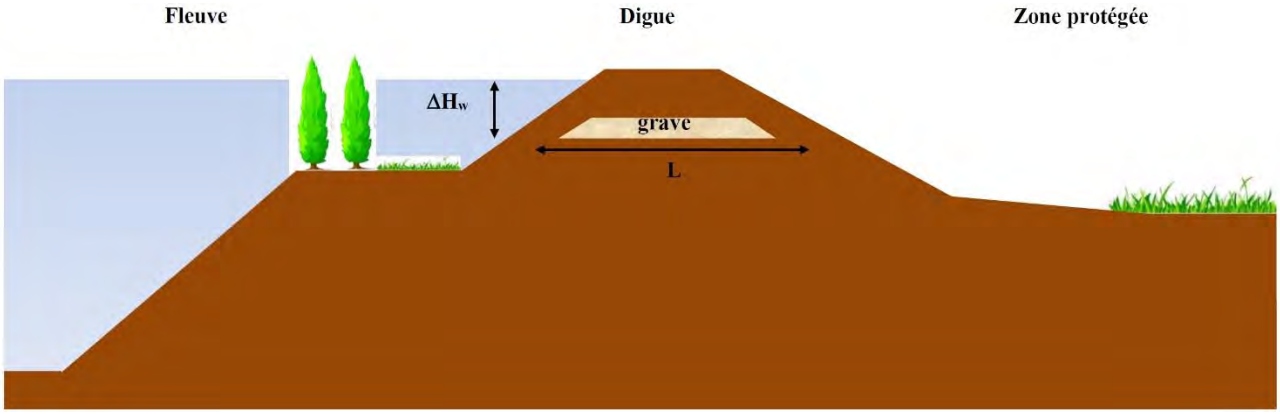


Figure 130. Scénario de brèche n°7 :

Les différentes étapes du scénario de brèche peuvent être représentées suivant l'arbre d'événements suivant :

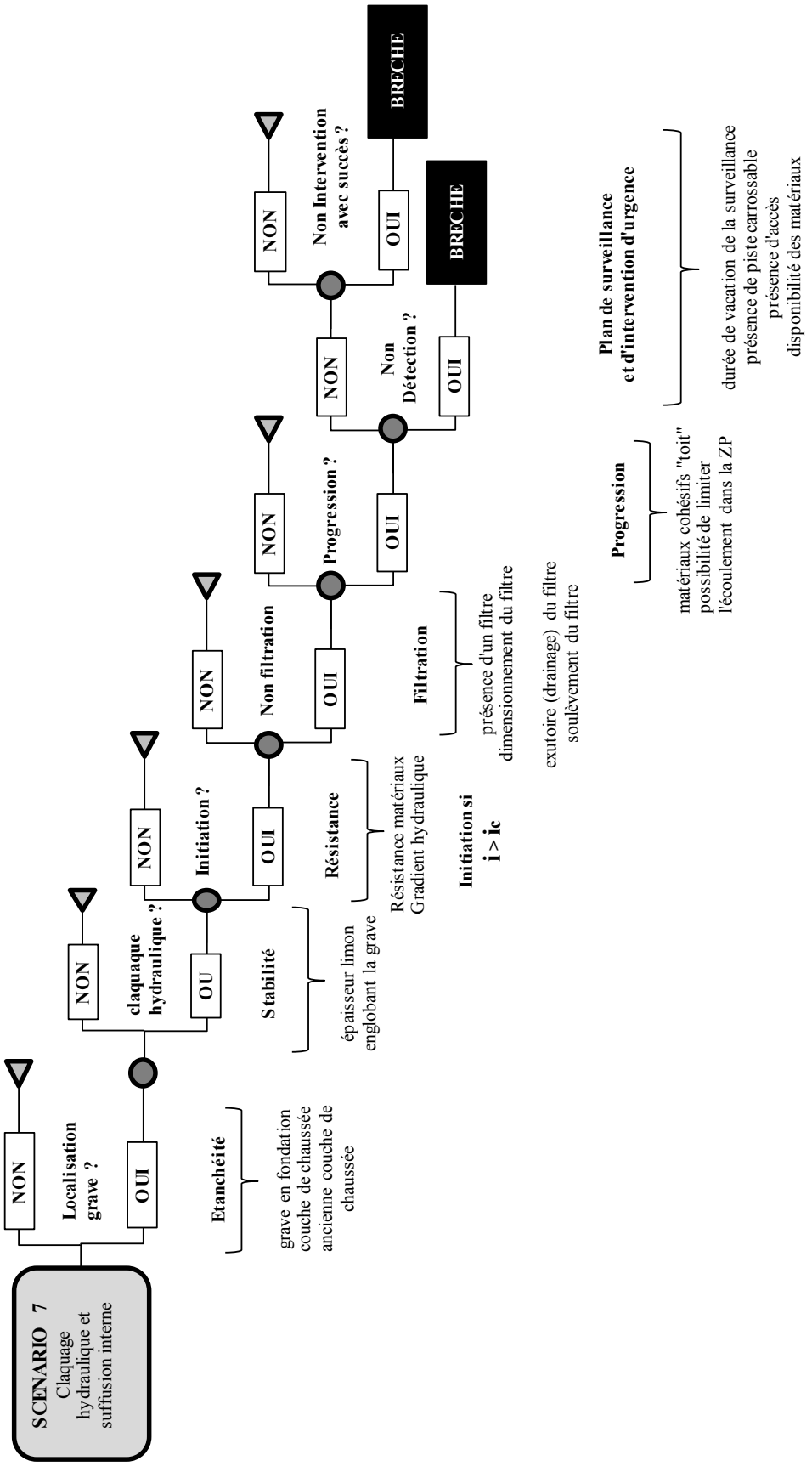


Figure 131. Arbre d'événements du scénario de brèche n°7

Le scénario de brèche s'écrit comme suit:

$$P(brèche) = P_{localisation} \cdot P_{claquage} \cdot P_{initiation} \cdot P_{non\ filtration} \cdot P_{\ progression} \cdot (P_{non\ détection} + (1 - P_{non\ détection}) \cdot P_{non\ intervention})$$

Avec :

$P_{localisation}$: Probabilité de localisation d'une couche de grave dans la digue,

$P_{claquage}$: Probabilité de claquage de la couche de limon englobant la couche de grave

$P_{initiation}$: Probabilité d'initiation de suffusion interne de la couche de grave,

$P_{non\ filtration}$: Probabilité que les particules entraînées par l'érosion ne soient pas bloquées et cheminent jusqu'à un exutoire non filtré,

$P_{progression}$: Probabilité que le processus se poursuive sans stabilisation et déclenche un autre phénomène (tassement, instabilité, affaissement) ou s'accélère,

$P_{non\ détection}$: Probabilité de non détection du désordre par les gardes-digues ou par les équipes de surveillance lors de la crue,

$P_{non\ intervention}$: Probabilité de non intervention en cas de détection du désordre.

8.7.2 Probabilité de localisation

On retient la grille suivante pour la détermination de la probabilité de localisation d'une couche de grave englobée dans la digue.

Tableau 51. Probabilité de localisation d'une couche de grave

Presence	Probabilité localisation
Digues confortées avec rétablissement de l'étanchéité (masque amont, perré, rideau…)	0,001
Digue du XIX^{ème} siècle non confortée ayant fait l'objet de reconnaissances géotechniques sans détection de couche de grave dans le corps de digue	0,01
Digue du XIX^{ème} siècle non confortée n'ayant pas fait l'objet de reconnaissances géotechniques	0,1
Digue du XIX^{ème} siècle non confortée ayant fait l'objet de reconnaissances géotechniques avec détection de couche de grave dans le corps de digue	0,9

8.7.3 Probabilité du claquage hydraulique

Pour l'analyse de risque, on considère :

- une épaisseur de 1 m recouvrant la grave éventuelle, si la digue n'a pas fait l'objet de confortement depuis le XIX^{ème} siècle ;
- une épaisseur de 4 m recouvrant la grave éventuelle, si la digue a fait l'objet de travaux d'engraissement aval depuis ;

- la charge est appliquée par rapport à la cote du ségonnal.

On définit alors le facteur *F* de sécurité pour chaque profil géométrique et chaque crue suivant la formule définie au §. 3.2.

La probabilité de claquage est donnée par la formule suivante :

$$P_{claquage} = MAX[\exp\left(-\exp\left(\left(\frac{F-1{,}131}{0{,}103}\right)\right)\right); 0{,}001]$$

Avec *F* : facteur de sécurité

Pour les nouvelles digues, il est retenu une probabilité de claquage de 0.01.

8.7.4 Probabilité d'initiation de suffusion interne

Suivant l'analyse développée au chapitre 2.5., la probabilité d'initiation de suffusion interne est donnée pour chaque profil et chaque crue par la formulation suivante :

$$P_{initiation\ suffusion\ interne} = MAX[\exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{i-0{,}218}{0{,}037}\right)\right)\right); 0{,}001]$$

Avec :

i : gradient moyen dans la grave.

Compte tenu de l'analyse géotechnique et du retour d'expérience passé, il est retenu un calage hypothétique de la couche de grave égal à la cote atteinte par la crue décennale du Rhône ; la longueur de cheminement hydraulique étant déduite de cette cote.

8.7.5 Probabilité de non filtration

La probabilité de non filtration est liée aux fonctions Filtration, Drainage, Stabilité et Protection. Les valeurs retenues sont celles définies au chapitre 2.7.

8.7.6 Probabilité de progression

La probabilité de progression est estimée par la formule définie au chapitre 2.8.

8.7.7 Probabilité de non détection

La probabilité de non détection va dépendre de deux paramètres :

- la cinétique de suffusion interne,
- le mode de surveillance mis en place.

Suivant la formulation définie dans le chapitre 7, on estime la probabilité de non détection à 0,1 quel que soit le seuil d'alerte.

8.7.8 Probabilité de non intervention

Suivant la formulation définie dans le chapitre 7, on estime la probabilité de non intervention à 0,0675, arrondie à 0,1 pour les digues carrossables et de 0,5 pour les digues non carrossables.

8.8 SCENARIO DE BRECHE N°8 : SURVERSE

8.8.1 Description du scénario n°8

Ce scénario correspond au dépassement par le fleuve du niveau de crête. La figure ci-dessous illustre la représentation du scénario de brèche envisagé.

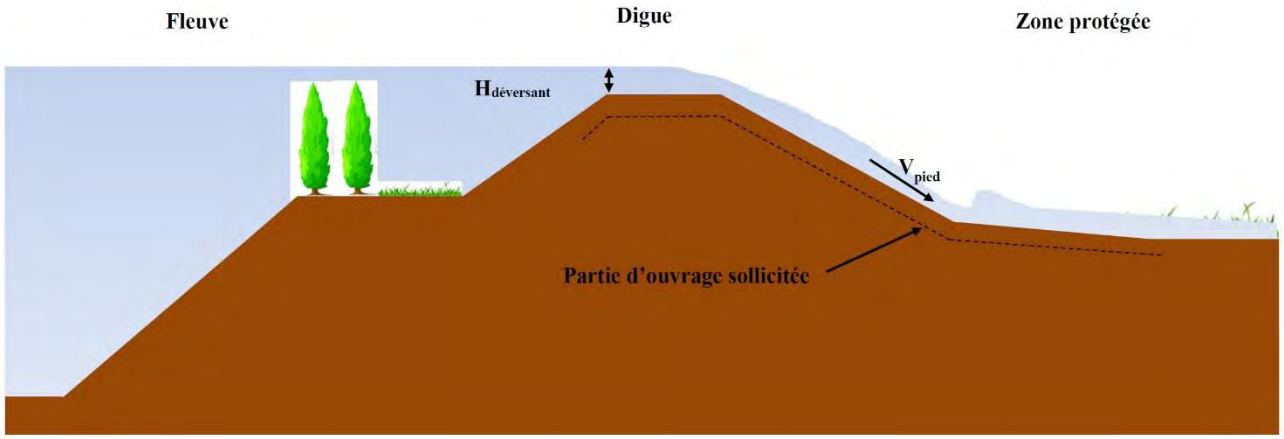


Figure 132. Scénario de brèche n°8 :

8.8.2 Probabilité de brèche

A l'exception des points bas, qui sont aujourd'hui quasiment inexistants et considérant que toute intervention pourrait reporter le risque de rupture en amont, en aval ou sur la rive opposée, la probabilité d'ouverture d'une brèche pour une crue donnée est évaluée par la formule suivante :

$$P(brèche) = P_{initiation\ surverse}$$

Suivant l'analyse décrite dans le chapitre 4.1, la probabilité de rupture par surverse est déterminée en fonction de la typologie des ouvrages par la formulation suivante

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (résistant\ à\ la\ surverse)} = MAX\left(10^{-6}; \exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{H-1{,}4}{0{,}5}\right)\right)\right)\right)$$

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (digue\ en\ terre\ damée\ manuellement)} = MAX\left(10^{-6}; \exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{H+0{,}163}{0{,}206}\right)\right)\right)\right)$$

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (digue\ en\ terre\ confortée\ récemment)} = MAX\left(10^{-6}; \exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{H+0{,}034}{0{,}150}\right)\right)\right)\right)$$

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (digue\ avec\ matériaux\ de\ carrière\ sur\ talus\ aval\ ou\ palplanches)} = MAX(10^{-6}; \exp(-\exp\left(-\left(\frac{H-0{,}169}{0{,}103}\right)\right)))$$

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (digue\ avec\ blocs\frac{10}{100}kg\ sur\ talus\ aval)} = MAX(10^{-6}; \exp(-\exp\left(-\left(\frac{H-0{,}369}{0{,}103}\right)\right)))$$

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (perré\ maçonné)} = MAX(10^{-6}; \exp(-\exp\left(-\left(\frac{H-0{,}269}{0{,}103}\right)\right)))$$

$$P_{rupture\ par\ surverse\ (remblai)} = MAX(10^{-6}; \exp(-\exp\left(-\left(\frac{H-0{,}982}{0{,}338}\right)\right)))$$

Avec H : lame d'eau déversante (en m) – les valeurs négatives correspondent à la valeur de la revanche par rapport à la crête d'ouvrage.

8.9 SCENARIO DE BRECHE N°9 : AFFOUILLEMENT EXTERNE

8.9.1 Description du scénario n°9

Aucune brèche par affouillement externe n'a à ce jour été recensée dans le Delta du Rhône. En revanche de nombreux désordres impliquant ce type de mécanisme ont été observés même pour des petites crues.

La figure ci-dessous illustre la représentation du scénario de brèche envisagé.

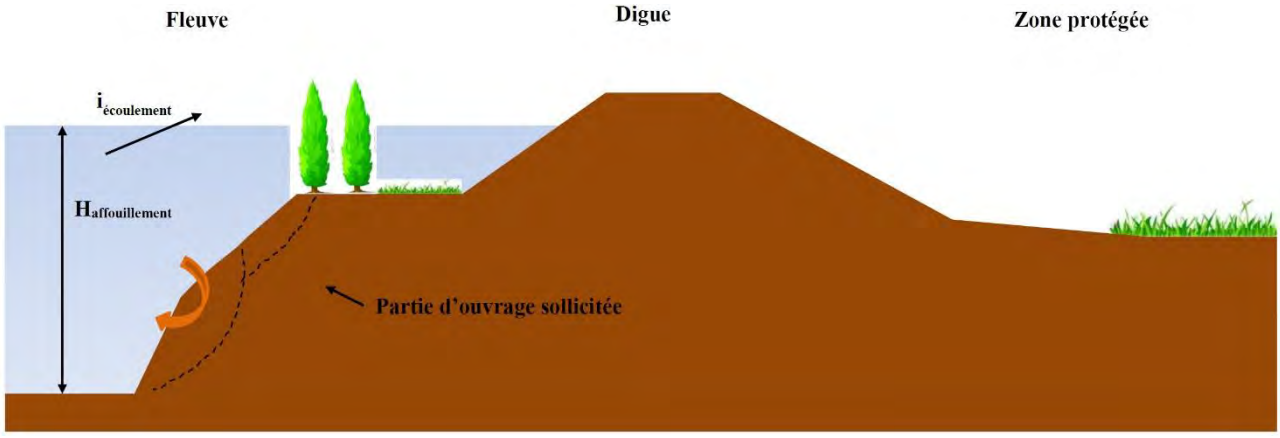


Figure 133. Scénario de brèche n°9 : Affouillement externe de la berge entraînant la digue

Les différentes étapes du scénario de brèche peuvent être représentées suivant l'arbre d'événements suivant :

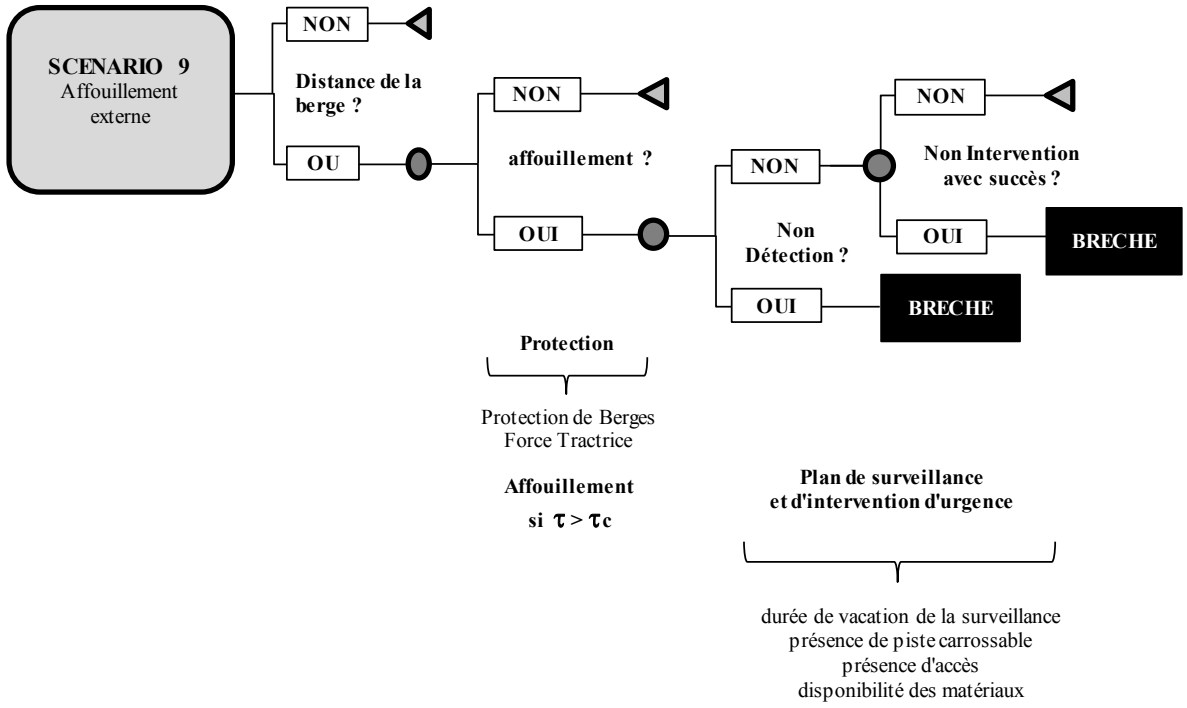


Figure 134. Arbre d'événements du scénario de brèche n°9

Le scénario de brèche s'écrit comme suit:

$$P(brèche) = P_{localisation} \cdot P_{affouillement} \cdot [P_{non\ détection} + (1 - P_{non\ détection}) \cdot P_{non\ intervention}]$$

Avec :

$P_{localisation}$: Probabilité de localisation d'un affouillement de berge pouvant affecter la digue,

$P_{affouillement}$: Probabilité d'affouillement de berge,

$P_{non\ détection}$: Probabilité de non détection du désordre par les gardes-digues ou par les équipes de surveillance lors de la crue,

$P_{non\ intervention}$: Probabilité de non intervention en cas de détection du désordre.

8.9.2 Probabilité de localisation

L'étude morphodynamique et le retour d'expérience des crues passées nous amènent à déterminer la probabilité de localisation d'un affouillement de berge pouvant affecter la digue suivant la grille suivante :

Tableau 52. Probabilité de localisation d'un affouillement de berges pouvant affecter la digue

Largeur du ségonnal (m)	Probabilité de localisation	Qualification verbale
0 m	0,9	probable
5 m	0,5	neutre
10 m	0,1	Peu probable
15 m	0,01	très peu probable
20 m	0,001	quasiment impossible

Ces probabilités sont ajustées suivant une fonction de Gumbel en calant les paramètres sur les probabilités comprises entre 0.001 et 0.5. Une borne inférieure à 10^{-6} (qui correspond à une largeur de ségonnal de 25 m) est fixée, ce qui donne la formule suivante :

$$P_{localisation} = MAX\ (10^{-6}; \exp(-\exp\left(\left(\frac{L - 6.374}{6.240}\right)\right)))$$

Avec L : Largeur du ségonnal (en m)

8.9.3 Probabilité d'affouillement

Suivant l'analyse du chapitre 4.2., les probabilités d'affouillement externe sont les suivantes

$$P_{affouillement\ (herbacés)} = MAX[\exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{\tau - 67}{12,5}\right)\right)\right); 10^{-6}]$$

$$P_{affouillement\ (arbres)} = MAX[\exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{\tau-202}{37,4}\right)\right)\right); 10^{-6}]$$

$$P_{affouillement\ (panneaux\ de\ fonds)} = MAX[\exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{\tau-269}{50}\right)\right)\right); 10^{-6}]$$

$$P_{affouillement\ (enrochements\ anciens)} = MAX[\exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{\tau-336}{62,4}\right)\right)\right); 10^{-6}]$$

$$P_{affouillement\ (enrochements\ avec\ sabot)} = MAX[\exp(-\exp\left(-\left(\frac{\tau-471}{87,4}\right)\right)) ; 10^{-6}]$$

Pour les fondations rocheuses, il est retenu une probabilité de 0,001

Avec τ contrainte de cisaillement sur la berge définie comme suit :

$$\tau = m\ \gamma_w.h.i.$$

Avec :

- τ : force tractrice (N/m² ou Pa)
- γ_w : poids unitaires de l'eau (9 800 N/m^3)
- i : pente hydraulique d'écoulement
- h : hauteur d'eau en m au droit de la berge (niveau d'eau – bathymétrie de pied de berge)
- m : 1 en intrados et ligne droite et 1,7 en extrado

8.9.4 Probabilité de non détection

La probabilité de non détection va dépendre de deux paramètres :

- la cinétique d'affouillement,
- le mode de surveillance mis en place.

Suivant la formulation définie au chapitre 7 et en retenant une durée très pessimiste entre la détection de l'affouillement et la brèche de 10 heures en ligne droite et de 3 heures en extrados, on estime la probabilité de non détection à 0,1 quel que soit le seuil d'alerte en ligne droite et dans les coudes respectivement 0,1 en alerte 3 et 0,5 pour les autres niveaux d'alerte.

8.9.5 Probabilité de non intervention

Suivant la formulation définie au chapitre 7, la probabilité de non intervention est de 1 pour les digues non carrossables. Pour les digues carrossables, elle est de 0,3 dans les lignes droites et de 1 dans les extrados.

8.11 SCENARIO DE BRECHE N°10 : GLISSEMENT DU TALUS AVAL

8.11.1 Description du scénario de brèche n°10

Ce scénario correspond au glissement du talus aval de digue en crue. La figure ci-dessous illustre la représentation du scénario de brèche envisagé.

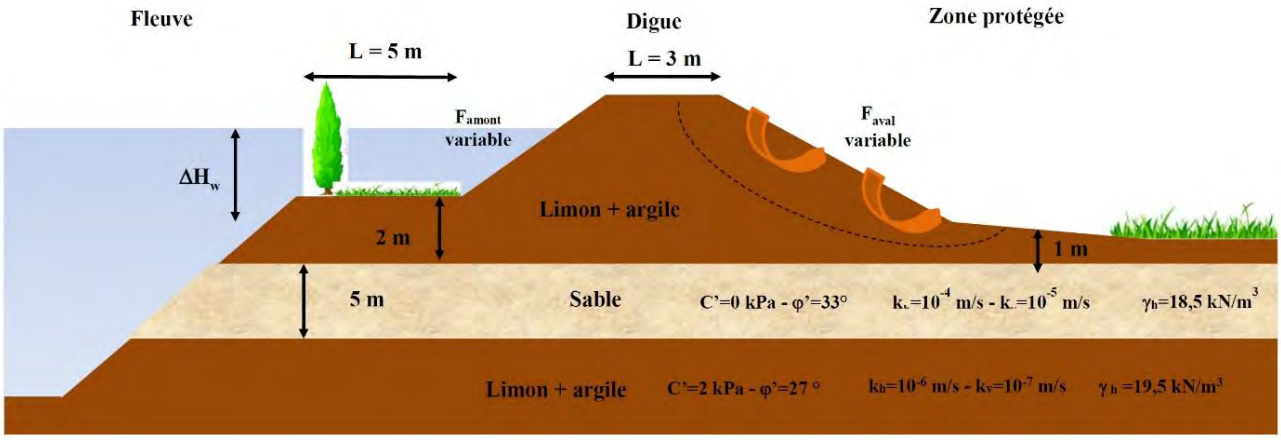


Figure 135. Illustration du scénario de brèche n°10

S'agissant par définition d'un mouvement de masse, on considère que le glissement du talus aval est instantané. La détection et les interventions d'urgence ne sont donc pas prises en compte dans la détermination de la probabilité de brèche.

8.11.2 Détermination de la probabilité de brèche

Pour la détermination des probabilités de brèche, conformément à l'analyse réalisée au chapitre 5, on retient les formules suivantes en fonction des facteurs de sécurité globaux :

$$P_{brèche\ par\ glissement\ (F<1{,}1)} = MAX\left(\exp\left(-\exp\left(\left(\frac{F-0{,}966}{0{,}09}\right)\right)\right); 10^{-6}\right)$$

$$P_{brèche\ par\ glissement\ (F>1{,}1)} = MAX\left(\exp\left(-\exp\left(\left(\frac{F-0{,}441}{0{,}442}\right)\right)\right);\ 10^{-6}\right)$$

8.11.3 Digue de la Montagnette

Les études de stabilité ont été réalisées par BRLingénierie.

Les hypothèses retenues par BRLi figurent ci-après :

Tableau 53. Digue de la Montagnette – section courante - propriétés retenues par Bri

N°	Sol	Poids volumique γ_h	Couples (φ' ; c') : valeurs caractéristiques	Perméabilités : valeurs caractéristiques
1	Remblai : limons sableux de digue	19,5 kN/m³	(27° ; 2 kPa)	**1.10^{-7} m/s**
2	Remblai : limons sableux en base de digue	19,5 kN/m³	(29° ; 2 kPa)	**1.10^{-7} m/s**
3	Fondation : limons argileux de fondation	19,5 kN/m³	(26° ; 2 kPa)	**1.10^{-7} m/s**
4	Fondation sablo-graveleuse « profonds »	19,5 kN/m³	(30° ; 0 kPa)	**$3,5.10^{-5}$ m/s**
5	Parement amont	24 kN/m³	(30° ; 5 kPa)	**1.10^{-10} m/s**
6	Parement amont défaillant	24 kN/m³	(30° ; 5 kPa)	**1.10^{-7} m/s**
7	Béton	25 kN/m³	(40° ; 40 kPa)	**1.10^{-11} m/s**

Tableau 54. Digue de la Montagnette – section soutènement – propriétés retenues par BRLi

N°	Sol	Poids volumique γ_h	Couples (φ' ; c') : valeurs caractéristiques	Perméabilités : valeurs caractéristiques
1	Drainant aval	20 kN/m³	(35° ; 0 kPa)	**1.10^{-3} m/s**
2	Gabions	17 kN/m³	(35° ; 20 kPa)	1.10^{-3} m/s
3	GNT	20 kN/m³	(35° ; 0 kPa)	1.10^{-7} m/s

Tableau 55. Digue de la montagnette – situations de crues et séisme

Situation	Niveau hydraulique
Normale d'exploitation	3m NGF (Q = 2000 m³)
Transitoire ou rare	3m NGF (Q = 2000 m³)
Exceptionnelle de crue	13,29m NGF (Q = 14 160 m³)
Extrême de crue	13,79m NGF (Q = 14 160 m³ + 50cm de revanche)
Accidentelle	3m NGF (Q = 2000 m³)

Les calculs de stabilité ont été réalisés sur :

- la section courante en considérant soit une fondation limoneuse, soit une fondation sableuse en profondeur au droit des anciennes brèches.
- les sections à emprise restreinte où un soutènement en gabions est prévu (fondation sableuse). Sur ces sections deux hypothèses sont été retenues (une hauteur de soutènement de 2 et 3 mètres)
- la section où la digue est contre le remblai de la CNR le long de la RD81.

Les calculs d'écoulement ont été conduits par BRLi en régime permanent en suivant les recommandations du CFBR. Quand le facteur de sécurité était légèrement en deçà du coefficient de modèle figurant dans [X020], un calcul en transitoire a été mené. Le tableau des résultats figure ci-dessous. Nous avons ajouté les facteurs de sécurité globaux qui sont le produit des coefficients de modèle et coefficients partiels appliqués à C' et tan(φ') et la probabilité de brèche calculé suivant la formule précitée.

Tableau 56. Digue de la montagnette – facteurs de sécurité et probabilités de brèche par glissement

Profil	Parement béton ou maçonné	Fondation	Régime	Situation au sens du CFBR	Facteur de sécurité (CFBR)	Facteur de sécurité global	Probabilité brèche
Courant	Bon état	Limon	Permanent	Normale	1,58	1,97	1E-14
				Exceptionnelle	1,48	1,63	4E-07
				Extrême	1,62	1,62	5E-07
				Accidentelle	1,36	1,36	3E-04
		Sable	Permanent	Exceptionnelle	1,40	1,54	6E-06
				Accidentelle	1,36	1,36	3E-04
	Défaillant	Limon	Permanent	Exceptionnelle	1,48	1,63	4E-07
		Sable			1,18	1,30	9E-04
		Limon	Transitoire		1,62	1,78	9E-10
		Sable			1,61	1,77	2E-09
3 gabions	Bon état	Sable	Permanent	Exceptionnelle	1,17	1,29	1,1E-03
			Transitoire		1,27	1,39	1,8E-04
	Défaillant		Transitoire		1,27	1,39	1,7E-04
2 gabions	Bon état	Sable	Permanent	Exceptionnelle	1,28	1,41	1,3E-04
	Défaillant				1,23	1,35	4,0E-04
Digue le long du remblai CNR	absent	Homogène	Permanent	Normale	1,20	1,50	2E-05
			Transitoire	Exceptionnelle	1,33	1,47	4E-05
			Transitoire	Extrême	1,48	1,48	3E-05
			Permanent	Accidentelle	1,06	1,06	2E-02
Digue le long du remblai CNR avec gabions de pied		Homogène	Permanent	Normale	1,27	1,59	2E-06
			Transitoire	Exceptionnelle	1,40	1,54	6E-06
			Transitoire	Extrême	1,55	1,55	5E-06
			Permanent	Accidentelle	1,10	1,10	1E-02
Digue le long du remblai		Homogène	Permanent	Exceptionnelle	1,12	1,24	2E-03

actuel			Transitoire	Exceptionnelle	1,33	1,47	4E-05
			Permanent	Extrême	1,14	1,14	8E-03
			Permanent	Accidentelle	1,04	1,04	2E-02

D'une manière générale, pour la crue de projet qui est la crue exceptionnelle du Rhône, les facteurs de sécurité sont, en situation transitoire, toujours supérieurs au coefficient de modèle et quasiment toujours supérieurs en régime permanent.

La probabilité conditionnelle de brèche par glissement pour la crue exceptionnelle est sensiblement inférieure à 0,1 %, ce qui est très bas. Elle est, en régime permanent de 0,1 % sur les sections réduites avec soutènement de 3 gabions mais passe à 0,02 %, soit 5 fois moins en régime transitoire. Elle est de 0,2 % le long du remblai CNR en régime permanent, ce qui a peu de sens compte tenu de l'épaisseur du remblai adossé à la digue. Le calcul en transitoire diminue de 2 log la probabilité de brèche par glissement.

On notera que la probabilité de brèche pour la situation extrême (cote de l'ouvrage) est équivalente à celle obtenue pour la crue exceptionnelle.

Les situations rares de crue n'ont pas été modélisées, car plus sécuritaires.

BRLi a modélisé également les facteurs de sécurité avec l'hypothèse d'une défaillance du perré bétonné ou maçonné conforté en 2015. L'évolution des facteurs de sécurité est peu notable en régime permanent et sensible en régime transitoire, surtout dans le cas d'une fondation sableuse. En tout état de cause, la stabilité de la digue reste garantie.

Afin de tenir compte du caractère transitoire des crues et en considérant que le produit de la probabilité de défaillance du perré amont par la probabilité de brèche par glissement dans la situation de défaillance est inférieur à la probabilité de glissement sans défaillance du perré, on retient les probabilités de brèche par glissement du talus aval suivante.

Tableau 57. Probabilité de brèche par glissement du talus aval pour la crue exceptionnelle

Profil	**Probabilité de brèche Crue exceptionnelle**
Courant – limon fondation	10^{-7}
Courant – sable fondation	10^{-6}
2 gabions – sable fondation	10^{-5}
3 gabions – sable fondation	10^{-4}
Digue le long remblai CNR	10^{-6}

La digue de la Montagnette est en charge pour des crues supérieures à la crue de 9000 m^3/s. et la digue le long du remblai CNR pour des crues supérieures à 11 500 m^3/s. Afin de couvrir l'ensemble de crues étudiées dans l'analyse de risque, on retient la loi de probabilité suivante pour la digue de la montagnette :

- Probabilité de brèche pour les crues 8500 et inférieures = 10^{-8} ;
- Probabilité de brèche pour la crue 9500 = 0,1. Probabilité de brèche crue exceptionnelle ;

- Probabilité de brèche pour la crue 10500 = 0,2. Probabilité de brèche crue exceptionnelle ;
- Probabilité de brèche pour la crue 11500 = 0,3. Probabilité de brèche crue exceptionnelle ;
- Probabilité de brèche pour la crue 12500 = 0,6. Probabilité de brèche crue exceptionnelle ;
- Probabilité de brèche pour la crue danger = 1,5. Probabilité de brèche crue exceptionnelle.

Pour la digue adossée le long du remblai CNR :

- Probabilité de brèche pour les crues 11500 et inférieures = 10^{-8} ;
- Probabilité de brèche pour la crue 12500 = 0,6. Probabilité de brèche crue exceptionnelle ;
- Probabilité de brèche pour la crue danger = 1,5. Probabilité de brèche crue exceptionnelle.

8.11.4 Digue Tarascon-Arles

Les études de stabilité ont été réalisées par SAFEGE.

Les hypothèses retenues par SAFEGE figurent ci-après :

Tableau 58. Propriétés mécaniques et hydrauliques

	Remblai amont (étanche) Recharge aval	**Drain aval**	**Sols fins de fondation**	**Sols fins de fondation avec couche épaisse de sable**
C' (kPa)	5		10	0,5
φ' (°)	30		25	33
γ_{humide} (kN/m^3)				
k_v (m/s)	1.10^{-8}	5.10^{-3}	1.10^{-7}	5.10^{-6}
k_h (m/s)	1.10^{-7}	1.10^{-2}	1.10^{-6}	5.10^{-5}

La stabilité du talus aval a été calculée suivant les recommandations CFBR [X020] en régime permanent. 3 situations accidentelles en sus du séisme ont été également prises en compte :

- La défaillance d'étanchéité du corps de digue ;
- La présence en fondation d'une couche très perméable et la présence d'un barrage aux écoulements en aval
- La faiblesse mécanique de la fondation (C'=2kPa et γ'=20°)

Les résultats figurent dans le tableau ci-dessous. A l'instar de la digue de la Montagnette, le facteur global a été calculé et la probabilité de brèche estimée suivant la formule précitée.

Tableau 59. Digue Tarascon-Arles – probabilité de brèche par glissement du talus aval

Situation	Facteur de sécurité (CFBR)	Facteur de sécurité global	Probabilité brèche
Normale d'exploitation	1,59	1,98	6E-15
Exceptionnelle - fondation limoneuse	1,93	2,12	3E-20
Exceptionnelle - fondation sableuse	1,99	2,19	2E-23
extrême plein bord	2,1	2,1	3E-19
accidentelle - séisme	1,32	1,32	7E-04
accidentelle - défaillance étanchéité corps de digue	2,07	2,07	5E-18
accidentelle - fondation sableuse et barrage aval	2,12	2,12	4E-20
accidentelle - mauvaise fondation	1,47	1,47	4E-05

Les probabilités sont extrêmement faibles qu'on soit en situation normale, de crue ou même accidentelle. Compte tenu des valeurs très basses qui n'ont aucune influence sur le résultat final. On retiendra une probabilité de ce scénario égale à 10^{-6} pour l'ensemble des crues considérées

8.11.5 Digue Prends-té-Garde Grand Mollégès

Les calculs ont été réalisés par le groupement EGISeau/GINGER CEBTP suivant les recommandations du CFBR [X020]. Ces calculs ont été menés en régime permanent.

Les hypothèses retenues figurent ci-après :

Tableau 60. Digue Prends-té-Garde - Propriétés mécaniques et hydrauliques retenues par EGISeau/GINGER

	Masque amont	Sols fins peu compacts (fondation)	Recharge aval limono argileuse
C' (kPa)	5	5	3
φ' (°)	25	25	25
γ_{humide} (kN/m^3)	19	17	19

Les résultats sont les suivants. On notera que le facteur de sécurité calculé par EGISeau/GINGER CEBTP a été divisé du coefficient de modèle et des coefficients partiels. La sécurité est donc assurée pour un facteur de sécurité > 1.

Tableau 61. Digue Prends-té-Garde Grand Mollégès – stabilité du talus aval

Situation	Localisation des cercles de glissements	facteur / Coefficient de modèle	facteur global	Probabilité de brèche
Normale d'exploitation	Cercle émergeant en pied de digue	1,4	2,1	3E-19
	Cercle émergeant dans le fossé	1,2	1,8	4E-10
Exceptionnelle	Cercle émergeant en pied de digue	1,6	2,112	9E-20
	Cercle émergeant dans le fossé	1,4	1,848	3E-11
Extrême	Cercle émergeant en pied de digue	1,9	2,09	8E-19
	Cercle émergeant dans le fossé	1,4	1,54	6E-06
Accidentelle	Cercle émergeant en pied de digue	1,5	1,65	2E-07
	Cercle émergeant dans le fossé	1,3	1,43	9E-05

Compte tenu des valeurs très basses qui n'ont aucune influence sur le résultat final. On retiendra une probabilité de ce scénario égale à 10^{-6} pour l'ensemble des crues considérées.

8.11.6 Digue de Barriol

Les études de stabilité ont été réalisées par ISL en 2005 sur l'ouvrage conforté à la cote identique. Les études de projet réalisées également par ISL en 2015 sur l'ouvrage rehaussé n'ont pas remis en cause la stabilité de l'ouvrage. Ces calculs n'ont pas été menés suivant les recommandations du CFBR de 2015 qui n'existaient pas mais suivant la norme NF P 94-220 dont l'esprit est identique à ces recommandations.

Les hypothèses retenues par ISL figurent ci-après :

Tableau 62. Digue de Barriol - Propriétés mécaniques et hydrauliques retenues par ISL

	Remblai en place	Remblai A2 apport	Remblai A1 réemploi
C' (kPa)	4	8	12
φ' (°)	23	31°	25
γ_{humide} (kN/m^3)	16	17	17
k (m/s)	1.10-^{8}		

Les combinaisons retenues ont été les suivantes

Combinaison fondamentale : stabilité des talus à long terme avec rehausse et sans sollicitation hydraulique (talus amont) ou en période de crue (talus aval pour Q100)

Combinaison exceptionnelle : stabilité des talus amont à long terme avec rehausse en vidange rapide (Q100)

Les facteurs figurant ci-avant ont été corrigés pour ces deux combinaisons des coefficients suivants :

Tableau 63. Digue de Barriol – correction appliquée par ISL

Paramètre	Facteur de correction	
	Combinaison fondamentale	**Combinaison exceptionnelle**
γh	Multiplié par 1.05	Multiplié par 1
γh sat	Multiplié par 1.05	Multiplié par 1
Tan φ'	Divisé par 1.2	Divisé par 1.1
C'	Divisé par 2.7	Divisé par 1.4
Surcharge	Multiplié par 1.33	Multiplié par 1

ISL a conduit uniquement des calculs de glissement du talus amont. On retiendra une probabilité de ce scénario égale à 10^{-6} pour l'ensemble des crues considérées.

8.11.7 Digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône

Les digues de Port-Saint-Louis-du-Rhône ont une conception identique à celle de la digue de Barriol.

Compte tenu de la géométrie de ces digues et de leur conception, on retiendra une probabilité de ce scénario égale à 10^{-6} pour l'ensemble des crues considérées.

8.11.8 Digue Nord d'Arles

Les calculs ont été réalisés par EGISeau/EGSA BTP. Le bureau d'étude a retenu une perméabilité de 10^{-9} m/s et de ce fait négligé les circulations d'eau dans la digue.

Les hypothèses retenues par EGISeau/EGSA figurent ci-après :

Tableau 64. Digue Nord d'Arles - Propriétés mécaniques et hydrauliques retenues par ISL

	Corps de digue	**3,7 à 1,7 m NGF**	**1,7 à -4,3 m NGF**	**-4,3 à – 10 m NGF**	**Au-delà de – 10 m NGF**
	A2	**Limons plus ou moins argileux**	**Argile sableuse plus ou moins vaseuse**	**Sable argileux**	**Cailloutis villafranchien**
C' (kPa)	5	16	0	10	0
φ' (°)	25	25	25	38	35
γ_{humide} (kN/m^3)	19	20	17	20	21
K (m/s)	1.10^{-9}				

Les facteurs de correction retenus sur ces paramètres ont été les suivantes

Tableau 65. Digue de Barriol – correction appliquée par EGISeau/EGSA

Paramètres	Facteur de correction
γh	Multiplié par 1.05
Tan φ'	Divisé par 1.2
C'	Divisé par 1.5
Surcharge	Multiplié par 1.33

Les calculs ont été menés pour les deux situations suivantes :

- situation courante avec le toit de la nappe phréatique vers 2 m NGF
- situation de crue à 7,1 m NGF avec une légère surverse et le toit de la nappe phréatique affleurant le terrain naturel aval (3,7 m NGF).

Seul le glissement du talus amont a été estimé. Le résultat figure au chapitre suivant.

Pour le talus aval, on retiendra une probabilité de ce scénario égale à 10^{-6} pour l'ensemble des crues considérées.

8.11.9 Digue rive droite du Vigueirat de la digue Nord d'Arles à la RD453

Cette digue est constituée d'un remblai et d'un rideau de palplanches fiché en fondation.

Sur certains tronçons, ces digues sont en charge permanente (barrage). Aucun glissement du talus aval n'a été observé depuis les travaux réalisés en 2004. On retiendra une probabilité de brèche par glissement du talus aval de 10^{-6} pour l'ensemble des crues considérées.

8.11.10 Digue rives droite et gauche du Vigueirat de la RD453 à la RN113

Dans l'état actuel sur certains tronçons, ces digues sont en charge permanente (barrage). Aucun glissement du talus aval n'a été observé depuis 2004.
Après travaux, les digues seront constituées d'un remblai en limons étanches, d'un filtre/drain et d'une recharge aval.

On retiendra une probabilité de brèche par glissement du talus aval de 10^{-6} pour l'ensemble des crues considérées.

8.12 SCENARIO DE BRECHE N°11 : GLISSEMENT DU TALUS AMONT

8.12.1 Description du scénario de brèche n°11

Ce scénario correspond au glissement du talus amont de digue en crue. La figure ci-dessous illustre la représentation du scénario de brèche envisagé. La stabilité de la berge n'est pas abordée dans ce scénario ; étant traité dans la problématique d'affouillement externe (Cf. scénario n°9).

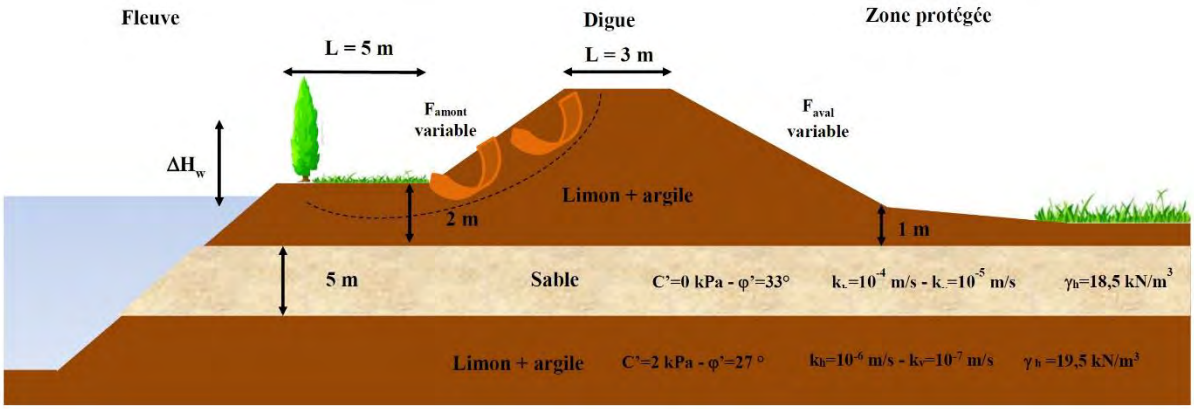


Figure 136. Illustration du scénario de brèche n°11

Contrairement au glissement du talus aval, on considère que la détection et les interventions sont possibles.

Les différentes étapes du scénario de brèche sont représentés dans l'arbre d'événements suivant :

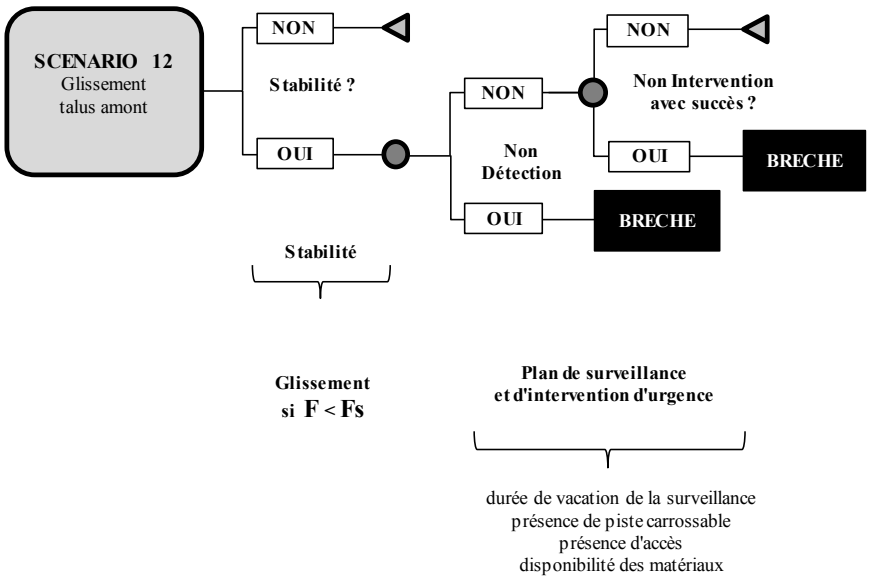


Figure 137. Scénario de brèche n°12 – arbre d'événements

8.12.2 Détermination de la probabilité de glissement du talus amont

Pour la détermination des probabilités de brèche, conformément à l'analyse réalisée au chapitre 5, on retient les formules suivantes en fonction des facteurs de sécurité globaux :

$$P_{brèche\ par\ glissement\ (F>1,1)} = MAX(\exp\left(-\exp\left(\left(\frac{F-0,441}{0,442}\right)\right)\right); 10^{-5})$$

$$P_{brèche\ par\ glissement\ (F<1,1)} = MAX(\exp(-\exp\left(\left(\frac{F-0,966}{0,09}\right)\right)); 10^{-5})$$

Pour les digues confortées ou à conforter (autorisations obtenues), on retient les facteurs de sécurité.

Certains bureaux d'étude ont réalisé exclusivement des calculs de stabilité du talus amont (ISL digue de Barriol, EGISeau digue Nord d'Arles), d'autres ont réalisé en complément des calculs de stabilité du talus aval des calculs de stabilité du talus amont (EGISeau prends-té-Garde).

Ces différents calculs montrent que pour un ouvrage conforté avec une perméabilité faible à très faible, la stabilité de talus amont est assurée avec des facteurs de sécurité confortables. Les calculs montrent parfois des glissements de peau en pied de talus ; ces glissements n'affectant néanmoins pas la stabilité de l'ouvrage.

Sur les ouvrages confortés, on retiendra pour l'analyse de risque une probabilité légèrement supérieure à celle retenue pour le talus aval, soit 10^{-5} pour l'ensemble des crues concernées.

Sur les digues d'origine, le facteur de sécurité et la probabilité de glissement du talus amont seront déterminés à partir des abaques décrits au chapitre 5.

8.12.3 Probabilité de non détection

La probabilité de non détection va dépendre de deux paramètres :

- de la cinétique de décrue,
- du mode de surveillance mis en place.

On estime la probabilité de non détection à

$$P_{non\ détection} = \mathrm{MAX}(0,1; \left(1 - \frac{\Delta t_u}{P_s}\right))$$

Avec :

P_s : pas de surveillance en heures (3 h en alerte 3 et 6 heures pour les autres niveaux d'alerte)
Δt_u : temps entre la détection de l'amorce de glissement du talus amont et le glissement

En prenant l'hypothèse d'une décrue rapide (25 cm/h), on retient un Δtu = 6 heures, soit une probabilité de non détection égal à 0,1 quel que soit le niveau du seuil d'alerte.

8.12.4 Probabilité de non intervention

On estime la probabilité de non intervention à:

$$P_{non\ intervention} = \mathrm{MIN}(1; \frac{\Delta t_i}{\Delta t_u})$$

Avec :

Δt_i : temps d'intervention en h (Δt_i = 3 heures pour les digues carrossables et Δt_i = 24 heures pour les digues non carrossables)
Δt_u : temps entre la détection de l'amorce de glissement du talus amont et le glissement

Ce qui donne une probabilité de non intervention de 0,5 pour les digues carrossables et de 1 pour les digues non carrossables.

8.13 SCENARIO DE BRECHE 12 : STABILITE MECANIQUE HORS GLISSEMENT

Ce scénario de brèche regroupe l'ensemble des ruptures et déformation mécaniques en dehors du glissement, du claquage hydraulique et du soulèvement hydraulique du pied aval. Il ne concerne pas les ruptures des murs parapets et des batardeaux qui sont traitées dans le scénario 13.

Il concerne pour les remblais et ouvrages poids :

- Le tassement (déformation),
- Le défaut de portance (rupture),

Il concerne pour les ouvrages poids en béton ou maçonnerie :

- Glissement du mur sur sa base;
- Renversement du mur ;
- Poinçonnement du sol sous la base du mur;
- Rupture combinée dans le sol et la structure ;
- Instabilité d'ensemble ;
- Mouvements excessifs ;
- Rupture d'un élément de structure ou des liaisons entre ces éléments (liaison portes/mur..) ;
- Fissuration par traction du parement amont.

Il concerne pour les rideaux de palplanches :

- la stabilité de l'écran vis-à-vis d'une rupture par défaut de butée (stabilité externe) ;
- la résistance de la structure de l'écran (stabilité interne) ;
- la portance de l'écran (stabilité externe) ;
- la stabilité des tirants d'ancrage (stabilité interne) ;
- l'absence d'interaction entre l'écran et un ancrage (stabilité externe) ;
- la stabilité du fond du lit (stabilité hydraulique) ;
- la stabilité d'ensemble de l'écran (stabilité globale).

Les ouvrages concernés par ce scénario sont :

- La digue de la Montagnette – mur de soutènement en gabions,
- Les murs des quais de Tarascon,
- Les murs du Château Royal de Provence,
- Le rideau de palplanches au droit de l'usine Fibre Excellence,
- Les murs des quais d'Arles,
- Le muret au droit du remblai dit de l'IRPA,

Deux ouvrages sont également situés dans le système d'endiguement :

- l'écluse d'Arles gérée par VNF (en cours),
- l'écluse du Canal du Rhône à Fos gérée par la CNR,

8.13.1 Défaut de portance et Tassement

Le tassement et le défaut de portance concernent plus des déformations que des ruptures même s'ils peuvent jouer un rôle dans des scénarios de brèche.

Les états-limites de déformation pour un ouvrage hydraulique en remblai correspondent essentiellement à des critères de fonctionnalité (l'état-limite de service de tassement). Il est essentiel de préserver l'intégrité des organes vitaux des ouvrages hydrauliques en remblai que sont l'étanchéité (noyau argileux, masque amont, écran interne), le système de drainage (drain vertical ou incliné, tapis drainant) et les conduites et galeries traversantes.

L'objectif est donc de se prémunir de déformations excessives du remblai ou de sa fondation pouvant entraîner :

- une diminution de la revanche et donc un risque de brèche par surverse ;
- une modification du réseau d'écoulement interne (par exemple par cisaillement du
- système de drainage suite à des tassements différentiels) et donc un risque de rupture par glissement ;
- une ouverture de fissures dans l'organe d'étanchéité (par exemple par fracturation hydraulique pour une digue en remblai et donc un risque de brèche par érosion de conduit ;
- une fissuration ou une rupture des conduites ou galeries passant dans le remblai ou la fondation.

Des déformations excessives sont également susceptibles d'entraîner un mécanisme de rupture de l'ouvrage en remblai, correspondent à des critères de résistance de la fondation (c'est l'état-limite ultime de défaut de portance),

Ces deux modes de déformation (tassement) et de rupture (défaut de portance) ont été pris en compte dans la phase chantier de création ou engraissement d'une digue.

La notion de portance (ou de capacité portante) de la fondation fait référence à un critère de résistance au cisaillement de la fondation pour des ruptures par poinçonnement. Ce sont des ruptures du sol de fondation caractérisées par le fait que le remblai s'affaisse en subissant des tractions. La rupture du sol de fondation est générale puisqu'elle intéresse la totalité de la largeur d'assise du remblai. Le schéma de rupture du sol de fondation est analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle et peut donc être étudié comme tel.

Le cas le plus défavorable est de manière générale la fin de construction (court terme). La vérification de la stabilité au poinçonnement se fait en supposant le remblai construit instantanément, sans dissipation de pressions interstitielles dans le sol de fondation. Seuls les ouvrages neufs ou les projets de surélévation d'ouvrages anciens sont concernés.

Le tassement se fait en deux, voire trois phase. La première est la consolidation primaire (durée de 5 à 10 ans) mais dont une grande partie intervient en phase de chantier et la secondaire qui ne représente un fluage de quelques centimètres.

Dans le cadre des travaux de création de la digue Tarascon-Arles, le défaut de portance de la fondation a été vérifié conformément aux recommandations du CFBR 2015 [X020] dans le cadre de l'étude de projet réalisé par SAFEGE [D202].

Il en est de même pour le tassement, dont l'amplitude a été estimée au droit de la digue et au pied du talus du remblai SNCF par la méthode CPT et la méthode œdométrique à

Tableau 66. Travaux digue Tarascon – Arles
Amplitude des tassements par la méthode CPT (SAFEGE [D202])

Zone	PM (en m depuis le SIF)	Tassement à l'axe (cm)	Tassement au droit du talus SNCF (cm)
Z1	800 à 1220	≅ 10	négligeable
Z1-2	1220 à 1490	10 à 15	Négligeable
Z2	1490 à 3070	≅ 5	Négligeable
Z3	3070 à 3650	15 à 20	Négligeable
Z4	3650 à 4090	5 à 10	Négligeable
Z5-1	4090 à 4550	15 à 20	0,1
Z5-2	4550 à 6600	30 à 35	0,2
Z6	6600 à 7175	30 à 35	0,2
Z7-1	7175 à 8450	≅ 15	0,3
Z7-2	8450 à 8924 Hdigue = 6,3 m	≅ 30	0,6
Z7-2	8450 à 8924 Hdigue = 2,4 m	≅ 10	0,3

Tableau 67. Travaux digue Tarascon – Arles - Amplitude des tassements par la méthode œdométrique – délai de consolidation (%) (SAFEGE [D202])

Zone	PM (en m depuis le SIF)	Pourcentage de consolidation résorbée (%)		
		T1 = 8 mois	T2 = 2,5 ans	T3 = 10 ans
Z1	800 à 1220	20	97	100
Z1-2	1220 à 1490	63	98	100
Z2	1490 à 3070	94	100	100
Z3	3070 à 3650	70	100	100
Z4	3650 à 4090	85	100	100
Z5-1	4090 à 4550	47	80	98
Z5-2	4550 à 6600	57	93	100
Z6	6600 à 7175	58	94	100
Z7-1	7175 à 8450	97	100	100
Z7-2	8450 à 8924	64	97	100

Tableau 68. Travaux digue Tarascon – Arles - Amplitude des tassements par la méthode œdométrique – tassements résiduels au cours du temps (cm) (SAFEGE [D202])

Zone	PM (en m depuis le SIF)	Pourcentage de consolidation résorbée (%)		
		T1 = 8 mois	T2 = 2,5 ans	T3 = 10 ans
Z1	800 à 1220	7,0	0,3	0,0
Z1-2	1220 à 1490	4,9	0,0	0,0
Z2	1490 à 3070	0,1	0,0	0,0
Z3	3070 à 3650	6,3	0,0	0,0
Z4	3650 à 4090	1,1	0,0	0,0
Z5-1	4090 à 4550	10,3	3,8	0,4
Z5-2	4550 à 6600	13,5 25,4	2,2 14,3	0,0 2,5
Z6	6600 à 7175	14,5	2,1	0,0
Z7-1	7175 à 8450	0,5	0,0	0,0
Z7-2	8450 à 8924	11,1	4,0	0,0

A T1 = 6 mois, les tassements résiduels seront quasiment nuls dans les zones comportant des faibles épaisseurs de sols fins (zone 2 et 7-1).

On constate donc qu'en raison de la faible épaisseur des sols fins compressibles et la présence de niveaux sableux, les tassements résiduels attendus à T2 = 2,5 ans (période du chantier seront négligeables en zones 1-1, 1-2, 2,3, 4 et 7-1.

Pour la zone Z6 le tassement résiduel au bout de 2.5 ans est de 2 cm environ. Il est légèrement supérieur dans les zone Z5-1 et en zone Z7-2, avec 4 cm. Dans la zone la plus critique Z5-2, les essais œdométriques ont été réalisés à partir de prélèvements dans 2 sondages carottés. Les essais ont des valeurs homogènes par sondage carotté pour les limons en profondeur, mais diffèrent nettement d'un sondage carotté à l'autre. Cela a conduit à mener sur cette zone 2 calculs de tassements avec prise en compte du délai.

On constate que dans un cas (CPTU8), le tassement résiduel à 2.5 ans est favorable (environ 2 cm), alors que dans l'autre cas (CPTU9), ce tassement résiduel est de presque 15 cm.

Les essais de ce cas défavorable ont un ordre de grandeur se rapprochant du reste du tracé. Ainsi paraît-il représentatif d'au moins une partie de la zone.
Dans la zone résistante à la surverse, la problématique de tassement concerne la zone 5 : 4 cm en zone 5-1 et pouvant atteindre 15 cm sur une partie de la zone 5-2.

Des tassements résiduels plus élevés que les valeurs fournies ci-dessus restent possibles en cas de présence de couches compressibles plus argileuses et/ou plus tourbeuses présentant des coefficients de consolidation Cv plus faibles que la valeur prise en compte dans chaque zone.

Compte tenu de l'estimation des délais de consolidation et des tassements résiduels, le phasage de construction suivant a été retenu :

Sur le tronçon résistant à la surverse, la construction sera menée en 3 phases :

- Phase 1 : mise en œuvre d'un remblai en matériaux fins atteignant la cote = cote de l'ouvrage fini + hauteur correspondant au volume supplémentaire nécessaire à la compensation des tassements réparti sur tout le profil en travers de la digue) ;
- Phase 2 :
    - 2A : déblai des matériaux fins sur l'épaisseur en crête de la carapace en enrochements (60 cm) sur la partie située en aval de la poutre projetée,
    - 2A : déblai de la bèche du massif filtre-drain,
    - 2B : mise en œuvre du massif filtre-drain
    - 2B : mise en œuvre de la carapace en enrochements libres sur le talus aval et en crête jusqu'au droit de la poutre projetée.
- Phase 3 :
    - 3A : réalisation de la poutre en crête,
    - 3A : prolongation de la carapace en enrochements en amont de la poutre jusqu'en crête de talus amont,
    - 3A : percolation de l'ensemble des enrochements au béton
    - 3B : réalisation des pistes de circulation
    - 3B : mise en œuvre de la terre végétale et ensemencement

Les délais d'attente entre les phases seront affinés lors des études d'exécution (mission G3). Ils sont actuellement estimés à **6 mois entre la phase 1 et 2 et à 20 mois entre la phase 1 et 3.**

Sur les tronçons de digue millénale, la construction sera menée en 1 phase principale de terrassement et une seconde phase de finition :

- Phase 1 :
    - mise en œuvre d'un remblai en matériaux fins atteignant la cote de dangers augmentée d'une « contre flèche » de compensation des tassements (réparti sur tout le profil en travers de la digue). ;
    - déblai de la bèche du massif filtre-drain et mise en œuvre du massif filtre-drain ;
    - mise en œuvre de la recharge définitive en tout-venants ;
- Phase 2 :
    - réalisation des pistes de circulation
    - mise en œuvre de la terre végétale et ensemencement

Ce phasage de construction permet de limiter les mouvements de matériaux et les travaux de déblais/remblais et de réalisation de redans dans le corps de digue.
Les risques encourus par la structure qui subit des tassements concernent essentiellement la fonction filtre-drain et en particulier la continuité du géotextile filtrant. Ce risque est considéré comme faible, les calculs montrant que les contraintes induites sur le géotextile sont largement admissibles.

8.13.2 Stabilité des ouvrages poids en béton ou en maçonnerie comportant éventuellement un rideau de palplanches en pied

Au droit de la digue de la Montagnette, BRLi a vérifié dans le cadre du projet [D002] :

- la stabilité au glissement, au renversement et la stabilité générale du mur de soutènement en gabions sur le talus aval (hauteur variable de 1 à 3 m) ;

La probabilité de brèche en cas d'instabilité du mur de soutènement a été prise en compte dans le cadre du scénario n°11.

Au droit du château, BRLi a vérifié dans le cadre du projet [D002] :

- la stabilité (ELS et ELU) au glissement et au renversement de l'ouvrage de renforcement de la poterne du Rhône ;
- Le dimensionnement des profilés et de la tôle (ELS et ELU) de l'ouvrage de renforcement de la poterne du Rhône ;

Dans le cadre de l'étude de dangers initiale [E206], BRLi a réalisé une analyse de risques des murs du château amont et aval et du château, les conclusions sont reprises ci-dessous :

- *Il n'y a pas d'indications de phénomènes inquiétant quant à la stabilité des murs pour les évènements historiques connus ;*
- *La stabilité générale des murs n'est pas jugée problématique compte tenu de la comparaison de la charge hydraulique amont avec la géométrie et l'état général correct constaté pour les murs.*

Ces murs sont fondés au rocher, d'où une fondation de meilleure qualité que pour les tronçons de quais.
La plus faible largeur des murs (et donc une réduction du poids résistant) se traduit par la réduction de la surface sur laquelle les sous-pressions s'appliquent en fondation (d'où une réduction en parallèle des efforts déstabilisateurs).
Le niveau d'aléa de rupture Mécanique pour ces deux tronçons est donc établi comme Très Faible pour l'ensemble des crues de projet.
Sur le tronçon 16, à savoir la base du château proprement dit, la poterne du Rhône constitue le seul point singulier nécessitant de s'interroger sur la résistance mécanique de ce tronçon.

Une probabilité annuelle de brèche de 10^{-6} a été déterminée à dire d'experts pour les murs du château et pour les quais de Tarascon.

Au droit du raccordement entre le quai du 8 mai 1975 et du quai Marx Dormoy, ISL a vérifié dans le cadre du projet [D406] : la capacité portante des pieux.

Au droit du quai Marx Dormoy, ISL a vérifié dans le cadre du projet [D406] :

La stabilité du talus côté fleuve, côté terre en étiage, en crue et à la décrue. Un calcul préliminaire de l'état initial a permis de caler les paramètres géotechniques et hydrauliques. Les calculs suivants ont été réalisés :

- G + Q (ELS) pour calculer les déplacements ;

- 1,35G + 1,5Q (ELU) pour justifier la résistance interne mécanique des structures de quai ;
- G + Q (STAB) pour justifier la stabilité d'ensemble du sol et de la structure (palplanches, tirants et lierne) ;

La stabilité des palplanches, la vérification des tirants (barres) et du scellement des tirants ainsi que de la lierne a été opérée.

Au droit du quai de la roquette, ISL a vérifié dans le cadre du projet [D402] :

La stabilité d'ensemble de l'ouvrage en termes de contrainte et de déplacement. Les calculs suivants ont notamment été réalisés sur les palplanches, tirants, ouvrage en globalité :

- Justification des résistances internes aux ELU
- Justification de la stabilité d'ensemble (fiche du rideau amont et du rideau aval)

Une probabilité annuelle de brèche de 10^{-6} a été déterminée à dire d'experts pour les quais d'Arles.

8.13.3 Stabilité du rideau de palplanche de l'usine Fibre Excellence

Au droit du rideau de l'usine Fibre Excellence, SAFEGE a vérifié dans le cadre du projet [D202] les états limites suivants :

- ELU de rupture structurelle de l'écran (rupture interne)
- ELU de défaut de butée (rupture externe)
- ELS de déplacement
- ELU de rupture de l'ancrage (pour les ouvrages ancrés)

Les probabilités retenues de brèche après travaux dans le rideau de palplanches dimensionnés pour résister à la crue exceptionnelle sont les suivantes :

Tableau 69. Probabilités conditionnelles de brèche dans le rideau Fibre Excellence

Crue	Probabilité annuelle d'occurrence	Probabilité conditionnelle
6 000	0,5	0
7 200	0,372	10^{-8}
8 500	0,064	10^{-7}
9 500	0,032	10^{-6}
10 500	0,016	10^{-5}
11 500	0,008	10^{-4}
12 500	0,006	10^{-3}
14 160	0,002	10^{-2}

8.13.4 Stabilité des portes des écluses VNF (Arles) et CNR (Barcarin)

BRLi a dimensionné pour le compte de VNF la rehausse des portes de l'écluse d'Arles, aujourd'hui terminée. Dans le cadre du projet [D502], les calculs justifiant la tenue de l'ouvrage pour la crue exceptionnelle ont été menés.

Une probabilité annuelle de brèche de 10^{-6} a été déterminée à dire d'experts pour les portes de l'écluse d'Arles.

CNR a réalisé une étude de dangers de l'écluse de Barcarin et des digues d'embouquement [R305]. Le scénario de rupture de la porte amont a été analysé. La probabilité annuelle de ce scénario a été estimée à 10^{-4} par la CNR.

8.14 SCENARIO DE BRECHE 13 : STABILITE MECANIQUE DES PARAPETS ET BATARDEAUX

Les ouvrages concernés par ce scénario sont : les parapets respectivement de la digue de la montagnette, des quais de Tarascon, des quais d'Arles et du remblai de l'IRPA.

Au droit de la digue de la Montagnette, BRLi a vérifié dans le cadre du projet [D002] :

- la stabilité (ELS et ELU) au glissement, au renversement et la stabilité du sol de fondation du parapet en crête de digue (2 cas) ;

Le dimensionnement des batardeaux (et de leur massif) de la digue de la Montagnette a été réalisé dans le cadre des études d'exécution du marché de travaux réalisé en 2015 et qui a fait l'objet d'un dossier des ouvrages exécutés [T109].

Au droit du quai de Tarascon, BRLi a vérifié dans le cadre du projet [D002] :

- la stabilité (ELS et ELU) au glissement et au renversement du parapet du quai (par rangées de pierre) ;

Au droit des quais d'Arles, ISL a vérifié dans le cadre du projet la stabilité des parapets pour la crue exceptionnelle majorée d'une revanche de 50 cm [D403]. Deux hypothèses de distribution des sous-pressions ont été prises en compte. Les critères de stabilité vérifiés sont :

- La capacité des maçonneries à résister aux efforts de cisaillement,
- La fissuration et le renversement du parapet,
- Le poinçonnement de la fondation.

Dans le cadre de l'étude de dangers des quais réalisée par ISL pour la demande d'autorisation des travaux [E602] et mise à jour après travaux [E607], la rupture d'un batardeau des quais d'Arles a été analysée. Les commentaires extraits de l'étude de dangers sont repris en partie ci-dessous :

Tous les batardeaux susceptibles d'être mis en eau pour la crue millénale [exceptionnelle] *ont été obturés ou modernisés et confortés. Ils ont tous fait l'objet de notes de calculs permettant de s'assurer que les efforts étaient bien repris sur les dalles en béton sur lesquelles repose chaque batardeau.*
Les batardeaux ne sont pas exposés aux chocs : ils sont parallèles à l'axe du cours d'eau ou orientés vers l'aval (Porte des Curatiers, batardeau situé en amont du quai de la Gabelle ...).
Il est donc peu probable qu'ils rompent s'ils sont correctement montés. A ce titre, compte tenu du nombre de batardeaux et du nombre d'agents assurant le montage et en l'absence de document permettant de s'assurer de la bonne formation des agents, d'essais réguliers de montage ou du contrôle par un tiers du montage, le risque de défaut de montage ne peut être écarté.
Pour prévenir un défaut de montage, il est recommandé de mandater l'intervention d'un contrôle extérieur après montage de l'ensemble des batardeaux, ou, à minima des batardeaux les plus sensibles (hauteur supérieure à 1,5 mètre.). Un contrôle interne est également envisageable sous réserve qu'il soit formalisé et réalisé par des personnels dont les compétences devront en préalable être attestées.…
La rupture d'un batardeau ne peut être considérée comme improbable du fait du risque de malveillance ou de défaut de montage ..... Des mesures de réduction du risque sont

proposées. Avec mise en place des mesures de réduction du risque, la rupture d'un batardeau est jugée improbable.

Depuis, Les mesures de réduction du risque ont été mises en place par la commune d'Arles et figurent dans le Plan Communal de Sauvegarde. Les disfonctionnement observés lors des premières crues après travaux, notamment ceux relatifs au fait que les batardeaux n'étaient pas démontés tout de suite après crue et étaient de ce fait exposés à des risque de malveillance, ont été corrigés.

Une convention tripartite pour une gestion coordonnée des quais du Rhône en traversée d'Arles est en cours de signature et reprend les consignes à respecter. On peut donc considérer que les mesures sont effectives. Ces consignes concernent également le parapet de l'IRPA.
Les probabilités de rupture d'un batardeau ont été fixés par ISL dans le cadre de [E607] à :

- débit = 10 500 m^3/s – Probabilité < 10^{-4} ;
- débit = 11 500 m^3/s – 10^{-4} < Probabilité < 10^{-3} ;
- débit = 14 160 m^3/s – 10^{-3} < Probabilité < 10^{-2} ;

Dans le cadre de la présente étude de dangers, compte tenu des vérifications et analyses faites les différents maîtres d'œuvre et pour tenir compte d'une probabilité augmentant avec l'intensité de la crue, on retient la formule suivante pour estimer le scénario d'entrée d'eau par rupture du parapet ou rupture d'un batardeau englobé dans un parapet. Cette formule donne une probabilité conditionnelle de 1 % pour une crue atteignant le plein bord du parapet ou du batardeau.

$$P = \left(0{,}1.\frac{h}{H}\right)^2$$

Où h est la hauteur d'eau par rapport à la base du parapet et H la hauteur de ce dernier.

Le tableau ci-dessous donne un exemple de calcul pour le batardeau de la porte des Châtaignes, qui est le batardeau le plus exposé en termes de fréquence et de charge d'eau. La formule précitée donne une probabilité annuelle de rupture d'environ 10^{-4}.

Tableau 70. Probabilité annuelle de rupture du batardeau R1 – Porte des Châtaignes

Crue	Probabilité annuelle d'occurrence	Charge d'eau	Probabilité conditionnelle	Probabilité annuelle
6 000	0,5	0	0E+00	0E+00
7 200	0,372	0	0E+00	0E+00
8 500	0,064	0	0E+00	0E+00
9 500	0,032	0,4	2E-04	8E-06
10 500	0,016	0,8	1E-03	2E-05
11 500	0,008	1,4	3E-03	2E-05
12 500	0,006	1,8	5E-03	3E-05
14 160	0,002	2	6E-03	1E-05
Probabilité annuelle de rupture				9E-05

8.15 SCENARIO DE BRECHE A : REMBLAI FERROVIAIRE – EROSION DE CONTACT DE LA COUCHE DE GRAVIERS EN CRETE

Ce scénario est spécifique au remblai ferroviaire dans l'état initial. Il est illustré ci-dessous

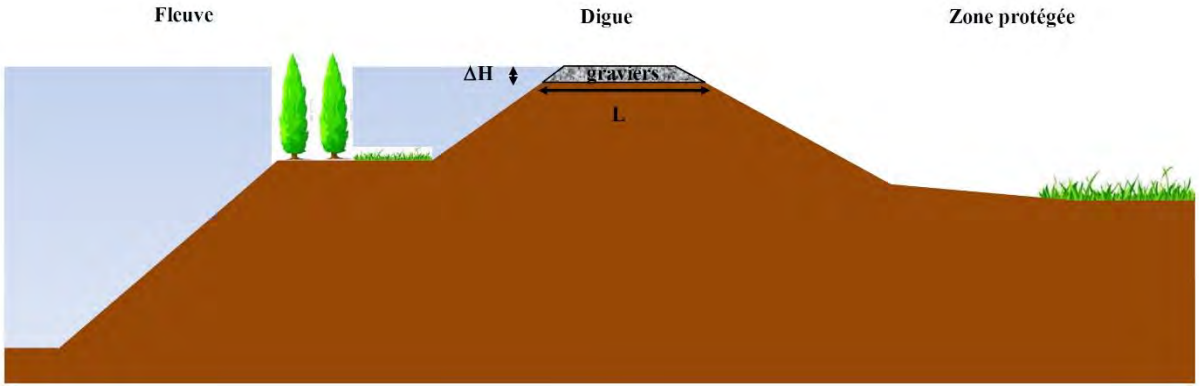


Figure 138. Scénario de brèche par érosion de contact en crête de digue

Le profil en long ci-dessous extrait de l'étude de calage [K100] montre le profil en long de la base (en pointillé) et du sommet (en trait continu) de la couche de graviers ainsi que les lignes d'eau de la crue 11500 (en vert), de la crue 12500 (en violet), de la crue 14160 (en rouge).

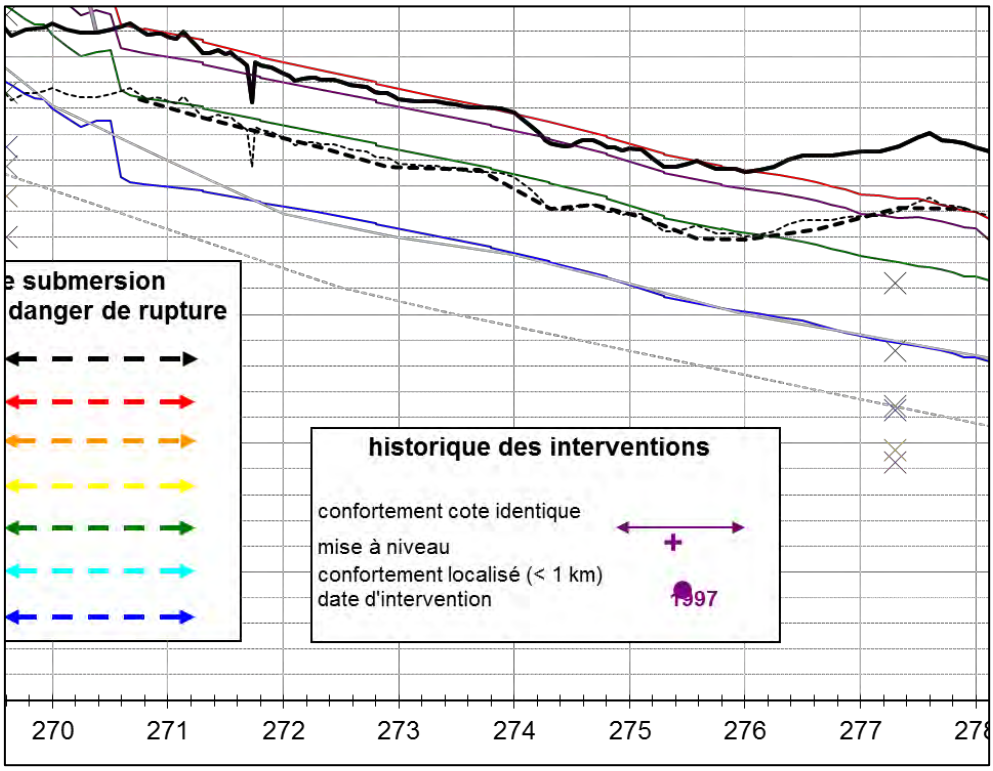


Figure 139. Profil en long au droit du remblai ferroviaire

En prenant une base de largeur 8 m. les gradients en crue dans la couche de graviers sont les suivants :

Tableau 71. Gradient maxi dans la couche de graviers

Crue	Charge (en m)	Gradient
11 500	0.20	0.025
12 500	0.60	0.075
14 160	0.80	0.1

La probabilité d'initiation suivant les formules définies dans le chapitre 2.4. donne une probabilité d'initiation d'environ 0. Ce scénario est écarté.

8.16 SCENARIO B : BRECHE DANS LE REMBLAI FERROVIAIRE RENDU TRANSPARENT HYDRAULIQUEMENT

Le remblai ferroviaire après travaux sera rendu transparent hydrauliquement. Néanmoins, il subsistera une perte de charge entre l'amont et l'aval et donc des risques potentiels.

Par rapport aux 13 scénarios de brèche, on écarte l'affouillement externe qui est traité par des protections au droit des ouvrages de transparence (Cf. projet SNCFréseau), le glissement des talus peut être également écarté compte tenu du faible temps de mise en eau qui ne permet pas une saturation du remblai. Les seuls risques subsistant sont ceux relatifs à l'érosion interne (scénarios n°1 à n°7) et la surverse (scénario n°8).

Pour le calcul du différentiel de charges, 10 limnigrammes ont été extraits du modèle d'EGISeau. Ils sont localisés ci-dessous.

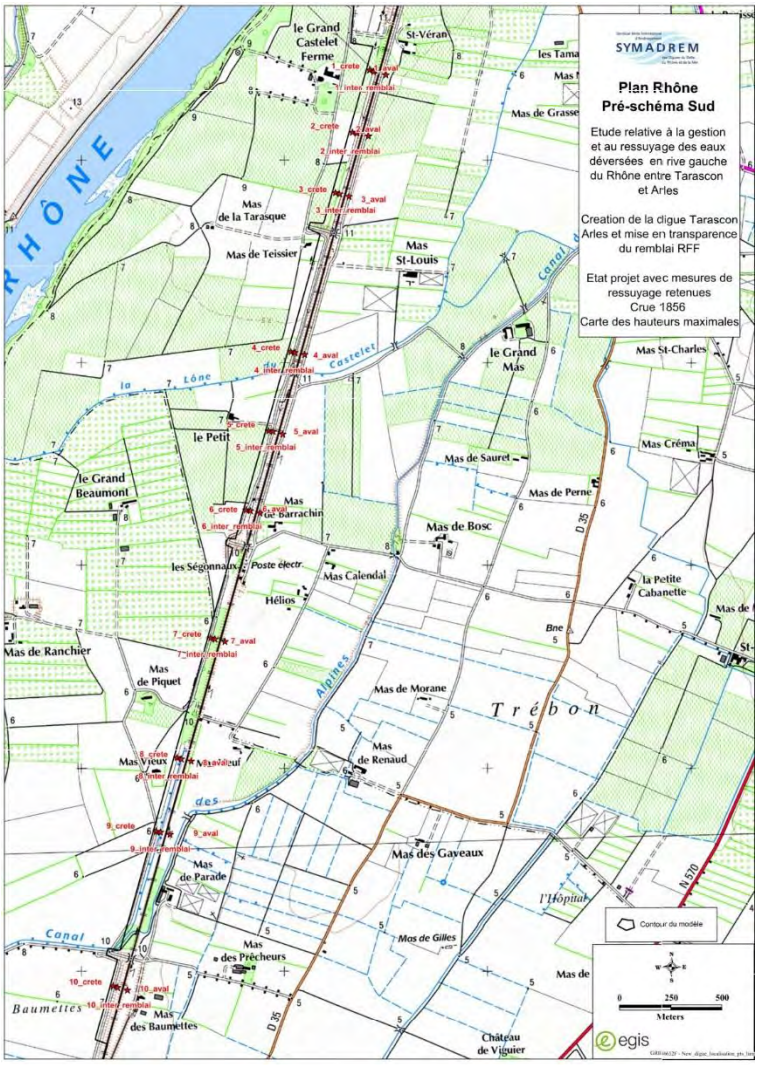


Figure 140. Limnigrammes inter-remblais et aval du remblai ferroviaire

Les limnigrammes inter-remblais et en aval du remblais sont représentés pour la crue exceptionnelles respectivement dans les deux figures ci-jointes.

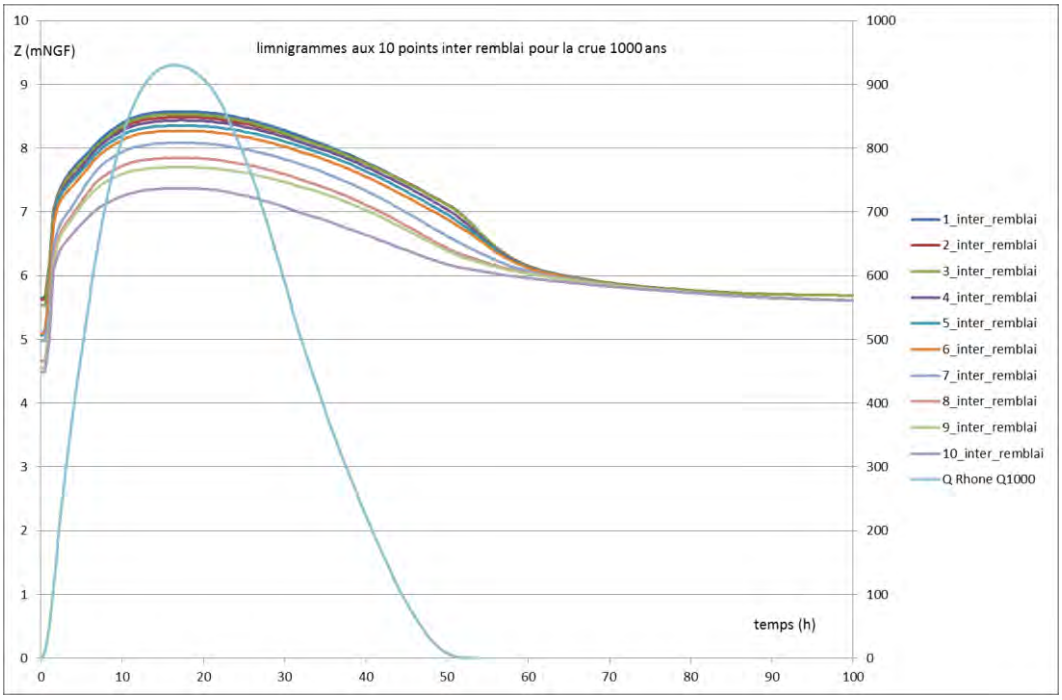


Figure 141. Etat projet - Déversement crue exceptionnelle – limnigrammes inter-remblais

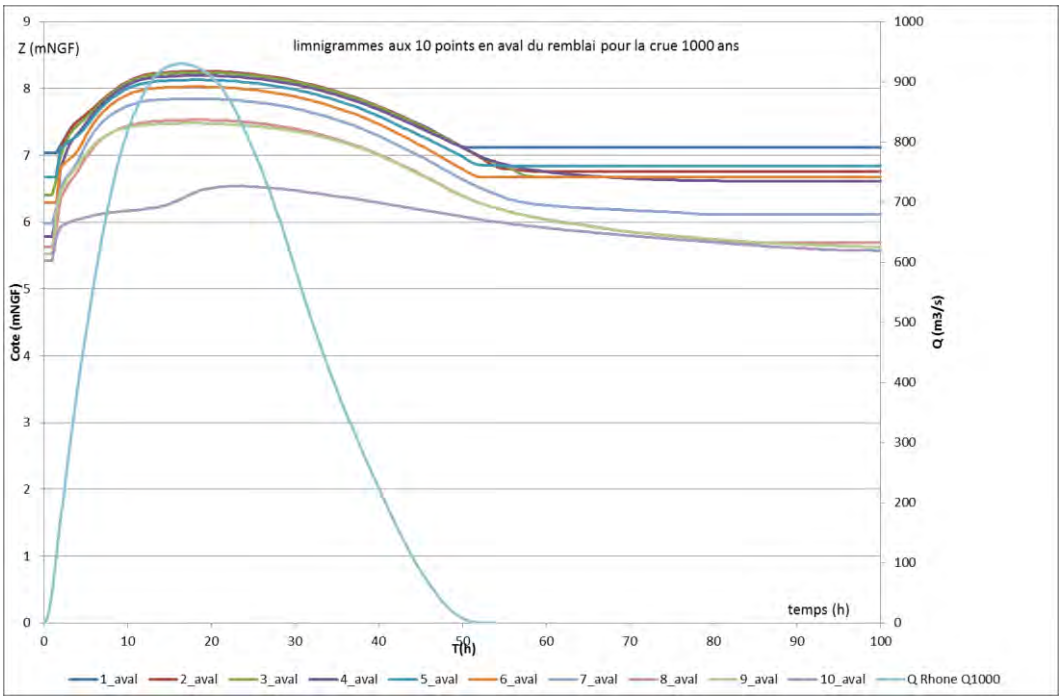


Figure 142. Etat projet - Déversement crue exceptionnelle – limnigrammes aval remblai ferroviaire

Le différentiel maxi de charges pour la crue 12500 est 60 cm et pour la crue 14160 de 1,10 m. Le scénario de brèche B a fait l'objet d'une évaluation de la probabilité annuelle de brèche détaillé en rubrique 8b. Les conséquences d'une brèche sont évaluées en rubrique n°8c.

8.17 SCENARIO C : DEFAILLANCE D'UN OHT

Ce scénario correspond à libération d'eau dans la zone protégée par défaillance d'un ouvrage hydraulique traversant. Il est illustré ci-dessous

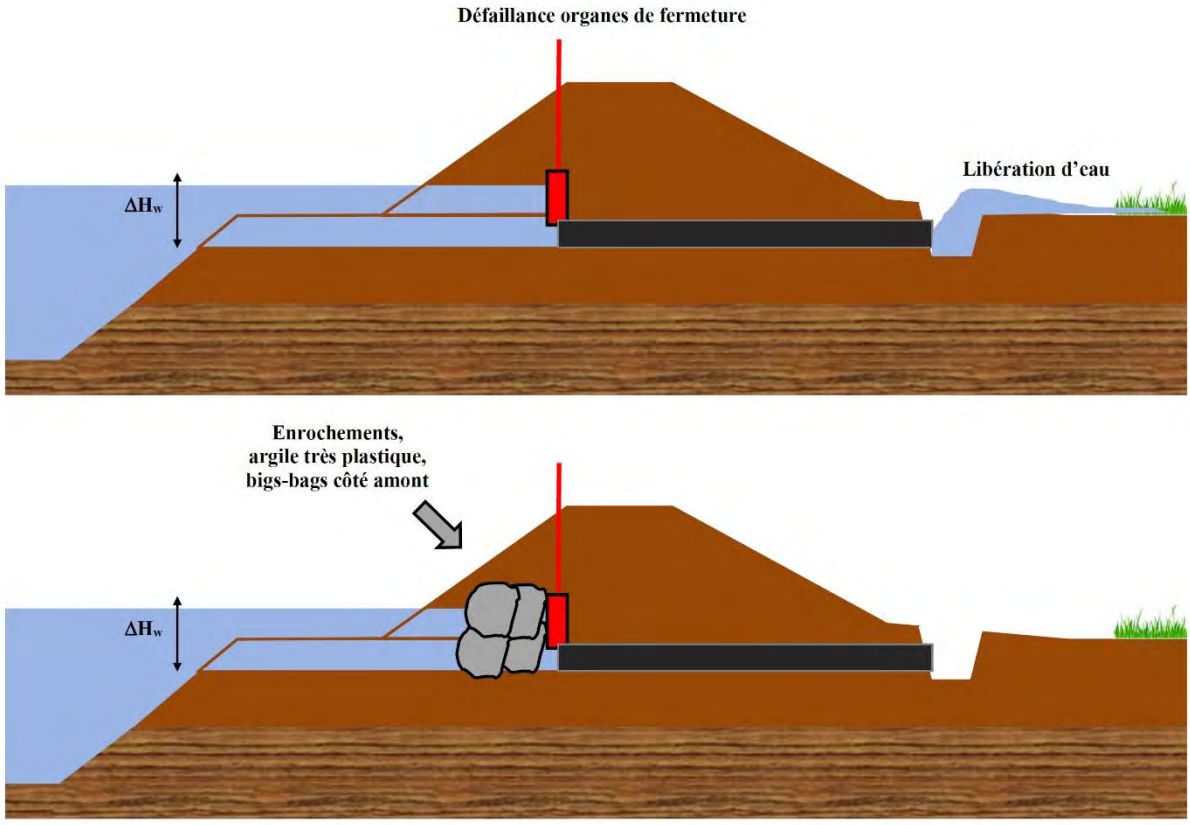


Figure 143. Défaillance d'un OHT

La défaillance peut porter sur l'absence de fermeture des vannes ou des martelières ou sur la rupture des organes de fermeture.

En Novembre 2002, 5 désordres ont concerné des ouvrages hydrauliques traversants :

- 2 désordres liés à des vannes fuyardes,
- 2 désordres liés à des colmatages de conduites hors service, qui ont cédé sous la pression de l'eau ou se sont effondrés suite à des écoulements,
- 1 désordre lié à une érosion de conduit le long d'un ouvrage hors service.

Ces 5 désordres ont fait l'objet d'intervention d'urgence consistant à mettre soit de l'argile côté fleuve ou des big-bags au droit des ouvertures. Elles ont toutes permise de stopper le processus d'inondation (scénario C) ou de brèche (scénario 2). Depuis, sur ces 5 ouvrages, 3 ont été supprimés et les 2 autres ont été confortés.

En décembre 2003, 14 désordres ont concerné des ouvrages hydrauliques traversants :

- 9 désordres, dont 3 ayant fait l'objet d'interventions d'urgence ont concerné des fuites des organes de fermeture (scénario C).

- 5 désordres, dont 4 ayant fait l'objet d'interventions d'urgence concernent des écoulements le long des conduites (scénario 2).

Sur les 9 défaillances de type C, 4 ouvrages ont été purgés.

Lors des crues de 2002 et 2003, Il existait 268 ouvrages hydrauliques traversants dans le périmètre du SYMADREM (uniquement rive gauche). Depuis 45 ouvrages hors service ont été supprimés.

En 2002 et 2003, on peut considérer que respectivement 4 et 9 ouvrages sur 268 ont subi une défaillance, soit 1,5 % en 2002 et 3,4 % en 2003. Toutes les interventions ont été couronnées de succès.

Compte tenu des deux campagnes de purge des ouvrages hydrauliques traversants réalisées en 2010 et 2015, on peut considérer aujourd'hui que la probabilité de défaillance d'un ouvrage traversant en crue est de 1 % pour les ouvrages anciens, de 0,1 % pour les ouvrages rénovés avec une vanne et 0,01 % pour les ouvrages rénovés avec deux organes de fermeture.

Compte tenu du succès rencontré pour colmater les ouvrages défaillants et du fait que les libérations d'eau avant intervention sont « absorbées » par les canaux situés en aval, on considérera que ce scénario est acceptable dans l'état actuel ($P \approx 10^{-3}$) et dans l'état projet ($P << 10^{-3}$), sauf situation très particulière.

Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement
SYMADREM
des Digues du Delta du Rhône et de la Mer

SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT
RIVE GAUCHE DU RHONE
ET DES TRAVAUX DE CREATION D'UNE DIGUE ENTRE TARASCON ET ARLES ET MESURES ASSOCIEES



RUBRIQUE N°8B : IDENTIFICATION ET CARACTERISATION DES RISQUES EN TERMES DE PROBABILITE D'OCCURRENCE (CALCULS)

SOMMAIRE

1 Presentation de la Méthodologie 4
1.1 Introduction 4
1.2 Les données géométriques 4
1.3 Les niveaux de crue 5
1.4 Les retour d'expérience 6
1.5 Les caractéristiques de site 7
1.6 Cote de sureté 8
1.7 Les données intermédiaires 8
1.8 Les calculs de probabilité 8
1.9 Les zones maçonnées 11
2 Résultats en état final, digues de premier rang 14
2.1 Présentation 14
2.2 Digue de la Montagnette Nord 19
2.3 Digue de la Montagnette Ouest 25
2.4 Quais de Tarascon Nord 29
2.5 Château Royal de Provence 32
2.6 Quais de Tarascon Sud 35
2.7 Site Industrialo Fluvial de Tarascon 39
2.8 Rideau de palplanches Fibre Excellence 44
2.9 Digue Tarascon-Arles : tronçon millénale Nord 48
2.10 Digue Tarascon-Arles : tronçon résistant à la surverse 53
2.11 Digue Tarascon-Arles : tronçon millénale Sud 58
2.12 Digue du Mas Molin 63
2.13 Digue Est du Port d'Arles 68
2.14 Chemin des ségonnaux 73
2.15 Quais d'Arles 77
2.16 Remblai de l'IRPA 82
2.17 Ecluse d'Arles 86
2.18 Digue de Barriol 89
2.19 Digue de Prends-té-Garde à Grand Mollégès 94
2.20 Route Départementale 35 99
2.21 Digue de Mas Thibert Amont 104
2.22 Digue de Mas Thibert à Boisviel 109
2.23 Digue de Boisviel à tour de Parade 114
2.24 Digue de Tour de Parade à Barcarin 119

2.25 Ecluse de Barcarin et digues de fermeture 124
2.26 Digue de Bois François Nord 129
2.27 Digue de Bois François Sud 134
2.28 Digue de Port Saint Louis 139
3 Résultats en état final, digues de second rang 144
3.1 Remblai ferroviaire mis en transparence 144
3.2 Digue Nord d'Arles 148
3.3 Rive Droite du Vigueirat, à l'Est d'Arles 158
3.4 Secteur de Fourchon 164
4 Résultats avant travaux 176
4.1 Digue de la Montagnette Nord 177
4.2 Site Industrialo Fluvial de Tarascon 182
4.3 Rideau de palplanches Fibre Excellence 187
4.4 Remblai ferroviaire 191
4.5 Secteur de Fourchon 196

1 PRESENTATION DE LA METHODOLOGIE

1.1 INTRODUCTION

Le système de protection de la zone protégée rive gauche comprend les digues allant du PR263 au PR 322.25.
Ce linéaire a été redécoupé en secteurs de 125m en moyenne : deux secteurs entre chaque borne. Sur ces derniers a été mené un calcul de probabilité de rupture vis-à-vis des scénarii retenus en rubrique 8a.
La source des données est présentée ci-après ; les calculs menés sont ceux explicités dans la rubrique 8a.

1.2 LES DONNEES GEOMETRIQUES

			Piste et pied de digue aval		Talus aval	Crête		Talus amont	Piste et pied de digue amont		
Rhône / rive	PR	Fruit du talus aval	*hauteur aval*	*Côte pied de digue aval*	largeur talus aval	*Côte crete*	largeur crete	Largeur du talus amont	*Côte pied de digue amont*	*hauteur amont*	Fruit du talus amont
RG	263,25	2,36	***6,01***	***8,55***	10,35	***14,56***	4,18	10,00	***8,77***	***5,79***	2,31
RG	263,375	2,23	***6,11***	***8,45***	10,21	***14,56***	4,52	10,11	***8,71***	***5,85***	2,34
RG	263,5	2,33	***6,14***	***8,51***	10,51	***14,65***	4,31	10,07	***8,82***	***5,83***	2,40
RG	263,625	2,40	***6,06***	***8,40***	11,17	***14,46***	3,78	10,50	***8,63***	***5,83***	2,38
RG	263,75	2,40	***6,23***	***8,22***	11,48	***14,45***	4,25	10,52	***8,63***	***5,82***	2,45
RG	263,875	2,40	***6,28***	***8,15***	11,99	***14,43***	3,89	10,64	***8,72***	***5,71***	2,49
RG	264	2,30	***6,05***	***8,37***	11,06	***14,42***	4,14	10,71	***8,73***	***5,69***	2,54
RG	264,125	2,35	***5,66***	***8,72***	10,44	***14,38***	4,50	7,25	***11,01***	***3,37***	3,61
RG	264,25	2,57	***6,07***	***8,33***	11,38	***14,40***	4,56	9,33	***8,91***	***5,49***	2,26
RG	264,375	2,65	***6,43***	***7,89***	13,09	***14,32***	3,86	10,46	***8,38***	***5,94***	2,29
RG	264,5	2,75	***6,40***	***7,90***	13,75	***14,30***	3,39	10,20	***8,30***	***6,00***	2,19
RG	264,625	2,40	***6,24***	***8,07***	11,92	***14,31***	3,31	10,17	***8,36***	***5,95***	2,23
RG	264,75	2,12	***5,69***	***8,66***	9,58	***14,35***	3,06	9,44	***8,63***	***5,72***	2,10
RG	264,875	2,52	***5,33***	***8,86***	10,12	***14,19***	3,51	10,35	***8,52***	***5,67***	2,35
RG	265	2,38	***5,47***	***8,68***	10,09	***14,15***	3,56	11,52	***9,41***	***4,74***	3,26
RG	265,125	2,53	***5,24***	***8,82***	9,60	***14,06***	4,13	8,56	***8,95***	***5,11***	2,30

Figure 1 : Extrait du tableur de calcul : Données géométriques

1.2.1 Campagne Flimap 2007

En 2007, Flimap a réalisé des levés topographiques en continu des digues fluviales du SYMADREM par technique laser aéroportée. Ils ont également réalisés des plans topographiques à l'échelle 1/500ème, des profils en long et en travers, des modèles numérique de terrain et d'élévation et des photos géo-référencées et ortho-rectifiées.

Les coordonnées et les altitudes des pieds de digue, des points à 20m des pieds et de la crête ont ensuite étaient extraites tous les 0.125PR.

Pour les tronçons ayant subi des travaux depuis 2007, ou qui vont être repris à court terme, les différentes sources citées ci-après ont été utilisées.

1.2.2 Les levés TOPO

Suite à la rehausse du muret de la digue de la montagnette, un relevé topographique a été réalisé ; c'est ce dernier qui a été utilisé pour le niveau de la crête et donc le calcul de la revanche.

1.2.3 Les données projet

Pour certains travaux récents, dont les DOE n'ont pas encore été réalisés, les altitudes prévues lors de la phase projet ont été réutilisée.
C'est le cas au niveau du remblai de l'IRPA, avec les travaux de rehausse, au niveau de la digue de Barriol avec également des travaux de rehausse, et pour la digue sud avec les travaux de reconstruction de la digue.

Sur les tronçons qui seront prochainement réalisés, c'est-à-dire le confortement du parement aval de la digue de la montagnette, la rehausse du SIF de Tarascon et la réalisation de la digue Tarascon-Arles, ce sont également des données projet qui ont été utilisées pour décrire l'état post-travaux.

1.2.4 BDT Rhône

L'état actuel du SIF Tarascon a été décrit, d'un point de vue topographique, via les données de la BDT Rhône (Base de Données Topographiques le long du Rhône), qui ont été obtenues par LIDAR. Les limites de la digue (crête et pieds) ont été estimées à partir de ces données.

1.2.5 La bathymétrie

Différentes campagnes de relevés bathymétriques ont été réalisées sur le secteur du Symadrem ; les données utilisées sont celles issues de la campagne la plus récente, celle de 2006 de la CNR sur le Rhône et le grand Rhône. Un levé a été réalisé tous les 50 à 500m suivant les secteurs, et les données ont été extrapolées si nécessaire.

1.3 LES NIVEAUX DE CRUE

		Les niveaux et hauteurs																				
		Niveau de crue							Hauteur d'eau / TN Aval							Hauteur d'eau / TN Amont (en vert: pas en eau)						
Rhône / rive	PR	7200	8500	9500	10500	11500	12500	14160	7200	8500	9500	10500	11500	12500	14160	7200	8500	9500	10500	11500	12500	14160
GRG	289,5	4,44	5,07	5,41	5,75	6,22	6,43	6,54	-0,06	0,57	0,91	1,25	1,72	1,93	2,04	0,00	0,23	0,57	0,91	1,38	1,59	1,70
GRG	289,625	4,42	5,06	5,40	5,74	6,21	6,42	6,53	-0,08	0,56	0,90	1,24	1,71	1,92	2,03	0,00	0,26	0,60	0,94	1,41	1,62	1,73
GRG	289,75	4,41	5,06	5,40	5,73	6,20	6,41	6,52	-0,09	0,56	0,90	1,23	1,70	1,91	2,02	0,07	0,72	1,06	1,39	1,86	2,07	2,18
GRG	289,875	4,40	5,05	5,40	5,73	6,20	6,41	6,51	-0,10	0,55	0,90	1,23	1,70	1,91	2,01	0,58	1,23	1,58	1,91	2,38	2,59	2,69
GRG	290	4,38	5,05	5,39	5,72	6,19	6,40	6,51	-0,12	0,55	0,89	1,22	1,69	1,90	2,01	0,52	1,19	1,53	1,86	2,33	2,54	2,65
GRG	290,125	4,37	5,04	5,39	5,72	6,19	6,40	6,50	-0,13	0,54	0,89	1,22	1,69	1,90	2,00	0,29	0,96	1,31	1,64	2,11	2,32	2,42
GRG	290,25	4,36	5,04	5,38	5,71	6,18	6,39	6,50	-0,14	0,54	0,88	1,21	1,68	1,89	2,00	0,10	0,78	1,12	1,45	1,92	2,13	2,24
GRG	290,375	4,35	5,03	5,38	5,71	6,18	6,39	6,50	-0,15	0,53	0,88	1,21	1,68	1,89	2,00	0,04	0,72	1,07	1,40	1,87	2,08	2,19
GRG	290,5	4,33	5,03	5,37	5,70	6,17	6,39	6,50	-0,17	0,53	0,87	1,20	1,67	1,89	2,00	0,64	1,34	1,68	2,01	2,48	2,70	2,81
GRG	290,625	4,32	5,03	5,37	5,70	6,17	6,38	6,49	-0,18	0,53	0,87	1,20	1,67	1,88	1,99	0,57	1,28	1,62	1,95	2,42	2,63	2,74
GRG	290,75	4,31	5,03	5,37	5,70	6,17	6,38	6,49	-0,19	0,53	0,87	1,20	1,67	1,88	1,99	0,83	1,55	1,89	2,22	2,69	2,90	3,01
GRG	290,875	4,29	5,02	5,36	5,69	6,17	6,38	6,49	-0,21	0,52	0,86	1,19	1,67	1,88	1,99	0,89	1,62	1,96	2,29	2,77	2,98	3,09
GRG	291	4,28	5,02	5,36	5,69	6,16	6,37	6,48	-0,86	-0,12	0,22	0,55	1,02	1,23	1,34	0,00	0,00	0,20	0,53	1,00	1,21	1,32
GRG	291,125	4,27	5,01	5,35	5,68	6,15	6,36	6,47	-0,23	0,51	0,85	1,18	1,65	1,86	1,97	0,00	0,40	0,74	1,07	1,54	1,75	1,86
GRG	291,25	4,25	5,00	5,34	5,67	6,14	6,35	6,46	-0,25	0,50	0,84	1,17	1,64	1,85	1,96	0,62	1,37	1,71	2,04	2,51	2,72	2,83

Figure 2 : Extrait du tableur de calcul : Données hydrauliques

1.3.1 Crue 7000 et 8500 m3/s

Pour estimer les niveaux d'eau des deux crues les plus faibles étudiées, ce sont les relevés limnimétriques le long du fleuve qui ont été utilisés. En effet la crue de novembre 2014 avait

un débit proche des 7000 m3/s, et celle de 2002 était d'environ 8500m3/s ; les niveaux maximum relevés sur les différentes stations de la CNR ont alors été utilisés. Ces stations sont situées, pour le linéaire concerné, au niveau de l'usine de Vallabrègues, Tarascon, Arles, Terrin et Grand Boisviel ; le niveau de la mer est également relevé. Entre ces points une régression linéaire a été effectuée pour avoir des données tous les 0.125PR.

1.3.2 Les crues de 9500m3/s et plus

Les crues supérieures ou égales à 9500m3/s ont générées des brèches ce qui fausse les niveaux attendus.
Les données sont alors issues de l'étude de calage réalisée en 2007. L'ensemble du delta a été modélisé (un modèle par bras du Rhône) et les coefficients du modèle ont été calés avec le retour d'expérience de la crue de 2003. Les données de niveau peuvent donc également être connues lors d'une crue donnée, après la réalisation et le confortement des ouvrages.

1.3.3 Les digues de second rang

Ces ouvrages ne sont pas sollicités, vis-à-vis des crues du Rhône, jusqu'à la crue centennale. Pour la digue Nord il n'y a pas d'eau et pour le Vigueirat un relevé limnimétrique a été réalisé par le Symadrem au niveau des ponts afin d'avoir le niveau hors crue.
Pour les crues plus importantes, les données sont issues de l'étude de ressuyage des eaux déversées en rive gauche du Rhône entre Tarascon et Arles.

1.4 LES RETOUR D'EXPERIENCE

		Informations											
Rhône / rive	PR	Type conception	Présence racines	Présence fissures	Type OHT	Sables fondation	Historique brèche	Grave suffusive	Matériaux A2	Type perré	Parement aval	type revêtement berge	Config. Stabilité
RG	269,25	6	4	3	0	2	1	3	NON	1	2	2	A
RG	269,375	6	4	3	0	2	1	3	NON	1	2	2	A
RG	269,5	6	4	3	14	2	1	3	NON	1	2	2	A
RG	269,625	6	4	3	0	2	1	3	NON	1	2	1	A
RG	269,75	6	4	3	14	2	1	3	NON	1	2	1	A
RG	269,875	9	1	1	1	2	1	1	NON	2	8	1	A
RG	270	9	1	1	0	4	1	1	NON	2	8	1	A
RG	270,125	9	1	1	0	4	1	1	NON	2	8	1	A
RG	270,25	9	1	1	7	4	1	1	NON	2	8	1	A
RG	270,375	9	1	1	0	4	1	1	NON	2	8	1	A
RG	270,5	10	4	3	13	4	1	2	NON	1	3	1	A
RG	270,625	10	4	3	0	4	1	2	NON	1	3	1	A
RG	270,75	10	4	3	0	4	1	2	NON	1	3	1	A
RG	270,875	10	4	3	0	4	1	2	NON	1	3	1	A
RG	271	10	4	3	0	4	1	2	NON	1	3	1	A
RG	271,125	10	4	3	0	4	1	2	NON	1	3	1	A

Figure 3 : Extrait du tableur de calcul : Caractéristiques de site et retours d'expérience

Les différents désordres rapportés dans les ouvrages historiques, lors des Visites de Surveillance Programmées des Gardes Digue, lors des Visites Techniques Approfondies ou à la suite d'une crue ont été rassemblées et cartographiées.
Ce sont ces cartes qui ont été utilisées pour renseigner l'historique de brèche, les zones où ont été observés des terriers de fouisseurs ou des infiltrations et les zones où ont été créés des perrés au XIXème siècle.
La carrossabilité des digues en crête et en pied a été rapportée par les gardes digues qui utilisent au quotidien ces accès.

1.5 LES CARACTERISTIQUES DE SITE

1.5.1 Les racines

Les photos aériennes de Flimap ont été utilisées pour localiser les zones avec des arbres sur les parements et en pied.

1.5.2 Les fissures

Les cartes de retour d'expérience ont été utilisées pour localiser les zones de d'infiltration et de terriers. Les DOE ont permis de savoir si des engraissements ont été effectués.

1.5.3 Les ouvrages et réseaux traversants

L'ensemble des ouvrages hydrauliques traversants sont connus des services du Symadrem et ils ont subis une inspection en 2015.
Pour les réseaux situés sur des zones de travaux récents des vues en plan avec la localisation des réseaux, et les éventuels travaux de dévoiement réalisés, été disponibles. Pour les autres secteurs des DT ont été lancées et analysée ce qui a permis de localiser les réseaux.
Les données issues de ces trois sources ont été compilées et cartographiées.

1.5.4 Le type de conception

La connaissance des travaux réalisés au cours des dernières années soit par la connaissance des agents soit par les DOE pour les travaux plus récents ont permis de donner quelques caractéristiques tels que :

- Présence d'un grillage anti-fouisseur
- Présence d'un masque amont en matériaux A2
- Présence d'un filtre
- Présence d'un système de drainage
- Nature parement aval et son engraissement éventuel
- Calculs de stabilité pour les structures maçonnées

1.5.5 Les données géotechniques

Différentes campagnes géotechniques ont été menées, en général avant des travaux importants. Les secteurs les mieux investigués sont donc la digue de la Montagnette Nord, le remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles (ainsi que l'emplacement de la future digue) et la digue Sud d'Arles.
Les données issues de ces campagnes ont été assemblées afin de tracer un profil en long. Cela a permis de repérer la profondeur et l'épaisseur des sables en fondation ainsi que les couches de graves dans la digue.
Pour les zones non investiguées des valeurs sécuritaires de 1m de profondeur et 5m d'épaisseur ont été retenues.

1.5.6 Revêtement de berge

Lorsque le ségonnal était faible, la nature de la berge a pu être renseignée suite aux inspections des berges réalisées en bateau lors de la période d'étiage d'été 2015.

1.6 COTE DE SURETE

Pour les calculs de probabilité de repérage des désordres et d'intervention, cela dépend de la présence d'agents sur les digues et donc du niveau d'alerte du PGOPC. A la mise en eau de la digue (alerte 2) la surveillance démarre ; à partir du moment où la cote de sureté est atteinte (alerte 4) la surveillance pédestre est arrêtée.
Le groupe d'alerte de l'ouvrage a été déterminé lors de la mise en place du PGOPC ; la cote de sureté des ouvrage a d'abord été établie à dire d'expert.

1.7 LES DONNEES INTERMEDIAIRES

1.7.1 Hauteurs d'eau et revanche

Les données géométriques de base, à savoir les coordonnées X,Y,Z des points formant le contour de la digue, ont permis de déterminer les pentes de talus. En compilant cela avec les données hydrauliques, la hauteur d'eau présente en pied amont, la hauteur d'eau par rapport à l'aval ou la revanche par rapport à la crête ont été déterminées.

1.7.2 Pente hydraulique

Afin de pallier aux irrégularités induites par le modèle sur les hauteurs d'eau, la pente hydraulique a été déterminée en effectuant une moyenne sur 1PR, en calculant la différence de niveau et la longueur de la digue qui, du fait de la courbure du fleuve, ne fait pas toujours 1km.

1.7.3 Gradients hydrauliques

Afin de calculer le gradient hydraulique au niveau des différentes irrégularités potentielles, les données géométriques ont été exploitées pour calculer la largeur de la digue et ainsi la longueur du chemin hydraulique ; les données hydrauliques ont ensuite permis de calculer les gradients.

1.8 LES CALCULS DE PROBABILITE

1.8.1 Les résultats recherchés

Les calculs ont été menés séparément pour les différents scénarii de brèche et pour chacune des crues étudiées.
Les résultats sont ensuite calculés en probabilité annuelle pour chaque scénario d'un côté et en probabilité de brèche pour une crue donnée d'un autre côté.
Enfin il a été calculé une probabilité annuelle globale.

		14160												
Rive	PR	Erosion de conduit	Erosion long OHT	Erosion racine	Erosion fissure	Erosion regressive	Erosion de contact	Suffusion interne	Surverse	Affouillement	Glissement aval	Glissement amont	Stabilité	Stabilité muret	TOTAL
GRG	315,25	6,61E-02	0,00E+00	1,30E-02	6,61E-02	2,53E-29	3,91E-15	8,26E-03	5,12E-03	1,00E-12	8,95E-15	3,90E-47	0,00E+00	0,00E+00	1,50E-01
GRG	315,375	6,53E-02	0,00E+00	1,29E-03	6,43E-02	1,06E-25	1,52E-16	7,21E-03	5,32E-03	1,00E-12	4,05E-16	1,16E-42	0,00E+00	0,00E+00	1,37E-01
GRG	315,5	5,91E-02	0,00E+00	1,17E-03	5,83E-02	2,61E-26	8,36E-17	7,02E-03	2,85E-02	1,00E-12	5,77E-13	5,55E-47	0,00E+00	0,00E+00	1,43E-01
GRG	315,625	5,84E-02	0,00E+00	1,15E-03	5,75E-02	1,73E-27	5,67E-14	9,23E-03	4,17E-03	1,00E-12	6,88E-33	3,38E-18	0,00E+00	0,00E+00	1,25E-01
GRG	315,75	6,01E-02	0,00E+00	1,18E-03	5,92E-02	2,44E-22	1,45E-15	7,94E-03	5,48E-03	1,00E-12	2,16E-48	8,30E-16	0,00E+00	0,00E+00	1,29E-01
GRG	315,875	5,90E-02	0,00E+00	1,16E-03	5,81E-02	4,51E-20	6,96E-15	8,45E-03	1,88E-05	1,00E-12	1,89E-22	2,42E-11	0,00E+00	0,00E+00	1,22E-01
GRG	316	5,98E-02	0,00E+00	1,18E-03	5,90E-02	5,71E-21	9,09E-16	7,67E-03	9,84E-03	1,00E-12	1,48E-06	1,11E-28	0,00E+00	0,00E+00	1,32E-01
GRG	316,125	6,45E-04	0,00E+00	1,27E-03	1,27E-04	1,27E-32	1,35E-05	8,55E-03	1,00E-06	6,98E-07	1,50E-05	1,00E-05	0,00E+00	0,00E+00	1,06E-02
GRG	316,25	6,44E-04	0,00E+00	1,27E-03	1,27E-04	0,00E+00	1,32E-05	8,54E-03	1,00E-06	6,98E-07	1,50E-05	1,00E-05	0,00E+00	0,00E+00	1,06E-02
GRG	316,375	6,43E-04	0,00E+00	1,27E-03	1,27E-04	0,00E+00	1,29E-05	8,53E-03	1,00E-06	6,98E-07	1,50E-05	1,00E-05	0,00E+00	0,00E+00	1,06E-02
GRG	316,5	8,06E-04	0,00E+00	1,59E-03	1,59E-04	2,49E-27	5,72E-07	7,66E-03	1,00E-06	6,98E-07	1,50E-04	1,00E-05	0,00E+00	0,00E+00	1,03E-02
GRG	316,625	8,04E-04	0,00E+00	1,58E-03	1,58E-04	9,05E-17	5,21E-07	7,63E-03	1,00E-06	6,98E-07	1,50E-04	1,00E-05	0,00E+00	0,00E+00	1,03E-02
GRG	316,75	1,02E-05	9,28E-10	3,98E-10	3,98E-10	1,69E-124	1,53E-18	7,86E-08	2,13E-07	3,70E-13	1,00E-06	5,50E-06	0,00E+00	0,00E+00	1,70E-05
GRG	316,875	1,52E-06	7,61E-11	2,91E-10	2,91E-10	4,60E-26	3,40E-14	1,20E-07	2,13E-07	3,70E-13	1,00E-06	5,50E-06	0,00E+00	0,00E+00	8,35E-06
GRG	317	1,43E-06	0,00E+00	2,76E-10	2,76E-10	4,99E-08	4,59E-12	1,45E-07	2,13E-07	2,11E-07	1,00E-06	5,50E-06	0,00E+00	0,00E+00	8,55E-06
GRG	317,125	6,63E-06	7,61E-09	2,90E-10	2,90E-10	1,88E-10	9,20E-12	1,49E-07	2,60E-07	1,75E-07	1,00E-06	5,50E-06	0,00E+00	0,00E+00	1,37E-05
GRG	317,25	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,30E-06	1,20E-09	1,37E-04	2,13E-07	8,36E-08	1,00E-06	5,50E-06	0,00E+00	0,00E+00	1,46E-04

Figure 4 : Extrait du tableur de calcul : Probabilités de brèche pour une crue de 14160m3/s

		Probabilité de brèche par crue							Probabilité annuelle de brèche
Rhône / rive	PR	7200	8500	9500	10500	11500	12500	14160	
GRG	292,75	1,51E-06	1,51E-06	1,51E-06	1,51E-06	1,64E-06	1,67E-06	1,72E-06	7,59E-07
GRG	292,875	1,51E-06	1,51E-06	1,51E-06	1,51E-06	1,66E-06	1,70E-06	1,75E-06	7,59E-07
GRG	293	1,07E-06	1,07E-06	1,07E-06	1,07E-06	1,07E-06	1,55E-06	1,63E-06	5,38E-07
GRG	293,125	1,03E-06	1,03E-06	1,03E-06	1,20E-06	3,29E-04	5,95E-04	7,40E-04	8,19E-06
GRG	293,25	1,07E-06	1,28E-06	1,24E-04	5,86E-04	9,78E-04	1,14E-03	1,22E-03	3,09E-05
GRG	293,375	1,37E-03	2,11E-03	2,60E-03	3,14E-03	3,86E-03	4,31E-03	4,61E-03	8,43E-04
GRG	293,5	3,91E-04	6,01E-04	7,30E-04	8,71E-04	1,06E-03	1,13E-03	1,17E-03	2,39E-04
GRG	293,625	1,08E-06	1,08E-06	1,26E-06	1,22E-04	5,66E-04	7,11E-04	7,89E-04	1,28E-05
GRG	293,75	1,15E-03	1,62E-03	1,99E-03	2,42E-03	3,01E-03	3,45E-03	3,70E-03	6,87E-04
GRG	293,875	2,41E-03	2,97E-03	3,31E-03	3,69E-03	4,25E-03	4,53E-03	4,67E-03	1,32E-03
GRG	294	1,45E-03	1,88E-03	2,20E-03	2,70E-03	3,43E-03	3,78E-03	3,95E-03	8,33E-04
GRG	294,125	5,66E-03	6,71E-03	7,41E-03	8,25E-03	9,48E-03	1,01E-02	1,04E-02	3,06E-03
GRG	294,25	1,55E-03	1,56E-03	1,90E-03	2,15E-03	2,80E-03	3,13E-03	3,31E-03	8,21E-04
GRG	294,375	2,03E-04	2,03E-04	2,03E-04	2,41E-04	6,33E-04	7,53E-04	8,30E-04	1,10E-04
GRG	294,5	6,14E-06	6,14E-06	6,14E-06	6,35E-06	3,64E-04	5,09E-04	5,77E-04	1,01E-05
GRG	294,625	1,51E-03	1,54E-03	1,57E-03	2,11E-03	6,99E-02	8,42E-02	8,89E-02	1,99E-03
GRG	294,75	7,11E-04	7,11E-04	7,11E-04	7,11E-04	9,12E-02	1,42E-01	1,54E-01	2,24E-03
GRG	294,875	5,89E-04	5,89E-04	5,89E-04	7,05E-04	1,33E-02	1,84E-02	4,07E-02	5,85E-04
GRG	295	4,57E-03	4,57E-03	4,57E-03	4,71E-03	1,97E-02	2,32E-02	3,24E-02	2,58E-03
GRG	295,125	2,47E-03	2,47E-03	2,47E-03	2,59E-03	1,71E-02	4,08E-02	6,39E-02	1,70E-03
GRG	295,25	1,53E-03	1,53E-03	1,53E-03	1,53E-03	1,63E-02	1,94E-02	2,06E-02	1,03E-03
GRG	295,375	7,74E-04	7,74E-04	7,74E-04	9,00E-04	1,47E-02	3,46E-02	5,66E-02	8,16E-04
GRG	295,5	7,29E-04	7,29E-04	7,29E-04	8,53E-04	1,38E-02	2,96E-02	5,38E-02	7,51E-04

Figure 5 : Extrait du tableur de calcul : Probabilités de brèche par crue et annuelle (tous scénarii considérés)

1.8.2 Probabilité de rupture mécanique

		7200							
Rhône / rive	PR	Gradient initiation	F critere de claquage	P localisation	P claquage	P initiation	P non filtration	P progression	P rupture mécanique
		H am/ L terrier	delta rho*L*SIN(2*ATAN(1/fruit aval))/(2*rho eau*Ham) SI fruit nul, F=0 Un coefficient de 1,3 est ajouté afin de prendre en compte le caractere 3D	fonction du type de conception: tableau 1	exp(-exp((F-1,131)/0,103)) ou valeur du tableau 9 Bornée à 0,001	A2 -> EXP(-EXP(-(1/2*R*alpha*rho eau*g*i-63,3)/22,5)) Autre -> (1/240*R*alpha*rho eau*g*i)^0,6	Fonction du filtre; tableau 6	EXP(-EXP(-(11,18-22,73*revanche/hauteur talus aval))) Borné à 0,01	∏ Proba mécaniques
RG	269,125	0,108701886	1,03E-01	1,00E-03	1,00E+00	6,86E-01	1,00E+00	1,00E-02	6,86E-06
RG	269,25	0,089060938	1,91E-01	1,00E-03	1,00E+00	6,08E-01	1,00E+00	1,00E-02	6,08E-06
RG	269,375	0,077394501	2,18E-01	1,00E-03	1,00E+00	5,59E-01	1,00E+00	1,00E-02	5,59E-06
RG	269,5	0,23682012	4,46E-02	1,00E-03	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E-02	1,00E-05
RG	269,625	0,233501251	4,61E-02	1,00E-03	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E-02	1,00E-05
RG	269,75	0,218203811	5,18E-02	1,00E-03	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E-02	1,00E-05
RG	269,875	0	0,00E+00	0,00E+00	1,00E-03	0,00E+00	1,00E+00	1,00E-02	0,00E+00

Figure 6 : Extrait du tableur de calcul : Calcul probabilités de rupture mécaniques vis-à-vis de l'érosion d'un terrier lors d'une crue de 7200m3/s

Les calculs de probabilité menés sont ceux décrits dans la rubrique 8a.
On retrouve donc les probabilités de localisation, claquage, initiation, non filtration et progression qui mènent à la probabilité de rupture mécanique.
Le linéaire considéré n'est pas uniquement constitué de digues en terres, des ouvrages maçonnés font partis du système de protection contre les crues. Pour ces derniers des probabilités de perte de stabilité de l'ouvrage et/ou du parapet ont été considérées.

La capacité d'intervention du Symadrem en cas de début de désordre permet de faire baisser la probabilité de brèche. Ainsi la probabilité de rupture présentée par scénario et par crue prend en compte les probabilités de non détection et de non intervention.

Rive	PR	P rupture mécanique	Temps de rupture	P non detection	P non interventio n	Prob rupture
		∏ Proba mécaniques	A2 -> 0,86/i Autre -> 0,06/i	1-T rupture/Pas de surveillance (fonction du groupe d'alerte)	Carrossable: 3/T rupture Non Carrossable: 24/T rupture	Proba mécaniques* (P non detection + P detection * P non intervention)
GRG	317,875	**1,56E-06**	1,02E+01	1,00E-01	2,95E-01	5,72E-07
GRG	318	**6,44E-07**	1,24E+01	1,00E-01	2,42E-01	2,05E-07
GRG	318,125	**4,76E-04**	1,31E+01	1,00E-01	2,29E-01	1,46E-04
GRG	318,25	**7,72E-05**	1,81E+01	1,00E-01	1,65E-01	1,92E-05
GRG	318,375	**4,20E-04**	1,35E+01	1,00E-01	2,22E-01	1,26E-04
GRG	318,5	**1,86E-03**	9,77E+00	1,00E-01	3,07E-01	7,02E-04
GRG	318,625	**1,22E-03**	1,08E+01	1,00E-01	2,77E-01	4,27E-04
GRG	318,75	**9,11E-04**	1,16E+01	1,00E-01	2,59E-01	3,04E-04
GRG	318,875	**1,15E-03**	1,10E+01	1,00E-01	2,72E-01	3,96E-04
GRG	319	**1,92E-03**	9,71E+00	1,00E-01	3,09E-01	7,28E-04
GRG	319,125	**2,31E-03**	9,25E+00	1,00E-01	3,24E-01	9,05E-04

Figure 7 : Extrait du tableur de calcul : Calcul probabilités de rupture vis-à-vis de l'érosion d'un terrier lors d'une crue de 10500m3/s

1.9 LES ZONES MAÇONNEES

Certains tronçons ne sont pas des digues en terres mais des ouvrages maçonnés, c'est entre autre le cas des quais.
Les calculs menés de façon systématiques ne sont donc pas toujours représentatifs, c'est le cas notamment de l'érosion de terrier ou du glissement de talus. Inversement la stabilité de l'ouvrage et/ou du parapet sont à prendre en compte et ces calculs ne sont pas menés de façon automatique.

Pour la stabilité globale les résultats sont directement issus des études de dimensionnement ; pour les parapets la formule suivante a été utilisée :

$$P = \left(0{,}1.\frac{h}{H}\right)^2$$

Où h est la hauteur d'eau par rapport à la base du parapet et H la hauteur de ce dernier.
Les tableaux suivant récapitulent les différents scénarios retenus pour chaque tronçon.

Tableau 1 : Scénarios retenus par tronçon

	Montagnette Nord	Montagnette Ouest	Quais Tarascon Nord	Château Royal de Provence	Quais de Tarascon Sud	SIF Tarascon	Rideau de palplanches	Tronçon millénale Nord	Tronçon Résistant à la surverse	Tronçon millénale Sud	Mas Molin	Est du Port d'Arles	Chemin des Ségonnaux	Quais d'Arles	Remblai de l'IRPA	Ecluse d'Arles	Digue de Barriol	Digue Sud d'Arles	Route Départementale 35	Mas Thibert Amont	Mas Thibert - Boisviel	Boisviel - Parade	Parade - Barcarin	Ecluse de Barcarin (embouquement)	Bois François Nord	Bois François Sud	Port Saint Louis
1 Terrier	X		X			X		X	X	X	X	X				X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
2 OHT	X	X	X			X	X	X	X	X	X	X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
3 Racine	X		X			X		X	X	X	X	X				X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
4 Fissure	X		X			X		X	X	X	X	X				X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
5 Régressive	X	X	X		X	X		X	X	X	X	X	X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
6 Contact	X		X			X		X	X	X	X	X				X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
7 Suffusion	X		X			X		X	X	X	X	X				X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
8 Surverse	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
9 Affouillement	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
10 Glissement Av	X	X	X			X		X	X	X	X	X				X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
11 Glissement Am	X		X			X		X	X	X	X	X					X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
12 Stabilité				X	X		X							X		X											
13 Stabilité muret	X	X	X		X								X	X	X												

Tableau 2 : Scénarios retenus par tronçon ; digues second rang et tronçons qui vont être modifiés

	Remblai ferroviaire mis en transparence	Barreau Nord	Rocade	Vigueirat Est	Vigueirat Fourchon Nord	Vigueirat Fourchon Sud				Montagnette Nord - Actuel	SIF Tarascon - Actuel	Palplanches - Actuel	Remblai ferroviaire	Vig. Fourchon Nord - Actuel	Vig. Fourchon Sud - Actuel
1 Terrier	X	X	X	X	X	X				X	X		X	X	X
2 OHT	X	X	X	X	X	X				X	X	X	X	X	X
3 Racine	X	X	X	X	X	X				X	X		X	X	X
4 Fissure	X	X	X	X	X	X				X	X		X	X	X
5 Régressive	X	X	X	X	X	X				X	X		X	X	X
6 Contact	X	X	X	X	X	X				X	X		X	X	X
7 Suffusion	X	X	X	X	X	X				X	X		X	X	X
8 Surverse	X	X	X	X	X	X				X	X	X	X	X	X
9 Affouillement		X	X		X	X				X	X	X	X	X	X
10 Glissement Av		X	X	X	X	X				X	X		X	X	X
11 Glissement Am		X	X		X	X				X	X		X	X	X
12 Stabilité				X								X			
13 Stabilité muret										X					

2 RESULTATS EN ETAT FINAL, DIGUES DE PREMIER RANG

2.1 PRESENTATION

Après avoir été menés tous les 0.125PR, les résultats de calculs ont été regroupés par tronçon et sont présentés ci-dessous.
Les données de géométrie reprennent les principales informations en donnant les valeurs extrêmes, la moyenne et l'écart type.
Les données hydrauliques rappellent les niveaux d'eaux et les revanches associées ainsi que les gradients hydrauliques utilisés pour les calculs.
Lorsqu'il y en a, les informations concernant les batardeaux, et plus généralement les ouvertures, sont rassemblées dans le tableau batardeaux.
Les données de l'analyse fonctionnelle donnent les informations qui ont été entrées pour effectuer les calculs. Ce sont parfois des indices, les tableaux ci-dessous permettent de faire le lien entre indice et information. L'information concernant la carrossabilité est donnée en introduction avec le linéaire du tronçon.
Enfin sont donnés les résultats de calcul, à savoir les probabilités conditionnelles de chaque scénario, les probabilités conditionnelles globales et la probabilité maximale annuelle de brèche.
Une analyse des résultats est apportée. Et des graphiques permettent d'avoir une vision de la variation le long du tronçon.

Scénario 1 : érosion de conduit – trou de blaireau

Tableau 3 : Correspondance des indices pour le type de conception

Type de conception	Ind
Masque A2 côté amont + engraissement côté aval avec grillage	1
Masque A1+A2 côté amont + engraissement côté aval avec grillage	2
Nouvelle digue A1+A2 avec grillage	3
Nouvelle digue A1+A2 sans grillage	4
Engraissement amont sans grillage sans intervention coté aval	5
Digue adossée à un remblai CNR	6
Digue XIXème siècle avec perré(s) dans un état incertain	7
Digue confortée avec perré(s) rénové(s) en bon état	8
Rideau de palplanches	9
Digue XIX^{ème} siècle ou engraissement aval uniquement avec REX neutre	10
Digue XIX^{ème} siècle ou engraissement aval uniquement avec REX négatif	11

Type de perré :

Tableau 4 : Correspondance des indices pour le perré

Ouvrages	Ind
Digue avec perrés en mauvais état ou état incertain	1
Nouvelle digue	2

Bouchon : Si le talus a été rengraissé, la longueur du bouchon à faire claquer passe de 1 à 4m.

Matériaux : présence ou non de matériaux A2 dans le talus coté fleuve.

Filtration :

Tableau 5 : Correspondance des indices pour l'état du filtre

Etat du filtre	Ind
Absent	1
Présent mais caractéristiques non connues	2
Présent, caractéristiques légèrement en deçà des règles de l'art (incertitude drainage ou soulèvement)	3
Présent et correctement dimensionné (satisfaction de l'ensemble des fonctions requises)	4

Scénario 2 : érosion de conduit – ouvrage traversant

Tableau 6 : Correspondance des indices pour la transition des ouvrages traversants

Typologie de la transition	Ind
1°) Structure rigide réalisée sur l'ensemble de la traversée avec les composants suivants : - béton coulé pleine fouille, - coffrage de type NERLAT, - repiquage des parements béton après décoffrage, - géométrie des parements permettant un bon compactage (f < 10)	1
2°) Structure rigide non réalisée sur l'ensemble de la traversée (possibilité de tassement différentiel) avec les composants suivants : - béton coulé pleine fouille, - coffrage de type NERLAT, - repiquage des parements béton après décoffrage, - géométrie des parements permettant un bon compactage (f < 10)	2
3°) Réseau traversant la digue sans les composants précités (béton pleine fouille, Nerlat, bonne géométrie des parements, repiquage béton) avec : - compactage autour de l'ouvrage probablement satisfaisant - étanchéité externe de l'ouvrage probablement satisfaisante	3
4°) Réseau traversant la digue sans les composants précités (béton pleine fouille, Nerlat, bonne géométrie des parements, repiquage béton) avec : - compactage autour de l'ouvrage incertain ou douteux - étanchéité externe de l'ouvrage probablement satisfaisante	4
5°) Réseau traversant la digue sans les composants précités (béton pleine fouille, Nerlat, bonne géométrie des parements, repiquage béton) avec : - compactage autour de l'ouvrage probablement satisfaisant - étanchéité externe de l'ouvrage incertaine ou douteux	5
6°) Réseau traversant la digue sans les composants précités (béton pleine fouille, Nerlat, bonne géométrie des parements, repiquage béton) avec : - compactage autour de l'ouvrage incertain ou douteux	6

- étanchéité externe de l'ouvrage incertaine ou douteux	
7°) Réseau traversant un écran d'étanchéité (palplanches, paroi moulée, béton, perré) Présence d'injections/béton ou autre étanchéité autour de la fenêtre réalisée dans l'écran	7
8°) Réseau traversant un écran d'étanchéité (palplanches, paroi moulée, béton, perré) Traitement absent ou incertain de la fenêtre réalisée dans l'écran	8
9°) Transition entre deux remblais satisfaisante Présence de redans, ou d'écran correctement dimensionné	9
10°) Transition entre deux remblais incertaine	10
11°) Présence de perrés ou murs de retour sur les talus amont/aval ou écran anti-renards correctement dimensionnés le long de l'ouvrage traversant	11
12°) Présence de perrés ou murs de retour sur les talus amont/aval ou écran anti-renards (dimensionnement incertain) le long de l'ouvrage traversant	12
13°) Réseau en profondeur, fonçage présumé ou certain (Electricité/Fibre/Telecom)	13
14°) Canalisation en profondeur, fonçage présumé ou certain (Eau/Gaz/Hydrocarbure)	14

Pour les matériaux et la filtration, ce sont les mêmes données que pour le scénario 1.

Scénario 3 : érosion de conduit – racine

Tableau 7 : Correspondance des indices pour l'érosion le long d'une racine

Situation rencontrée	Ind
Digue récemment confortée (étanchéité restaurée par remblai compacté, perré, rideau….)	1
Digue du XIXème siècle sans arbre sur ou en pied de talus	2
Digue du XIXème siècle avec présence d'arbres en pied de talus (un côté)	3
Digue du XIXème siècle avec présence d'arbres en pied de talus (deux côtés)	4
Digue du XIXème siècle avec présence d'arbres sur un talus	5
Digue du XIXème siècle avec présence d'arbres sur les deux talus	6

Pour les matériaux et la filtration, ce sont les mêmes données que pour le scénario 1.

Scénario 4 : érosion de conduit – fissure

Tableau 8 : Correspondance des indices pour l'érosion dans une fissure

Situation rencontrée	Ind
Digue reconstruite intégralement récemment (post 1993) Digue avec rideau de palplanches central Digue avec perré rénové	1
Digue du XIX^{ème} siècle ayant fait l'objet d'un engraissement par l'amont ou par l'aval	2
Digue du XIX^{ème} siècle sans observation d'infiltrations et de terriers de blaireaux ou lapins par le passé	3
Digue du XIX^{ème} siècle avec observation d'infiltrations ou de terriers de blaireaux ou lapins par le passé	4

Pour les matériaux et la filtration, ce sont les mêmes données que pour le scénario 1.

Scénario 5 : érosion régressive

Tableau 9 : Correspondance des indices pour la présence de sable

Présence	Ind
1-Digue et fondation investiguées; Aucun élément si dessous	1
2- Sol de classe 5 suivant la classification de Robertson (1986) ou digue et fondation non investiguées	2
3- Alternance de sol de classe 5 et 6 suivant Robertson (1986) Et/ou présence d'un perré maçonnée sur la carte de 1876	3
4- Sol de classe 6 suivant la classification de Robertson (1986) Et/ou présence d'un paléochenal à proximité	4
5- Sable observée durant des travaux ou infiltrations observées en périodes de crues	5

Pour la filtration, ce sont les mêmes données que pour le scénario 1.

Scénario 6 : érosion de contact

Tableau 10 : Correspondance des indices pour l'érosion de contact

Présence	Ind
Pas d'anciennes brèches connues ou brèche reprise de façon définitive (perré, masque amont, rideau palplanches)	1
Autres brèches historiques	2
Brèches de 1993, 1994 et 2002 Réparées en urgence et non reprises depuis	3

Pour la stabilité et la filtration, ce sont les mêmes données que pour le scénario 1.

Scénario 7 : suffusion interne

Tableau 11 : Correspondance des indices pour la suffusion

Présence	Ind
1- Digues confortées avec rétablissement de l'étanchéité (masque amont, perré, rideau…)	1
2- Digue du XIX^{ème} siècle non confortée ayant fait l'objet de reconnaissances géotechniques sans détection de couche de grave dans le corps de digue	2
3- Digue du XIX^{ème} siècle non confortée n'ayant pas fait l'objet de reconnaissances géotechniques	3
4- Digue du XIX^{ème} siècle non confortée ayant fait l'objet de reconnaissances géotechniques avec détection de couche de grave dans le corps de digue	4

Pour la stabilité et la filtration, ce sont les mêmes données que pour le scénario 1.

Scénario 8 : érosion par surverse

Tableau 12 : Correspondance des indices pour le type de parement aval

Nature parement aval	Ind
résistant à la surverse	1
remblai	2
terre damée	3
terre confortée récemment	4
matériaux carrière	5
blocs 10/100kg	6
blocs perré maçonné	7
Palplanche	8

Scénario 9 : Affouillement de berge

Ce sont les données au niveau des zones de faible ségonnal (et donc risque plus important) qui sont renseignées.

Tableau 13 : Correspondance des indices pour la nature de la berge

Nature berge	Ind
herbacés	1
arbres	2
panneaux de fond	3
enrochements anciens	4
enrochements avec sabot	5
Fondation rocheuse ou palplanche	6

2.2 DIGUE DE LA MONTAGNETTE NORD

Le tronçon Montagnette Nord mesure 3.4km, il comprend les PR0.125 compris entre RG263 et 265.875; il est intégralement carrossable.

Tableau 14 : Synthèse de géométrie, tronçon Montagnette Nord

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	14,7	13,9	14,3	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	11,2	7,9	8,8	0,8
Cote à 20m du pdav	m NGF	11,0	7,7	8,5	0,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	12,1	8,3	9,1	0,9
Cote à 20m du pdam	m NGF	12,0	6,9	8,3	1,5
Hauteur de digue coté aval	m	6,5	2,7	5,5	0,9
Hauteur de digue côté amont	m	6,0	2,5	5,2	0,9
Fruit aval	L/V	8,0	2,5	2,7	1,1
Fruit amont	L/V	3,6	1,8	2,4	0,4
Largeur du ségonnal	m	3088	20	1088	1383

Ce tronçon est loin du Rhône, en revanche une lône est présente à minimum 20m du pied de digue ; sa bathymétrie est importante : environ 6.3m NGF.

Tableau 15 : Données hydrauliques, tronçon Montagnette Nord

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	0,0	8,8	5,2	13,6	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	0,0	10,7	3,2	13,4	0,1	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	10,8	11,2	2,7	3,4	0,1	0,1	0,0	0,0	0,6
10500	11,5	11,6	2,3	2,8	0,2	0,1	0,0	0,0	0,5
11500	12,3	12,3	1,6	2,0	0,2	0,2	0,0	0,0	0,3
12500	12,8	12,8	1,2	1,5	0,3	0,2	0,0	0,0	0,3
14160	13,3	13,3	0,7	1,0	0,3	0,2	0,0	0,0	0,2

Tableau 16 : Caractéristiques des batardeaux, tronçon Montagnette Nord

Caractéristiques				Hauteur de charge (m)						
PR	Id	Cote du fil d'eau	Hauteur	7200	8500	9500	10500	11500	12500	14160
264,1	RD35	12,9	1,35	-	-	-	-	-	-	0,4
264,15	P1	13,19	0,00	-	-	-	-	-	-	0,1
264,5	P2	13,04	0,00	-	-	-	-	-	-	0,3
265,02	Astier	12,44	1,45	-	-	-	-	-	0,3	0,8
265,5	RD81	12,92	1,00	-	-	-	-	-	-	0,4
265,85	VC	12,08	1,80	-	-	-	-	-	0,7	1,1

Caractéristiques du tronçon Montagnette Nord vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle :

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une digue confortée avec les perrés rénovés. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. La filtration est réalisée par un filtre aux caractéristiques non connues.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une structure rigide réalisée sur l'ensemble de la traversée. Les fonctions résistance et filtration sont similaires à celle du scénario 1.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. Les fonctions résistance et filtration sont similaires à celle des précédents scénarii.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. Les fonctions résistance et filtration sont similaires à celle des précédents scénarii.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques indiquent qu'il y a du sable de classe 5 en fondation, au niveau des anciennes brèches. La couche de sable, dont le toit est à 6m de profondeur, mesure 10m d'épaisseur. La filtration est réalisée par un filtre aux caractéristiques non connues.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il y a eu des brèches anciennes (avant 1993). Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La filtration est réalisée par un filtre aux caractéristiques non connues.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée et la couche de grave présente localement n'est pas contraignante. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La filtration est réalisée par un filtre aux caractéristiques non connues.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en matériaux de carrière.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 300m et la pente hydraulique est nulle, la digue étant perpendiculaire à l'écoulement ; la berge est recouverte d'arbres.

Tableau 17 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Montagnette Nord

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**7E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**7E-06**
9500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**7E-06**
10500	0	0	0	0	2E-11	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**8E-06**
11500	4E-10	0	7E-08	4E-08	2E-11	2E-13	2E-13	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**8E-06**
12500	3E-09	0	5E-07	3E-07	1E-10	8E-13	1E-12	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**9E-06**
14160	3E-06	0	1E-06	7E-07	2E-10	1E-12	5E-12	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**1E-05**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06		0	**8E-06**
8500	1E-08	0	3E-09	2E-09	2E-12	1E-14	0	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06		0	**8E-06**
9500	9E-07	4E-08	1E-07	1E-07	2E-10	7E-10	4E-09	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06		0	**9E-06**
10500	2E-05	3E-07	4E-06	2E-06	7E-10	4E-09	4E-08	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06		0	**4E-05**
11500	4E-05	8E-07	6E-06	4E-06	1E-09	5E-08	1E-07	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06		0	**6E-05**
12500	4E-05	1E-06	7E-06	4E-06	1E-09	3E-07	2E-07	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06		0	**7E-05**
14160	5E-05	1E-06	7E-06	5E-06	1E-09	1E-06	4E-07	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06		3E-04	**4E-04**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	5E-11	1E-06	6E-06		0	**8E-06**
8500	3E-07	0	8E-08	5E-08	2E-11	2E-13	0	1E-06	5E-11	1E-06	6E-06		0	**8E-06**
9500	3E-06	7E-07	4E-07	3E-07	5E-09	5E-09	2E-08	1E-06	5E-11	1E-06	6E-06		0	**1E-05**
10500	5E-04	5E-06	7E-05	5E-05	1E-08	1E-08	1E-07	1E-06	5E-11	1E-06	6E-06		0	**6E-04**
11500	8E-04	1E-05	1E-04	8E-05	2E-08	2E-07	3E-07	1E-06	5E-11	1E-06	6E-06		0	**1E-03**
12500	9E-04	1E-05	1E-04	9E-05	2E-08	1E-06	4E-07	1E-06	5E-11	1E-06	6E-06		0	**1E-03**
14160	1E-03	1E-05	1E-04	9E-05	2E-08	4E-06	1E-06	1E-06	5E-11	1E-06	6E-06		1E-03	**1E-03**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **8E-05**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Montagnette Nord est un évènement très improbable.

Jusqu'à une crue de 10500m^3/s, la création de brèche est quasiment impossible. A partir de 11500m^3/s cela devient très peu probable.

Le principal risque est l'érosion d'un conduit, situé au niveau de la maison du Garde-digue (RG 264.125) où le talus aval ne sera pas repris.

Lorsque le niveau d'eau atteint le parapet, la stabilité de ce dernier devient le risque majeur, en particulier autour du RG 265.125.

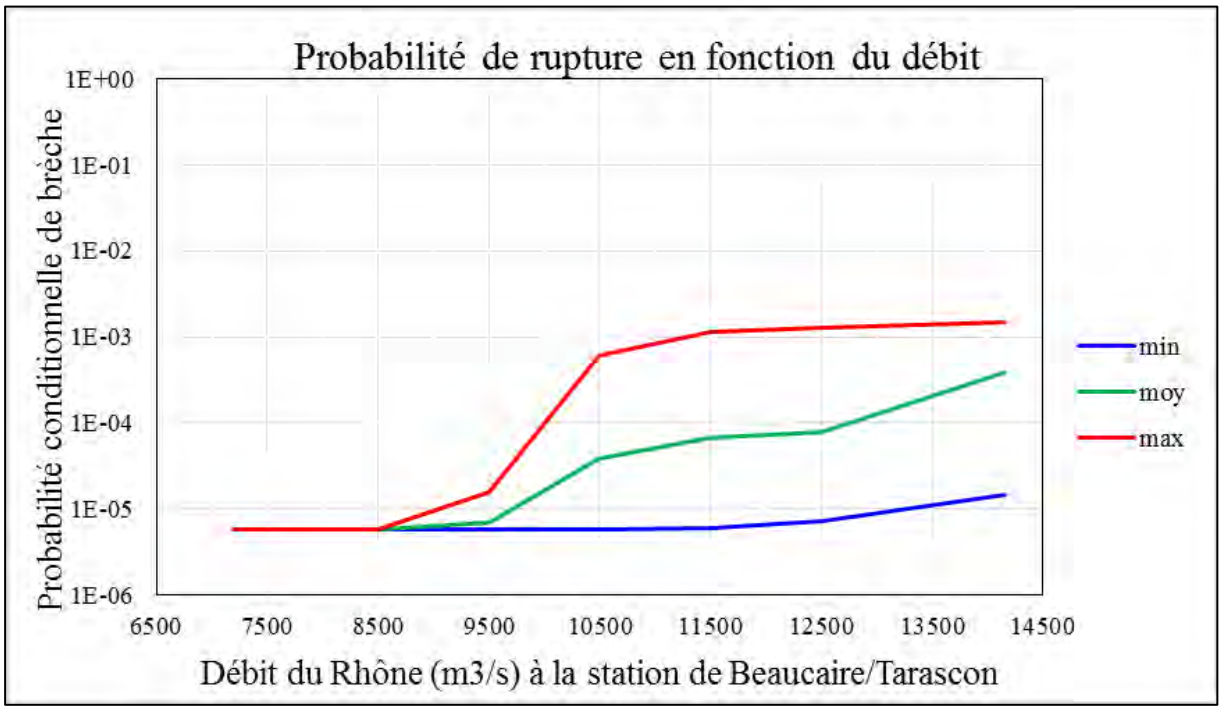


Figure 8 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Montagnette Nord

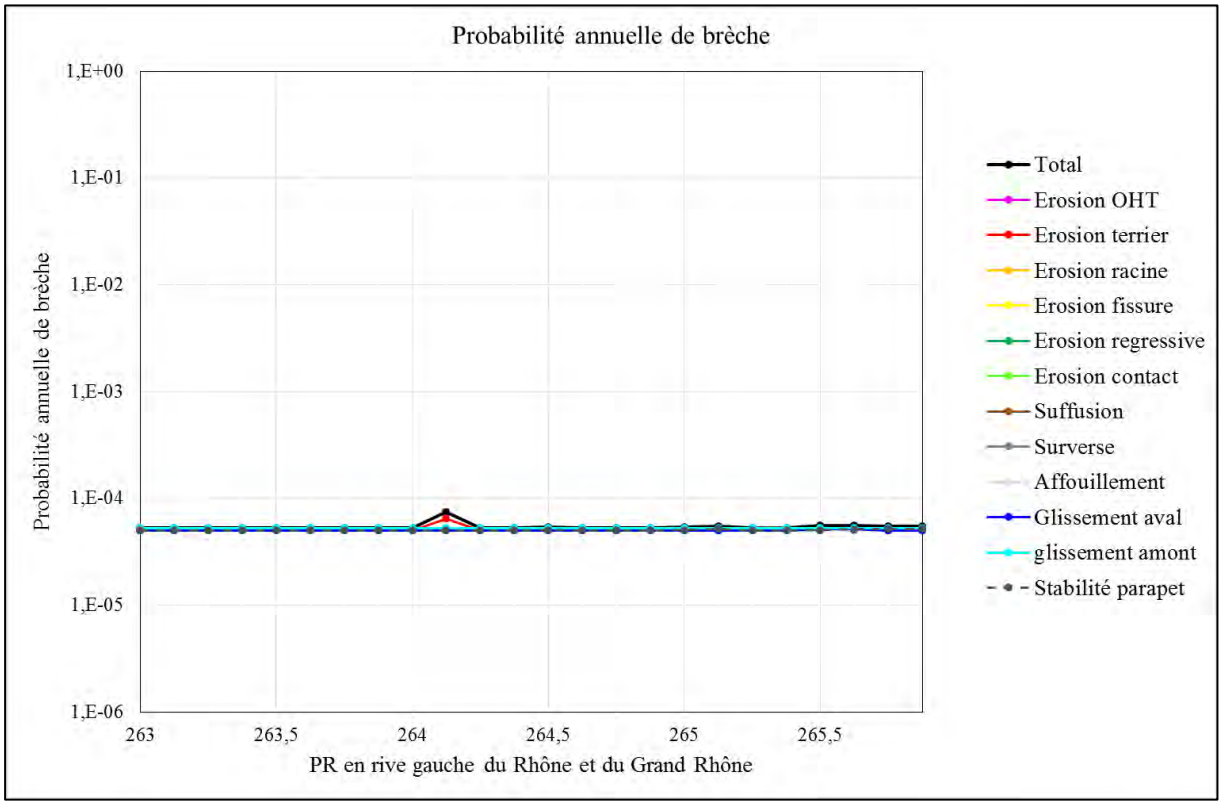


Figure 9 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Montagnette Nord

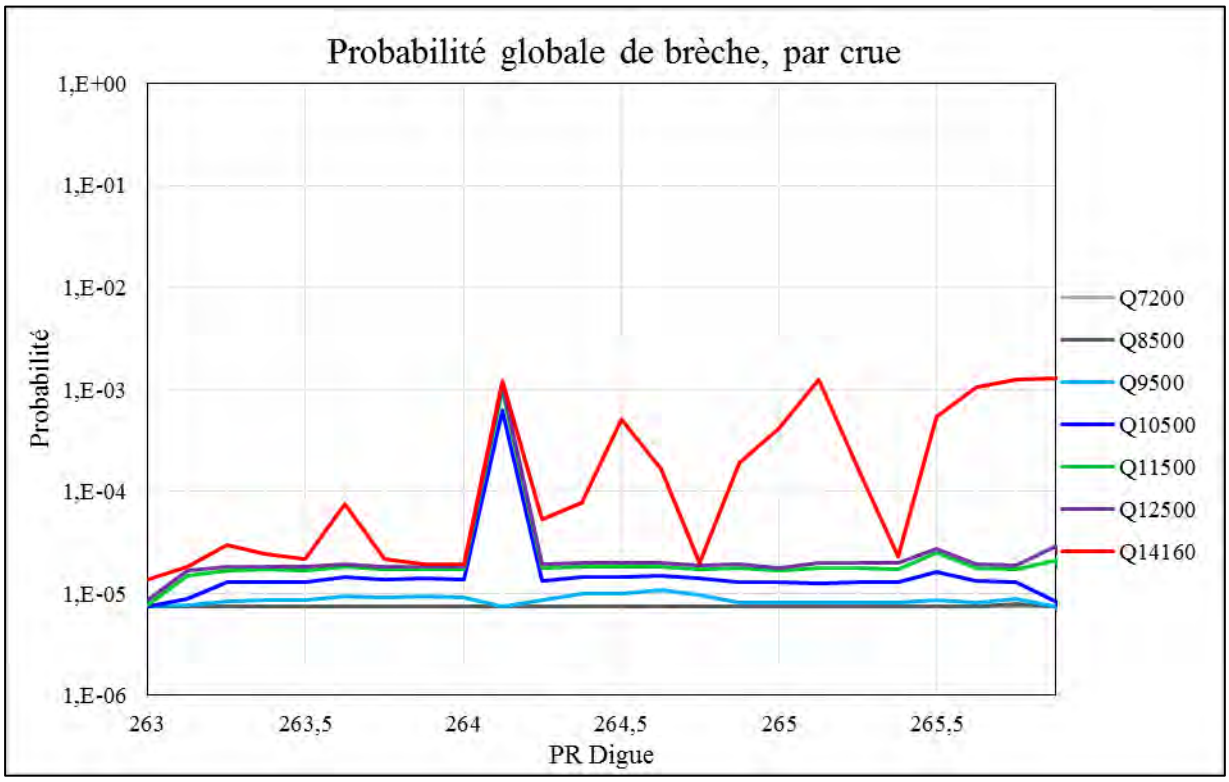


Figure 10 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Montagnette Nord

2.3 DIGUE DE LA MONTAGNETTE OUEST

Le tronçon Montagnette Ouest mesure 1km, il comprend les PR0.125 compris entre RG266 et 266.875; il est carrossable excepté sur 300m en amont, où il reste accessible grâce à une route en pied.

Tableau 18 : Synthèse de géométrie, tronçon Montagnette Ouest

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	14,0	13,6	13,8	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	13,2	8,9	10,2	1,5
Cote à 20m du pdav	m NGF	12,4	8,5	9,6	1,2
Cote de pied de digue amont	m NGF	14,1	11,6	13,2	0,7
Cote à 20m du pdam	m NGF	14,2	9,2	12,6	1,5
Hauteur de digue côté aval	m	4,7	0,7	3,6	1,4
Hauteur de digue côté amont	m	2,3	-0,2	0,6	0,8
Fruit aval	L/V	17,7	2,2	4,1	5,5
Fruit amont	L/V	5,2	0,0	0,7	1,8
Largeur du ségonnal	m	200	90	135	33

Ce tronçon est éloigné du fleuve, dont les berges sont stables.

Tableau 19 : Données hydrauliques, tronçon Montagnette Ouest

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,8	8,7	4,9	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	10,7	10,5	3,1	3,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
9500	11,2	10,9	2,6	2,7	0,1	0,0	0,0	0,0	0,6
10500	11,6	11,4	2,2	2,3	0,1	0,1	0,0	0,0	0,6
11500	12,3	12,0	1,5	1,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
12500	12,8	12,5	1,0	1,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
14160	13,3	13,0	0,5	0,6	0,2	0,1	0,0	0,0	0,2

Il n'y a pas de batardeaux sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Montagnette Ouest vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une canalisation en profondeur. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon mais il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée est un toit à 3m minimum de profondeur et une épaisseur de 10m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est peu impactant car le long d'un large remblai.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 50m et la pente hydraulique est de 5 à 45 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements avec sabot.

Tableau 20 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Montagnette Ouest

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0			0			1E-06	4E-13	1E-06			0	**2E-06**
8500		0			0			1E-06	4E-13	1E-06			0	**2E-06**
9500		0			0			1E-06	4E-13	1E-06			0	**2E-06**
10500		0			0			1E-06	4E-13	1E-06			0	**2E-06**
11500		0			0			1E-06	4E-13	1E-06			0	**2E-06**
12500		0			2E-11			1E-06	4E-13	1E-06			0	**2E-06**
14160		0			2E-11			1E-06	4E-13	1E-06			0	**3E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0			3E-12			1E-06	9E-13	1E-06			0	**2E-06**
8500		0			2E-11			1E-06	6E-09	1E-06			0	**2E-06**
9500		0			3E-11			1E-06	2E-08	1E-06			0	**2E-06**
10500		0			1E-10			1E-06	3E-08	1E-06			0	**2E-06**
11500		0			2E-10			1E-06	1E-07	1E-06			0	**2E-06**
12500		0			2E-10			1E-06	2E-07	1E-06			0	**2E-06**
14160		1E-07			2E-10			1E-06	4E-07	1E-06			1E-03	**1E-03**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0			2E-11			1E-06	1E-12	1E-06			0	**2E-06**
8500		0			2E-11			1E-06	2E-08	1E-06			0	**2E-06**
9500		0			9E-11			1E-06	9E-08	1E-06			0	**2E-06**
10500		0			2E-10			1E-06	1E-07	1E-06			0	**2E-06**
11500		0			2E-10			1E-06	3E-07	1E-06			0	**2E-06**
12500		0			2E-10			1E-06	6E-07	1E-06			0	**3E-06**
14160		9E-07			2E-10			1E-06	9E-07	1E-06			2E-03	**2E-03**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **5E-05**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Montagnette Ouest est un évènement très improbable.

Jusqu'à une crue de 12500m3/s, la création de brèche est quasiment impossible. A partir de 14160m3/s cela devient très peu probable.

Le principal risque est l'instabilité du muret, à partir du moment où il est en eau.

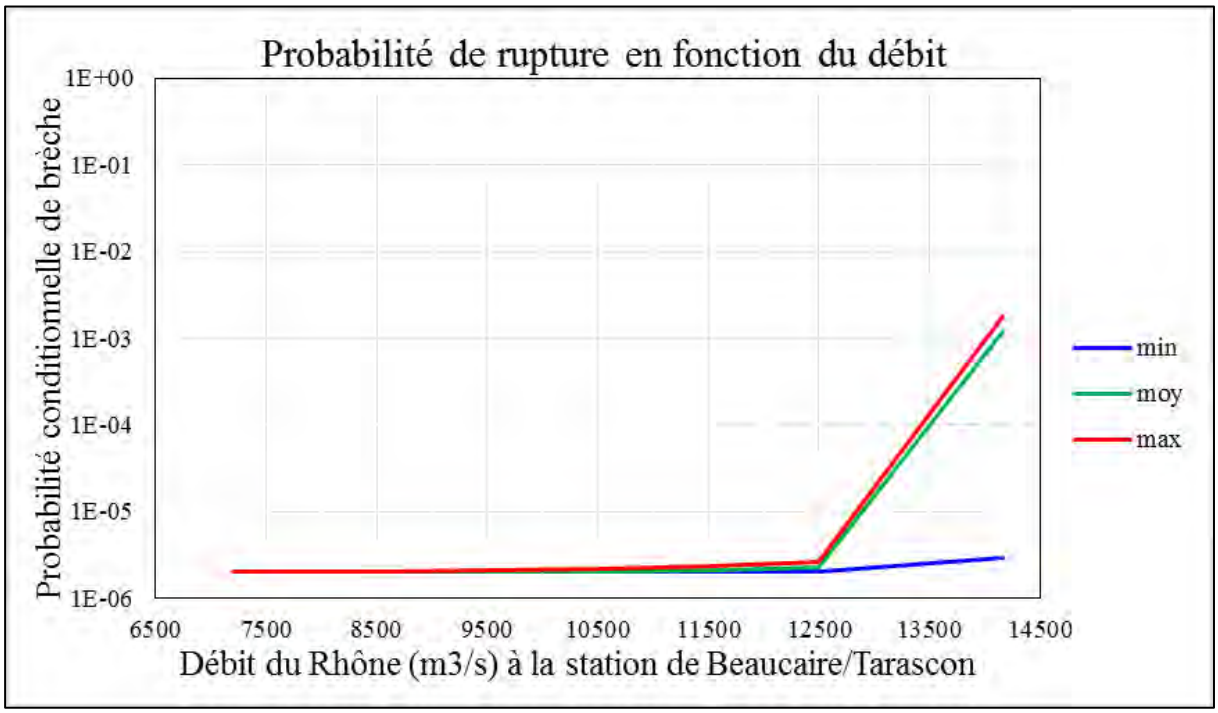


Figure 11 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Montagnette Ouest

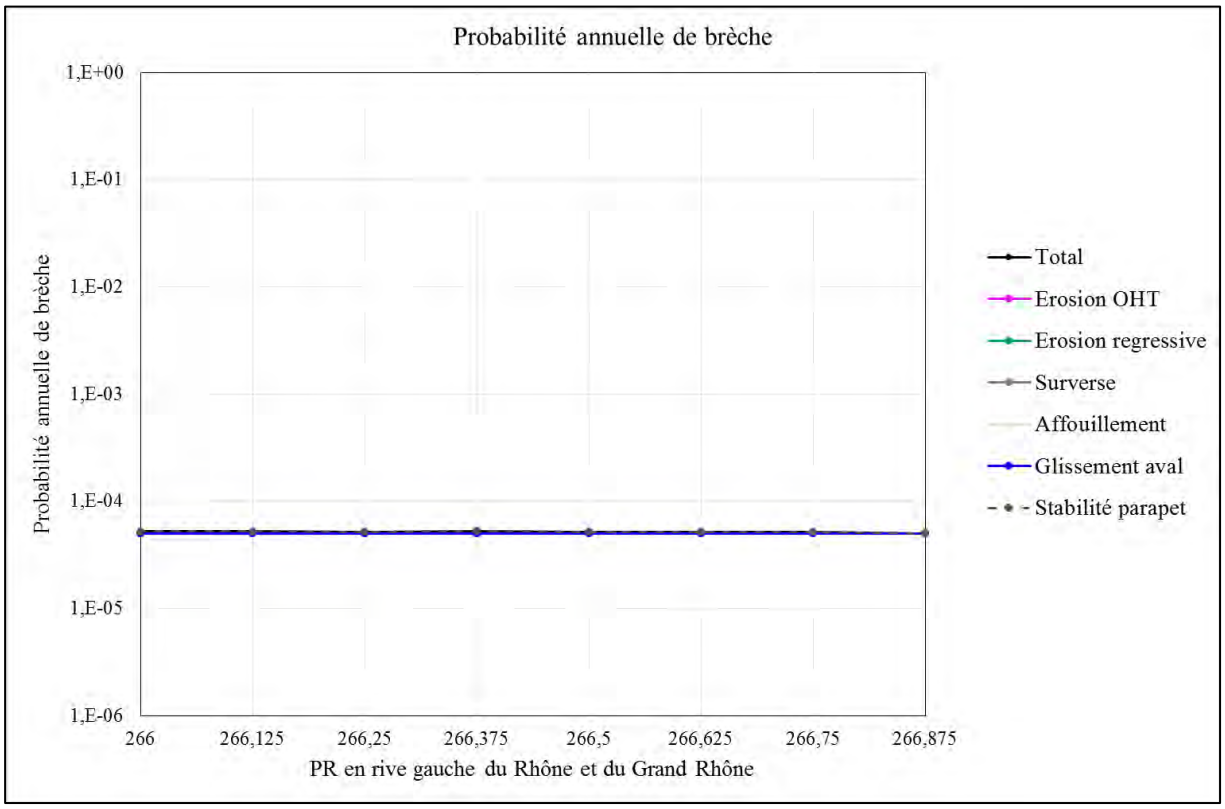


Figure 12 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Montagnette Ouest

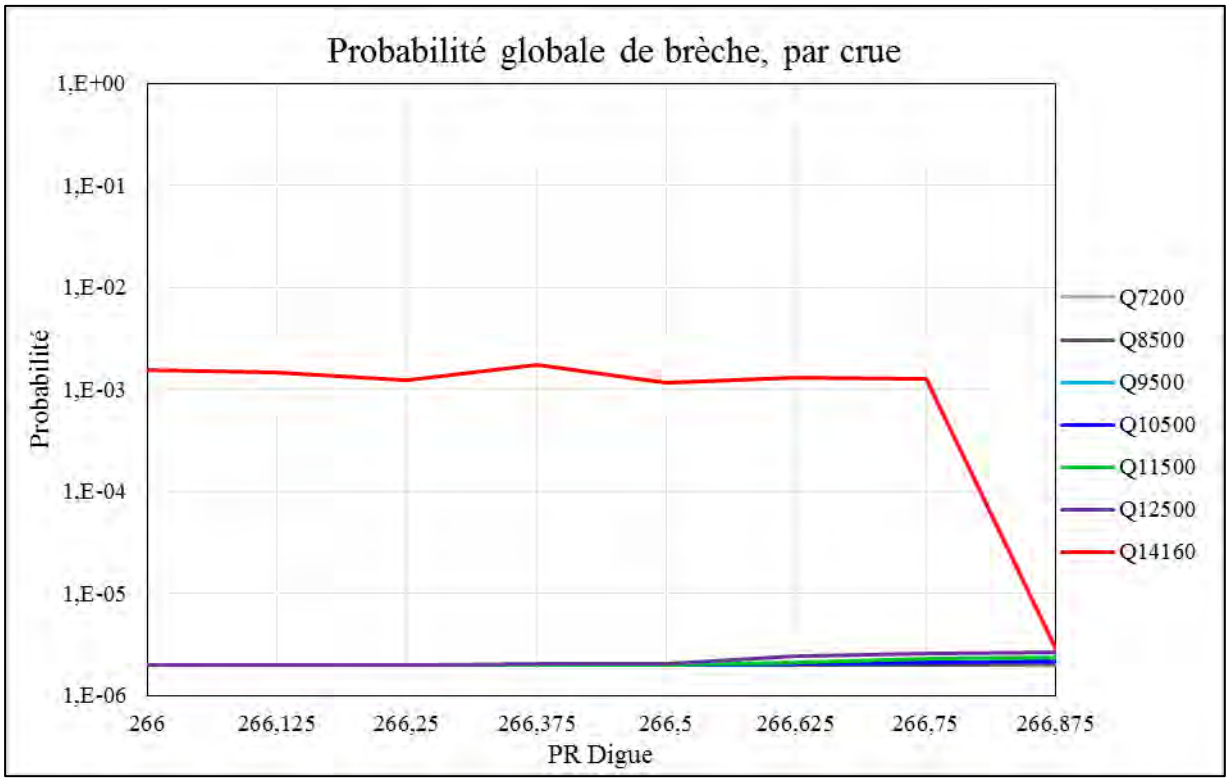


Figure 13 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Montagnette Ouest

2.4 QUAIS DE TARASCON NORD

Le tronçon Quai de Tarascon Nord mesure 0.1km, il comprend le PR0.125 RG267; il est carrossable.

Tableau 21 : Synthèse de géométrie, tronçon Quai de Tarascon Nord

Données		
Cote de crête	m NGF	14,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	11,6
Cote à 20m du pdav	m NGF	8,6
Cote de pied de digue amont	m NGF	9,9
Cote à 20m du pdam	m NGF	9,8
Hauteur de digue côté aval	m	2,6
Hauteur de digue côté amont	m	4,3
Fruit aval	L/V	1,5
Fruit amont	L/V	1,3
Largeur du ségonnal	m	73

En pied d'ouvrage, la bathymétrie est de -5mNGF ; la berge est morpho-dynamiquement stable.

Tableau 22 : Données hydrauliques, tronçon Quai de Tarascon Nord

Débit m^3/s	**Cote ligne d'eau**	**Revanche**	**Gradient**	**Gradient**	**Revanche**
	m NGF	**m**	**digue**	**fondation**	**/Haval**
7200	8,7	5,5	0,0	0,0	1,0
8500	10,4	3,7	0,0	0,0	0,7
9500	10,9	3,3	0,0	0,0	0,6
10500	11,4	2,8	0,0	0,0	0,5
11500	12,0	2,2	0,0	0,0	0,4
12500	12,5	1,7	0,1	0,0	0,3
14160	12,9	1,2	0,1	0,0	0,2

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Quai de Tarascon Nord vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terriers, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une digue confortée avec les perrés rénovés. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. La filtration est réalisée par un filtre aux caractéristiques non connues.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
L'ouvrage hydraulique sur ce tronçon comprend une canalisation en profondeur. Les fonctions résistance et filtration sont similaire à celle du scénario 1.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. Les fonctions résistance et filtration sont similaire à celle des scénarii précédents.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. Les fonctions résistance et filtration sont similaire à celle des scénarii précédents.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon et il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable, dont le toit est à 5m de profondeur, mesure 10m d'épaisseur. La filtration est réalisée par un filtre aux caractéristiques non connues.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La filtration est réalisée par un filtre aux caractéristiques non connues.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La filtration est réalisée par un filtre aux caractéristiques non connues.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement constitué d'un perré maçonné.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur du ségonnal est de 70m et la pente hydraulique est de 5 à 50 cm/km ; la berge est recouverte d'herbacés.

Tableau 23 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Quai de Tarascon Nord

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	2E-10	0	0	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06		0	**8E-06**
8500	0	0	0	0	2E-10	2E-12	0	1E-06	3E-08	1E-06	6E-06		0	**8E-06**
9500	0	0	0	0	2E-10	2E-12	3E-12	1E-06	1E-07	1E-06	6E-06		0	**8E-06**
10500	0	0	0	0	1E-09	1E-10	7E-11	1E-06	2E-07	1E-06	6E-06		0	**8E-06**
11500	3E-08	4E-05	4E-06	3E-06	2E-09	7E-09	7E-10	1E-06	4E-07	1E-06	6E-06		0	**6E-05**
12500	5E-08	7E-05	7E-06	5E-06	2E-09	1E-08	2E-09	1E-06	7E-07	1E-06	6E-06		0	**9E-05**
14160	7E-08	1E-04	1E-05	6E-06	2E-09	1E-08	3E-09	1E-06	9E-07	1E-06	6E-06		0	**1E-04**

Probabilité annuelle de brèche: **5E-05**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Quai de Tarascon Nord est un évènement très improbable.

A minima jusqu'à une crue de 14160m3/s, la création de brèche est quasiment impossible.

Le risque le moins négligeable est l'érosion de conduit, au niveau d'un terrier ou d'un ouvrage traversant.

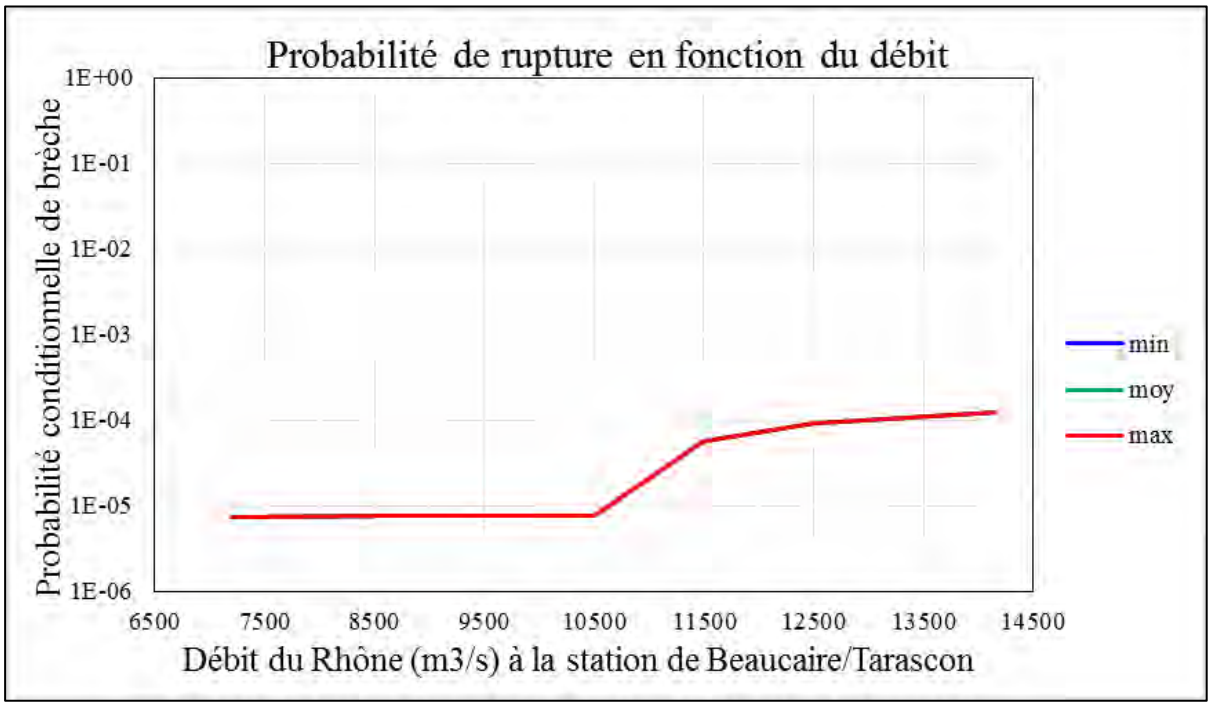


Figure 14 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Quai de Tarascon Nord

2.5 CHATEAU ROYAL DE PROVENCE

Le tronçon Château Royal de Provence (CRP) mesure 0.1km, il comprend le PR0.125 RG267.125 ; il n'est pas circulable mais facilement accessible car le long de la route.

Tableau 24 : Synthèse de géométrie, tronçon CRP

Données		
Cote de crête	m NGF	15,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	5,0
Cote à 20m du pdav	m NGF	5,3
Cote de pied de digue amont	m NGF	2,0
Cote à 20m du pdam	m NGF	3,1
Hauteur de digue côté aval	m	10,0
Hauteur de digue côté amont	m	13,0
Fruit aval	L/V	0,1
Fruit amont	L/V	0,1
Largeur du ségonnal	m	9

Le ségonnal est faible avec une bathymétrie à -5mNGF mais c'est un massif calcaire qui fait berge, cette dernière est donc stable.

Tableau 25 : Données hydrauliques, tronçon CRP

Débit m^3/s	**Cote ligne d'eau m NGF**	**Revanche m**	**Gradient digue**	**Gradient fondation**	**Revanche /Haval**
7200	8,7	6,3	0,7	0,0	0,6
8500	10,4	4,6	1,0	0,0	0,5
9500	10,9	4,1	1,1	0,1	0,4
10500	11,4	3,6	1,2	0,1	0,4
11500	12,0	3,0	1,3	0,1	0,3
12500	12,5	2,5	1,4	0,1	0,3
14160	12,9	2,1	1,5	0,1	0,2

Il n'y a pas de batardeaux sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon CRP vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse

En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement constitué d'un perré maçonné (mur d'enceinte).

Scénario de brèche 9 : Affouillement

La largeur du ségonnal est nulle et la pente hydraulique est de 5 à 50 cm/km suivant la crue ; la berge est la fondation rocheuse.

Les aléas spécifiques au château, dus à la poterne et aux soupiraux, ont été pris en compte dans les calculs de stabilité réalisés par BRL et intégrés au scénario 12.

Tableau 26 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon CRP

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200								1E-06	8E-05			1E-06		**8E-05**
8500								1E-06	8E-05			1E-06		**8E-05**
9500								1E-06	8E-05			1E-06		**8E-05**
10500								1E-06	8E-05			1E-06		**8E-05**
11500								1E-06	8E-05			1E-06		**8E-05**
12500								1E-06	8E-05			1E-06		**8E-05**
14160								1E-06	8E-05			1E-06		**8E-05**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **9E-05**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Château Royal de Provence est un évènement très improbable.

A minima jusqu'à une crue de 14160m3/s, la création de brèche est quasiment impossible.

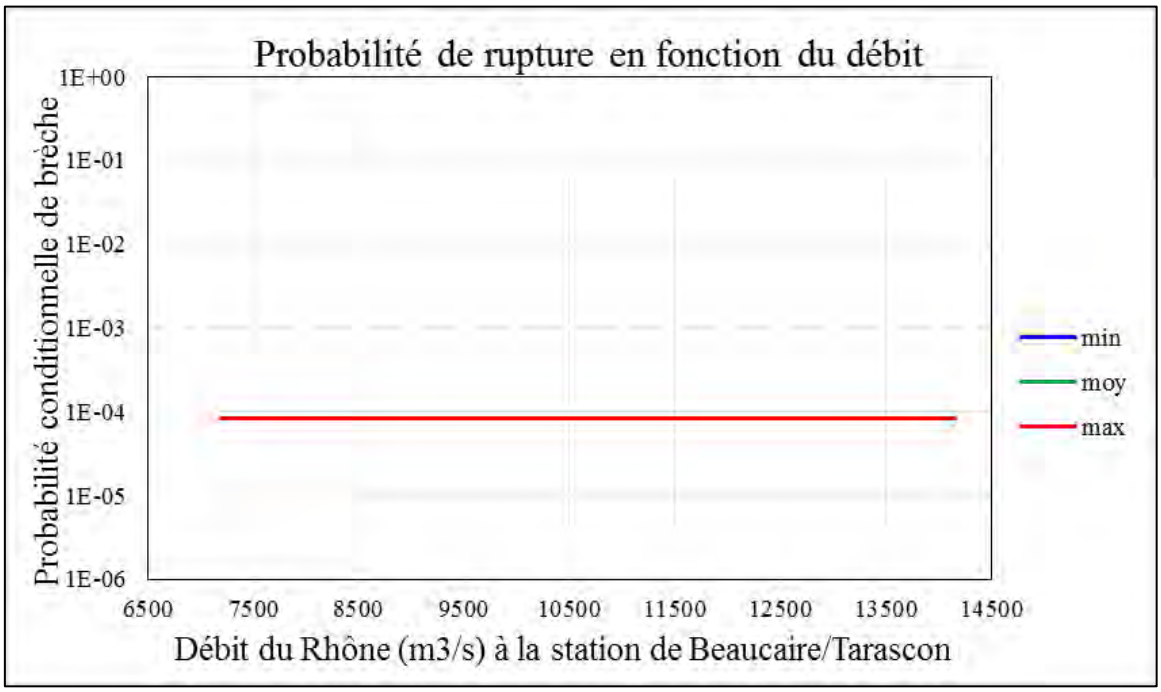


Figure 15 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon CRP

2.6 QUAIS DE TARASCON SUD

Le tronçon Quais de Tarascon Sud mesure 0.6km, il comprend les PR0.125 compris entre RG267.25 et 267.625 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 27 : Synthèse de géométrie, tronçon Quais de Tarascon Sud

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	13,8	13,5	13,6	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	12,0	9,4	10,6	1,1
Cote à 20m du pdav	m NGF	10,0	9,2	9,6	0,3
Cote de pied de digue amont	m NGF	11,4	2,0	8,6	4,4
Cote à 20m du pdam	m NGF	10,3	9,4	10,0	0,5
Hauteur de digue côté aval	m	4,1	1,6	3,1	1,1
Hauteur de digue côté amont	m	11,8	2,1	5,0	4,5
Fruit aval	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Fruit amont	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	71	8	49	29

La bathymétrie est semblable aux tronçons précédents, à savoir environ -5mNGF dans un secteur qui est stable.

Tableau 28 : Données hydrauliques, tronçon Quais de Tarascon Sud

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,7	8,7	4,8	4,9	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	10,3	10,2	3,3	3,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,8
9500	10,9	10,7	2,8	2,8	0,2	0,1	0,0	0,0	0,7
10500	11,3	11,1	2,4	2,4	0,2	0,1	0,0	0,0	0,6
11500	11,9	11,8	1,7	1,8	0,3	0,2	0,0	0,0	0,4
12500	12,4	12,2	1,3	1,3	0,4	0,3	0,0	0,0	0,3
14160	12,8	12,6	0,9	0,9	0,5	0,3	0,0	0,0	0,2

Tableau 29 : Caractéristiques des batardeaux, tronçon Quais de Tarascon Sud

Caractéristiques				Hauteur de charge (m)						
PR	Id	Cote du fil d'eau	Hauteur	7200	8500	9500	10500	11500	12500	14160
267,5	P3	12,08	0,8	-	-	-	-	-	0,2	0,5
267,7	pont	10,39	2,95	-	-	0,4	0,8	1,4	1,8	2,1

Remarque: en réalité le remblai CNR est plus haut et le batardeau pont est en eau à partir de Q11500 seulement.

Caractéristiques du tronçon Quais de Tarascon Sud vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive

L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon et il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée, dont le toit est à 5m de profondeur, mesure 10m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse

En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement constitué d'un perré maçonné.

Scénario de brèche 9 : Affouillement

La largeur minimum du ségonnal est nulle et la pente hydraulique est de 30 à 50 cm/km ; la berge est la fondation rocheuse dans la zone sans ségonnal.

Tableau 30 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Quais de Tarascon Sud

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200					0			1E-06	4E-13			1E-06	0	**2E-06**
8500					2E-09			1E-06	1E-09			1E-06	0	**2E-06**
9500					2E-09			1E-06	1E-08			1E-06	0	**2E-06**
10500					2E-09			1E-06	8E-08			1E-06	0	**2E-06**
11500					1E-08			1E-06	2E-07			1E-06	0	**2E-06**
12500					2E-08			1E-06	3E-07			1E-06	0	**2E-06**
14160					2E-08			1E-06	4E-07			1E-06	0	**1E-04**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200					0			1E-06	2E-05			1E-06	0	**3E-05**
8500					2E-09			1E-06	2E-05			1E-06	0	**3E-05**
9500					2E-09			1E-06	2E-05			1E-06	0	**3E-05**
10500					3E-09			1E-06	2E-05			1E-06	0	**3E-05**
11500					2E-08			1E-06	2E-05			1E-06	0	**3E-05**
12500					2E-08			1E-06	2E-05			1E-06	0	**3E-05**
14160					2E-08			1E-06	2E-05			1E-06	1E-04	**1E-04**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200					0			1E-06	9E-05			1E-06	0	**1E-04**
8500					2E-09			1E-06	9E-05			1E-06	0	**1E-04**
9500					2E-09			1E-06	9E-05			1E-06	0	**1E-04**
10500					5E-09			1E-06	9E-05			1E-06	0	**1E-04**
11500					2E-08			1E-06	9E-05			1E-06	0	**1E-04**
12500					2E-08			1E-06	9E-05			1E-06	0	**1E-04**
14160					2E-08			1E-06	9E-05			1E-06	3E-04	**3E-04**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **1E-04**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Quais de Tarascon Sud est un évènement très improbable.

A minima jusqu'à une crue de 14160m3/s, la création de brèche est quasiment impossible.

Le principal risque est l'instabilité du parapet, à partir du moment où il est en eau.

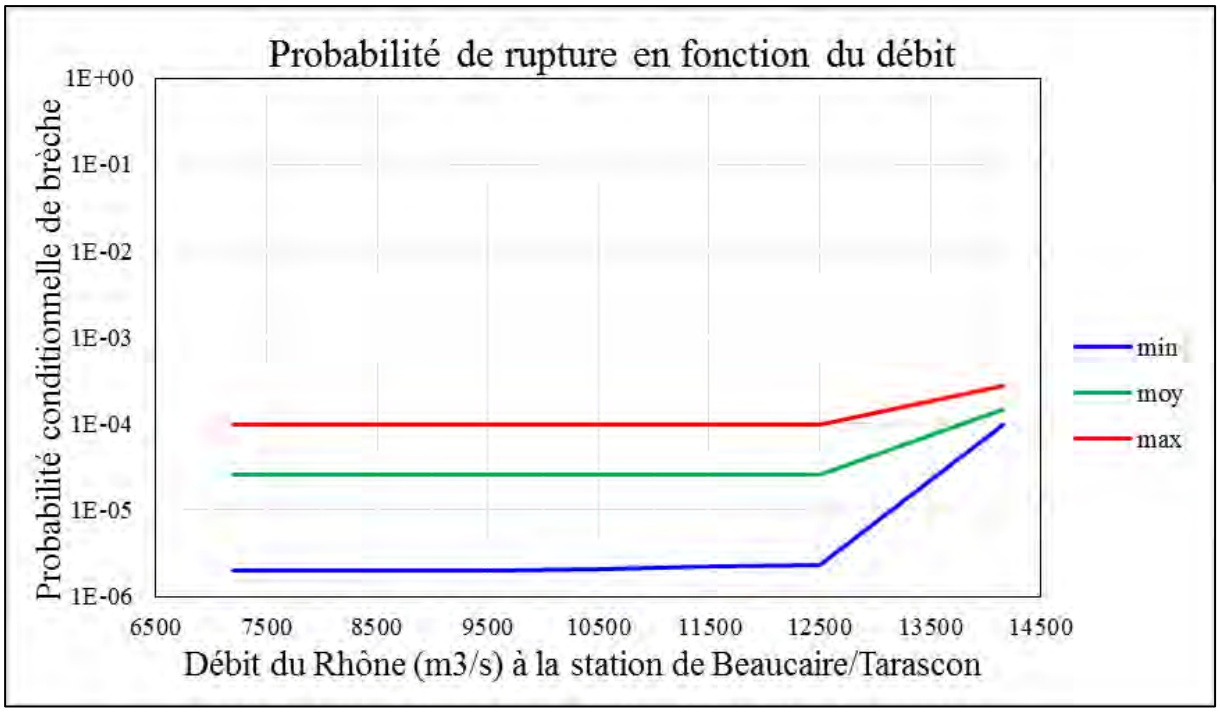


Figure 16 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Quais de Tarascon Sud

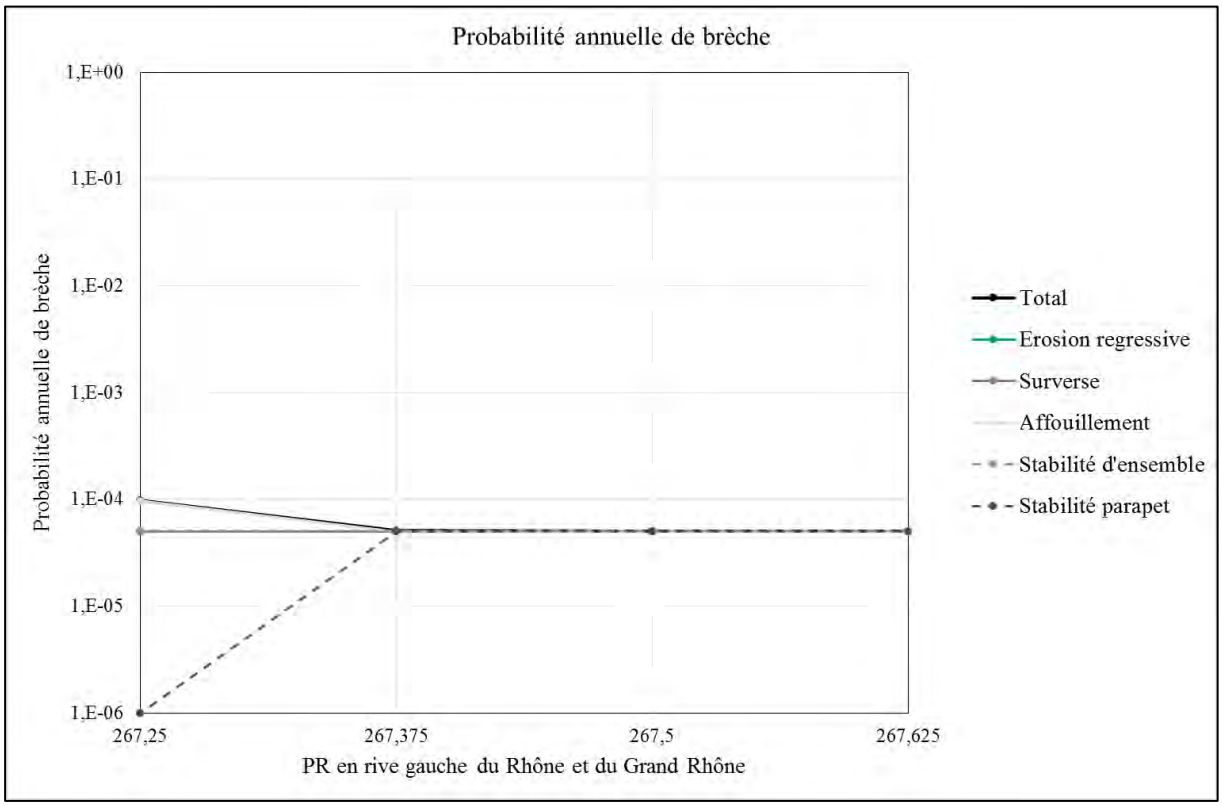


Figure 17 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Quais de Tarascon Sud

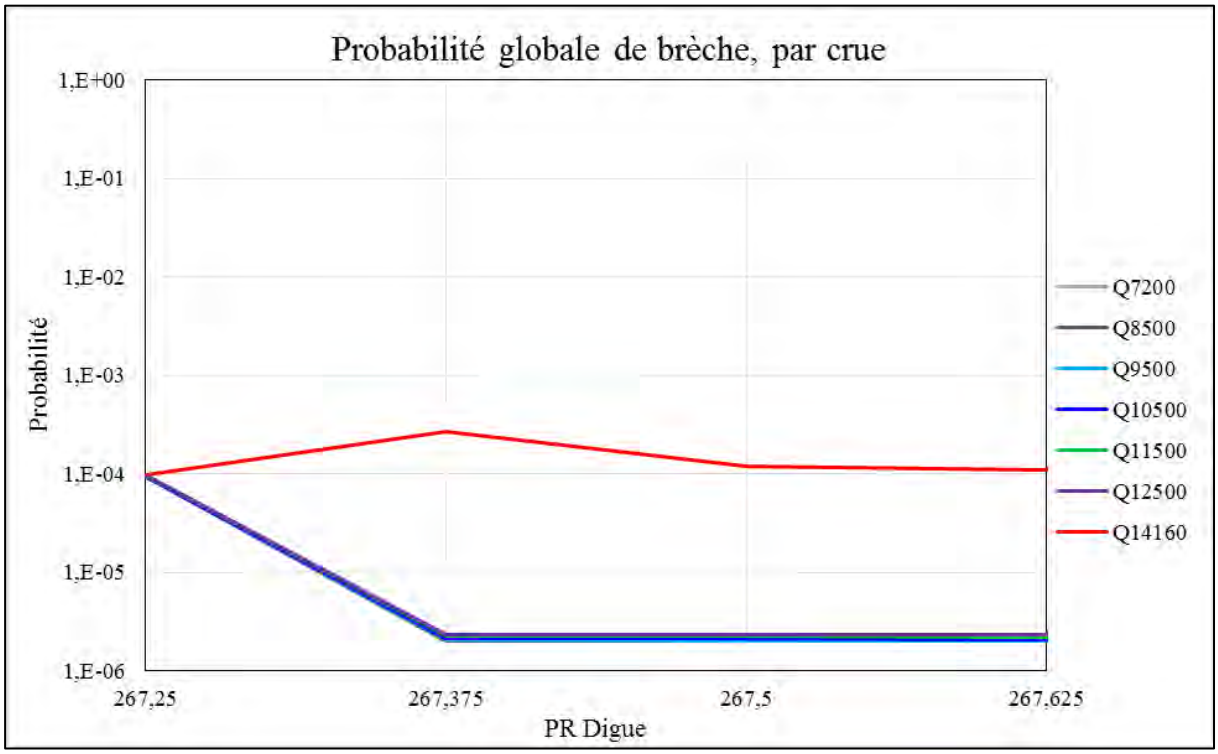


Figure 18 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Quai de Tarascon Sud

2.7 SITE INDUSTRIALO FLUVIAL DE TARASCON

Le tronçon du Site Industrialo-Fluvial (SIF) de Tarascon mesure 1.9km, il comprend les PR0.125 compris entre RG267.75 et 269.75, il n'est pas carrossable sauf sur la partie aval, comprise dans les travaux de la digue Tarascon-Arles.

Tableau 31 : Synthèse de géométrie, tronçon SIF Tarascon

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	12,5	11,3	11,9	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	11,7	9,1	10,9	0,9
Cote à 20m du pdav	m NGF	17,6	10,2	11,8	1,6
Cote de pied de digue amont	m NGF	10,6	2,1	6,1	3,1
Cote à 20m du pdam	m NGF	10,2	4,0	8,4	2,6
Hauteur de digue côté aval	m	3,1	0,0	1,0	1,0
Hauteur de digue côté amont	m	9,7	1,2	5,8	3,2
Fruit aval	L/V	100,0	2,0	12,5	23,4
Fruit amont	L/V	4,2	1,5	3,0	0,8
Largeur du ségonnal	m	65	15	26	19

Le secteur présente une bathymétrie de l'ordre de -6mNGF et est en accrétion.

Tableau 32 : Données hydrauliques, tronçon SIF Tarascon

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,7	8,5	2,7	3,3	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	10,2	9,9	1,3	1,9	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	10,7	10,4	0,9	1,4	0,1	0,0	0,0	0,0	0,9
10500	11,1	10,7	0,5	1,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,8
11500	11,8	11,3	-0,1	0,4	0,1	0,0	0,0	0,0	0,5
12500	12,2	11,7	-0,5	0,1	0,2	0,1	0,0	0,0	0,2
14160	12,6	12,0	-0,9	-0,3	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon SIF Tarascon vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une digue adossée à un large remblai. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine (excepté sur la partie sud) ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une canalisation en profondeur. Les fonctions résistance et filtration sont similaires au scénario 1.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle sans arbre sur ou en pied de talus. Les fonctions résistance et filtration sont similaires aux scénarii précédents.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle sans observation d'infiltrations et de terriers de blaireaux ou lapins par le passé. Les fonctions résistance et filtration sont similaires aux scénarii précédents.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon mais il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable, dont le toit est à 3m de profondeur, mesure 10m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue n'a pas été investiguée. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est peu impactant car le long d'un large remblai.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 15m et la pente hydraulique est de 5 à 50 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements avec sabot.

Tableau 33 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon SIF Tarascon

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
9500	0	0	0	0	0	1E-10	7E-11	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
10500	0	0	0	0	0	2E-08	4E-10	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
11500	0	0	0	0	0	2E-08	2E-09	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**1E-05**
12500	1E-07	0	2E-05	1E-05	0	6E-08	2E-08	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**4E-05**
14160	4E-07	0	6E-05	4E-05	0	2E-07	6E-08	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**1E-04**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	4E-05	0	1E-06	1E-08	8E-06	2E-04			**2E-04**
8500	3E-06	0	4E-06	3E-05	0	5E-05	0	1E-06	1E-08	8E-06	4E-04			**4E-04**
9500	1E-05	7E-06	2E-05	1E-04	6E-10	6E-05	5E-06	1E-06	2E-08	8E-06	4E-04			**6E-04**
10500	7E-05	5E-05	1E-04	7E-04	7E-09	8E-05	4E-05	1E-06	4E-08	8E-06	5E-04			**2E-03**
11500	2E-04	2E-04	3E-04	2E-03	3E-08	3E-04	3E-04	1E-06	8E-08	8E-06	6E-04			**4E-03**
12500	3E-04	3E-04	5E-04	3E-03	7E-08	5E-04	1E-03	2E-03	1E-07	8E-06	7E-04			**8E-03**
14160	4E-04	3E-04	7E-04	4E-03	8E-08	6E-04	2E-03	5E-02	1E-07	8E-06	1E-03			**6E-02**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	1E-04	0	1E-06	2E-08	1E-04	3E-03			**3E-03**
8500	3E-05	0	4E-05	3E-04	0	1E-04	0	1E-06	2E-08	1E-04	6E-03			**6E-03**
9500	6E-05	7E-05	9E-05	6E-04	1E-08	1E-04	1E-05	1E-06	5E-08	1E-04	7E-03			**7E-03**
10500	5E-04	8E-04	8E-04	5E-03	9E-08	3E-04	2E-04	1E-06	2E-07	1E-04	8E-03			**8E-03**
11500	8E-04	1E-03	1E-03	8E-03	1E-07	1E-03	1E-03	5E-06	6E-07	1E-04	1E-02			**1E-02**
12500	9E-04	1E-03	1E-03	9E-03	1E-07	1E-03	4E-03	2E-02	8E-07	1E-04	1E-02			**3E-02**
14160	1E-03	1E-03	1E-03	1E-02	1E-07	1E-03	7E-03	3E-01	1E-06	1E-04	2E-02			**3E-01**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **3E-03**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon SIF de Tarascon est un évènement probable.

Jusqu'à une crue de 10500m3/s, la création de brèche est très peu probable. Entre 11500m3/s et 12500m3/s, l'apparition de brèche est probable et à partir de 14160m3/s, cela devient neutre.

Le risque principal est l'érosion de conduit, la surverse devient prépondérante pour les fortes crues.

Des travaux, non encore déterminés, seront réalisés sur ce tronçon ce qui permettra d'abaisser la probabilité de rupture.

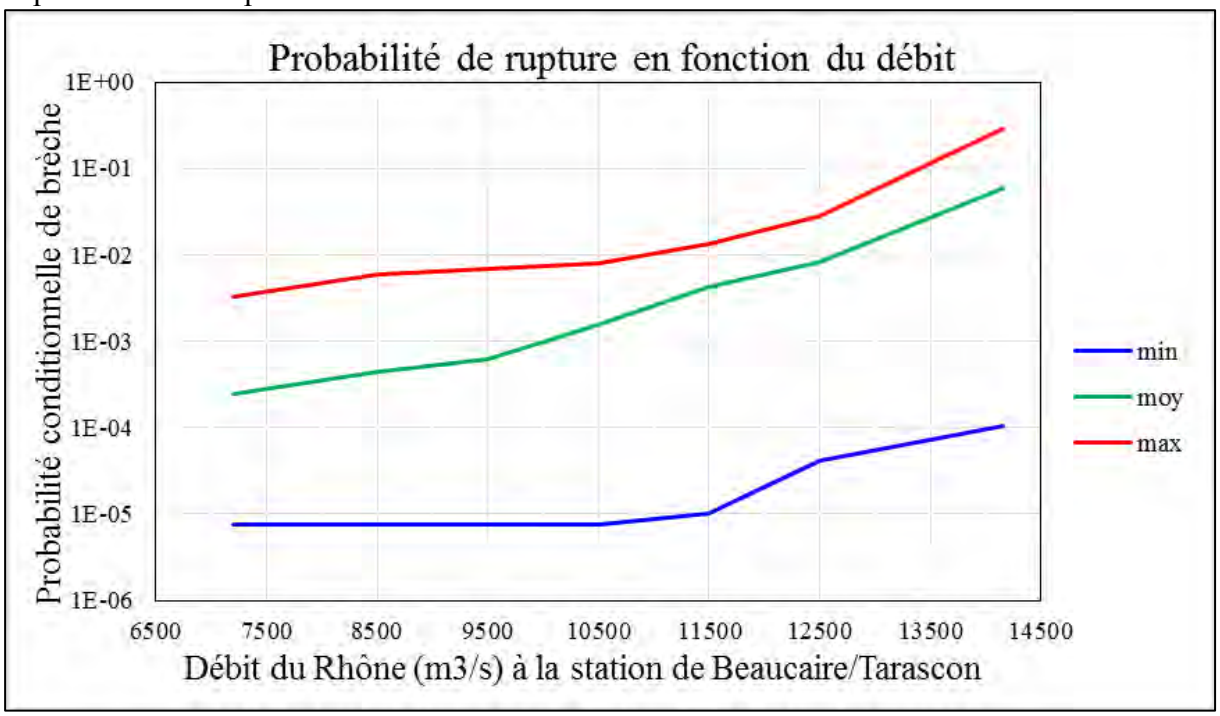


Figure 19 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon SIF Tarascon

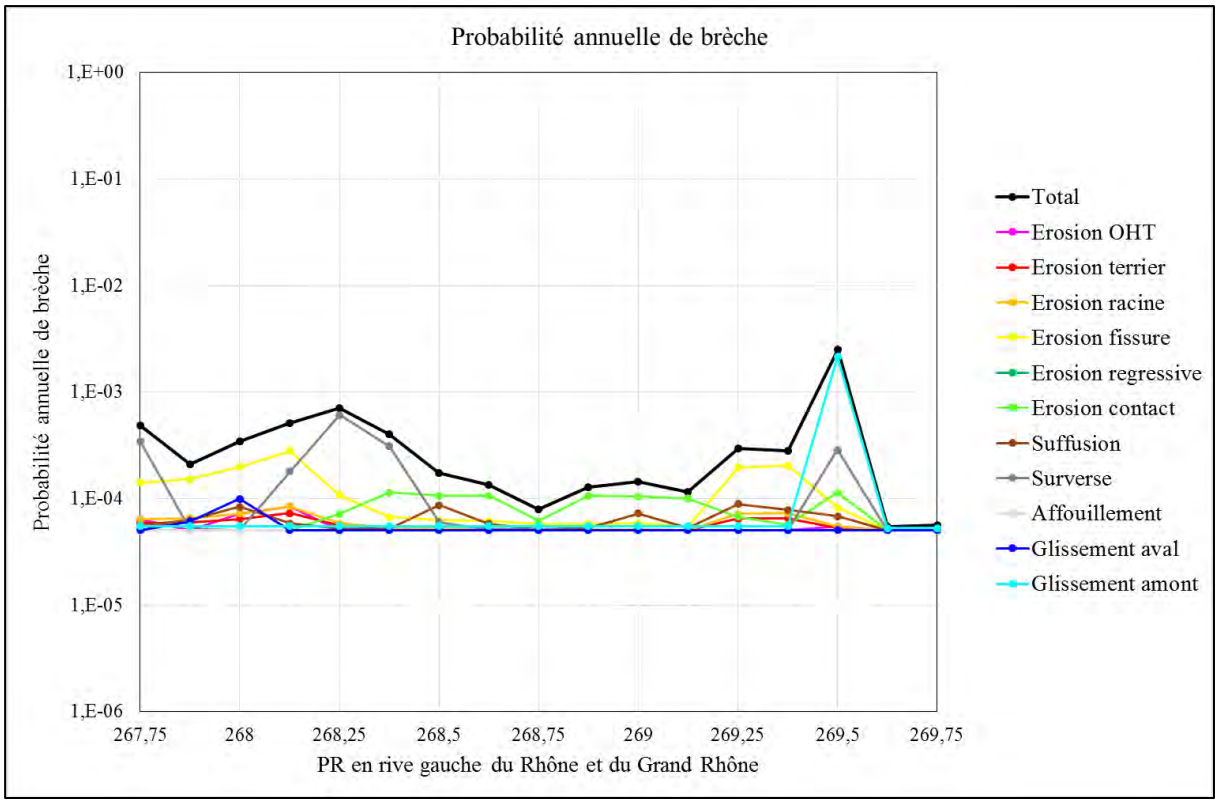


Figure 20 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon SIF Tarascon

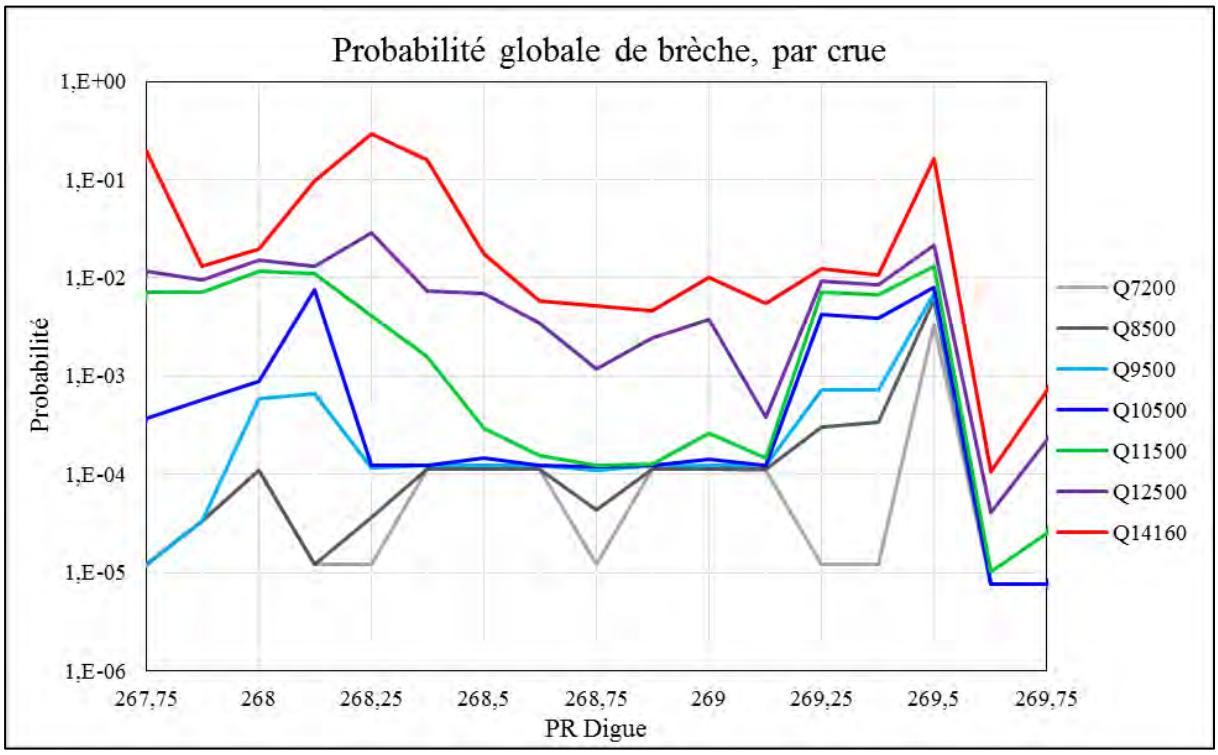


Figure 21 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon SIF Tarascon

2.8 RIDEAU DE PALPLANCHES FIBRE EXCELLENCE

Le tronçon du rideau de palplanches de fibre excellence mesure 0.9km, il comprend les PR0.125 compris entre RG269.875 et 270.25 ; il n'est pas carrossable, la route est coté fleuve.

Tableau 34 : Synthèse de géométrie, tronçon Palplanches

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	12,3	12,3	12,3	0,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	9,7	9,7	9,7	0,0
Cote à 20m du pdav	m NGF	9,7	9,7	9,7	0,0
Cote de pied de digue amont	m NGF	9,7	9,0	9,4	0,3
Cote à 20m du pdam	m NGF	8,0	4,0	5,3	1,9
Hauteur de digue côté aval	m	2,6	2,6	2,6	0,0
Hauteur de digue côté amont	m	3,3	2,6	2,9	0,3
Fruit aval	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Fruit amont	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	130	90	115	18

La bathymétrie est de -6mNGF et est stable.

Tableau 35 : Données hydrauliques, tronçon Palplanches

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,5	8,4	3,8	3,9	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	9,8	9,7	2,5	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	10,3	10,2	2,0	2,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,8
10500	10,7	10,5	1,6	1,7	0,1	0,1	0,0	0,0	0,6
11500	11,3	11,1	1,0	1,1	0,2	0,2	0,0	0,0	0,4
12500	11,6	11,4	0,7	0,7	0,2	0,2	0,0	0,0	0,3
14160	12,0	11,7	0,3	0,4	0,2	0,2	0,0	0,0	0,2

Il n'y a pas de batardeaux sur ce secteur.

Caractéristiques du tronçon Palplanches vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau traversant un écran d'étanchéité. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement constitué de palplanches.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 10m et la pente hydraulique est de 30 à 50 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements avec sabot.

Tableau 36 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Palplanches

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0						1E-06	4E-13	0	0	1E-08		**1E-06**
8500		0						1E-06	9E-13	0	0	1E-07		**1E-06**
9500		0						1E-06	2E-07	0	0	1E-06		**2E-06**
10500		0						1E-06	2E-07	0	0	1E-05		**1E-05**
11500		0						1E-06	3E-07	0	0	1E-04		**1E-04**
12500		0						1E-06	3E-07	0	0	1E-03		**1E-03**
14160		0						1E-06	4E-07	0	0	1E-02		**1E-02**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0						1E-06	8E-13	0	0	1E-08		**1E-06**
8500		3E-06						1E-06	3E-10	0	0	1E-07		**4E-06**
9500		2E-05						1E-06	4E-07	0	0	1E-06		**2E-05**
10500		3E-05						1E-06	3E-07	0	0	1E-05		**4E-05**
11500		3E-04						1E-06	4E-07	0	0	1E-04		**4E-04**
12500		4E-04						1E-06	6E-07	0	0	1E-03		**1E-03**
14160		5E-04						1E-06	8E-07	0	0	1E-02		**1E-02**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0						1E-06	1E-12	0	0	1E-08		**1E-06**
8500		8E-06						1E-06	1E-09	0	0	1E-07		**9E-06**
9500		5E-05						1E-06	6E-07	0	0	1E-06		**5E-05**
10500		6E-05						1E-06	5E-07	0	0	1E-05		**7E-05**
11500		8E-04						1E-06	6E-07	0	0	1E-04		**9E-04**
12500		9E-04						1E-06	8E-07	0	0	1E-03		**2E-03**
14160		1E-03						1E-06	1E-06	0	0	1E-02		**1E-02**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **9E-05**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Rideau de palplanches est un évènement très improbable.

Jusqu'à une crue de 11500m3/s, la création de brèche est quasiment impossible. A partir de 12500m3/s cela devient très peu probable puis peu probable pour des crues supérieures à 14160m3/s.

Le principal risque est l'érosion de conduit, le long des ouvrages traversants jusqu'à une crue de 12500m3/s ; pour une crue de 14160m3/s c'est la stabilité des palplanches qui devient le risque majeur.

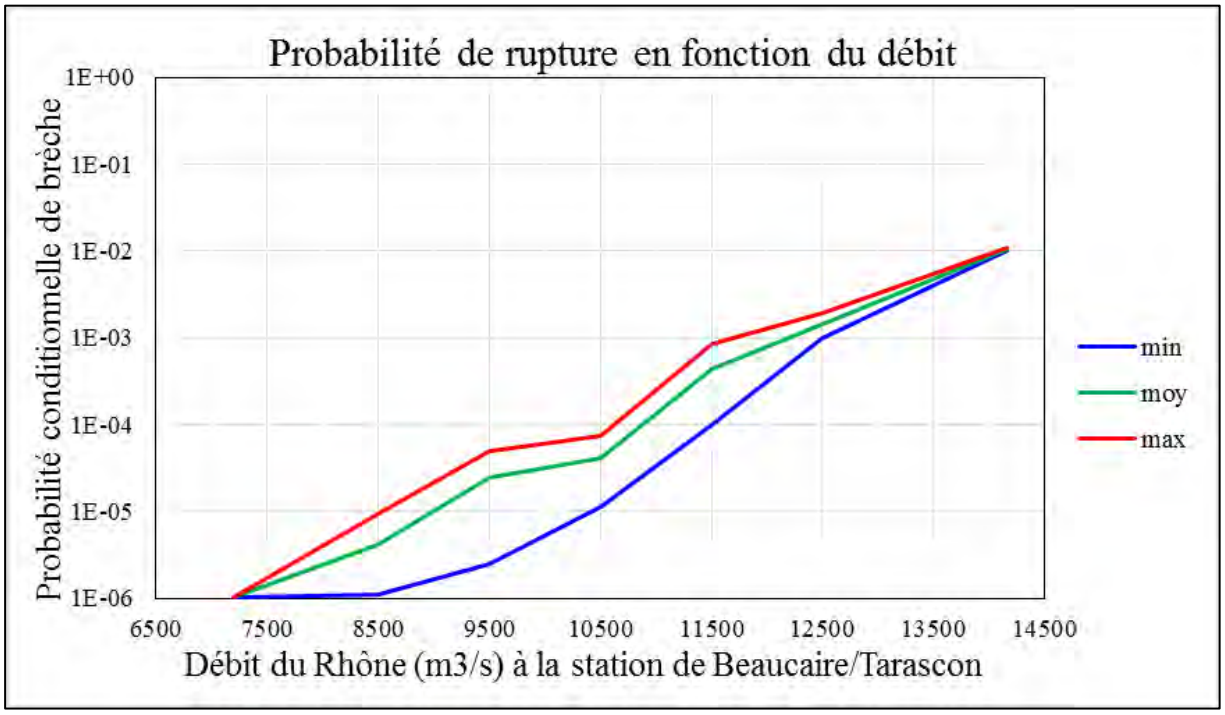


Figure 22 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Palplanches

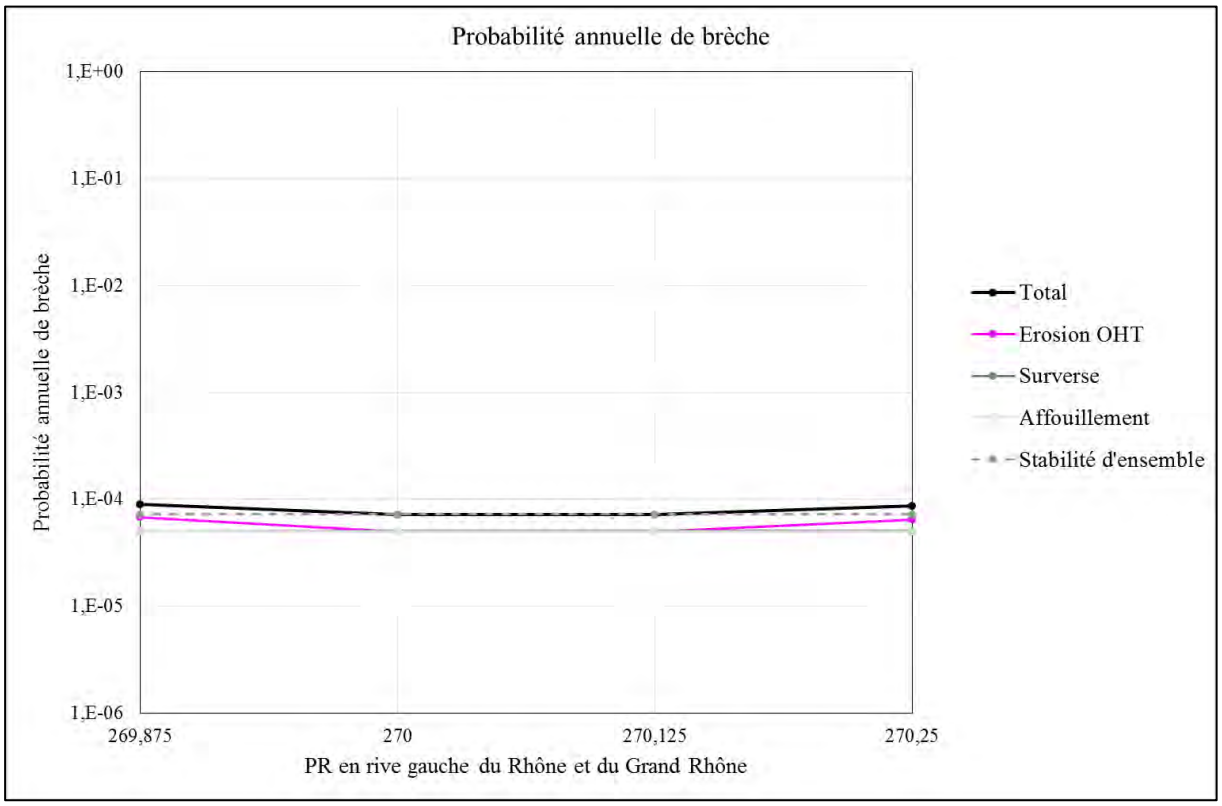


Figure 23 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Palplanches

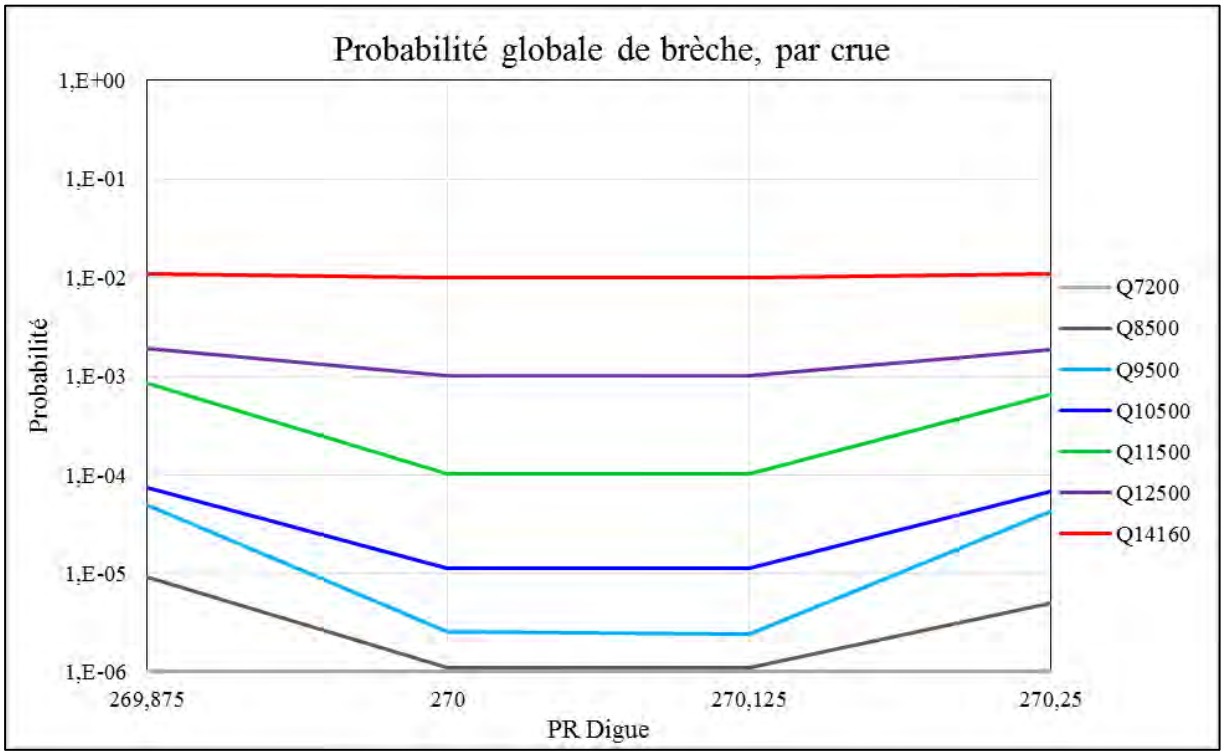


Figure 24 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Palplanches

2.9 DIGUE TARASCON-ARLES : TRONÇON MILLENALE NORD

Le tronçon Millénale Nord mesure 0.4km, il comprend les PR0.125 compris entre RG270.375 et 270.625 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 37 : Synthèse de géométrie, tronçon Millénale Nord

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	12,1	11,7	11,9	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	9,7	8,5	8,9	0,6
Cote à 20m du pdav	m NGF	9,7	8,5	8,9	0,6
Cote de pied de digue amont	m NGF	9,1	7,9	8,5	0,6
Cote à 20m du pdam	m NGF	7,9	7,7	7,8	0,1
Hauteur de digue côté aval	m	3,5	2,5	3,0	0,5
Hauteur de digue côté amont	m	3,9	3,0	3,5	0,4
Fruit aval	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Fruit amont	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Largeur du ségonnal	m	600	370	510	123

Ce tronçon s'éloigne du fleuve, à un endroit où la bathymétrie est stable et de -6mNGF.

Tableau 38 : Données hydrauliques, tronçon Millénale Nord

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,4	8,3	3,4	3,6	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	9,7	9,6	2,1	2,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8
9500	10,1	9,6	1,8	2,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
10500	10,5	10,0	1,5	1,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
11500	11,1	10,6	0,9	1,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
12500	11,4	10,9	0,6	0,7	0,1	0,1	0,0	0,0	0,2
14160	11,7	11,1	0,3	0,4	0,1	0,1	0,0	0,0	0,2

Il n'y a pas de batardeaux sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Millénale Nord vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une nouvelle digue en matériaux mixtes, avec grillage. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La résistance est réalisée par un corps de digue en matériaux A1 et A2. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
L'ouvrage hydraulique sur ce tronçon comprend un réseau en profondeur. La résistance et la sont identiques à celles du scénario 1.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance et la sont identiques à celles des scénarii précédents.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. La résistance et la sont identiques à celles des scénarii précédents.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques et historiques indiquent un paléochenal dans le secteur. La couche de sable, dont le toit est à 4m de profondeur, mesure 10m d'épaisseur. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. La résistance et la sont identiques à celles des scénarii précédents.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. La résistance et la sont identiques à celles des scénarii précédents.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre, conforté récemment.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 350m et la pente hydraulique est de 20 à 50 cm/km ; la berge est recouverte d'herbacés.

Tableau 39 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Millénale Nord

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	1E-12	0	0			**1E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	1E-12	0	0			**1E-06**
9500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	1E-12	0	0			**1E-06**
10500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	1E-12	0	0			**1E-06**
11500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	2E-12	0	0			**1E-06**
12500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	1E-10	0	0			**1E-06**
14160	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	1E-08	0	0			**1E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	5E-14	0	1E-06	1E-12	7E-07	4E-06			**5E-06**
8500	3E-10	2E-08	4E-08	3E-08	1E-10	1E-13	0	1E-06	1E-12	7E-07	4E-06			**5E-06**
9500	7E-10	8E-08	1E-07	7E-08	3E-10	2E-13	2E-13	1E-06	1E-11	7E-07	4E-06			**6E-06**
10500	2E-09	2E-07	2E-07	2E-07	6E-10	5E-13	7E-13	1E-06	6E-12	7E-07	4E-06			**6E-06**
11500	4E-09	3E-07	6E-07	4E-07	1E-09	1E-12	7E-12	1E-06	1E-11	7E-07	4E-06			**7E-06**
12500	4E-09	3E-07	7E-07	4E-07	1E-09	2E-12	1E-11	1E-06	4E-10	7E-07	4E-06			**7E-06**
14160	5E-09	4E-07	7E-07	4E-07	1E-09	4E-12	2E-11	1E-06	2E-08	7E-07	4E-06			**7E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	2E-13	0	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	4E-10	6E-08	6E-08	4E-08	2E-10	2E-13	0	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**8E-06**
9500	2E-09	2E-07	2E-07	2E-07	6E-10	5E-13	7E-13	1E-06	3E-11	1E-06	6E-06			**8E-06**
10500	3E-09	5E-07	5E-07	3E-07	1E-09	1E-12	2E-12	1E-06	1E-11	1E-06	6E-06			**9E-06**
11500	6E-09	9E-07	9E-07	6E-07	2E-09	2E-12	1E-11	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06			**1E-05**
12500	7E-09	1E-06	1E-06	7E-07	2E-09	3E-12	2E-11	1E-06	9E-10	1E-06	6E-06			**1E-05**
14160	7E-09	1E-06	1E-06	7E-07	2E-09	1E-11	3E-11	1E-06	4E-08	1E-06	6E-06			**1E-05**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **5E-05**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Millénale Nord est un évènement très improbable.

A minima jusqu'à une crue de 14160m3/s, la création de brèche est quasiment impossible.

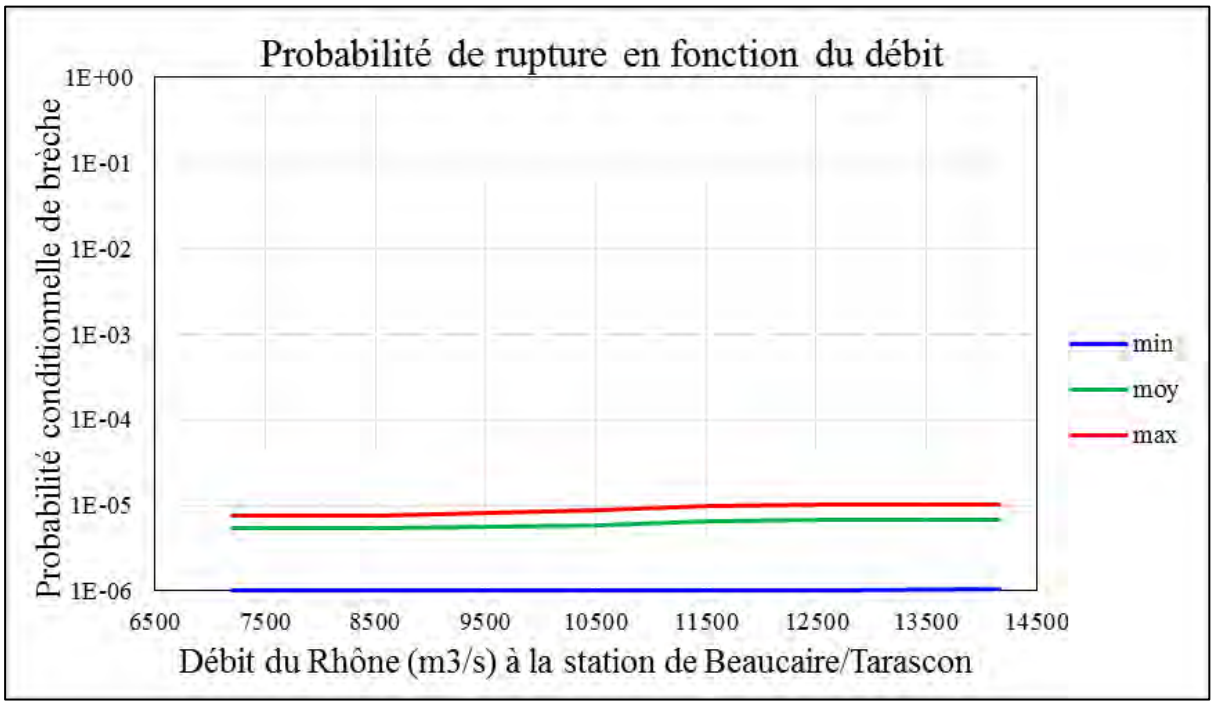


Figure 25 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Millénale Nord

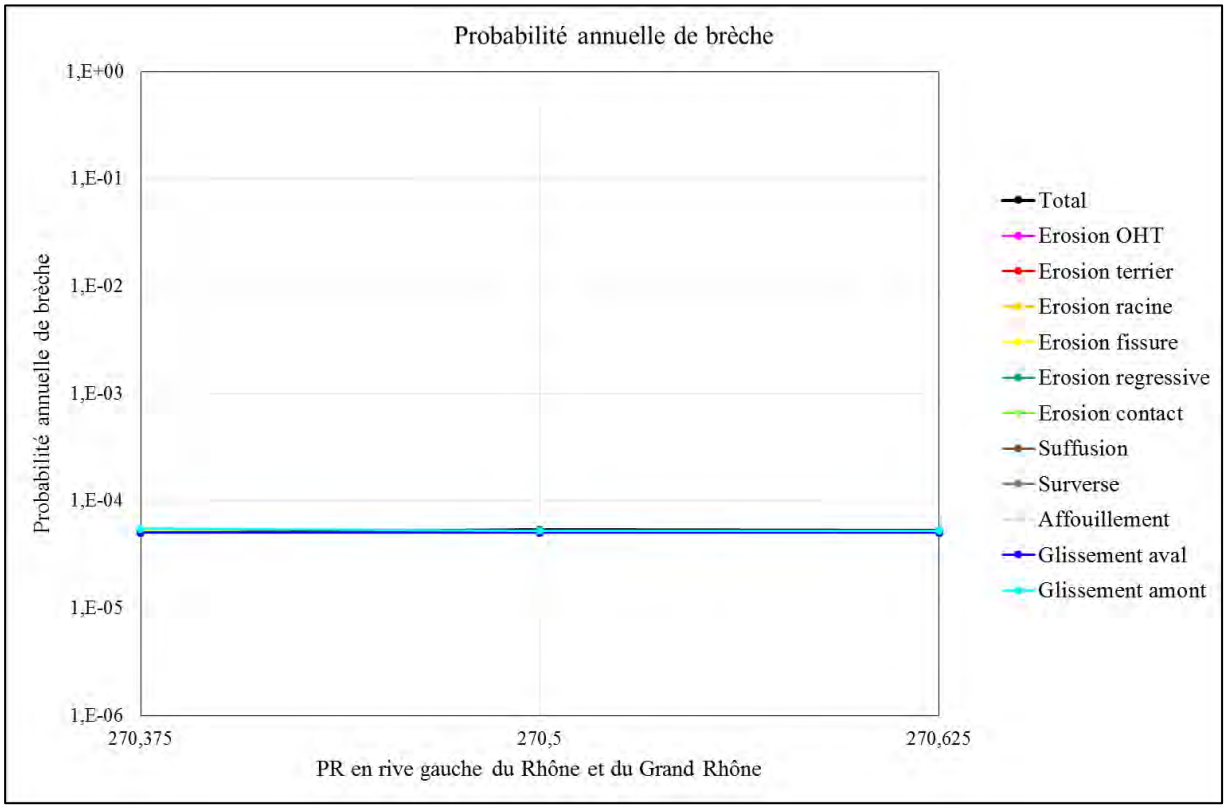


Figure 26 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Millénale Nord

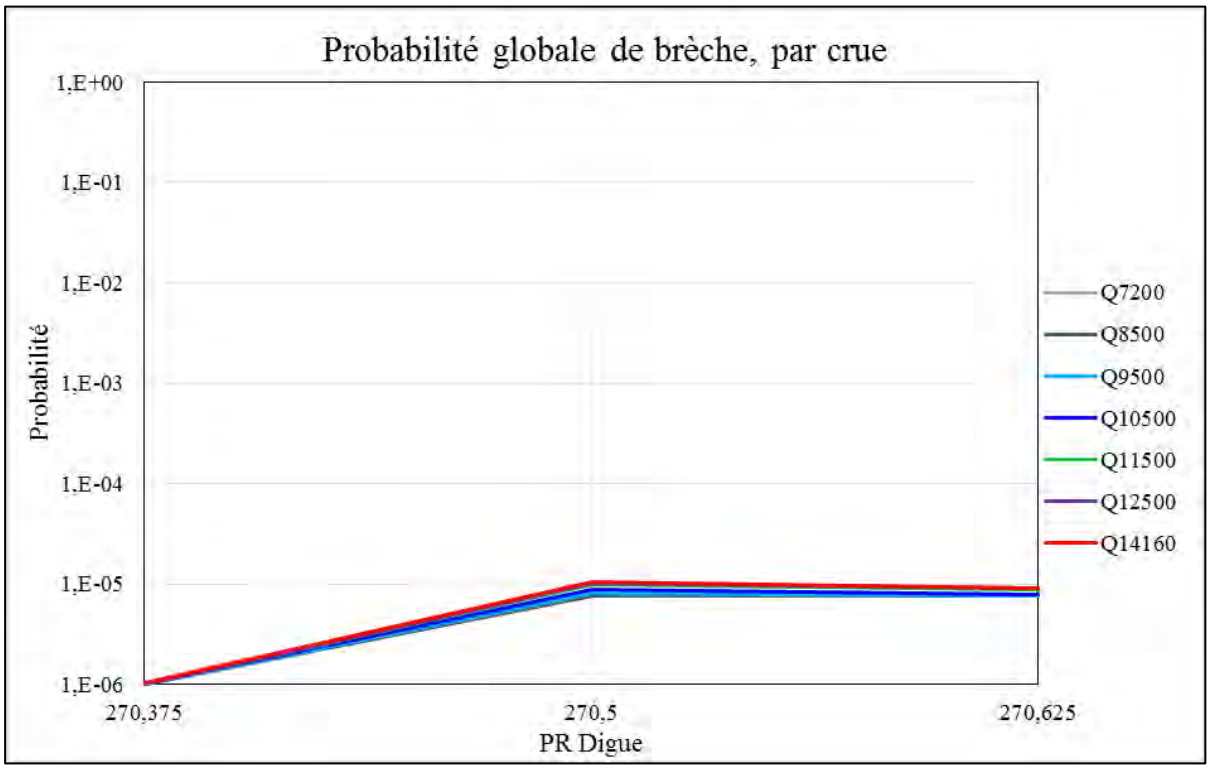


Figure 27 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Millénale Nord

2.10 DIGUE TARASCON-ARLES : TRONÇON RESISTANT A LA SURVERSE

Le tronçon résistant à la surverse mesure 4.9km, il comprend les PR0.125 compris entre RG270.75 et 275.75 ; il est intégralement carrossable, jusqu'au déversement.

Tableau 40 : Synthèse de géométrie, tronçon résistant à la surverse

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	10,7	9,7	10,3	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	6,5	4,4	5,2	0,4
Cote à 20m du pdav	m NGF	6,5	4,4	5,2	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	7,8	5,7	6,9	0,6
Cote à 20m du pdam	m NGF	7,6	5,5	6,6	0,6
Hauteur de digue côté aval	m	5,3	3,2	5,1	0,3
Hauteur de digue côté amont	m	4,2	2,7	3,4	0,4
Fruit aval	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Fruit amont	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Largeur du ségonnal	m	1430	640	1212	190

Ce tronçon est très éloigné du fleuve.

Tableau 41 : Données hydrauliques, tronçon résistant à la surverse

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,3	7,0	2,5	2,7	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
8500	9,5	8,1	1,2	1,5	0,1	0,1	0,1	0,0	0,3
9500	9,6	8,6	1,0	1,1	0,2	0,1	0,1	0,0	0,2
10500	10,0	9,0	0,6	0,7	0,2	0,2	0,1	0,0	0,1
11500	10,6	9,7	0,0	0,1	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0
12500	10,9	9,9	-0,3	-0,2	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0
14160	11,1	10,1	-0,4	-0,3	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0

Il n'y a pas de batardeaux sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon résistant à la surverse vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une nouvelle digue en matériaux mixtes, avec grillage. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 et A2 dans le corps de digue. La filtration est assurée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une canalisation en profondeur. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. La filtration est réalisée par un filtre aux caractéristiques non connues.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques indiquent qu'il y a du sable propre en fondation, un paléochenal a également été repéré. La couche de sable, dont le toit est à 1m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues / les brèches ont été entièrement reprises. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est résistant à la surverse.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 1000m et la pente hydraulique est de 20 à 40 cm/km ; la berge est recouverte d'herbacés.

Tableau 42 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon résistant à la surverse

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	1E-10	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
8500	3E-09	0	4E-07	3E-07	6E-10	9E-13	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
9500	6E-09	0	8E-07	5E-07	1E-09	1E-12	2E-12	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**
10500	7E-09	0	1E-06	6E-07	1E-09	2E-12	2E-12	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**
11500	8E-09	0	1E-06	7E-07	1E-09	2E-12	1E-11	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**
12500	8E-09	0	1E-06	8E-07	1E-09	3E-12	3E-11	2E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**1E-05**
14160	8E-09	0	1E-06	8E-07	1E-09	8E-12	4E-11	4E-05	4E-13	1E-06	6E-06			**6E-05**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	3E-09	3E-07	4E-07	2E-07	7E-10	7E-13	0	1E-06	2E-08	1E-06	6E-06			**8E-06**
8500	7E-09	7E-07	1E-06	7E-07	2E-09	2E-12	0	1E-06	7E-09	1E-06	6E-06			**1E-05**
9500	8E-09	8E-07	1E-06	8E-07	2E-09	2E-12	2E-12	1E-06	2E-08	1E-06	6E-06			**1E-05**
10500	8E-09	8E-07	1E-06	8E-07	1E-07	2E-12	7E-12	1E-06	2E-08	1E-06	6E-06			**1E-05**
11500	9E-09	9E-07	1E-06	9E-07	5E-06	6E-12	4E-11	1E-06	2E-08	1E-06	6E-06			**2E-05**
12500	9E-09	9E-07	1E-06	9E-07	1E-05	2E-11	6E-11	3E-05	3E-08	1E-06	6E-06			**5E-05**
14160	1E-08	9E-07	1E-06	9E-07	1E-05	4E-11	8E-11	4E-04	6E-08	1E-06	6E-06			**4E-04**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	4E-09	5E-06	6E-07	4E-07	1E-09	1E-12	0	1E-06	2E-07	1E-06	6E-06			**1E-05**
8500	8E-09	1E-05	1E-06	8E-07	2E-09	2E-12	0	1E-06	5E-08	1E-06	6E-06			**2E-05**
9500	8E-09	1E-05	1E-06	8E-07	8E-09	2E-12	3E-12	1E-06	1E-07	1E-06	6E-06			**2E-05**
10500	9E-09	1E-05	1E-06	9E-07	5E-06	4E-12	1E-11	1E-06	2E-07	1E-06	6E-06			**2E-05**
11500	9E-09	1E-05	1E-06	9E-07	2E-04	8E-11	6E-11	1E-06	2E-07	1E-06	6E-06			**2E-04**
12500	1E-08	1E-05	1E-06	1E-06	4E-04	2E-10	1E-10	9E-05	2E-07	1E-06	6E-06			**4E-04**
14160	1E-08	1E-05	1E-06	1E-06	5E-04	2E-10	1E-10	1E-03	3E-07	1E-06	6E-06			**1E-03**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **6E-05**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Résistant à la Surverse est un évènement très improbable.

Jusqu'à une crue de 12500m3/s, la création de brèche est quasiment impossible, à partir de 14160 cela devient très peu probable.

Le risque le moins faible est celui d'une érosion régressive.

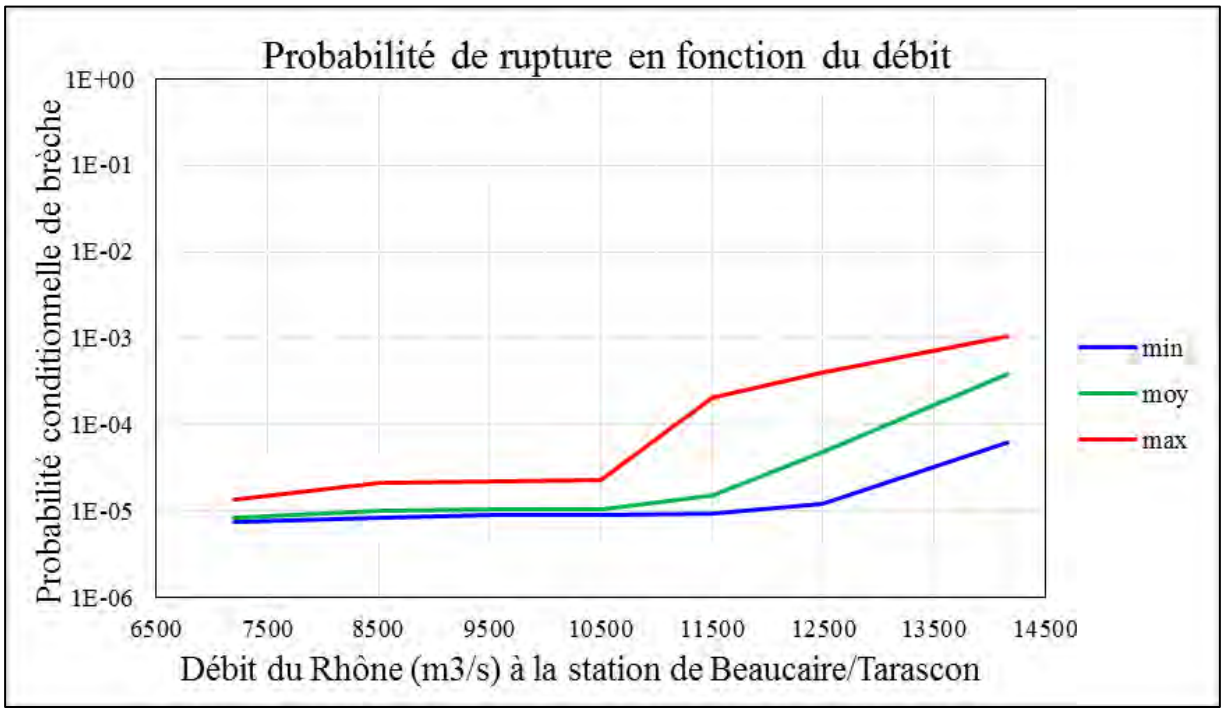


Figure 28 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon résistant à la surverse

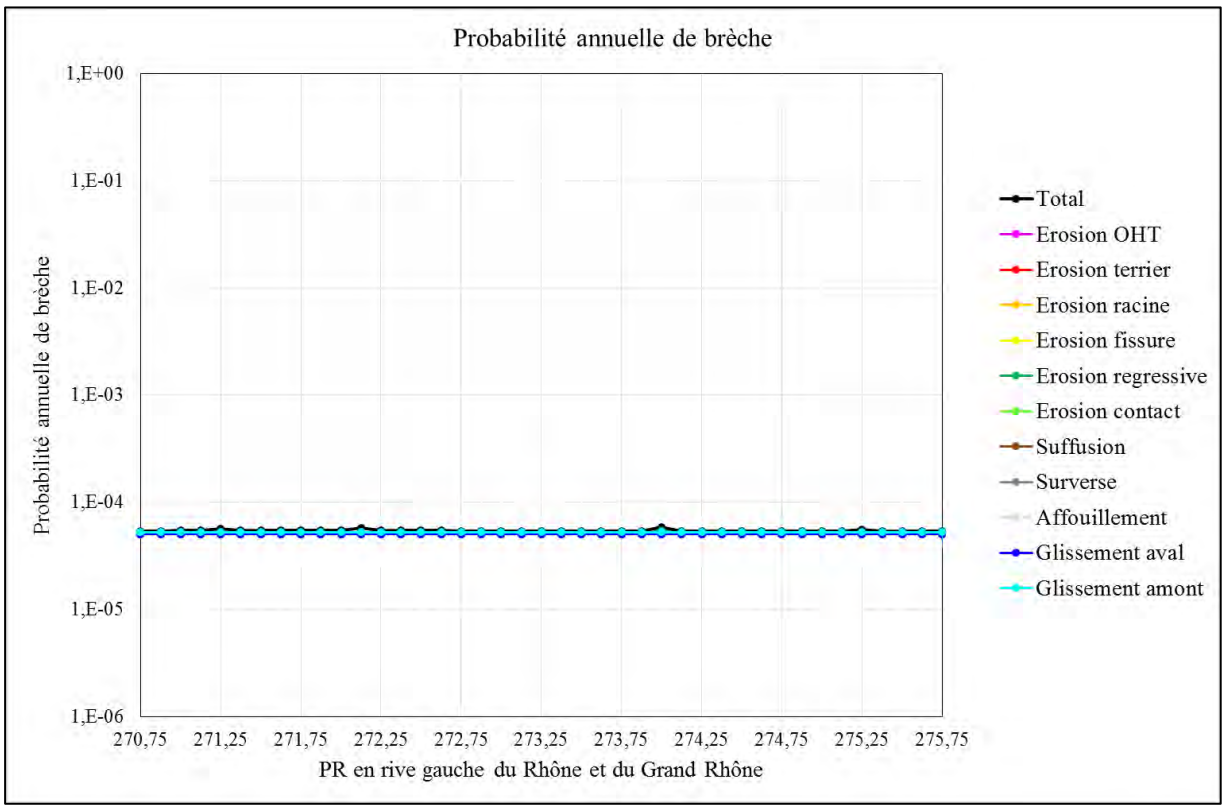


Figure 29 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon résistant à la surverse

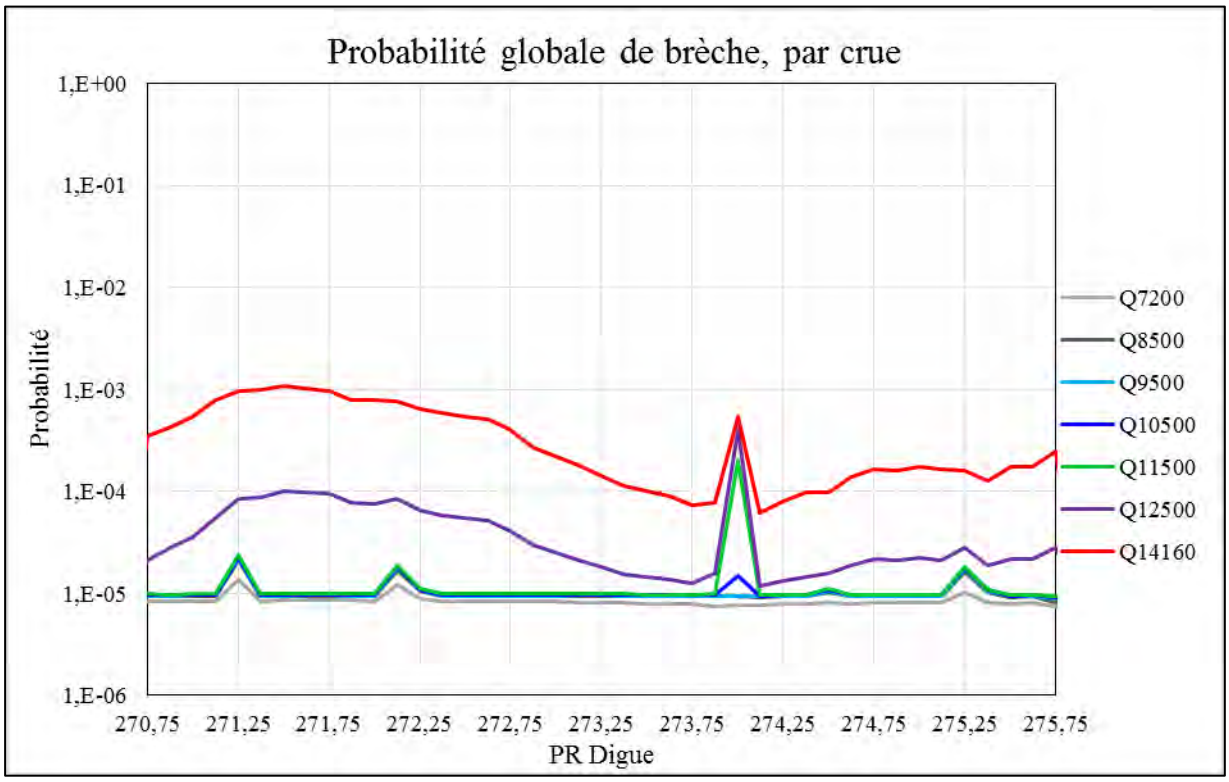


Figure 30 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon résistant à la surverse

2.11 DIGUE TARASCON-ARLES : TRONÇON MILLENALE SUD

Le tronçon Millénale Sud mesure 2.2km, il comprend les PR0.125 compris entre RG275.875 et 278.75 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 43 : Synthèse de géométrie, tronçon Millénale Sud

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	10,5	10,0	10,3	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	5,5	3,6	5,1	0,6
Cote à 20m du pdav	m NGF	5,5	3,6	5,1	0,6
Cote de pied de digue amont	m NGF	6,3	3,9	5,5	0,5
Cote à 20m du pdam	m NGF	5,7	5,5	5,6	0,1
Hauteur de digue côté aval	m	6,9	4,5	5,1	0,8
Hauteur de digue côté amont	m	6,6	4,1	4,8	0,5
Fruit aval	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Fruit amont	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Largeur du ségonnal	m	1330	650	1055	183

Ce tronçon est très éloigné du fleuve.

Tableau 44 : Données hydrauliques, tronçon Millénale Sud

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	6,9	6,2	3,6	3,7	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	8,1	7,4	2,4	2,5	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
9500	8,6	7,9	1,9	2,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
10500	9,0	8,4	1,5	1,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
11500	9,6	9,0	0,9	0,9	0,2	0,1	0,0	0,0	0,2
12500	9,9	9,3	0,6	0,6	0,2	0,1	0,0	0,0	0,1
14160	10,0	9,5	0,5	0,5	0,2	0,1	0,0	0,0	0,1

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Millénale Sud vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une nouvelle digue en matériaux mixtes, avec grillage. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 et A2. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une structure rigide réalisée sur l'ensemble de la traversée. Les fonctions résistance et filtration sont similaires au scénario 1.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. Les fonctions résistance et filtration sont identiques aux précédents scénarii.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. Les fonctions résistance et filtration sont identiques aux précédents scénarii.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques indiquent qu'il y a du sable propre en fondation. La couche de sable, dont le toit est à 1m de profondeur, mesure 10m d'épaisseur. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre, conforté récemment.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 1000m et la pente hydraulique est de 20 à 40 cm/km ; la berge est recouverte d'herbacés.

Tableau 45 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Millénale Sud

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	3E-10	0	3E-08	2E-08	1E-10	2E-13	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
8500	6E-10	0	9E-08	6E-08	2E-10	2E-13	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
9500	4E-09	0	6E-07	4E-07	1E-09	1E-12	2E-12	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**
10500	6E-09	0	9E-07	6E-07	1E-09	1E-12	9E-12	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**
11500	7E-09	0	1E-06	7E-07	1E-09	2E-12	4E-11	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**9E-06**
12500	8E-09	0	1E-06	7E-07	1E-09	2E-12	7E-11	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**9E-06**
14160	8E-09	0	1E-06	8E-07	1E-09	2E-12	9E-11	1E-06	6E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	5E-10	1E-07	7E-08	5E-08	2E-10	2E-13	0	1E-06	2E-09	1E-06	6E-06			**8E-06**
8500	3E-09	4E-07	5E-07	3E-07	8E-10	8E-13	0	1E-06	9E-09	1E-06	6E-06			**9E-06**
9500	6E-09	6E-07	8E-07	5E-07	1E-09	1E-12	2E-12	1E-06	9E-09	1E-06	6E-06			**1E-05**
10500	7E-09	7E-07	1E-06	7E-07	2E-09	1E-12	1E-11	1E-06	1E-08	1E-06	6E-06			**1E-05**
11500	8E-09	8E-07	1E-06	7E-07	2E-08	2E-12	6E-11	1E-06	2E-08	1E-06	6E-06			**1E-05**
12500	8E-09	9E-07	1E-06	8E-07	7E-08	3E-12	1E-10	1E-06	2E-08	1E-06	6E-06			**1E-05**
14160	8E-09	9E-07	1E-06	8E-07	1E-07	6E-12	1E-10	1E-06	2E-08	1E-06	6E-06			**1E-05**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	3E-09	2E-06	4E-07	3E-07	4E-10	7E-13	0	1E-06	1E-08	1E-06	6E-06			**1E-05**
8500	7E-09	9E-06	1E-06	7E-07	1E-09	1E-12	0	1E-06	7E-08	1E-06	6E-06			**2E-05**
9500	8E-09	1E-05	1E-06	8E-07	2E-09	2E-12	4E-12	1E-06	7E-08	1E-06	6E-06			**2E-05**
10500	8E-09	1E-05	1E-06	8E-07	2E-09	2E-12	2E-11	1E-06	8E-08	1E-06	6E-06			**2E-05**
11500	9E-09	1E-05	1E-06	9E-07	2E-07	7E-12	1E-10	1E-06	1E-07	1E-06	6E-06			**2E-05**
12500	9E-09	1E-05	1E-06	9E-07	8E-07	2E-11	2E-10	1E-06	1E-07	1E-06	6E-06			**2E-05**
14160	9E-09	1E-05	1E-06	9E-07	1E-06	2E-11	2E-10	1E-06	1E-07	1E-06	6E-06			**2E-05**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **6E-06**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Millénale Sud est un évènement très improbable.

A minima jusqu'à une crue de 14160m3/s, la création de brèche est quasiment impossible.

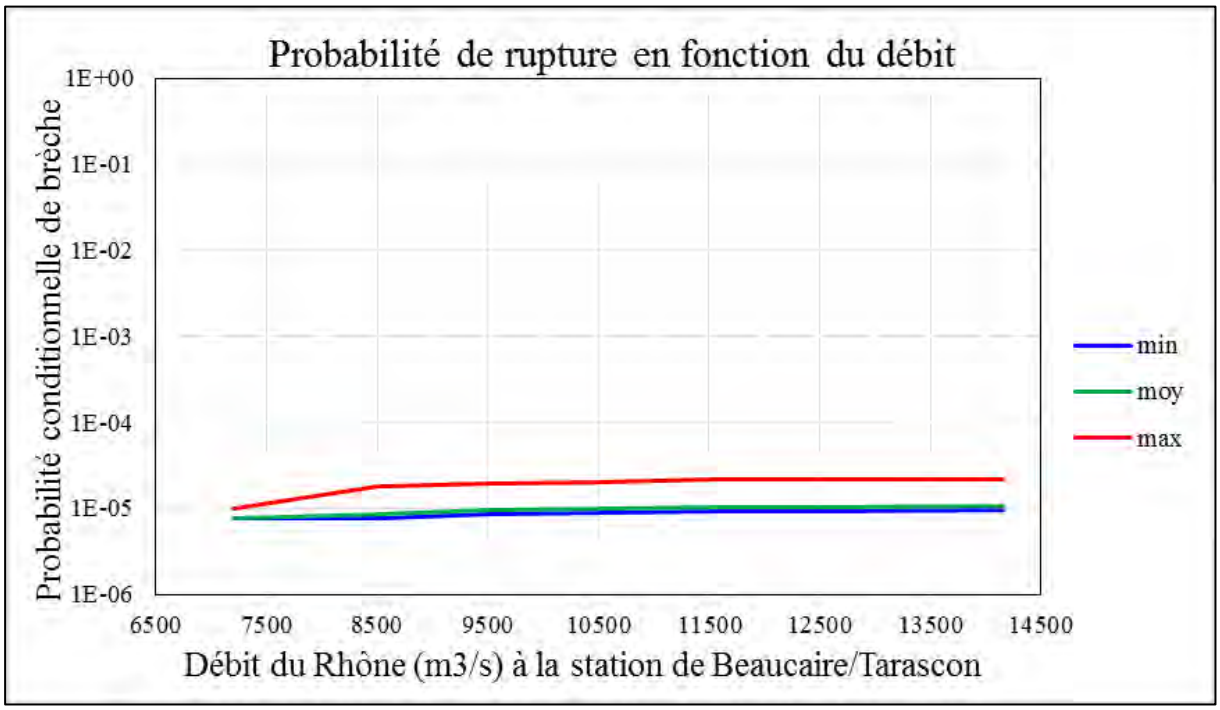


Figure 31 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Millénale Sud

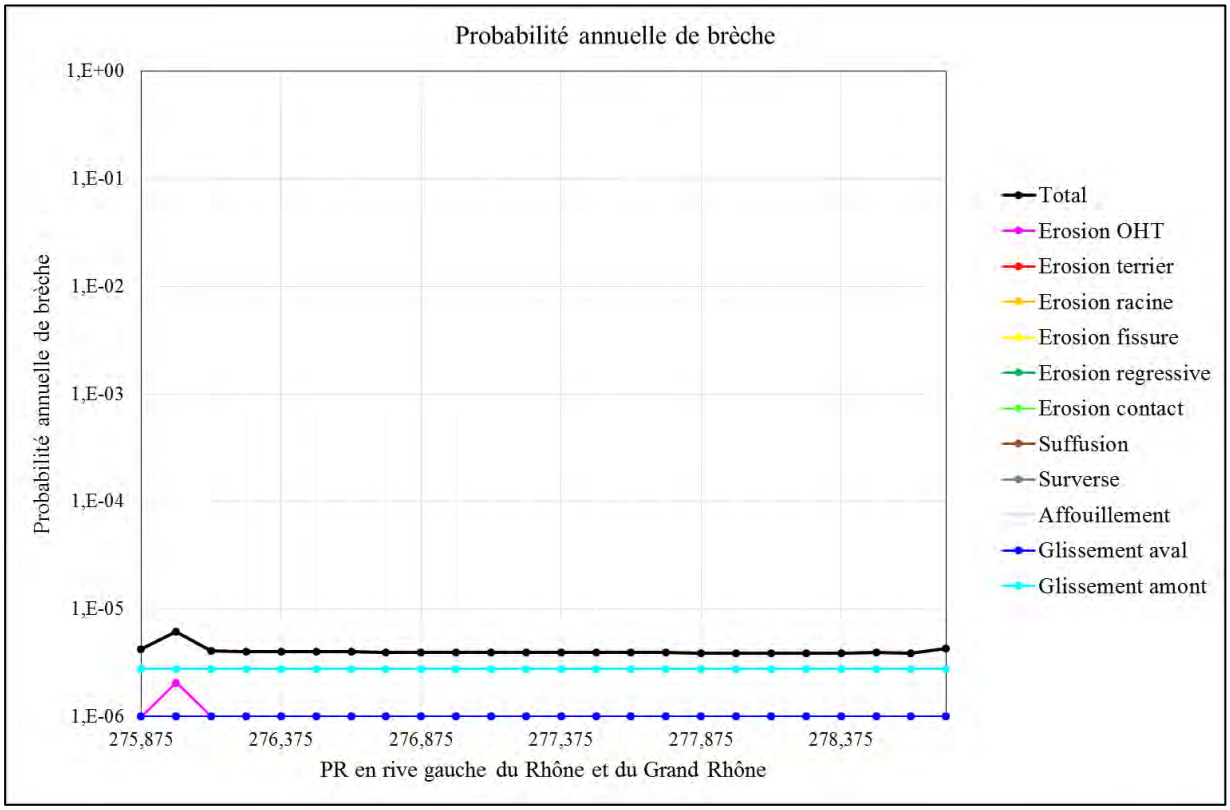


Figure 32 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Millénale Sud

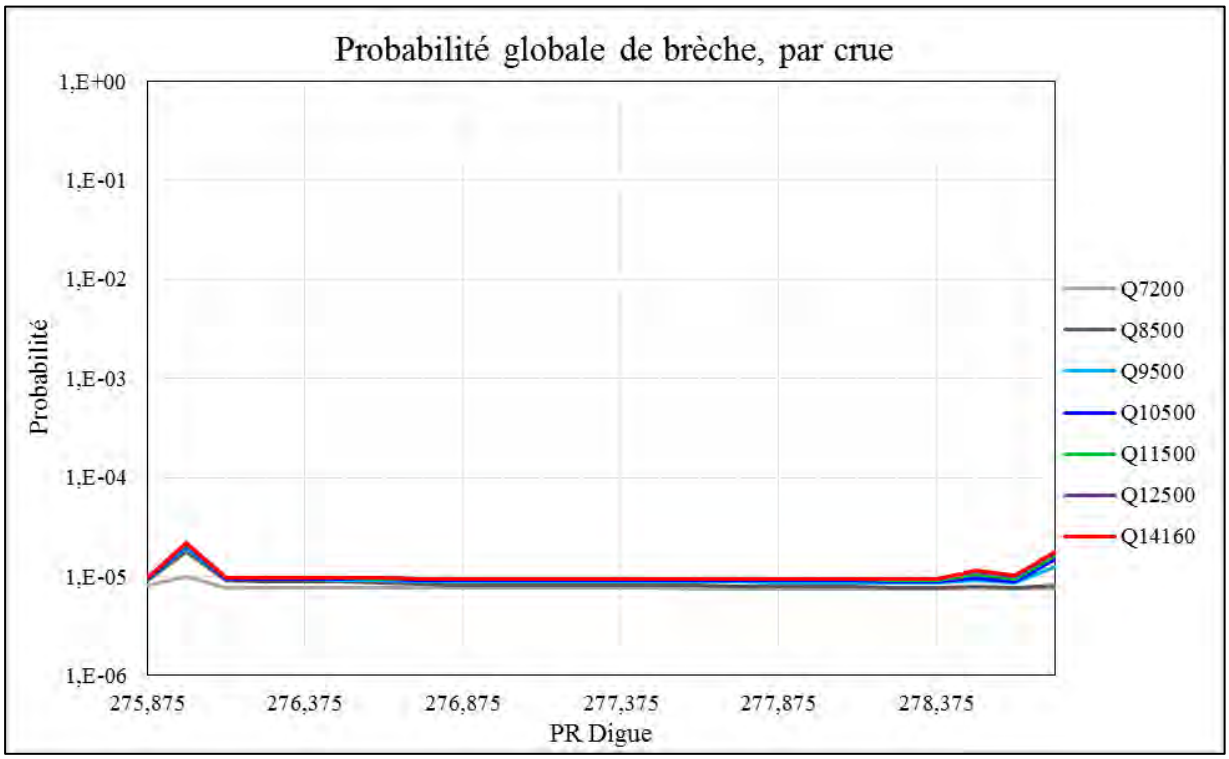


Figure 33 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Millénale Sud

2.12 DIGUE DU MAS MOLIN

Le tronçon Mas Molin mesure 0.4km, il comprend les PR0.125 compris entre RG278.875 et 279.125 ; il est carrossable.

Tableau 46 : Synthèse de géométrie, tronçon Mas Molin

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	9,9	9,8	9,8	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	9,3	5,5	6,8	2,1
Cote à 20m du pdav	m NGF	9,3	5,5	6,8	2,1
Cote de pied de digue amont	m NGF	5,7	3,4	4,8	1,2
Cote à 20m du pdam	m NGF	5,0	2,7	3,9	1,6
Hauteur de digue côté aval	m	4,4	0,5	3,0	2,2
Hauteur de digue côté amont	m	6,4	4,1	5,0	1,2
Fruit aval	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Fruit amont	L/V	2,5	2,5	2,5	0,0
Largeur du ségonnal	m	580	500	537	40

Ce tronçon est éloigné du fleuve.

Tableau 47 : Données hydrauliques, tronçon Mas Molin

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	6,1	6,1	3,7	3,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9
8500	7,3	7,3	2,5	2,5	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
9500	7,9	7,8	1,9	1,9	0,1	0,1	0,0	0,0	0,6
10500	8,3	8,2	1,5	1,5	0,1	0,1	0,0	0,0	0,6
11500	9,0	8,9	0,8	0,9	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
12500	9,3	9,2	0,5	0,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
14160	9,4	9,3	0,4	0,4	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Mas Molin vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a un masque A2 côté amont et un engraissement côté aval, avec grillage. Concernant la stabilité, la digue est récente et le perré est en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
L'ouvrage hydraulique sur ce tronçon comprend une structure rigide réalisée sur l'ensemble de la traversée. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle ayant fait l'objet d'un engraissement par l'amont et par l'aval. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon mais il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée, dont le toit est à 2m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est récente et le perré est en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la digue est récente et le perré est en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre, conforté récemment.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 500m et la pente hydraulique est de 25 à 35 cm/km ; la berge est recouverte d'herbacés.

Tableau 48 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Mas Molin

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	2E-13	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
8500	0	0	0	0	0	2E-13	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
9500	0	0	0	0	0	1E-12	3E-12	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**8E-06**
10500	0	0	0	0	0	1E-12	1E-11	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**8E-06**
11500	0	0	0	0	0	2E-12	7E-11	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**8E-06**
12500	0	0	0	0	0	2E-12	1E-10	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**8E-06**
14160	1E-10	0	1E-08	1E-07	2E-09	5E-12	2E-10	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**8E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	1E-10	4E-08	1E-08	5E-08	8E-10	5E-09	0	1E-06	8E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
8500	1E-09	7E-08	3E-08	8E-08	8E-10	5E-09	0	1E-06	8E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
9500	6E-08	5E-07	3E-07	7E-07	5E-09	5E-09	1E-10	1E-06	1E-09	1E-06	6E-06			**9E-06**
10500	2E-07	8E-07	4E-07	1E-06	7E-09	5E-09	5E-10	1E-06	4E-09	1E-06	6E-06			**1E-05**
11500	5E-07	1E-06	5E-07	1E-06	9E-09	5E-09	2E-09	1E-06	1E-08	1E-06	6E-06			**1E-05**
12500	7E-07	1E-06	5E-07	1E-06	7E-08	5E-09	4E-09	1E-06	2E-08	3E-06	6E-06			**1E-05**
14160	8E-07	1E-06	5E-07	1E-06	2E-07	5E-09	5E-09	4E-06	2E-08	5E-06	6E-06			**2E-05**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	3E-10	1E-07	3E-08	1E-07	2E-09	2E-08	0	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**8E-06**
8500	4E-09	2E-07	8E-08	2E-07	2E-09	2E-08	0	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**8E-06**
9500	2E-07	2E-06	6E-07	2E-06	1E-08	2E-08	2E-10	1E-06	4E-09	1E-06	6E-06			**1E-05**
10500	6E-07	2E-06	9E-07	2E-06	2E-08	2E-08	1E-09	1E-06	1E-08	1E-06	6E-06			**1E-05**
11500	2E-06	3E-06	1E-06	3E-06	2E-08	2E-08	5E-09	1E-06	4E-08	1E-06	6E-06			**2E-05**
12500	2E-06	3E-06	1E-06	3E-06	2E-07	2E-08	9E-09	1E-06	6E-08	6E-06	6E-06			**2E-05**
14160	2E-06	3E-06	1E-06	3E-06	5E-07	2E-08	1E-08	9E-06	6E-08	1E-05	6E-06			**4E-05**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **4E-06**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Mas Molin est un évènement possible mais extrêmement peu probable.

A minima jusqu'à une crue de 14160m3/s, la création de brèche est quasiment impossible.

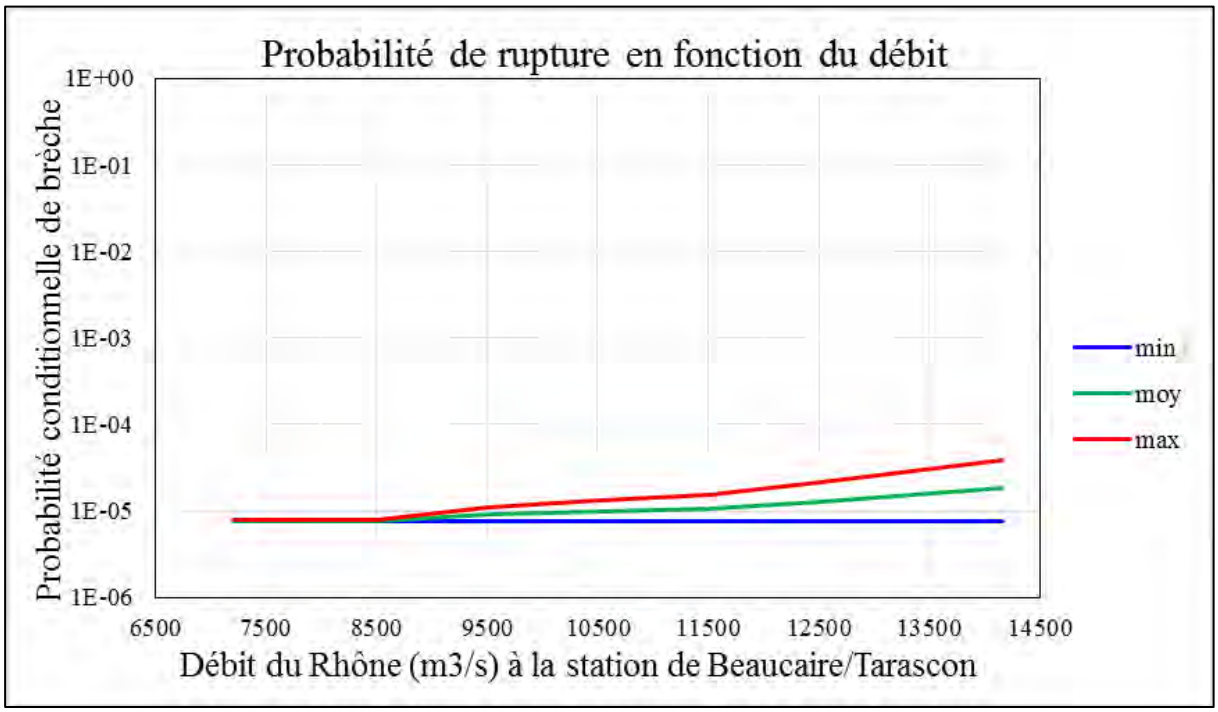


Figure 34 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Mas Molin

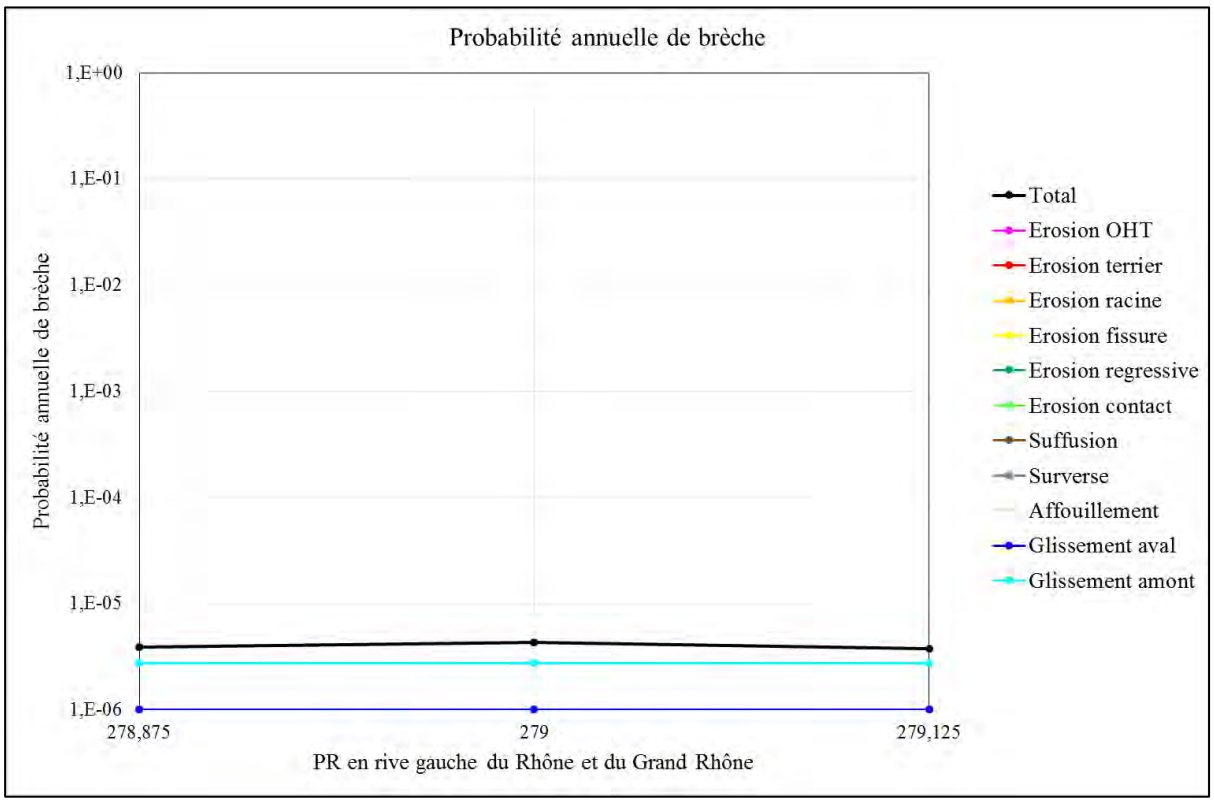


Figure 35 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Mas Molin

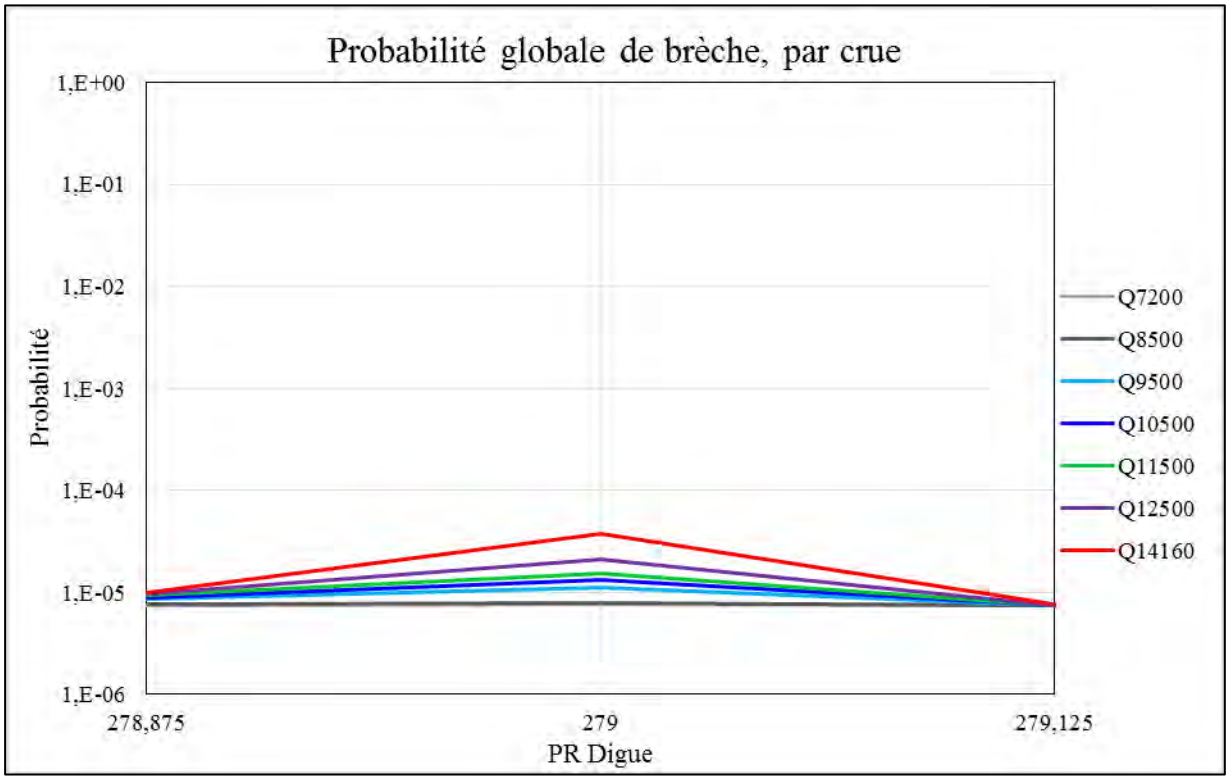


Figure 36 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Mas Molin

2.13 DIGUE EST DU PORT D'ARLES

Le tronçon Digue Est du Port d'Arles mesure 1.6km, il comprend les PR0.125 compris entre RG279.25 et 280.75 ; il est carrossable.

Tableau 49 : Synthèse de géométrie, tronçon Port Arles

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	9,8	9,2	9,5	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	9,3	8,1	8,8	0,4
Cote à 20m du pdav	m NGF	9,3	8,1	8,8	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	9,3	3,0	8,4	1,7
Cote à 20m du pdam	m NGF	9,2	7,9	8,7	0,4
Hauteur de digue côté aval	m	1,2	0,4	0,8	0,3
Hauteur de digue côté amont	m	6,8	0,2	1,1	1,7
Fruit aval	L/V	2,5	1,5	1,7	0,3
Fruit amont	L/V	2,5	1,5	1,7	0,3
Largeur du ségonnal	m	430	130	323	104

Sur ce tronçon où la protection est à un peu plus de 100m du fleuve, la bathymétrie est de -10mNGF et le secteur est stable au niveau morpho-dynamique.

Tableau 50 : Données hydrauliques, tronçon Port Arles

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	6,0	5,6	3,5	3,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	7,3	6,8	2,4	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	7,7	7,3	1,9	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
10500	8,1	7,7	1,5	1,6	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
11500	8,8	8,4	0,8	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9
12500	9,1	8,7	0,5	0,7	0,1	0,0	0,0	0,0	0,8
14160	9,2	8,8	0,4	0,5	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Port Arles vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une digue adossée à un large remblai. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages traversants sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une structure rigide réalisée sur une partie de la traversée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon mais il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable, dont le toit est à 2m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en matériaux de carrière.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 100m et la pente hydraulique est de 20 à 35 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements avec sabot.

Tableau 51 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Port Arles

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
8500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
9500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
10500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
11500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
12500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
14160	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
8500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
9500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
10500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
11500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
12500	4E-08	2E-04	6E-06	4E-06	2E-09	1E-09	3E-10	1E-06	6E-09	5E-03	1E-03			**7E-03**
14160	1E-07	3E-04	2E-05	1E-05	7E-09	1E-09	5E-10	1E-06	7E-09	5E-03	1E-03			**7E-03**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
8500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
9500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
10500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
11500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0
12500	3E-07	2E-03	5E-05	3E-05	1E-08	2E-08	3E-09	1E-06	3E-08	7E-03	2E-03			**1E-02**
14160	5E-07	3E-03	7E-05	5E-05	2E-08	2E-08	3E-09	1E-06	3E-08	7E-03	2E-03			**1E-02**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **9E-05**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon de la digue Est du Port d'Arles est un évènement très improbable.

Jusqu'à une crue de 11500m3/s, la digue n'est pas mise en eau, à partir de 12500m3/s la création de brèche devient peu probable.

Le risque vis-à-vis de la stabilité apparait comme prépondérant ; en réalité la rehausse est en grave et ne présentera pas de problèmes de stabilité.

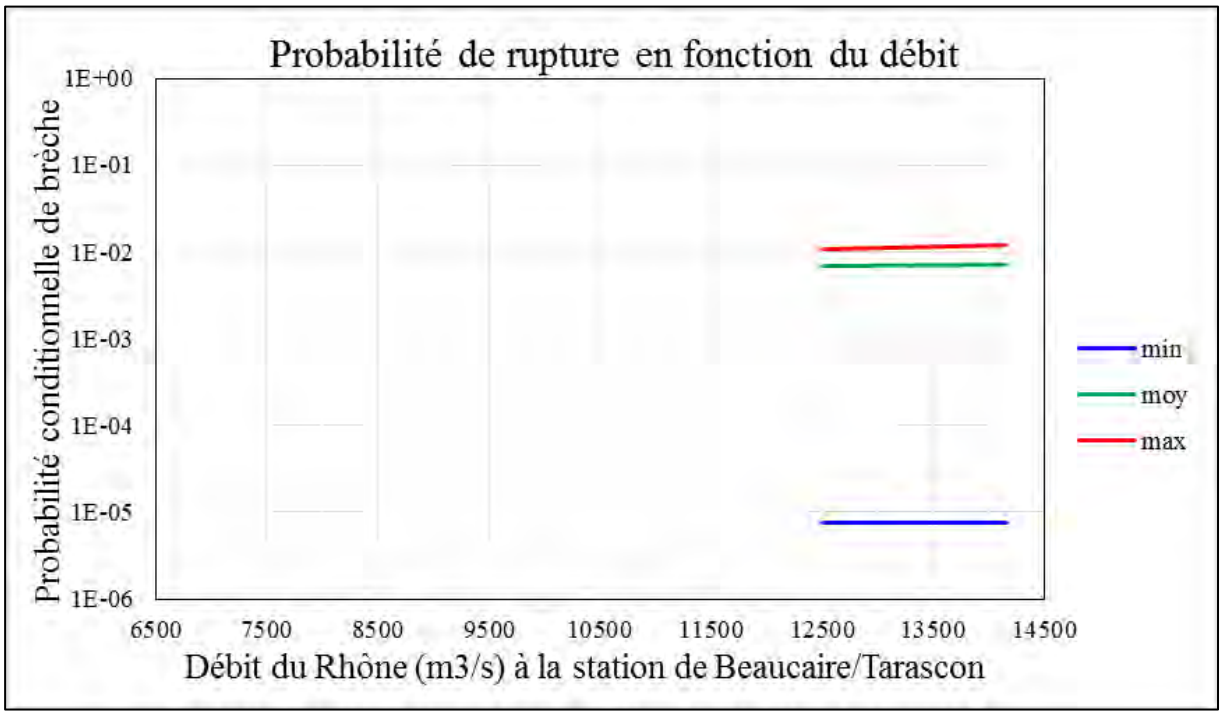


Figure 37 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Port Arles

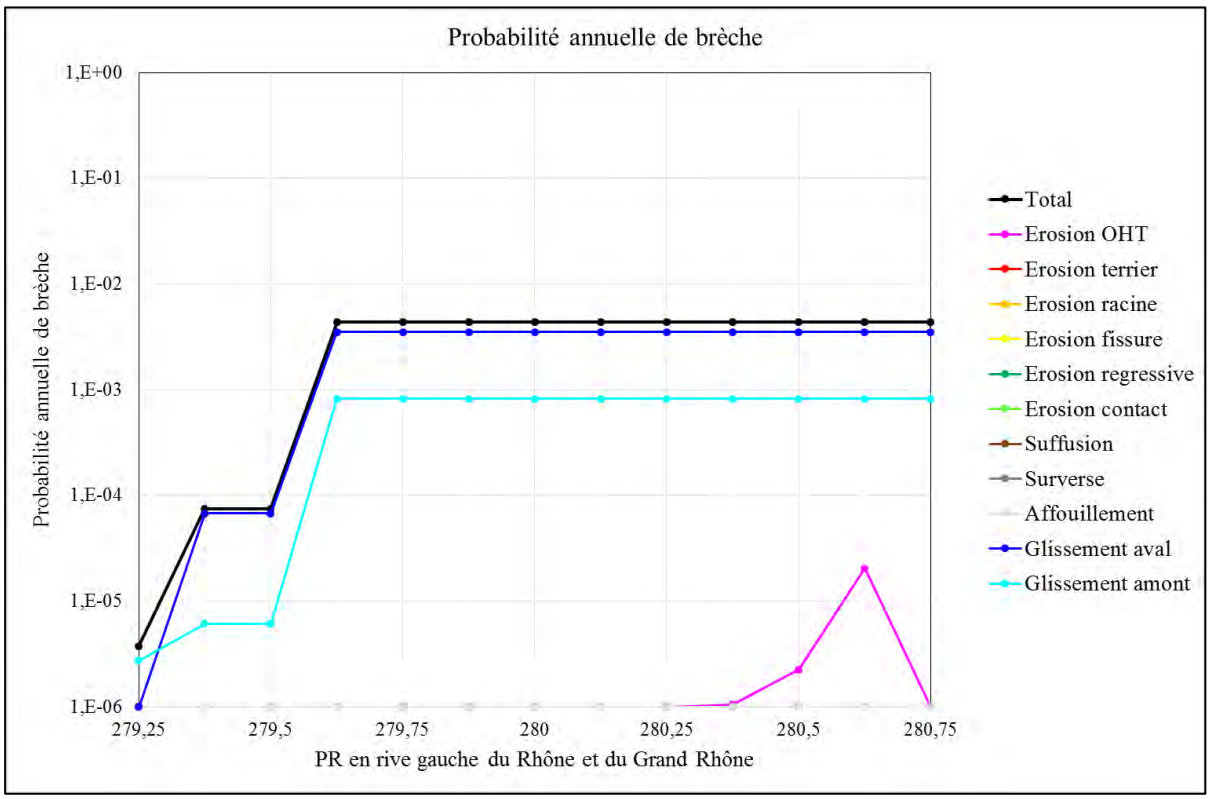


Figure 38 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Port Arles

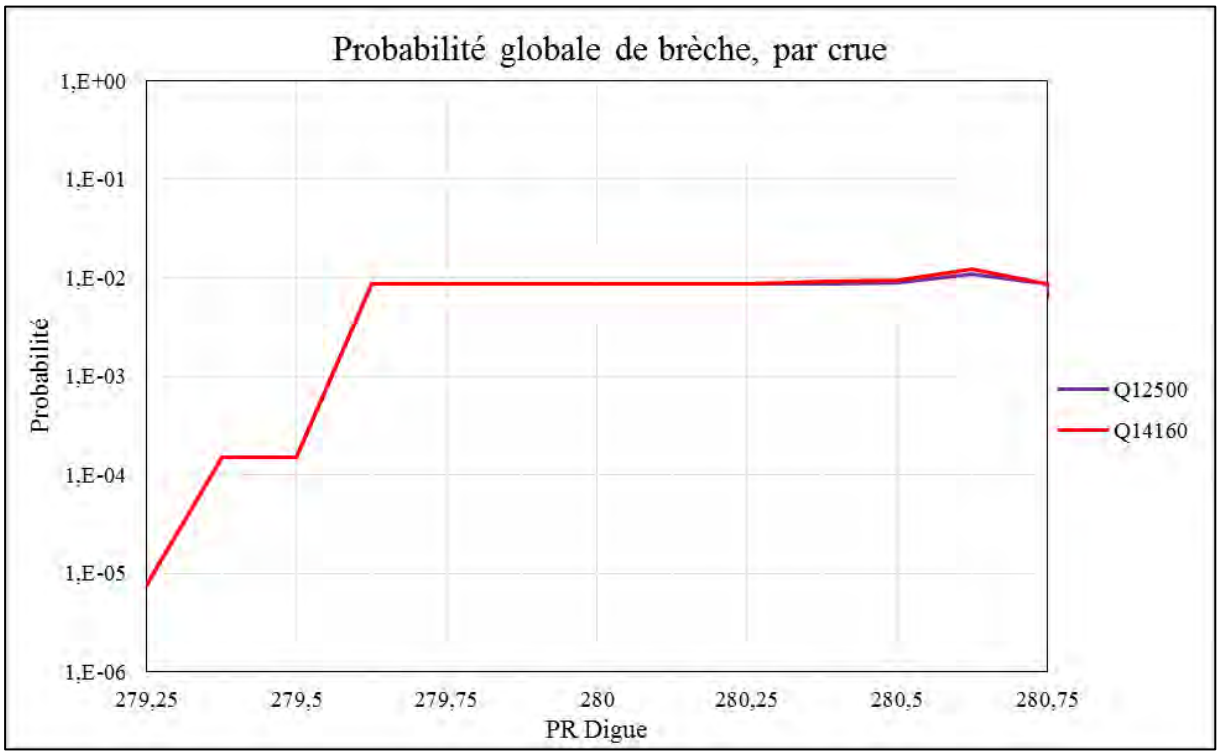


Figure 39 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Port Arles

2.14 CHEMIN DES SEGONNAUX

Le tronçon Chemin des ségonnaux mesure 1.4km, il comprend les PR0.125 compris entre GRG280.875 et 281.75 ; il est carrossable.

Tableau 52 : Synthèse de géométrie, tronçon Ségonnaux

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	9,2	8,9	9,1	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	8,9	8,2	8,6	0,2
Cote à 20m du pdav	m NGF	9,6	8,2	8,8	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	8,9	8,2	8,5	0,3
Cote à 20m du pdam	m NGF	8,8	1,0	6,1	2,8
Hauteur de digue côté aval	m	0,8	0,2	0,4	0,2
Hauteur de digue côté amont	m	1,0	0,2	0,5	0,2
Fruit aval	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Fruit amont	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	100	0	41	36

Sur ce tronçon, la bathymétrie est de -10mNGF et le secteur est stable au niveau morpho-dynamique.

Tableau 53 : Données hydrauliques, tronçon Ségonnaux

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	5,6	5,4	3,5	3,6	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	6,8	6,6	2,3	2,4	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	7,3	7,1	1,9	1,9	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
10500	7,7	7,4	1,5	1,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
11500	8,3	8,0	0,8	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
12500	8,6	8,3	0,5	0,6	0,4	0,1	0,0	0,0	1,0
14160	8,8	8,5	0,4	0,4	0,8	0,2	0,0	0,0	0,9

Il n'y a pas de batardeau sur ce secteur

Caractéristiques du tronçon Ségonnaux vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive

L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon mais il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée, dont le toit est à 2m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse

En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement constitué de palplanches.

Scénario de brèche 9 : Affouillement

La largeur minimum du ségonnal est de 15m et la pente hydraulique est de 20 à 50 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements anciens dans la zone de faible ségonnal.

Tableau 54 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Ségonnaux

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200					0			1E-06	4E-13				0	**1E-06**
8500					0			1E-06	4E-13				0	**1E-06**
9500					0			1E-06	4E-13				0	**1E-06**
10500					0			1E-06	4E-13				0	**1E-06**
11500					0			1E-06	4E-13				0	**1E-06**
12500					0			1E-06	4E-13				0	**1E-06**
14160					0			1E-06	4E-13				0	**1E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200					0			1E-06	2E-09				0	**1E-06**
8500					0			1E-06	2E-09				0	**1E-06**
9500					0			1E-06	2E-09				0	**1E-06**
10500					0			1E-06	2E-09				0	**1E-06**
11500					0			1E-06	2E-09				0	**1E-06**
12500					3E-10			1E-06	2E-09				2E-05	**2E-05**
14160					8E-10			1E-06	2E-09				3E-04	**3E-04**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200					0			1E-06	7E-09				0	**2E-06**
8500					0			1E-06	7E-09				0	**2E-06**
9500					0			1E-06	7E-09				0	**2E-06**
10500					0			1E-06	7E-09				0	**2E-06**
11500					0			1E-06	7E-09				0	**2E-06**
12500					2E-09			1E-06	7E-09				1E-04	**1E-04**
14160					2E-09			1E-06	7E-09				1E-03	**1E-03**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **4E-06**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Ségonnaux est un évènement possible mais extrêmement peu probable.

Jusqu'à une crue de 12500m3/s, la création de brèche est quasiment impossible. A partir de 14160m3/s cela devient très peu probable.

Le principal risque est la stabilité du muret.

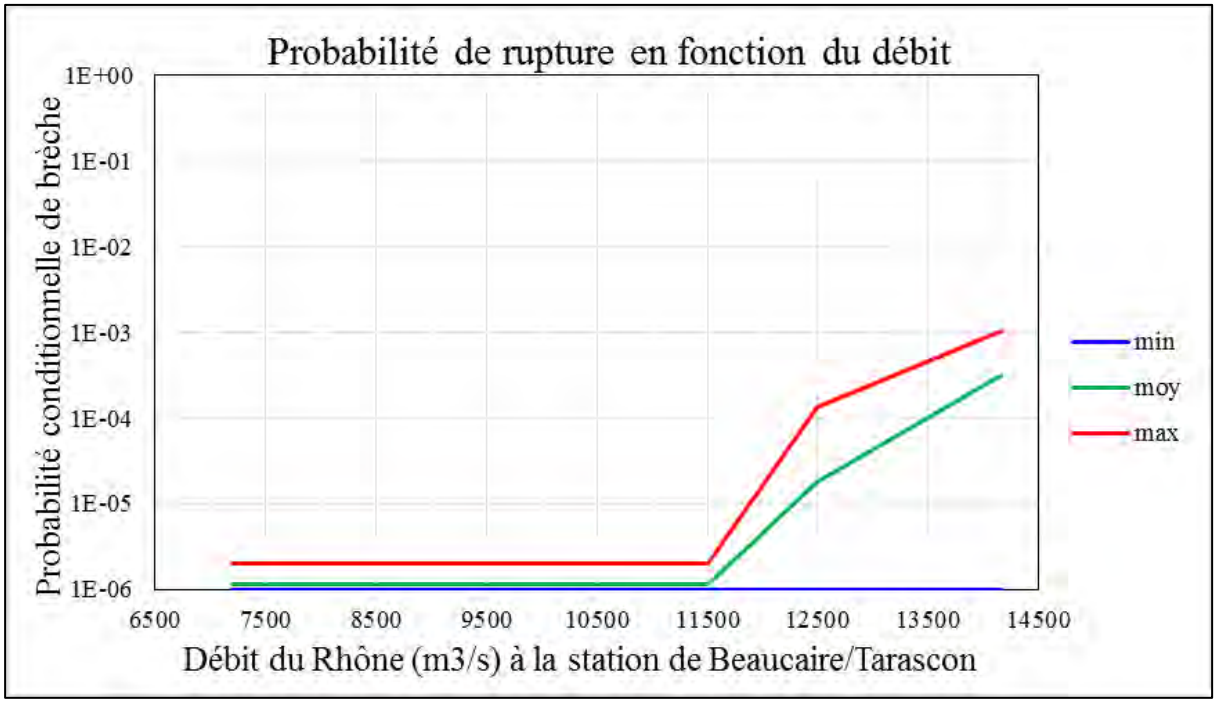


Figure 40 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Ségonnaux

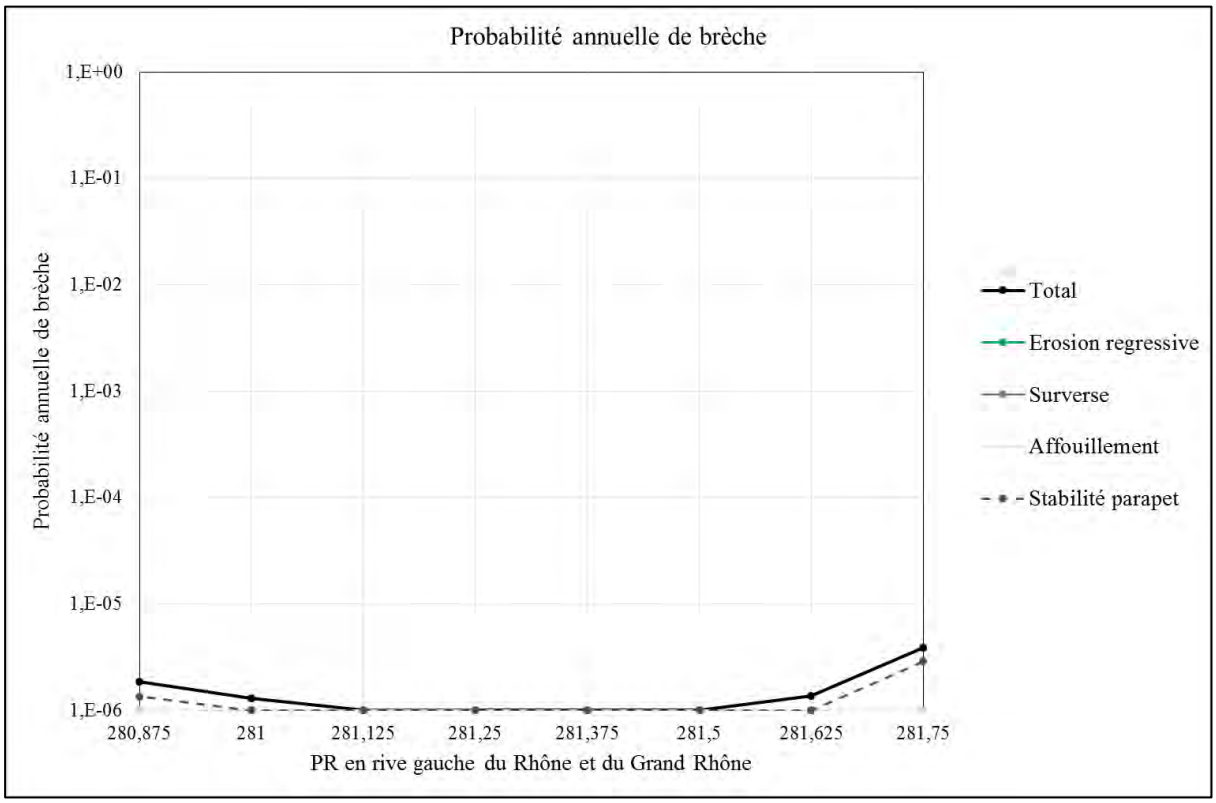


Figure 41 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Ségonnaux

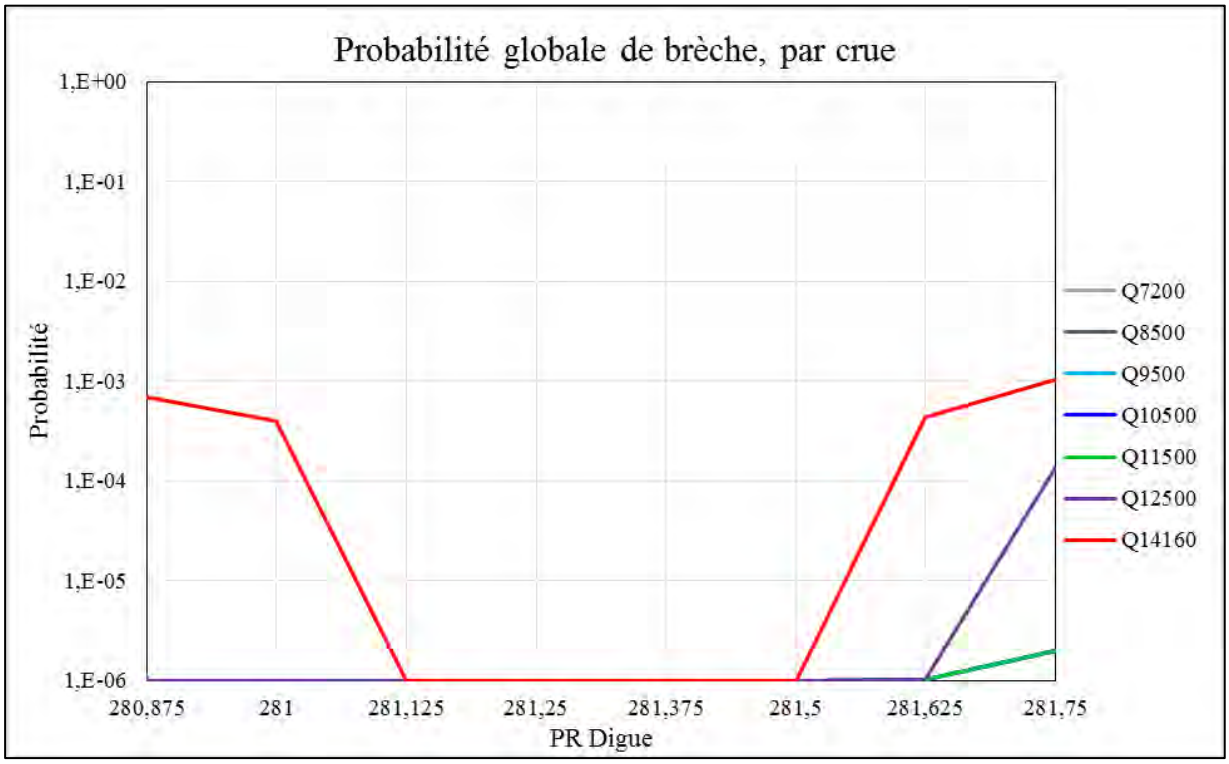


Figure 42 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Ségonnaux

2.15 QUAIS D'ARLES

Le tronçon des Quais d'Arles mesure 1.5km, il comprend les PR0.125 compris entre GRG281.875 et 283 ; il n'est pas carrossable, mais accessible par la route en pied coté protégé .

Tableau 55 : Synthèse de géométrie, tronçon Quais d'Arles

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	9,3	7,7	8,7	0,6
Cote de pied de digue aval	m NGF	8,8	6,0	7,0	1,0
Cote à 20m du pdav	m NGF	8,8	6,1	6,9	0,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	6,4	0,5	4,6	1,8
Cote à 20m du pdam	m NGF	-2,3	-10,0	-6,4	2,9
Hauteur de digue côté aval	m	2,6	0,5	1,6	0,8
Hauteur de digue côté amont	m	8,8	1,3	4,0	2,3
Fruit aval	L/V	2,4	0,0	0,8	1,1
Fruit amont	L/V	1,0	0,0	0,5	0,5
Largeur du ségonnal	m	0	0	0	0

Au niveau des quais d'Arles, le fleuve est profond, de l'ordre de -15mNGF, mais il est stable.

Tableau 56 : Données hydrauliques, tronçon Quais d'Arles

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	5,4	5,1	2,6	3,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	6,6	5,8	1,9	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	7,0	6,2	1,5	2,1	0,2	0,0	0,0	0,0	0,9
10500	7,4	6,5	1,2	1,7	0,8	0,1	0,0	0,0	0,9
11500	8,0	7,0	0,7	1,2	1,8	0,4	0,0	0,0	0,6
12500	8,3	7,2	0,5	0,9	2,2	0,5	0,0	0,0	0,5
14160	8,4	7,4	0,4	0,8	2,5	0,5	0,0	0,0	0,5

Tableau 57 : Caractéristiques des batardeaux, tronçon Quais d'Arles

Caractéristiques				Hauteur de charge (m)						
PR	Id	Cote du fil d'eau	Hauteur	7200	8500	9500	10500	11500	12500	14160
282,37	R1	6,2	2,55	-	-	0,4	0,8	1,3	1,6	1,7
282,46	R8	7,36	1,05	-	-	-	-	-	0,2	0,4
282,49	R7	7,48	0,9	-	-	-	-	-	0,1	0,2
282,61	R2	6,4	1,95	-	-	0,0	0,4	0,9	1,1	1,3
282,71	R3	6,26	1,8	-	-	0,1	0,4	0,9	1,2	1,3
282,8	R4	6,07	1,8	-	-	0,3	0,6	1,1	1,4	1,5
282,85	R5	6,18	1,78	-	-	0,09	0,44	0,93	1,19	1,31
282,98	R6	6,57	1,17	-	-	-	-	0,47	0,73	0,84

Caractéristiques du tronçon Quais d'Arles vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant

Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une structure rigide réalisée sur l'ensemble de la traversée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse

En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement constitué d'un perré maçonné.

Scénario de brèche 9 : Affouillement

La largeur du ségonnal est de nulle et la pente hydraulique est de 10 à 70 cm/km ; la berge est protégée par des palplanches.

Tableau 58 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Quais d'Arles

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0						1E-06	7E-07			1E-06	0	**3E-06**
8500		0						1E-06	7E-07			1E-06	0	**3E-06**
9500		0						1E-06	7E-07			1E-06	0	**3E-06**
10500		0						1E-06	7E-07			1E-06	0	**3E-06**
11500		0						1E-06	7E-07			1E-06	0	**3E-06**
12500		0						1E-06	7E-07			1E-06	0	**3E-06**
14160		0						1E-06	7E-07			1E-06	0	**3E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0						1E-06	7E-07			1E-06	0	**3E-06**
8500		0						1E-06	7E-07			1E-06	0	**3E-06**
9500		3E-05						1E-06	7E-07			1E-06	0	**3E-05**
10500		6E-05						1E-06	7E-07			1E-06	8E-06	**7E-05**
11500		4E-04						1E-06	7E-07			1E-06	4E-04	**8E-04**
12500		1E-03						1E-06	8E-07			1E-06	9E-04	**2E-03**
14160		2E-03						1E-06	1E-06			1E-06	1E-03	**3E-03**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0						1E-06	7E-07			1E-06	0	**3E-06**
8500		0						1E-06	7E-07			1E-06	0	**3E-06**
9500		2E-04						1E-06	7E-07			1E-06	0	**2E-04**
10500		4E-04						1E-06	7E-07			1E-06	8E-05	**4E-04**
11500		2E-03						1E-06	7E-07			1E-06	2E-03	**2E-03**
12500		4E-03						1E-06	1E-06			1E-06	4E-03	**6E-03**
14160		5E-03						1E-06	5E-06			1E-06	5E-03	**8E-03**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **8E-05**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon des quais d'Arles est un évènement très improbable.

Jusqu'à une crue de 10500m3/s, la création de brèche est quasiment impossible. A partir de 11500m3/s cela devient très peu probable.

Le principal risque est l'érosion de conduit, au niveau des ouvrages traversants ; la stabilité de la partie muret des quais est également une source de risque. Ce dernier augmente en allant vers l'aval, où le quai est un mur.

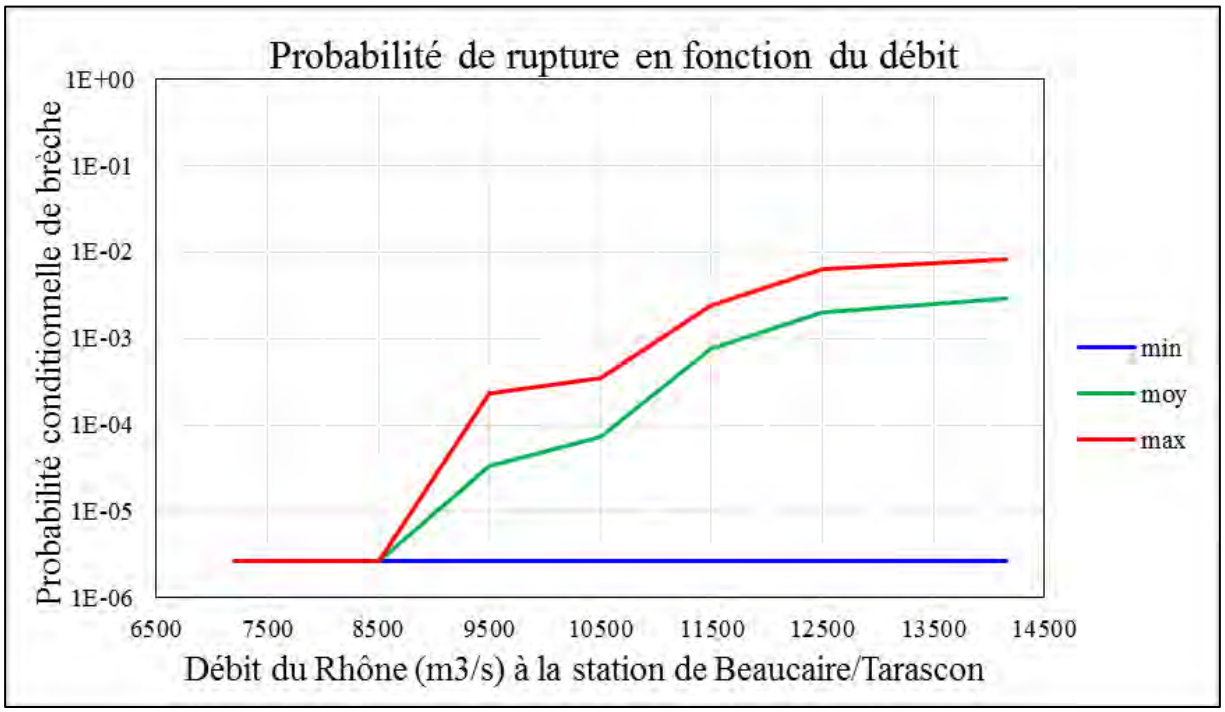


Figure 43 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Quais d'Arles

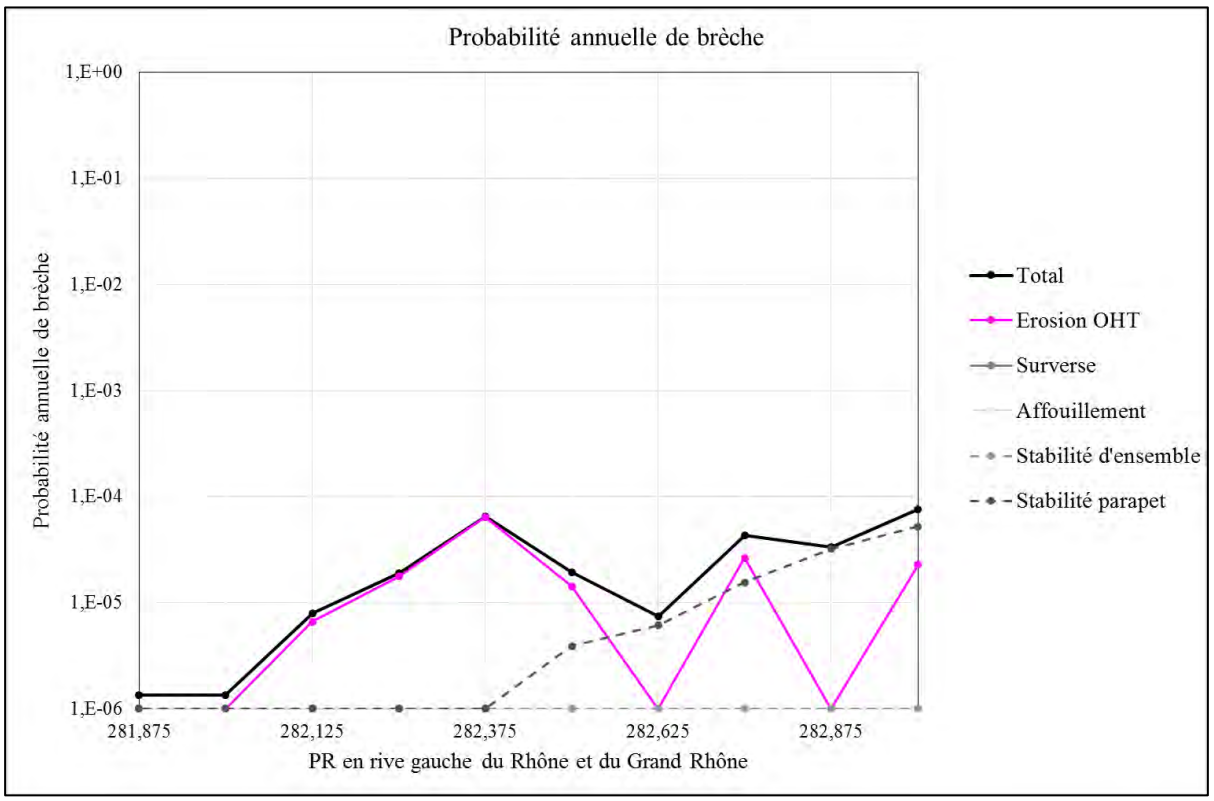


Figure 44 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Quais d'Arles

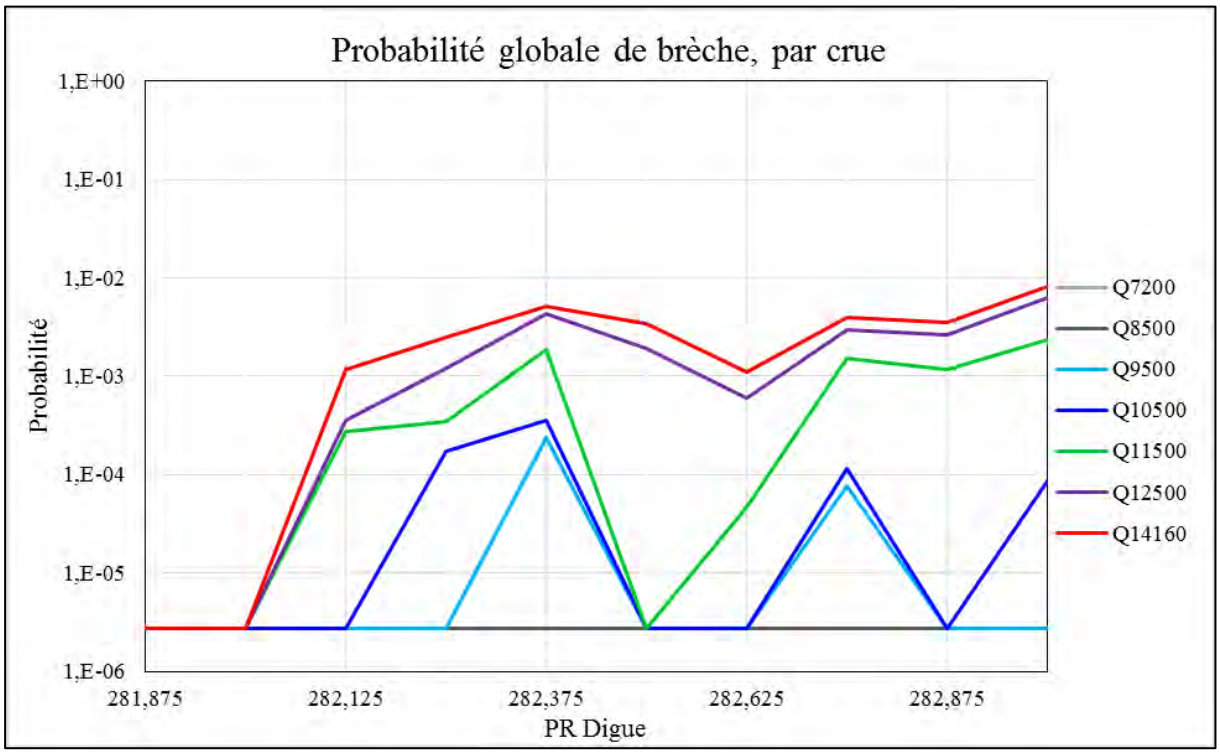


Figure 45 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Quai d'Arles

2.16 REMBLAI DE L'IRPA

Le tronçon Remblai de l'IRPA mesure 0.5km, il comprend les PR0.125 compris entre GRG283.125 et 283.5 ; il n'est pas carrossable, mais facilement accessible.

Tableau 59 : Synthèse de géométrie, tronçon Remblai IRPA

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	7,8	7,8	7,8	0,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	7,5	6,9	7,2	0,3
Cote à 20m du pdav	m NGF	7,5	6,9	7,2	0,3
Cote de pied de digue amont	m NGF	7,4	6,9	7,2	0,2
Cote à 20m du pdam	m NGF	-4,0	-10,0	-6,3	2,6
Hauteur de digue côté aval	m	0,9	0,3	0,6	0,3
Hauteur de digue côté amont	m	0,9	0,4	0,6	0,2
Fruit aval	L/V	20,0	0,0	7,5	9,6
Fruit amont	L/V	20,0	0,0	7,5	9,6
Largeur du ségonnal	m	20	10	13	5

La bathymétrie, au niveau de ce tronçon, est de -15mNGF et le secteur est morpho-dynamiquement stable.

Tableau 60 : Données hydrauliques, tronçon Remblai IRPA

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	5,1	5,1	2,7	2,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	5,8	5,7	2,0	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	6,2	6,1	1,6	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
10500	6,5	6,4	1,3	1,3	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
11500	7,0	6,9	0,8	0,8	0,3	0,1	0,0	0,0	1,0
12500	7,2	7,1	0,6	0,6	1,2	0,4	0,0	0,0	0,9
14160	7,3	7,2	0,5	0,5	1,6	0,6	0,0	0,0	0,8

Tableau 61 : Caractéristiques des batardeaux, tronçon Remblai IRPA

Caractéristiques				Hauteur de charge (m)						
PR	Id	Cote du fil d'eau	Hauteur	7200	8500	9500	10500	11500	12500	14160
283,05	R9	7,2	0,6	-	-	-	-	-	0,0	0,2
283,15	R10	7,1	0,6	-	-	-	-	-	0,0	0,2
283,25	R11	7,1	0,7	-	-	-	-	-	0,1	0,2

Caractéristiques du tronçon Remblai IRPA vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une structure rigide réalisée sur une partie de la traversée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon mais un paléochenal a été repéré. La couche de sable considérée, dont le toit est à 2m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement constitué d'un perré maçonné.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de nulle et la pente hydraulique est de 10 à 50 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements anciens.

Tableau 62 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Remblai IRPA

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0			0			1E-06	1E-10				0	**1E-06**
8500		0			0			1E-06	1E-10				0	**1E-06**
9500		0			0			1E-06	1E-10				0	**1E-06**
10500		0			0			1E-06	1E-10				0	**1E-06**
11500		0			0			1E-06	1E-10				0	**1E-06**
12500		0			0			1E-06	1E-10				0	**1E-06**
14160		0			0			1E-06	1E-10				0	**1E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0			0			1E-06	1E-07				0	**1E-06**
8500		0			0			1E-06	1E-07				0	**1E-06**
9500		0			0			1E-06	1E-07				0	**1E-06**
10500		0			0			1E-06	1E-07				0	**1E-06**
11500		0			0			1E-06	1E-07				0	**1E-06**
12500		0			0			1E-06	1E-07				5E-06	**6E-06**
14160		0			0			1E-06	1E-07				2E-04	**2E-04**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0			0			1E-06	2E-07				0	**1E-06**
8500		0			0			1E-06	2E-07				0	**1E-06**
9500		0			0			1E-06	2E-07				0	**1E-06**
10500		0			0			1E-06	2E-07				0	**1E-06**
11500		0			0			1E-06	2E-07				0	**1E-06**
12500		0			0			1E-06	2E-07				2E-05	**2E-05**
14160		0			0			1E-06	2E-07				5E-04	**5E-04**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **2E-06**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Remblai IRPA est un évènement possible mais extrêmement peu probable.

A minima jusqu'à une crue de 14160m3/s, la création de brèche est quasiment impossible.

Le risque le moins négligeable est la stabilité du muret pour les crues de plus de 12500m3/s.

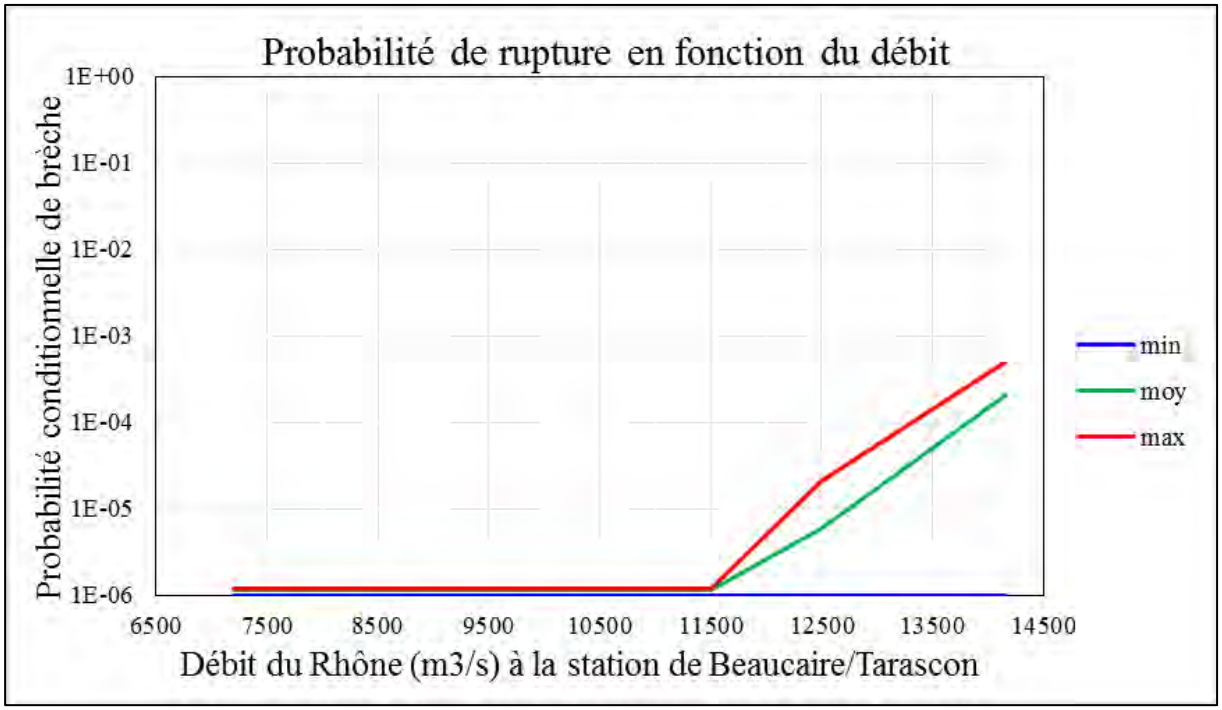


Figure 46 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Remblai IRPA

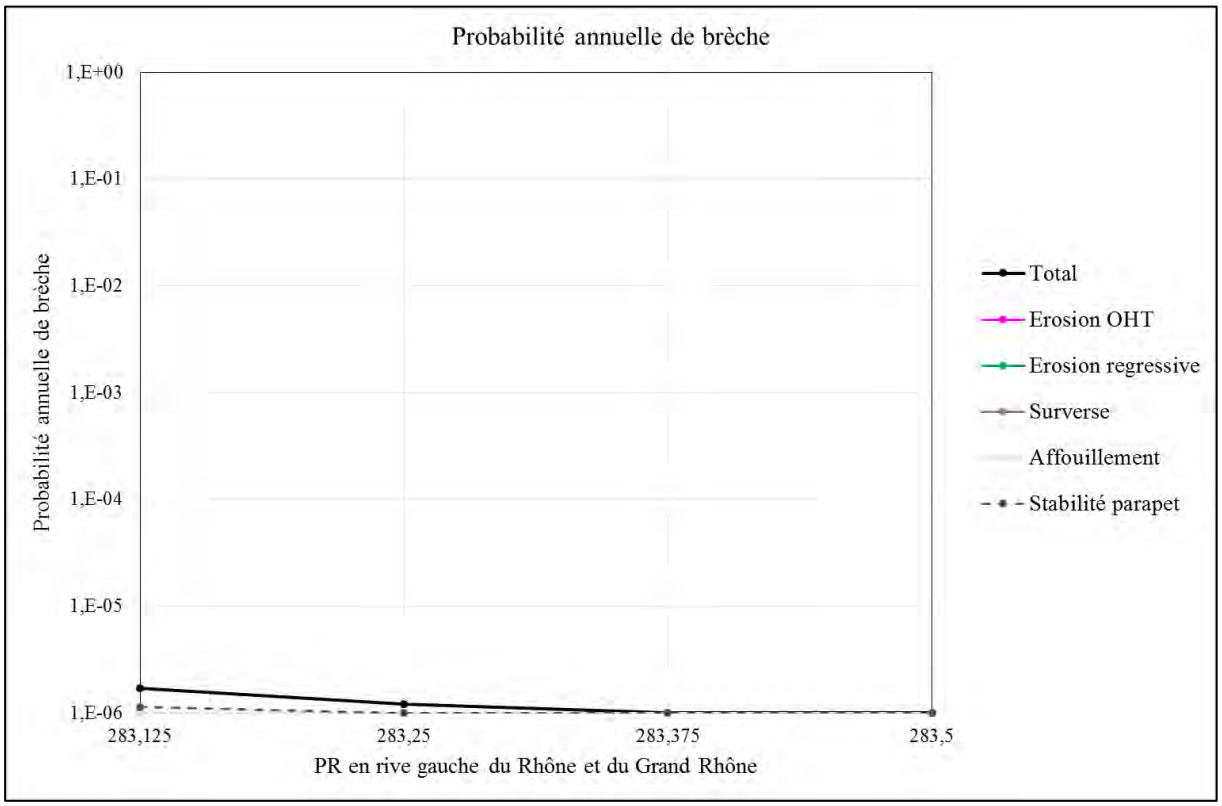


Figure 47 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Remblai IRPA

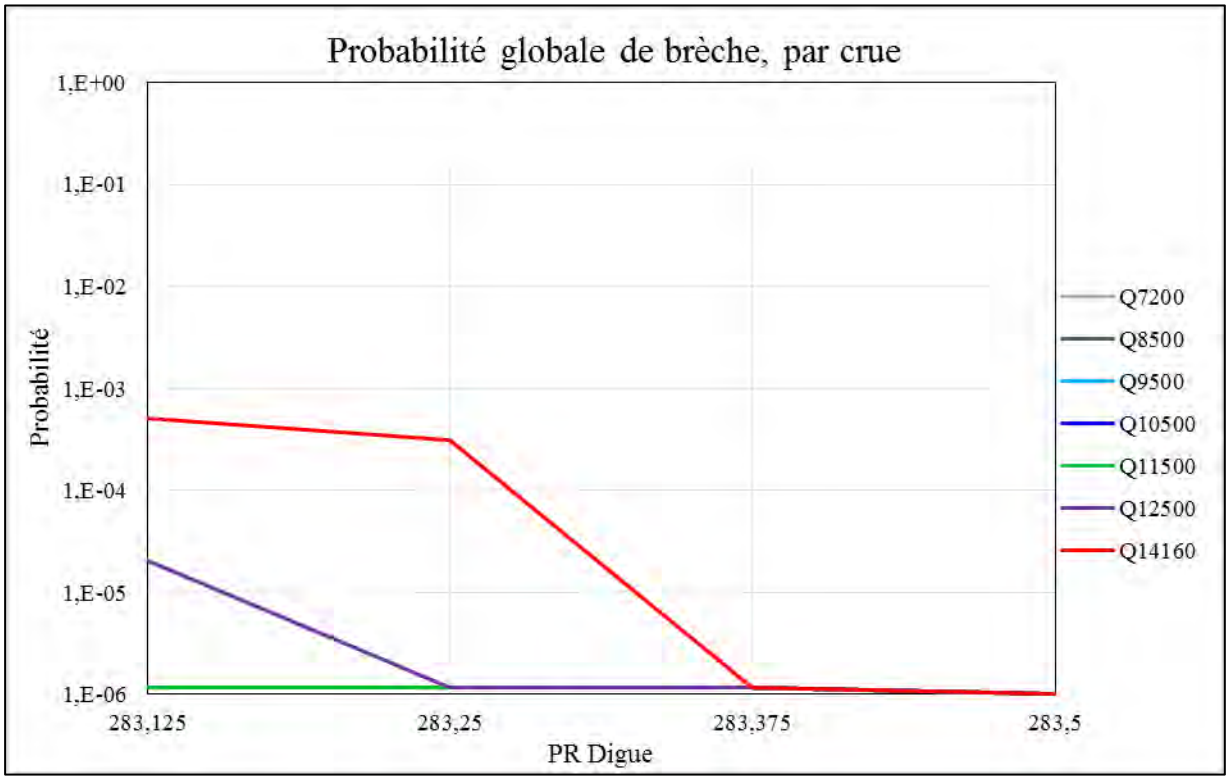


Figure 48 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Remblai IRPA

2.17 ECLUSE D'ARLES

Le tronçon Ecluse d'Arles et embouquement mesure 0.1km, il comprend le PR0.125 GRG283.625. Ce dernier est présent sur l'embouquement qui est carrossable.

Les calculs menés par ISL sur la stabilité de l'écluse, lors de la réalisation de l'EDD de cette dernière en 2013, ont montré une probabilité de 10^{-2} de rupture des portes en cas de crue millénale. Suite aux travaux de rehausse alors menés en 2016, cette probabilité a été abaissée à 10^{-6}. Ce calcul prévoit un niveau contrôlé dans le sas, de 2 m NGF minimum, nous retiendrons donc une probabilité finale de 10^{-4}.

Tableau 63 : Synthèse de géométrie, tronçon Embouquement écluse

Données		
Cote de crête	m NGF	7,8
Cote de pied de digue aval	m NGF	5,5
Cote à 20m du pdav	m NGF	5,5
Cote de pied de digue amont	m NGF	2,0
Cote à 20m du pdam	m NGF	-1,0
Hauteur de digue côté aval	m	2,3
Hauteur de digue côté amont	m	5,8
Fruit aval	L/V	2,1
Fruit amont	L/V	1,7
Largeur du ségonnal	m	3

C'est le début du canal d'Arles à bouc qui se trouve en pied de digue, le fond est à -2mNGF est le canal est stable.

Tableau 64 : Données hydrauliques, tronçon Embouquement écluse

Débit m^3/s	Cote ligne d'eau m NGF	Revanche m	Gradient digue	Gradient fondation	Revanche /Haval
7200	5,0	2,8	0,0	0,0	1,0
8500	5,7	2,1	0,0	0,0	0,9
9500	6,1	1,7	0,0	0,0	0,7
10500	6,4	1,4	0,0	0,0	0,6
11500	6,9	0,9	0,1	0,0	0,4
12500	7,1	0,7	0,1	0,0	0,3
14160	7,3	0,5	0,1	0,0	0,2

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Embouquement écluse vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a un masque en matériaux mixtes côté amont et un engraissement côté aval, avec grillage. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il n'y a pas de réseau ou d'ouvrage connu sur ce tronçon.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon mais un paléochenal a été repéré. La couche de sable considérée, dont le toit est à 2m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre, conforté récemment.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 3m et la pente hydraulique est de 10 cm/km (valeur surestimée car dans le fleuve et non dans le bras de l'écluse) ; la berge est protégée par des enrochements avec sabot.

Tableau 65 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Embouquement écluse

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	4E-07	0	1E-06	2E-07	3E-05		1E-06		**3E-05**
8500	1E-08	0	1E-07	8E-08	2E-09	1E-06	0	1E-06	2E-07	3E-05		1E-06		**3E-05**
9500	3E-05	0	4E-07	3E-07	2E-09	1E-06	7E-12	1E-06	2E-07	3E-05		1E-06		**6E-05**
10500	4E-05	0	6E-07	4E-07	2E-09	1E-06	4E-08	1E-06	2E-07	3E-05		1E-06		**7E-05**
11500	5E-04	0	7E-06	5E-06	2E-08	1E-05	2E-06	1E-06	2E-07	3E-05		1E-06		**5E-04**
12500	5E-04	0	8E-06	5E-06	2E-08	1E-05	4E-06	1E-06	2E-07	3E-05		1E-06		**6E-04**
14160	6E-04	0	9E-06	6E-06	2E-08	1E-05	5E-06	1E-06	2E-07	3E-05		1E-06		**6E-04**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **3E-05**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Embouquement de l'écluse est un évènement très improbable.

A minima jusqu'à une crue de 14160m3/s, la création de brèche est quasiment impossible.

Le principal risque est l'érosion de conduit, dans un terrier de fouisseur ; la stabilité de la porte de l'écluse est du même ordre de grandeur.

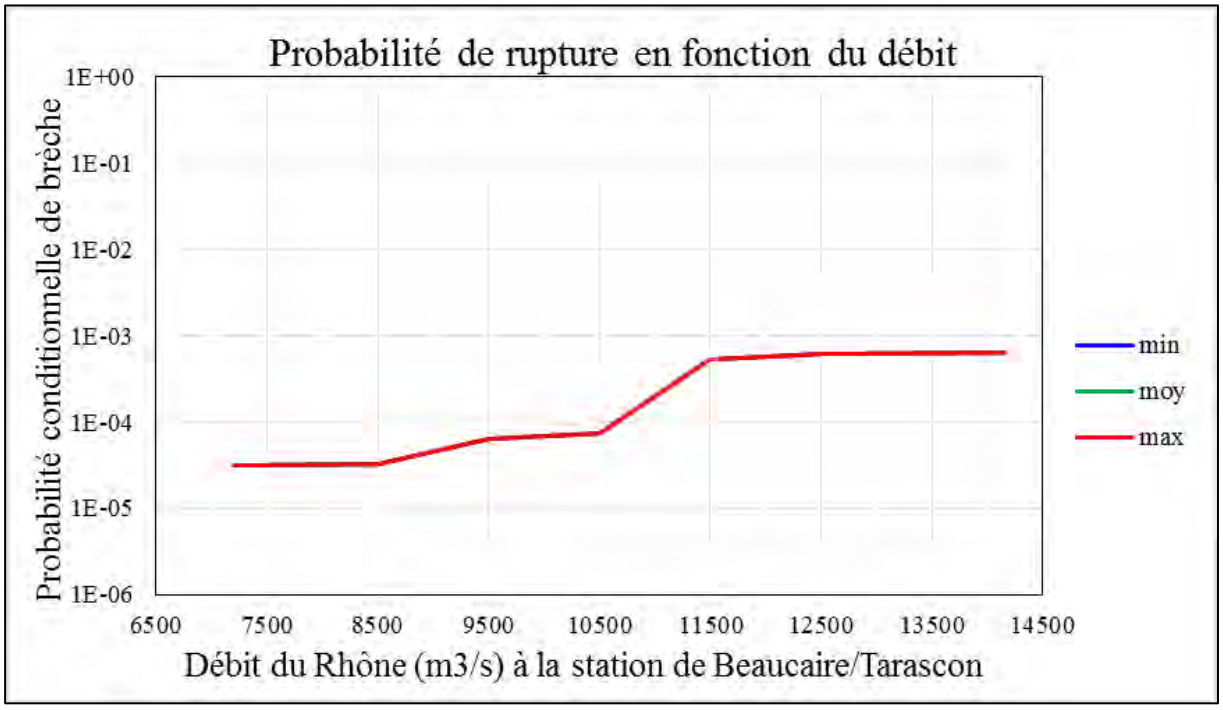


Figure 49 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Embouquement écluse

2.18 DIGUE DE BARRIOL

Le tronçon digue de Barriol mesure 2.4km, il comprend les PR0.125 compris entre GRG283.75 et 286.375 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 66 : Synthèse de géométrie, tronçon Barriol

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	7,9	7,7	7,8	0,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	6,2	4,2	5,2	0,6
Cote à 20m du pdav	m NGF	5,8	3,7	4,5	0,5
Cote de pied de digue amont	m NGF	7,4	4,7	5,6	0,9
Cote à 20m du pdam	m NGF	7,5	4,5	5,3	0,8
Hauteur de digue côté aval	m	3,7	1,6	2,6	0,7
Hauteur de digue côté amont	m	3,2	0,5	2,3	0,9
Fruit aval	L/V	3,4	1,2	2,1	0,6
Fruit amont	L/V	3,7	0,9	2,2	0,7
Largeur du ségonnal	m	631	50	425	191

Ce tronçon est éloigné du fleuve.

Tableau 67 : Données hydrauliques, tronçon Barriol

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	5,0	4,8	2,8	2,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9
8500	5,7	5,5	2,1	2,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
9500	6,1	5,9	1,7	1,8	0,1	0,0	0,0	0,0	0,5
10500	6,4	6,2	1,4	1,5	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
11500	6,9	6,8	0,9	0,9	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
12500	7,2	7,0	0,7	0,7	0,2	0,1	0,0	0,0	0,2
14160	7,3	7,1	0,6	0,6	0,2	0,1	0,0	0,0	0,2

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Barriol vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a un masque en matériaux mixtes côté amont et un engraissement côté aval, avec grillage. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. La filtration est réalisée par un filtre aux caractéristiques non connues.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une canalisation en profondeur. On retrouve les fonctions résistance et filtration du scénario 1.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. On retrouve les fonctions résistance et filtration des précédents scénarii.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. On retrouve les fonctions résistance et filtration des précédents scénarii

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques indiquent qu'il y a du sable en fondation et un paléochenal sur la partie aval. La couche de sable, dont le toit est à 7m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. La filtration est réalisée par un filtre aux caractéristiques non connues.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La filtration est réalisée par un filtre aux caractéristiques non connues.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La filtration est réalisée par un filtre aux caractéristiques non connues.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre, conforté récemment.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 50m et la pente hydraulique est de 0 à 15 cm/km ; la berge est recouverte d'herbacés.

Tableau 68 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Barriol

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
9500	0	0	0	0	2E-10	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
10500	0	0	0	0	2E-10	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
11500	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
12500	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
14160	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	1E-09	0	2E-08	1E-08	3E-10	2E-13	0	1E-06	9E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
8500	1E-06	4E-07	3E-07	2E-07	5E-10	1E-12	0	1E-06	9E-13	1E-06	6E-06			**1E-05**
9500	2E-05	2E-06	2E-06	1E-06	1E-09	5E-12	9E-12	1E-06	9E-13	1E-06	6E-06			**4E-05**
10500	8E-05	4E-06	5E-06	3E-06	3E-09	3E-10	7E-11	1E-06	9E-13	1E-06	6E-06			**1E-04**
11500	2E-04	1E-05	8E-06	5E-06	4E-09	2E-09	4E-10	1E-06	9E-13	1E-06	6E-06			**2E-04**
12500	3E-04	1E-05	9E-06	6E-06	4E-09	9E-09	3E-09	1E-06	9E-13	1E-06	6E-06			**3E-04**
14160	4E-04	2E-05	1E-05	7E-06	4E-09	2E-08	2E-08	1E-06	9E-13	1E-06	6E-06			**5E-04**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	3E-08	0	5E-07	3E-07	2E-09	2E-12	0	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**8E-06**
8500	3E-05	8E-06	1E-06	9E-07	2E-09	3E-12	0	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**4E-05**
9500	3E-04	5E-05	7E-06	5E-06	4E-09	1E-11	2E-11	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**4E-04**
10500	6E-04	9E-05	1E-05	6E-06	1E-08	6E-09	2E-10	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**7E-04**
11500	8E-04	1E-04	1E-05	8E-06	2E-08	2E-08	1E-09	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**9E-04**
12500	8E-04	1E-04	1E-05	8E-06	2E-08	1E-07	5E-08	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**1E-03**
14160	9E-04	1E-04	1E-05	9E-06	2E-08	3E-07	3E-07	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**1E-03**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **4E-05**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Barriol est un évènement très improbable.

A minima jusqu'à une crue de 14160m3/s, la création de brèche est quasiment impossible.

Le risque le moins négligeable est l'érosion d'un terrier de fouisseur ou le long d'un ouvrage traversant.

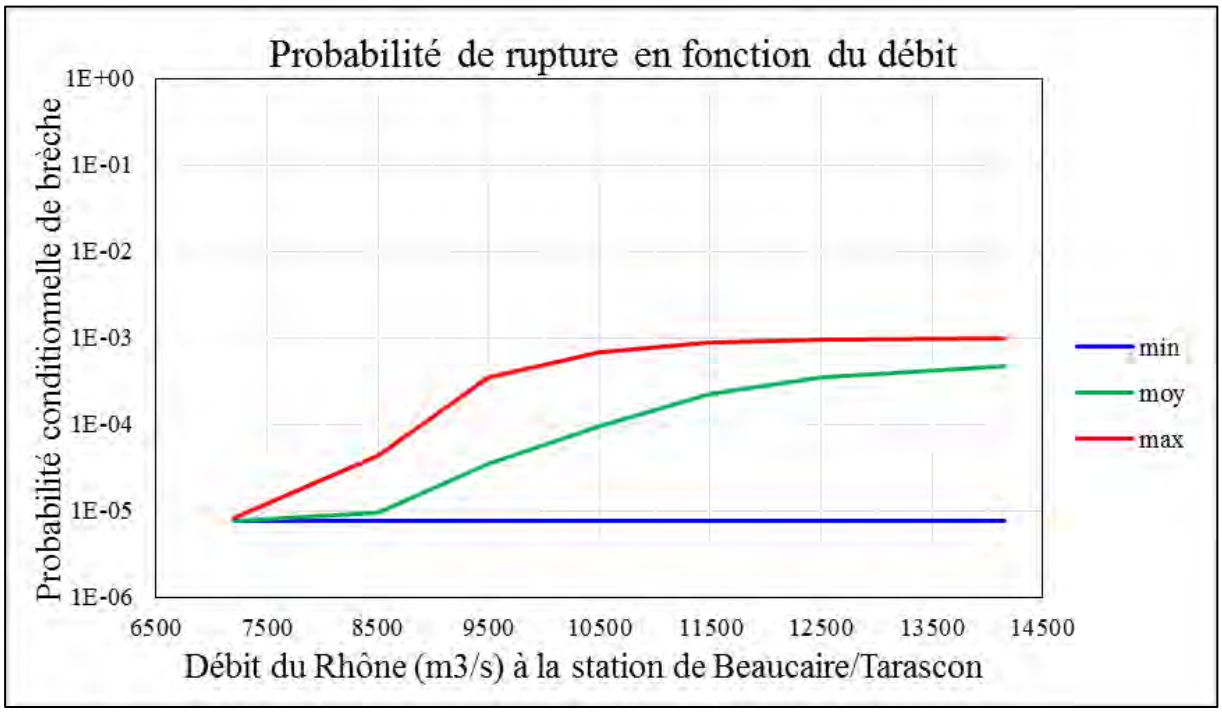


Figure 50 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Barriol

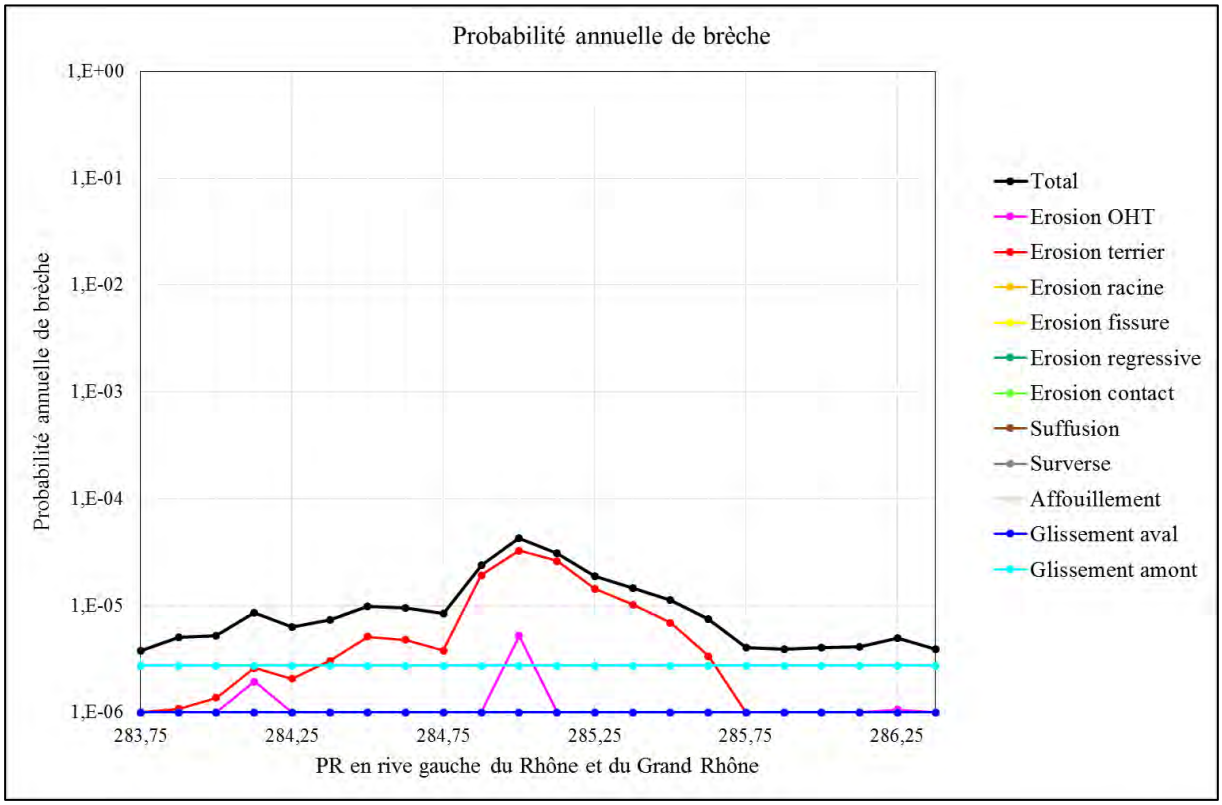


Figure 51 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Barriol

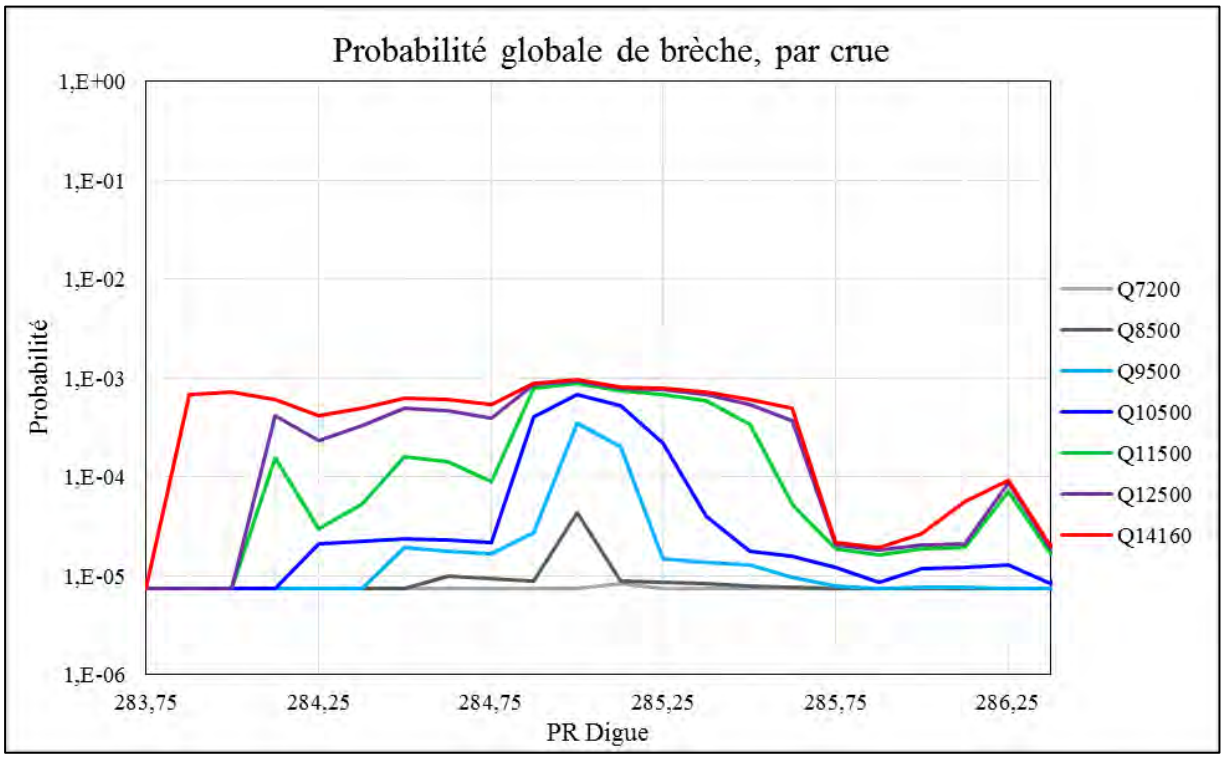


Figure 52 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Barriol

2.19 DIGUE DE PRENDS-TE-GARDE A GRAND MOLLEGES

Le tronçon de Prends Té Gardes à Grand Mollégès, appelé Digue Sud, mesure 6.7km ; il comprend les PR0.125 compris entre GRG286.5 et 293 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 69 : Synthèse de géométrie, tronçon Digue Sud

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	7,7	6,8	7,2	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	5,8	4,5	4,6	0,2
Cote à 20m du pdav	m NGF	5,0	0,4	3,7	0,6
Cote de pied de digue amont	m NGF	6,0	3,4	4,4	0,6
Cote à 20m du pdam	m NGF	5,5	0,6	4,0	1,5
Hauteur de digue côté aval	m	3,2	1,4	2,7	0,3
Hauteur de digue côté amont	m	3,7	1,2	2,9	0,5
Fruit aval	L/V	4,0	0,0	2,5	0,4
Fruit amont	L/V	2,5	0,0	2,3	0,5
Largeur du ségonnal	m	590	18	172	157

La bathymétrie est de -7mNGF au niveau de la zone où le ségonnal est faible ; en dehors du PR290 qui est en érosion, le secteur est stable.

Tableau 70 : Données hydrauliques, tronçon Digue Sud

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	4,7	4,1	2,7	2,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8
8500	5,5	4,8	2,0	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6
9500	5,9	5,1	1,7	1,7	0,1	0,0	0,0	0,0	0,5
10500	6,2	5,5	1,4	1,4	0,1	0,1	0,1	0,0	0,4
11500	6,7	5,9	0,9	0,9	0,1	0,1	0,1	0,0	0,3
12500	7,0	6,1	0,7	0,7	0,2	0,1	0,1	0,0	0,2
14160	7,1	6,2	0,6	0,6	0,2	0,1	0,1	0,0	0,2

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Digue Sud vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une nouvelle digue en matériaux mixtes, avec grillage. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau au compactage et à l'étanchéité satisfaisants. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques indiquent qu'il y a du sable propre en fondation, un paléochenal a été également été repéré. La couche de sable, dont le toit est à 3m de profondeur, mesure 2m d'épaisseur. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon les brèches ont été entièrement reprises. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La filtration est réalisée par un filtre correctement dimensionné.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre, conforté récemment.

Scénario de brèche 9 : Affouillement

La largeur minimum du ségonnal est de 20m (localement au PK 291) et la pente hydraulique est de 10 cm/km ; la berge est herbacée et arborée.

Tableau 71 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Digue Sud

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
9500	0	0	0	0	2E-11	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
10500	0	0	0	0	2E-11	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
11500	0	0	0	0	2E-10	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**
12500	6E-09	0	9E-07	6E-07	2E-10	1E-12	3E-11	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**
14160	6E-09	0	9E-07	6E-07	2E-10	2E-12	4E-11	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	3E-12	0	3E-10	2E-10	1E-10	3E-13	0	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06			**8E-06**
8500	6E-10	1E-07	8E-08	5E-08	3E-10	8E-13	0	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06			**8E-06**
9500	2E-09	5E-07	3E-07	2E-07	8E-10	2E-12	1E-12	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06			**9E-06**
10500	5E-09	1E-06	6E-07	4E-07	1E-09	3E-12	9E-12	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06			**1E-05**
11500	7E-09	2E-06	9E-07	6E-07	8E-09	4E-11	6E-11	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06			**1E-05**
12500	4E-06	2E-06	8E-06	7E-07	2E-08	1E-10	1E-10	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06			**2E-05**
14160	5E-06	2E-06	9E-06	7E-07	3E-08	2E-10	1E-10	1E-06	2E-11	1E-06	6E-06			**3E-05**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	1E-10	0	1E-08	7E-09	7E-10	2E-12	0	1E-06	9E-10	1E-06	1E-05			**1E-05**
8500	2E-09	5E-06	3E-07	2E-07	9E-10	6E-12	0	1E-06	9E-10	1E-06	1E-05			**1E-05**
9500	9E-09	2E-05	6E-07	4E-07	2E-09	1E-11	2E-12	1E-06	9E-10	1E-06	1E-05			**3E-05**
10500	4E-08	3E-05	8E-07	5E-07	2E-09	1E-11	4E-11	1E-06	9E-10	1E-06	1E-05			**4E-05**
11500	7E-08	4E-05	1E-06	7E-07	1E-07	1E-09	3E-10	1E-06	9E-10	1E-06	1E-05			**5E-05**
12500	2E-04	4E-05	4E-04	2E-06	4E-07	4E-09	1E-09	1E-06	9E-10	1E-06	1E-05			**6E-04**
14160	3E-04	5E-05	4E-04	3E-06	5E-07	5E-09	1E-09	1E-06	9E-10	1E-06	1E-05			**7E-04**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **1E-05**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Digue Sud est un évènement très improbable.

A minima jusqu'à une crue de 14160m3/s, la création de brèche est quasiment impossible.

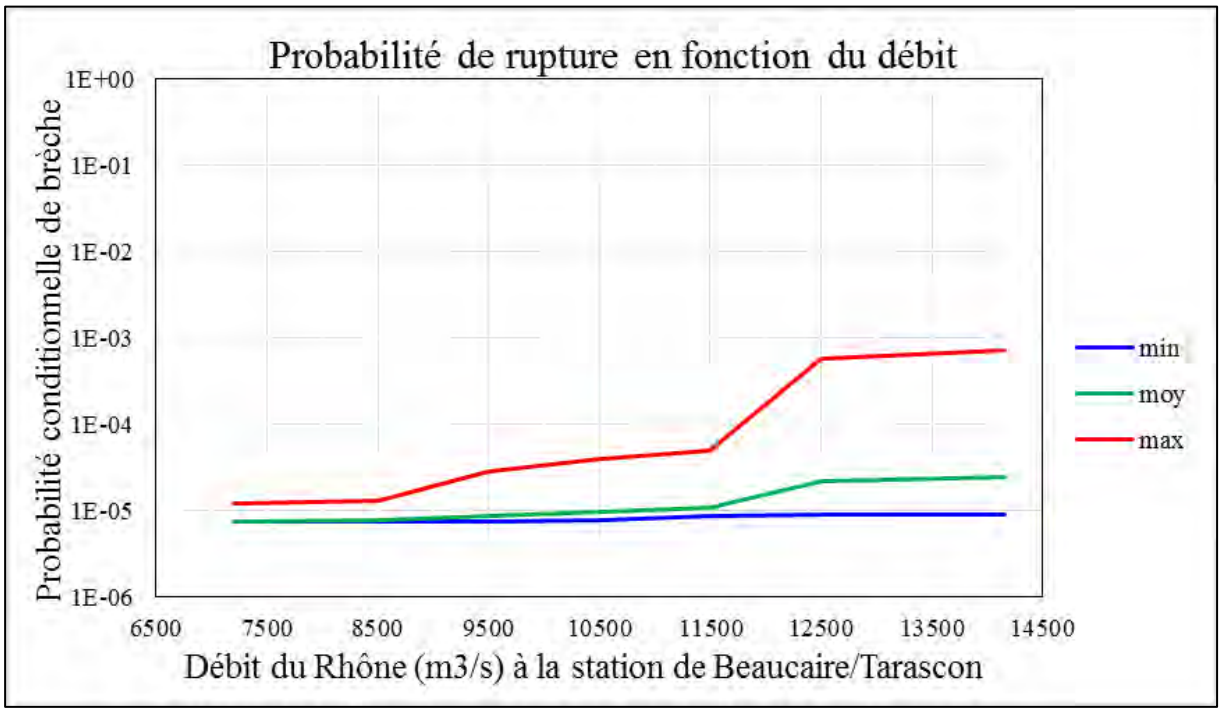


Figure 53 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Digue Sud

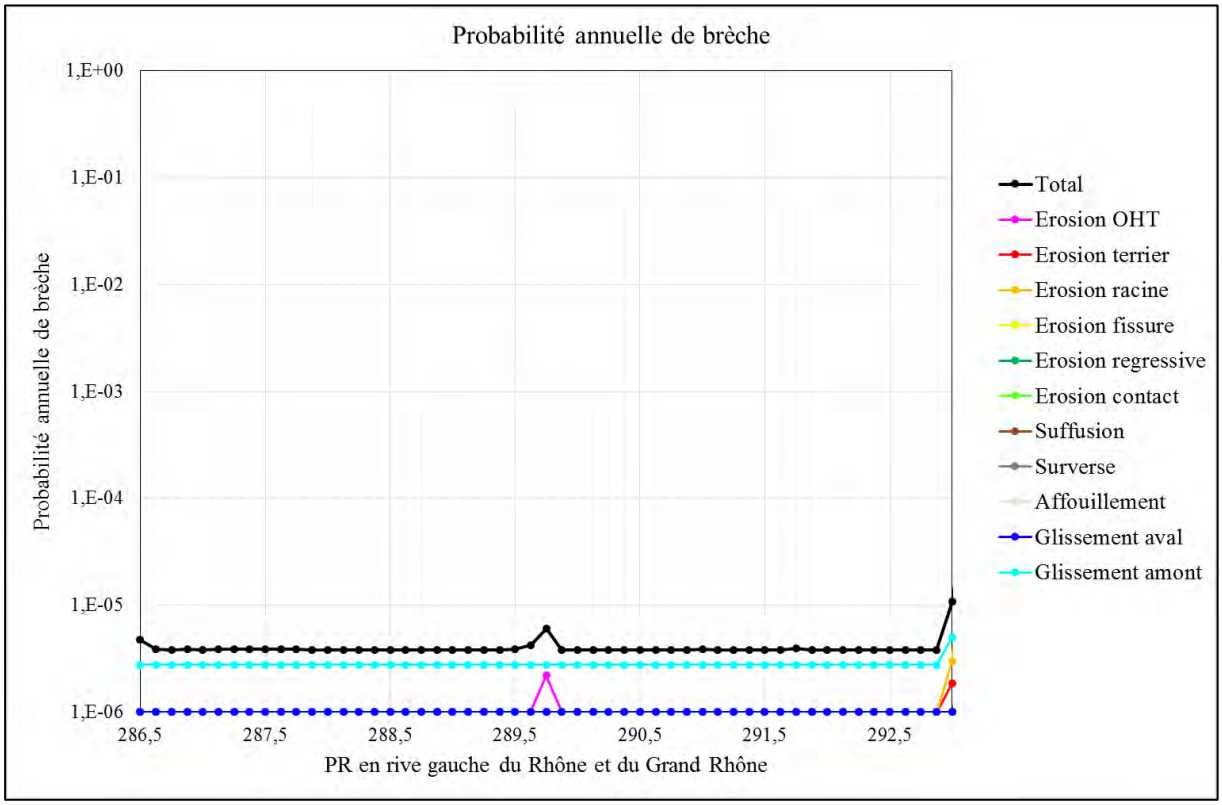


Figure 54 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Digue Sud

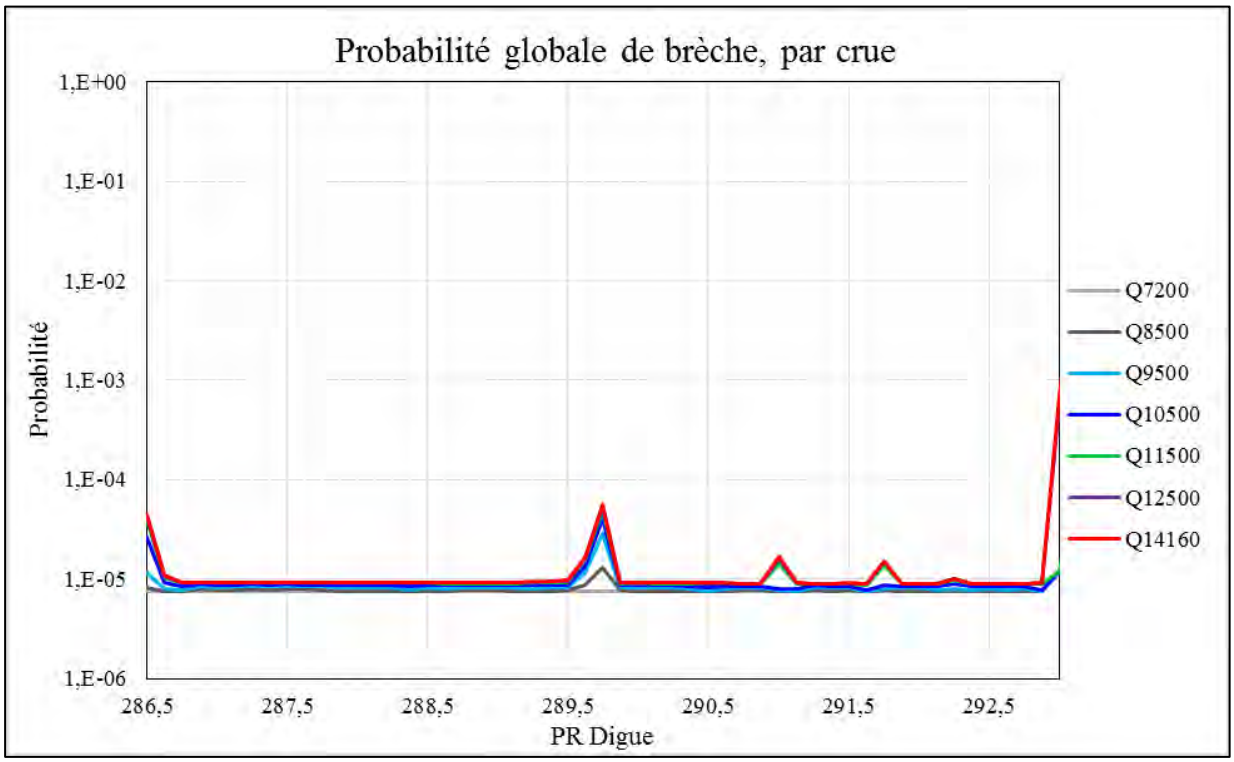


Figure 55 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Digue Sud

2.20 ROUTE DEPARTEMENTALE 35

Le tronçon Route Départementale 35 mesure 1.5km, il comprend les PR0.125 compris entre GRG293.125 et 294.5 ; il est par définition carrossable.

Tableau 72 : Synthèse de géométrie, tronçon RD35

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	7,4	7,3	7,4	0,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	6,3	5,8	6,0	0,2
Cote à 20m du pdav	m NGF	1,0	0,4	0,5	0,2
Cote de pied de digue amont	m NGF	5,1	1,0	3,6	1,3
Cote à 20m du pdam	m NGF	4,2	0,5	2,5	1,6
Hauteur de digue côté aval	m	1,6	1,1	1,4	0,2
Hauteur de digue côté amont	m	6,4	2,2	3,8	1,3
Fruit aval	L/V	5,2	2,6	3,6	0,8
Fruit amont	L/V	3,8	1,6	2,1	0,7
Largeur du ségonnal	m	55	13	28	11

La bathymétrie est de -2.5mNGF en pied de berge ; le secteur est stable au niveau morpho-dynamique.

Tableau 73 : Données hydrauliques, tronçon RD35

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	4,1	3,9	3,3	3,4	0,0	0,0	0,1	0,0	0,5
8500	4,8	4,4	2,6	2,8	0,0	0,0	0,1	0,0	0,4
9500	5,1	4,7	2,2	2,5	0,0	0,0	0,1	0,1	0,4
10500	5,4	5,0	1,9	2,2	0,0	0,0	0,1	0,1	0,3
11500	5,9	5,5	1,5	1,7	0,0	0,0	0,1	0,1	0,2
12500	6,1	5,7	1,2	1,5	0,0	0,0	0,1	0,1	0,2
14160	6,2	5,8	1,1	1,4	0,0	0,0	0,1	0,1	0,2

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon RD35 vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une digue du XIXème siècle avec un REX neutre. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il n'y a pas de réseau ou d'ouvrage connu sur ce tronçon.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle avec présence d'arbres sur les deux talus. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle ayant fait l'objet d'un engraissement par l'amont comme par l'aval. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon et il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée, dont le toit est à 4m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue n'a pas été investiguée. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est peu impactant car le long d'un large remblai.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 15m et la pente hydraulique est de 10 à 30 cm/km ; la berge est recouverte d'arbres.

Tableau 74 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon RD35

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	3E-08	0	0	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**1E-05**
8500	0	0	0	0	7E-08	0	0	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**1E-05**
9500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**1E-05**
10500	0	0	0	0	9E-08	9E-10	9E-08	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**1E-05**
11500	0	0	0	0	1E-07	1E-06	1E-04	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**2E-04**
12500	0	0	0	0	1E-07	1E-06	3E-04	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**6E-04**
14160	0	0	0	0	1E-07	1E-06	3E-04	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**8E-04**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	6E-08	3E-07	0	1E-06	5E-09	1E-06	9E-04			**9E-04**
8500	0	0	0	0	8E-08	4E-06	0	1E-06	5E-09	1E-06	1E-03			**1E-03**
9500	0	0	0	0	9E-08	1E-05	8E-06	1E-06	5E-09	1E-06	1E-03			**1E-03**
10500	0	0	0	0	1E-07	3E-05	2E-04	1E-06	5E-09	1E-06	1E-03			**2E-03**
11500	0	0	0	0	7E-07	6E-05	9E-04	1E-06	5E-09	1E-06	2E-03			**2E-03**
12500	2E-06	0	3E-03	2E-05	2E-06	8E-05	1E-03	1E-06	5E-09	1E-06	2E-03			**6E-03**
14160	3E-06	0	5E-03	3E-05	2E-06	9E-05	2E-03	1E-06	5E-09	1E-06	2E-03			**9E-03**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	7E-08	2E-06	0	1E-06	5E-08	1E-06	4E-03			**4E-03**
8500	0	0	0	0	9E-08	3E-05	0	1E-06	5E-08	1E-06	5E-03			**5E-03**
9500	0	0	0	0	1E-07	1E-04	7E-05	1E-06	5E-08	1E-06	6E-03			**6E-03**
10500	0	0	0	0	3E-07	2E-04	4E-04	1E-06	5E-08	1E-06	6E-03			**7E-03**
11500	0	0	0	0	3E-06	4E-04	2E-03	1E-06	5E-08	1E-06	8E-03			**1E-02**
12500	9E-06	0	1E-02	9E-05	5E-06	5E-04	3E-03	1E-06	5E-08	1E-06	8E-03			**2E-02**
14160	1E-05	0	2E-02	1E-04	7E-06	5E-04	4E-03	1E-06	5E-08	1E-06	9E-03			**3E-02**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **2E-03**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon RD35 est un évènement probable. Jusqu'à une crue de 11500m3/s, la création de brèche est très peu probable. A partir de 12500m3/s cela devient peu probable.

Le principal risque est la stabilité du talus amont, sur la quasi-totalité du tracé. Le risque de brèche suite à un glissement est néanmoins faible car le talus est très large.
Le risque d'érosion le long d'une racine est à surveiller en forte crue.

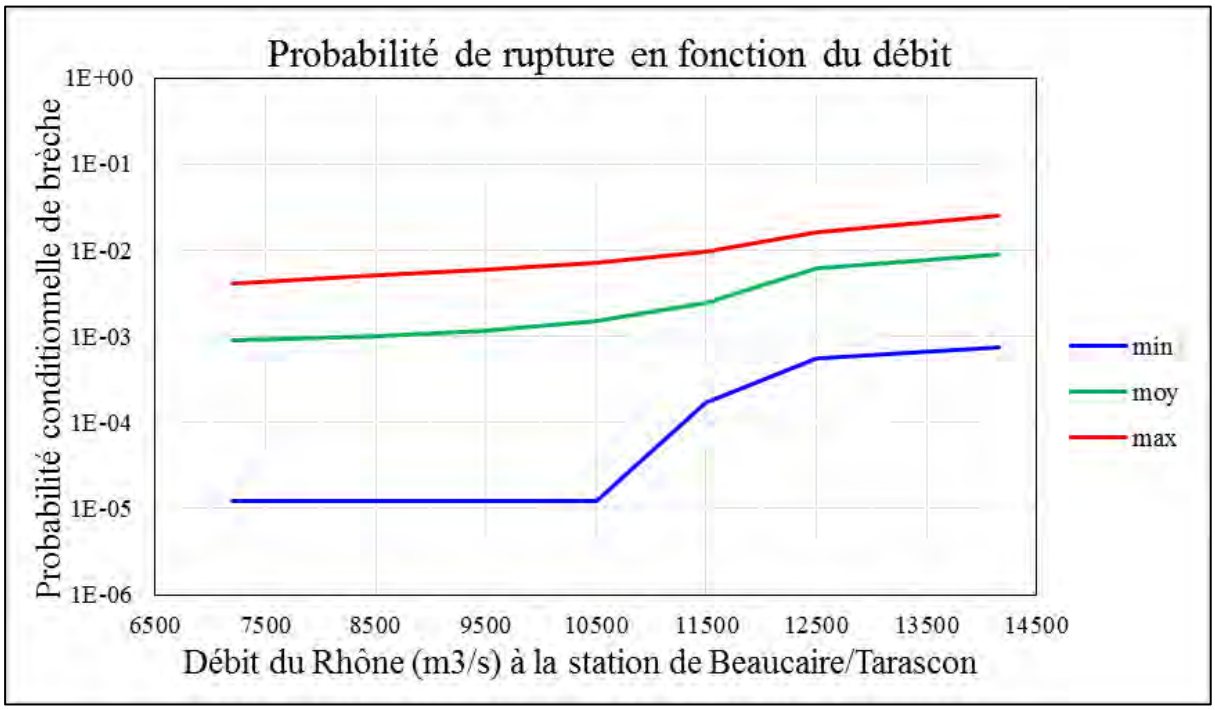


Figure 56 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon RD35

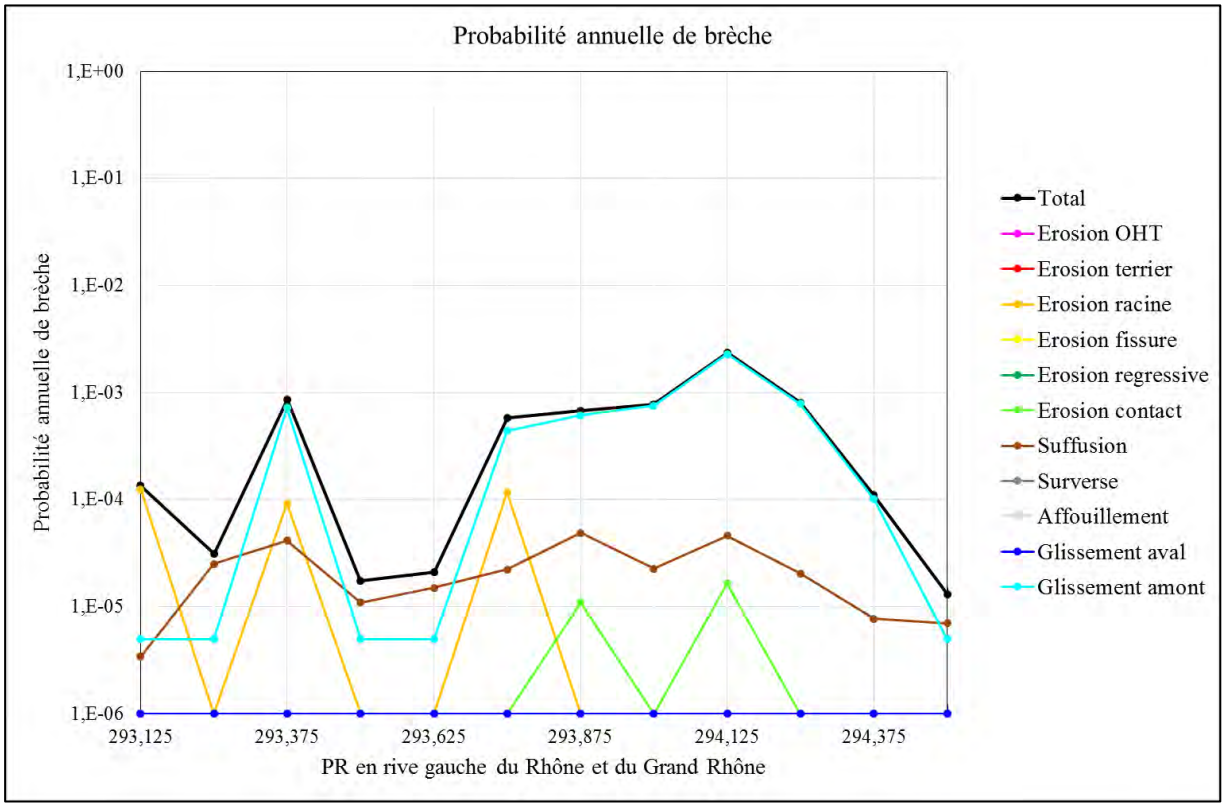


Figure 57 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon RD35

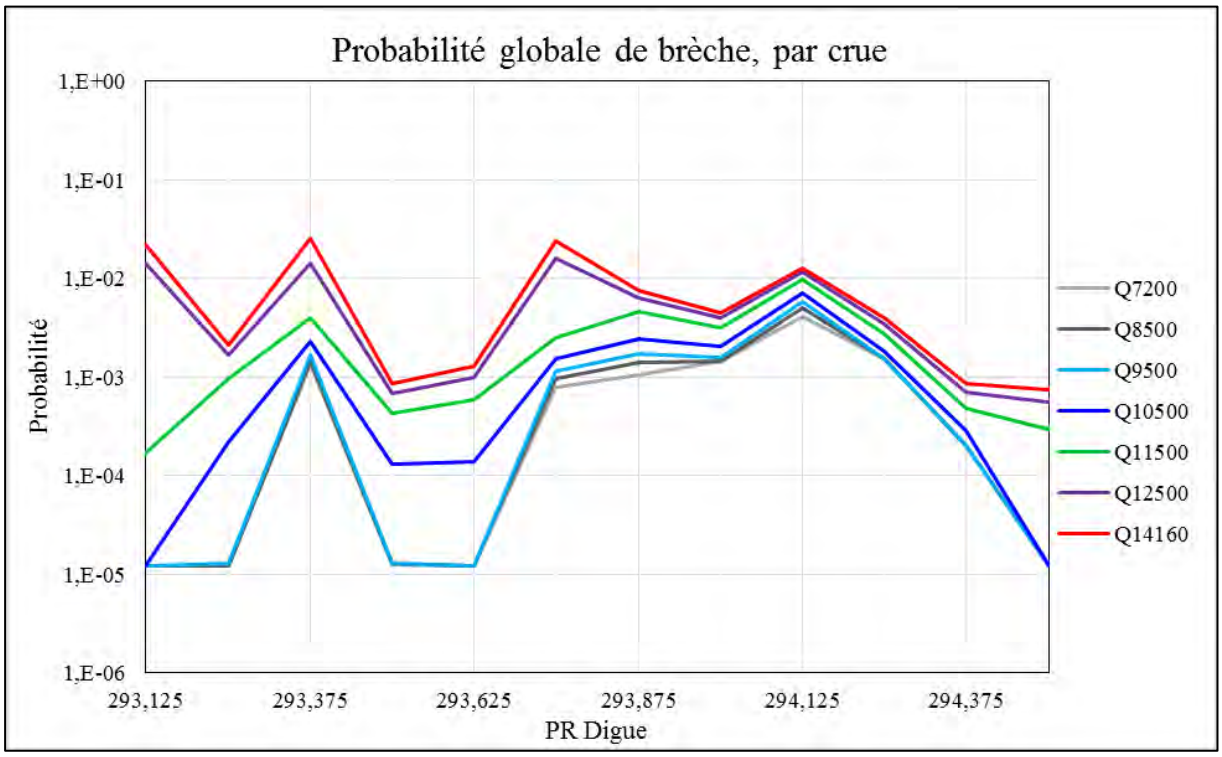


Figure 58 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon RD35

2.21 DIGUE DE MAS THIBERT AMONT

Le tronçon Mas Thibert Amont mesure 6.7km, il comprend les PR0.125 compris entre GRG294.625 et 301.125 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 75 : Synthèse de géométrie, tronçon Mas Thibert Amont

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	7,4	5,4	6,1	0,4
Cote de pied de digue aval	m NGF	5,1	2,8	3,8	0,5
Cote à 20m du pdav	m NGF	4,0	1,9	3,0	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	5,2	2,5	3,7	0,8
Cote à 20m du pdam	m NGF	4,2	2,1	3,5	0,5
Hauteur de digue côté aval	m	3,8	0,7	2,2	0,6
Hauteur de digue côté amont	m	3,7	1,0	2,3	0,7
Fruit aval	L/V	7,0	1,5	2,2	1,0
Fruit amont	L/V	4,7	1,3	2,3	0,7
Largeur du ségonnal	m	749	45	430	229

Ce tronçon est éloigné du fleuve.

Tableau 76 : Données hydrauliques, tronçon Mas Thibert Amont

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,9	3,4	1,9	2,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8
8500	4,4	3,7	1,7	2,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
9500	4,7	3,9	1,4	1,8	0,1	0,0	0,0	0,0	0,6
10500	5,0	4,2	1,1	1,5	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
11500	5,5	4,6	0,7	1,1	0,2	0,1	0,1	0,0	0,3
12500	5,7	4,8	0,5	0,9	0,2	0,1	0,1	0,0	0,3
14160	5,8	4,9	0,4	0,8	0,2	0,1	0,1	0,0	0,2

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Mas Thibert Amont vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une digue du XIXème siècle avec un REX neutre. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau au compactage et à l'étanchéité incertains. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle avec présence d'arbres en pied de talus (deux côtés). La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle sans observation d'infiltrations et de terriers de blaireaux ou lapins par le passé. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon mais il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée, dont le toit est à 2m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il y a eu une brèche depuis 1993 qui a été réparée en urgence seulement. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue n'a pas été investiguée. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre damée.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 45m et la pente hydraulique est de 3 à 30 cm/km ; la berge est recouverte d'arbres.

Tableau 77 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Mas Thibert Amont

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
9500	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
10500	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
11500	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
12500	2E-06	0	7E-04	1E-04	6E-09	8E-11	1E-08	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**3E-03**
14160	1E-05	0	8E-04	5E-04	8E-09	2E-10	2E-08	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-03**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	7E-05	0	1E-04	4E-05	2E-09	1E-08	0	1E-06	4E-13	1E-03	2E-04			**2E-03**
8500	7E-04	3E-08	4E-04	1E-04	3E-09	3E-08	0	1E-06	4E-13	1E-03	2E-04			**3E-03**
9500	4E-03	1E-07	1E-03	5E-04	5E-09	9E-07	4E-09	1E-06	4E-13	1E-03	3E-04			**7E-03**
10500	3E-02	3E-03	1E-02	3E-03	1E-08	1E-05	2E-05	1E-06	4E-13	1E-03	4E-04			**4E-02**
11500	6E-02	6E-03	2E-02	5E-03	2E-08	5E-05	9E-04	1E-06	4E-13	1E-03	5E-04			**9E-02**
12500	6E-02	8E-03	3E-02	6E-03	2E-08	7E-05	2E-03	2E-04	4E-13	1E-03	6E-04			**1E-01**
14160	7E-02	9E-03	3E-02	7E-03	3E-08	8E-05	2E-03	2E-03	4E-13	1E-03	7E-04			**1E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	4E-03	0	4E-03	4E-04	1E-08	2E-07	0	1E-06	1E-12	7E-03	6E-03			**8E-03**
8500	5E-03	2E-06	6E-03	5E-04	1E-08	3E-07	0	1E-06	1E-12	7E-03	6E-03			**1E-02**
9500	3E-02	5E-06	2E-02	3E-03	3E-08	2E-05	2E-08	1E-06	1E-12	7E-03	8E-03			**4E-02**
10500	6E-02	2E-01	8E-02	6E-03	8E-08	4E-04	2E-04	1E-06	1E-12	7E-03	1E-02			**3E-01**
11500	8E-02	2E-01	1E-01	8E-03	1E-07	1E-03	4E-03	2E-06	1E-12	7E-03	2E-02			**4E-01**
12500	9E-02	2E-01	1E-01	9E-03	1E-07	1E-03	6E-03	5E-03	1E-12	7E-03	2E-02			**4E-01**
14160	1E-01	2E-01	1E-01	1E-02	2E-07	1E-03	7E-03	3E-02	1E-12	7E-03	3E-02			**4E-01**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **1E-02**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Mas Thibert Amont est un évènement probable.

Jusqu'à une crue de 7200m3/s, la création de brèche est très peu probable. A partir de 8500m3/s cela devient peu probable et à partir de 10500m3/s cela devient neutre.

Les principaux risques sont les différents types d'érosion de conduit, en particulier au niveau des ouvrages traversants. Le glissement de talus aval à considérer localement.

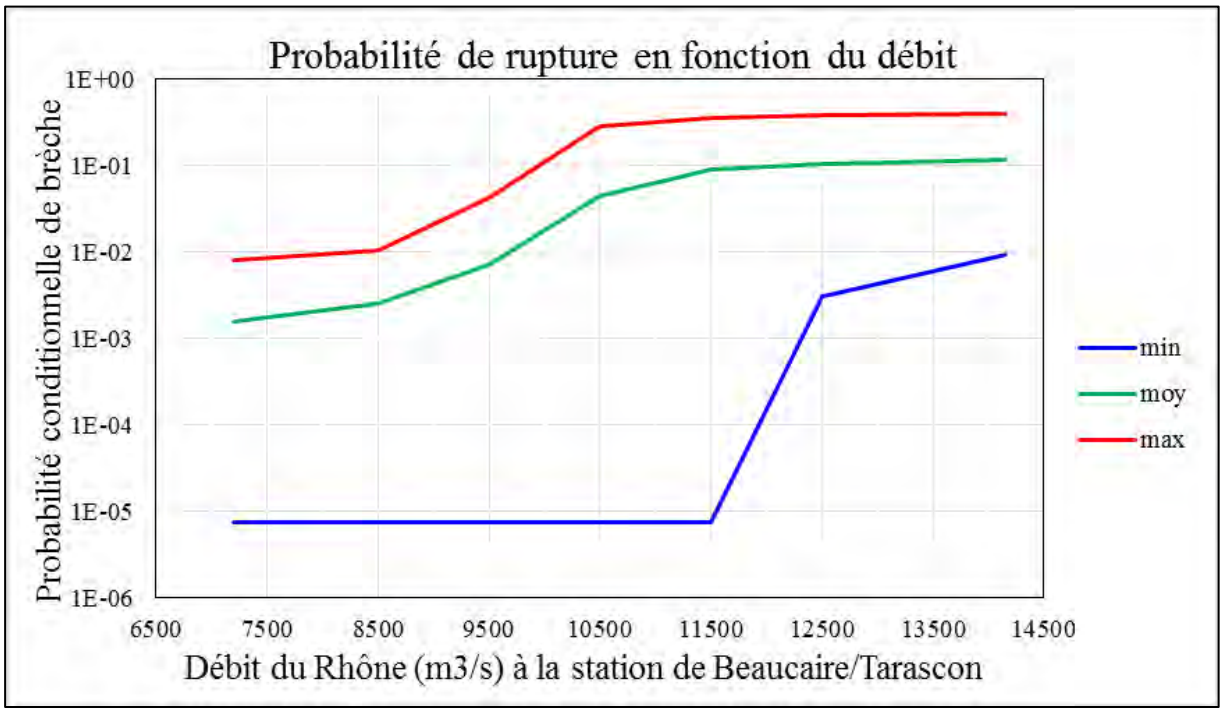


Figure 59 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Mas Thibert Amont

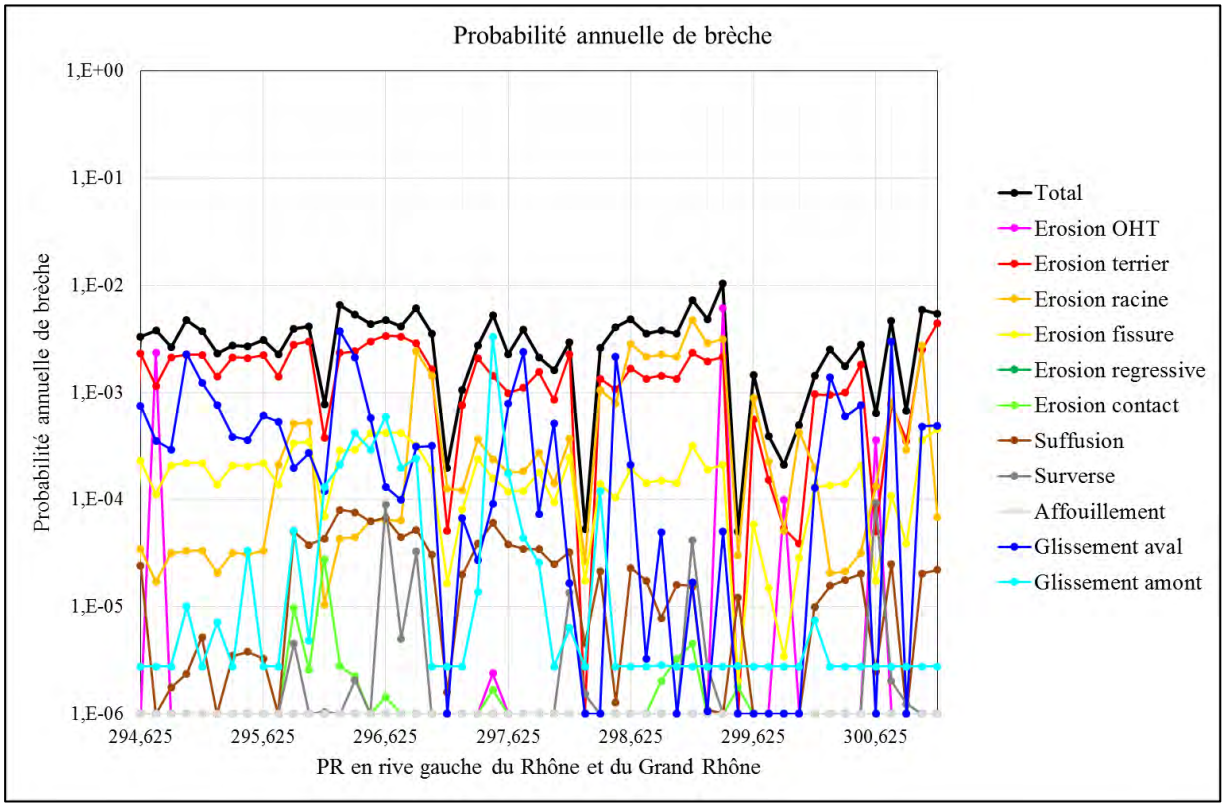


Figure 60 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Mas Thibert Amont

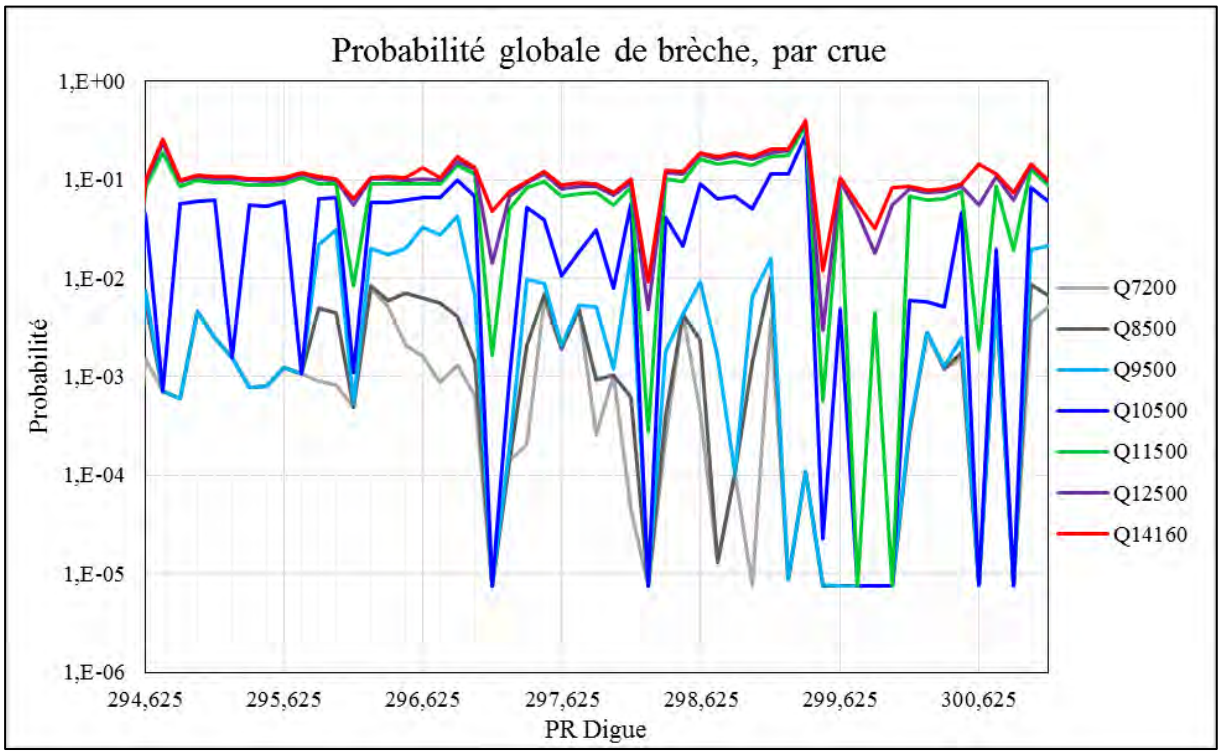


Figure 61 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Mas Thibert Amont

2.22 DIGUE DE MAS THIBERT A BOISVIEL

Le tronçon de Mas Thibert à Boisviel mesure 5.4km, il comprend les PR0.125 compris entre GRG301.25 et 306.125 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 78 : Synthèse de géométrie, tronçon Mas Thibert - Boisviel

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	5,6	5,0	5,3	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	4,7	1,4	2,8	0,8
Cote à 20m du pdav	m NGF	3,5	0,7	2,3	0,6
Cote de pied de digue amont	m NGF	3,9	1,7	3,0	0,6
Cote à 20m du pdam	m NGF	4,0	1,0	2,6	0,7
Hauteur de digue côté aval	m	3,9	0,7	2,6	0,8
Hauteur de digue côté amont	m	3,7	1,5	2,3	0,6
Fruit aval	L/V	11,1	1,1	2,1	1,8
Fruit amont	L/V	9,4	1,5	2,4	1,2
Largeur du ségonnal	m	351	14	165	119

La digue est loin du fleuve sur ce tronçon ; en revanche une lône est parfois à moins de 20m du pied, le fond de cette dernière est situé à -0.5mNGF ; son tracé est stable.

Tableau 79 : Données hydrauliques, tronçon Mas Thibert - Boisviel

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,4	3,0	1,6	2,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	3,7	3,3	1,3	1,9	0,2	0,1	0,0	0,0	0,6
9500	3,9	3,4	1,1	1,7	0,2	0,1	0,0	0,0	0,6
10500	4,2	3,8	0,8	1,3	0,2	0,1	0,1	0,0	0,4
11500	4,6	4,1	0,4	1,0	0,2	0,1	0,1	0,0	0,3
12500	4,8	4,3	0,2	0,8	0,2	0,1	0,1	0,0	0,3
14160	4,9	4,4	0,1	0,7	0,2	0,2	0,1	0,0	0,2

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Mas Thibert - Boisviel vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une digue du XIXème siècle avec un REX neutre. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau au compactage et à l'étanchéité incertains. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle sans arbre sur ou en pied de talus. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle sans observation d'infiltrations et de terriers de blaireaux ou lapins par le passé. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon et il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable, dont le toit est à 2m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue n'a pas été investiguée. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre damée.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 200m et la pente hydraulique est de 0 à 10 cm/km ; la berge est recouverte d'herbacés.

Tableau 80 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Mas Thibert - Boisviel

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
9500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
10500	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
11500	0	0	0	0	2E-09	8E-11	3E-08	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**
12500	0	0	0	0	3E-09	7E-09	3E-06	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**1E-05**
14160	0	0	0	0	8E-09	6E-08	9E-06	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**2E-05**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	4E-03	0	6E-05	4E-04	2E-08	5E-09	0	1E-06	4E-10	8E-03	1E-04			**1E-02**
8500	1E-02	3E-04	2E-04	1E-03	3E-08	1E-08	0	1E-06	4E-10	8E-03	1E-04			**2E-02**
9500	2E-02	4E-04	6E-04	3E-03	5E-08	5E-08	4E-07	1E-06	4E-10	8E-03	1E-04			**4E-02**
10500	5E-02	7E-04	1E-03	8E-03	8E-08	6E-07	2E-06	1E-06	4E-10	8E-03	1E-04			**7E-02**
11500	8E-02	5E-03	2E-03	1E-02	4E-07	5E-06	1E-03	2E-03	4E-10	8E-03	1E-04			**1E-01**
12500	9E-02	7E-03	3E-03	1E-02	4E-06	8E-06	2E-03	9E-03	4E-10	1E-02	2E-04			**1E-01**
14160	9E-02	7E-03	3E-03	2E-02	1E-05	1E-05	3E-03	1E-02	4E-10	1E-02	2E-04			**1E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	4E-02	0	7E-04	4E-03	7E-08	9E-08	0	1E-06	1E-08	8E-02	2E-03			**8E-02**
8500	7E-02	1E-02	1E-03	7E-03	1E-07	1E-07	0	1E-06	1E-08	8E-02	2E-03			**9E-02**
9500	8E-02	1E-02	4E-03	2E-02	2E-07	5E-07	1E-05	1E-06	1E-08	8E-02	2E-03			**1E-01**
10500	2E-01	2E-02	1E-02	4E-02	2E-07	1E-05	2E-05	1E-06	1E-08	8E-02	2E-03			**3E-01**
11500	4E-01	1E-01	1E-02	5E-02	1E-05	5E-05	3E-03	8E-02	1E-08	8E-02	2E-03			**4E-01**
12500	5E-01	2E-01	2E-02	5E-02	2E-04	8E-05	6E-03	3E-01	1E-08	9E-02	2E-03			**5E-01**
14160	5E-01	2E-01	2E-02	5E-02	4E-04	9E-05	7E-03	5E-01	1E-08	1E-01	2E-03			**5E-01**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **4E-02**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Mas Thibert - Boisviel est un évènement courant.

Jusqu'à une crue de 9500m3/s, la création de brèche est peu probable, puis elle devient neutre et à partir de 12500m3/s cela devient probable.

Le principal risque est l'érosion de conduit, sous ses différentes formes.
Localisé au niveau du GRG 305.125, le risque de glissement de talus aval est probable.

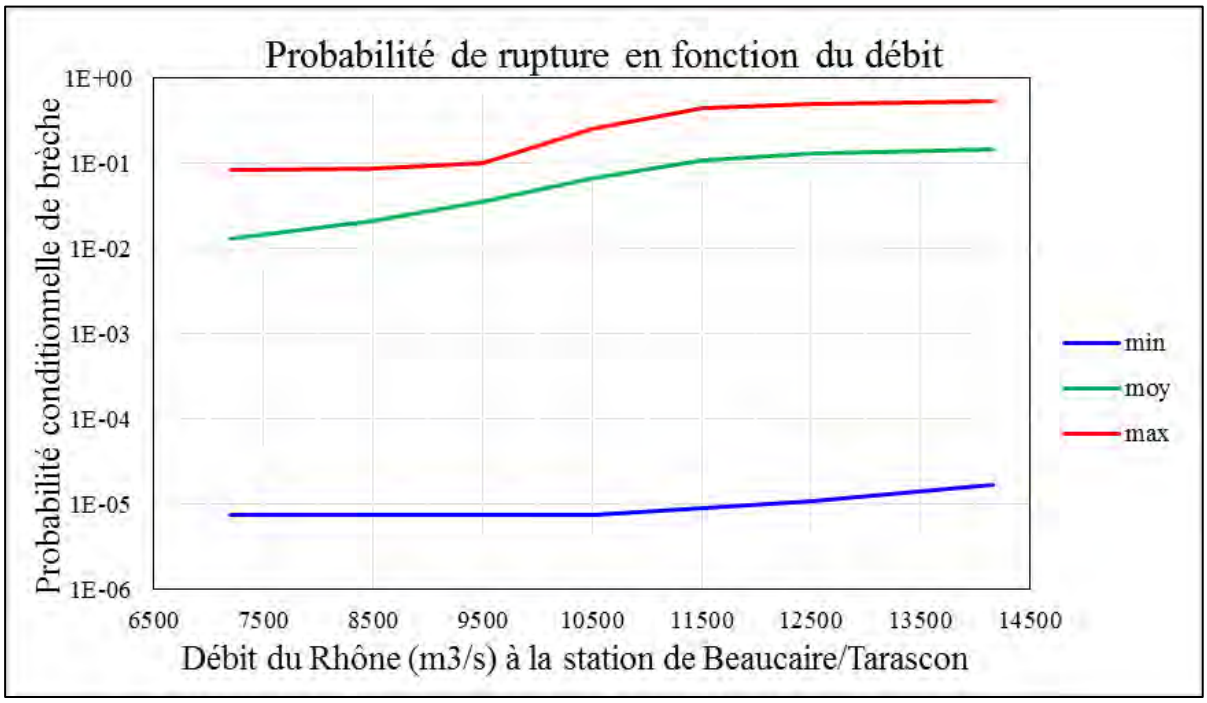


Figure 62 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Mas Thibert – Boisviel

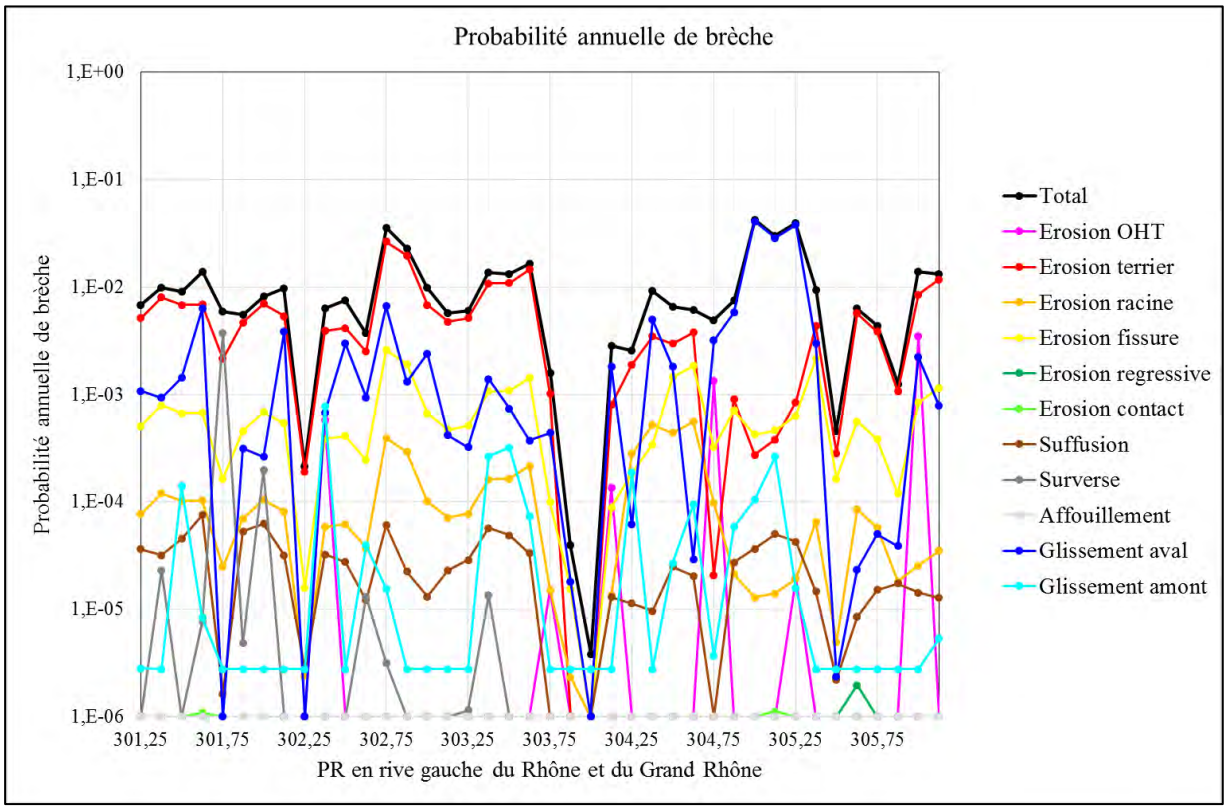


Figure 63 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Mas Thibert - Boisviel

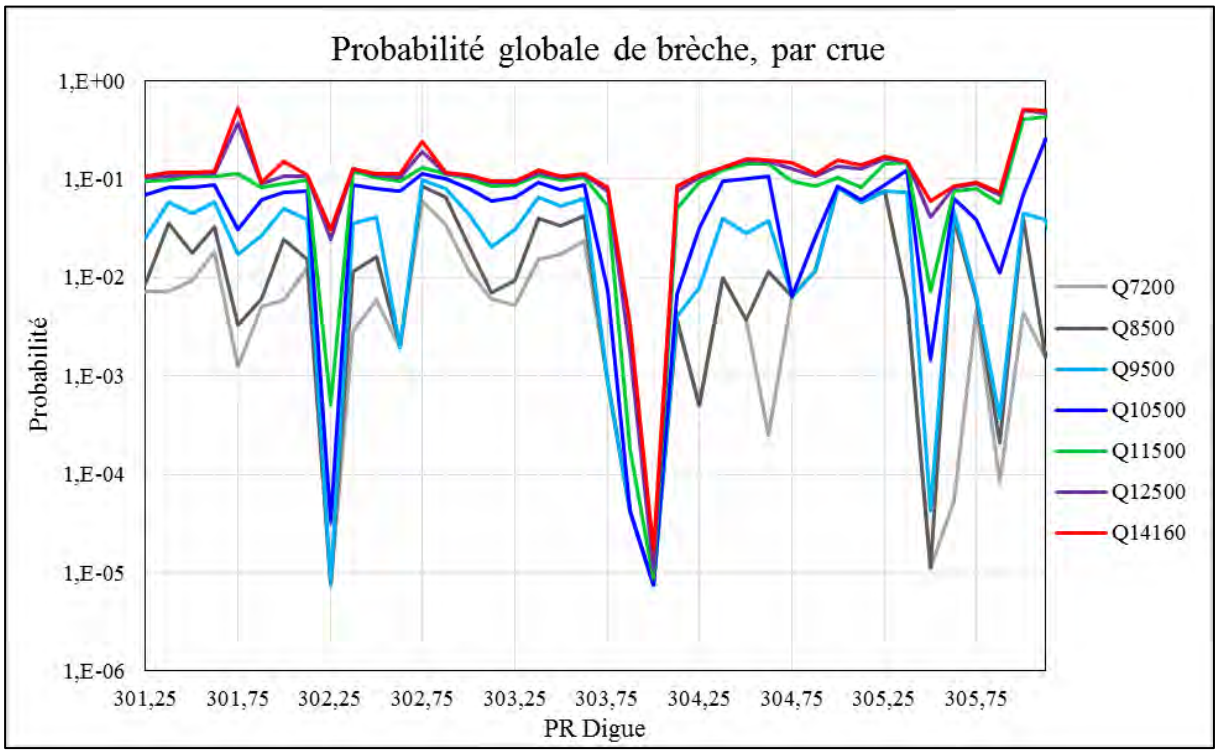


Figure 64 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Mas Thibert - Boisviel

2.23 DIGUE DE BOISVIEL A TOUR DE PARADE

Le tronçon de Boisviel à Tour de Parade mesure 2.8km, il comprend les PR0.125 compris entre GRG306.25 et 309 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 81 : Synthèse de géométrie, tronçon Boisviel - Parade

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	5,1	4,6	4,8	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	3,2	2,2	2,6	0,2
Cote à 20m du pdav	m NGF	2,8	1,5	2,0	0,3
Cote de pied de digue amont	m NGF	3,6	2,6	3,1	0,3
Cote à 20m du pdam	m NGF	3,2	2,2	2,7	0,2
Hauteur de digue côté aval	m	2,7	1,7	2,2	0,3
Hauteur de digue côté amont	m	2,3	1,3	1,7	0,3
Fruit aval	L/V	2,3	1,4	1,8	0,2
Fruit amont	L/V	3,6	1,8	2,4	0,4
Largeur du ségonnal	m	893	132	574	240

Ce tronçon est éloigné du fleuve.

Tableau 82 : Données hydrauliques, tronçon Boisviel - Parade

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,0	2,7	1,8	1,9	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	3,3	3,1	1,5	1,7	0,1	0,1	0,0	0,0	0,6
9500	3,4	3,2	1,4	1,5	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
10500	3,8	3,5	1,0	1,2	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
11500	4,1	3,9	0,7	0,8	0,2	0,1	0,0	0,0	0,3
12500	4,3	4,0	0,6	0,7	0,2	0,2	0,0	0,0	0,2
14160	4,4	4,1	0,5	0,6	0,2	0,2	0,0	0,0	0,2

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Boisviel - Parade vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une digue du XIXème siècle avec un REX neutre. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau au compactage et à l'étanchéité incertains. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle sans arbre sur ou en pied de talus. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle sans observation d'infiltrations et de terriers de blaireaux ou lapins par le passé. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon et il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable, dont le toit est à 2m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue n'a pas été investiguée. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre damée.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 100m et la pente hydraulique est de 5 à15 cm/km ; la berge est recouverte d'herbacés.

Tableau 83 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Boisviel - Parade

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	2E-06	6E-06			**8E-06**
8500	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	2E-06	6E-06			**8E-06**
9500	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	2E-06	6E-06			**2E-04**
10500	0	0	0	0	1E-08	0	0	1E-06	4E-13	2E-06	6E-06			**4E-03**
11500	7E-02	0	9E-04	7E-03	2E-08	1E-10	5E-08	1E-06	4E-13	2E-06	6E-06			**8E-02**
12500	7E-02	0	1E-03	7E-03	2E-08	2E-10	1E-07	1E-06	4E-13	2E-06	6E-06			**9E-02**
14160	8E-02	0	1E-03	7E-03	2E-08	4E-10	5E-07	1E-06	4E-13	2E-06	6E-06			**9E-02**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	2E-04	2E-04	5E-06	4E-05	2E-09	3E-12	0	1E-06	4E-13	2E-03	1E-05			**2E-03**
8500	4E-03	4E-04	3E-04	6E-04	4E-09	2E-10	0	1E-06	4E-13	2E-03	1E-05			**7E-03**
9500	1E-02	1E-03	9E-04	1E-03	7E-09	1E-09	5E-09	1E-06	4E-13	2E-03	1E-05			**1E-02**
10500	7E-02	5E-03	3E-03	7E-03	2E-08	3E-08	8E-08	1E-06	4E-13	2E-03	1E-05			**8E-02**
11500	1E-01	7E-03	5E-03	1E-02	2E-08	1E-07	5E-04	1E-06	4E-13	2E-03	1E-05			**1E-01**
12500	1E-01	7E-03	5E-03	1E-02	2E-08	2E-07	1E-03	9E-05	4E-13	2E-03	1E-05			**1E-01**
14160	1E-01	8E-03	5E-03	1E-02	2E-08	2E-07	1E-03	9E-04	4E-13	2E-03	1E-05			**2E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	4E-03	4E-03	7E-05	4E-04	2E-09	2E-11	0	1E-06	4E-13	1E-02	1E-04			**1E-02**
8500	3E-02	8E-03	2E-03	3E-03	1E-08	3E-09	0	1E-06	4E-13	1E-02	1E-04			**3E-02**
9500	3E-02	2E-02	5E-03	3E-03	2E-08	2E-08	2E-08	1E-06	4E-13	1E-02	1E-04			**5E-02**
10500	2E-01	1E-01	1E-02	2E-02	2E-08	1E-07	2E-07	1E-06	4E-13	1E-02	1E-04			**2E-01**
11500	4E-01	1E-01	1E-02	4E-02	2E-08	2E-07	1E-03	1E-06	4E-13	1E-02	1E-04			**4E-01**
12500	4E-01	2E-01	1E-02	4E-02	2E-08	8E-07	2E-03	1E-03	4E-13	1E-02	1E-04			**4E-01**
14160	4E-01	2E-01	1E-02	4E-02	2E-08	2E-06	3E-03	8E-03	4E-13	1E-02	1E-04			**5E-01**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **1E-02**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Boisviel - Parade est un évènement probable.

Jusqu'à une crue de 9500m3/s, la création de brèche est très peu probable. A 10500m3/s c'est un évènement peu probable et à partir de 14160m3/s cela devient neutre.

Les principaux risques sont l'érosion de conduit, sous ses différentes formes, et le glissement du talus aval.

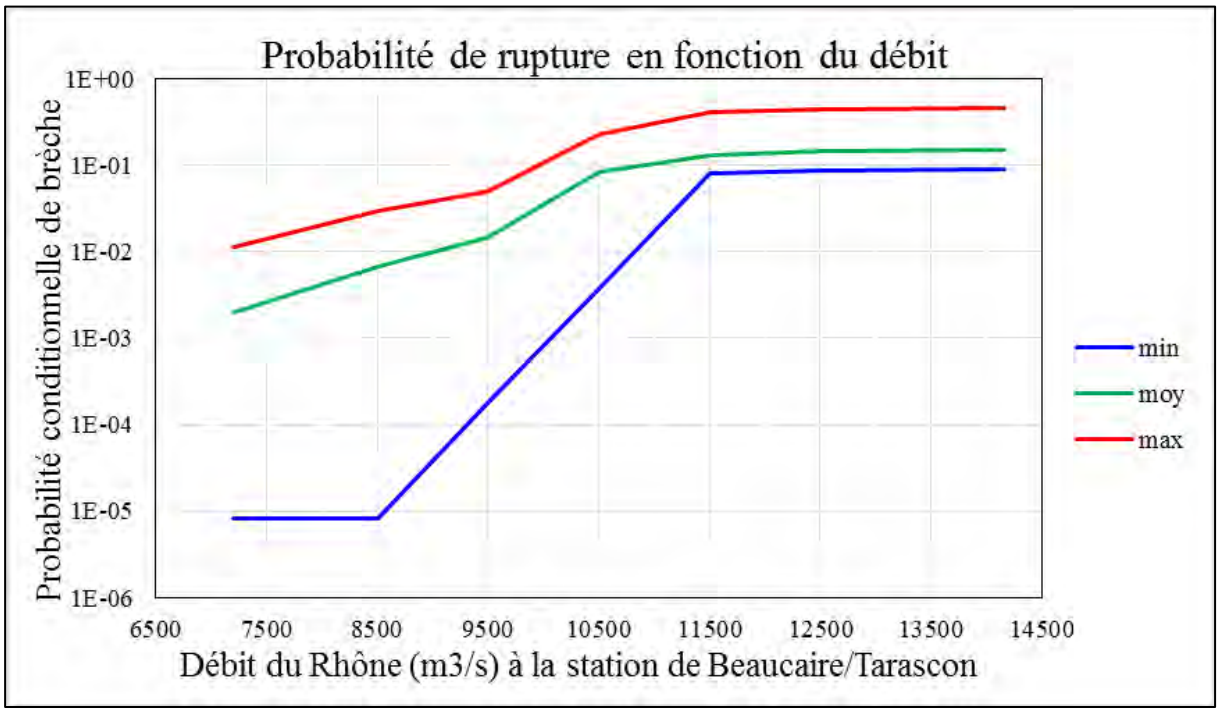


Figure 65 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Boisviel – Parade

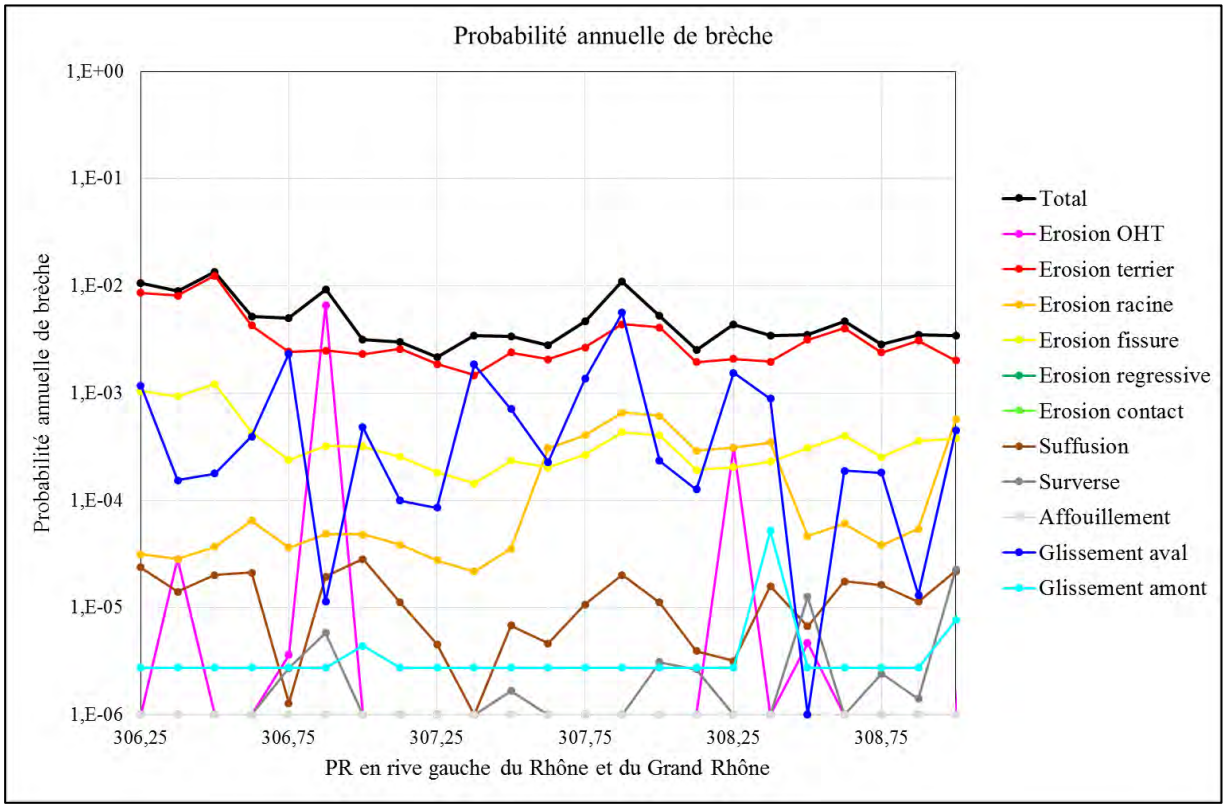


Figure 66 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Boisviel - Parade

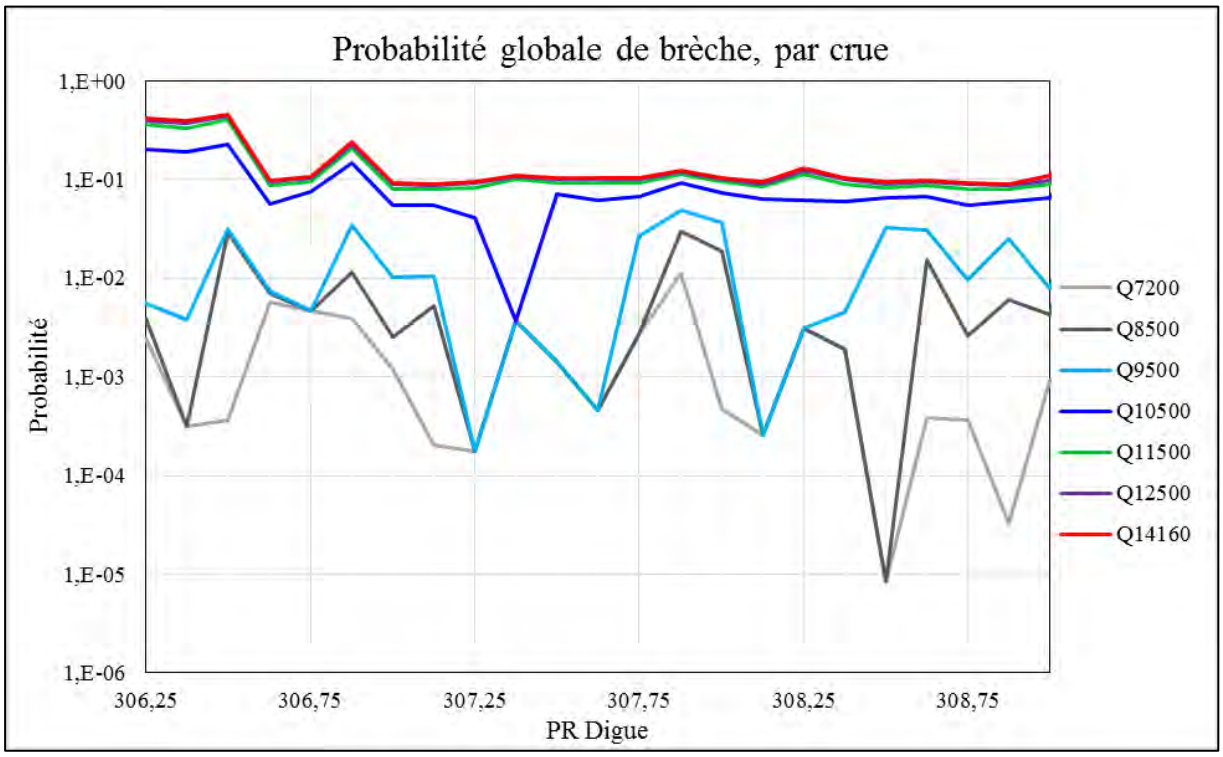


Figure 67 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Boisviel - Parade

2.24 DIGUE DE TOUR DE PARADE A BARCARIN

Le tronçon de Tour de Parade à Barcarin mesure 7.5 km, il comprend les PR0.125 compris entre GRG309.125 et 316 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 84 : Synthèse de géométrie, tronçon Parade - Barcarin

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	4,6	3,3	3,9	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	3,4	1,2	1,9	0,4
Cote à 20m du pdav	m NGF	2,5	0,5	1,5	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	3,4	1,8	2,4	0,4
Cote à 20m du pdam	m NGF	3,1	0,3	1,6	1,0
Hauteur de digue côté aval	m	2,9	0,8	2,0	0,6
Hauteur de digue côté amont	m	2,4	0,8	1,5	0,4
Fruit aval	L/V	7,3	1,5	2,4	1,1
Fruit amont	L/V	4,6	1,6	2,6	0,8
Largeur du ségonnal	m	360	5	87	89

Sur ce tronçon la bathymétrie la plus faible se trouve à -11mNGF ; entre les PR 311 et 313 il y a de l'érosion, le reste du tronçon est stable.

Tableau 85 : Données hydrauliques, tronçon Parade - Barcarin

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	2,7	2,0	1,3	1,6	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	3,1	2,2	0,9	1,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,5
9500	3,2	2,3	0,8	1,1	0,2	0,1	0,0	0,0	0,5
10500	3,5	2,6	0,5	0,8	0,2	0,1	0,1	0,0	0,3
11500	3,8	2,9	0,2	0,5	0,3	0,2	0,1	0,0	0,2
12500	4,0	2,9	0,1	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	0,1
14160	4,1	2,9	0,1	0,3	0,3	0,2	0,1	0,0	0,1

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Parade - Barcarin vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une digue du XIXème siècle avec un REX négatif. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau au compactage et à l'étanchéité incertains. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle avec présence d'arbres en pied de talus (un côté). La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle avec observation d'infiltrations et de terriers de blaireaux ou lapins par le passé. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; des infiltrations ont été observées lors de crues. La couche de sable considérée, dont le toit est à 2m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il y a eu une brèche en 1993 qui a été réparée en urgence seulement. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue n'a pas été investiguée. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre damée.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 5m et la pente hydraulique est de 5 à 30 cm/km ; la berge est recouverte d'herbacés.

Tableau 86 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Parade - Barcarin

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
9500	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
10500	3E-06	0	6E-04	1E-03	1E-08	5E-11	1E-08	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-03**
11500	4E-05	0	8E-04	9E-03	2E-08	2E-10	9E-08	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-02**
12500	4E-02	0	9E-04	1E-02	2E-08	2E-10	2E-07	3E-05	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-02**
14160	5E-02	0	9E-04	1E-02	2E-08	2E-10	3E-07	9E-05	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-02**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	5E-03	2E-04	1E-03	1E-03	3E-08	6E-07	0	1E-06	4E-08	1E-03	3E-05			**8E-03**
8500	7E-02	5E-03	2E-02	1E-02	9E-08	8E-06	0	1E-06	4E-08	1E-03	3E-05			**1E-01**
9500	1E-01	1E-02	3E-02	2E-02	1E-07	1E-05	1E-08	1E-06	4E-08	1E-03	3E-05			**2E-01**
10500	2E-01	2E-02	4E-02	3E-02	2E-07	2E-05	2E-06	3E-04	4E-08	1E-03	4E-05			**3E-01**
11500	2E-01	2E-02	5E-02	4E-02	3E-06	4E-04	9E-04	3E-02	4E-08	1E-03	4E-05			**3E-01**
12500	2E-01	2E-02	5E-02	4E-02	2E-05	9E-04	2E-03	1E-01	4E-08	1E-03	4E-05			**4E-01**
14160	2E-01	2E-02	5E-02	4E-02	4E-05	1E-03	2E-03	2E-01	4E-08	1E-03	4E-05			**4E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	5E-02	1E-02	8E-03	5E-03	1E-07	2E-05	0	1E-06	5E-07	9E-03	5E-04			**7E-02**
8500	3E-01	1E-01	5E-02	3E-02	2E-07	1E-04	0	1E-06	5E-07	9E-03	5E-04			**4E-01**
9500	3E-01	2E-01	6E-02	4E-02	2E-07	1E-04	2E-08	1E-06	5E-07	9E-03	5E-04			**5E-01**
10500	4E-01	2E-01	8E-02	5E-02	2E-07	6E-04	2E-05	9E-03	5E-07	9E-03	5E-04			**6E-01**
11500	5E-01	2E-01	9E-02	6E-02	1E-04	1E-02	3E-03	3E-01	5E-07	9E-03	6E-04			**6E-01**
12500	5E-01	2E-01	9E-02	6E-02	1E-03	2E-02	5E-03	5E-01	5E-07	9E-03	6E-04			**7E-01**
14160	5E-01	2E-01	9E-02	6E-02	2E-03	3E-02	7E-03	5E-01	5E-07	9E-03	6E-04			**7E-01**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **8E-02**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Parade - Barcarin est un évènement courant.

Jusqu'à une crue de 7200m3/s, la création de brèche est peu probable. A 8500m3/s cela devient neutre, à partir de 9500m3/s cela devient probable.

Le principal risque est l'érosion de conduit, sous ses différentes formes, présent sur l'ensemble du linéaire.

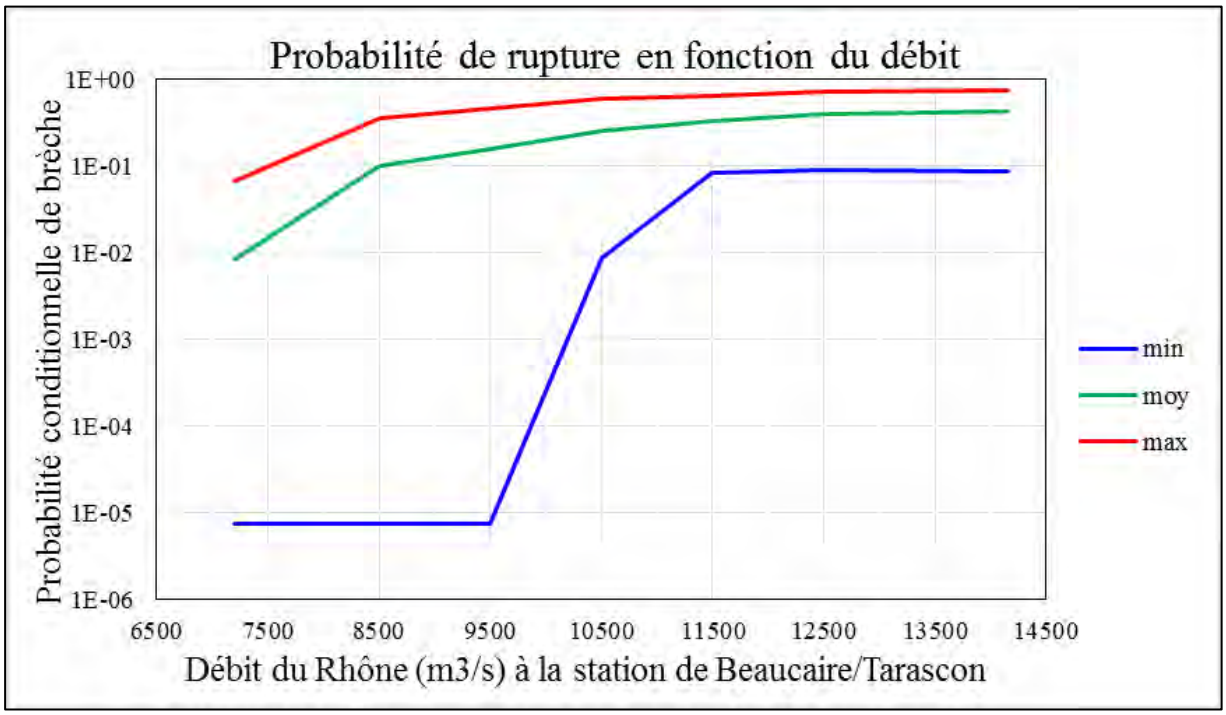


Figure 68 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Parade – Barcarin

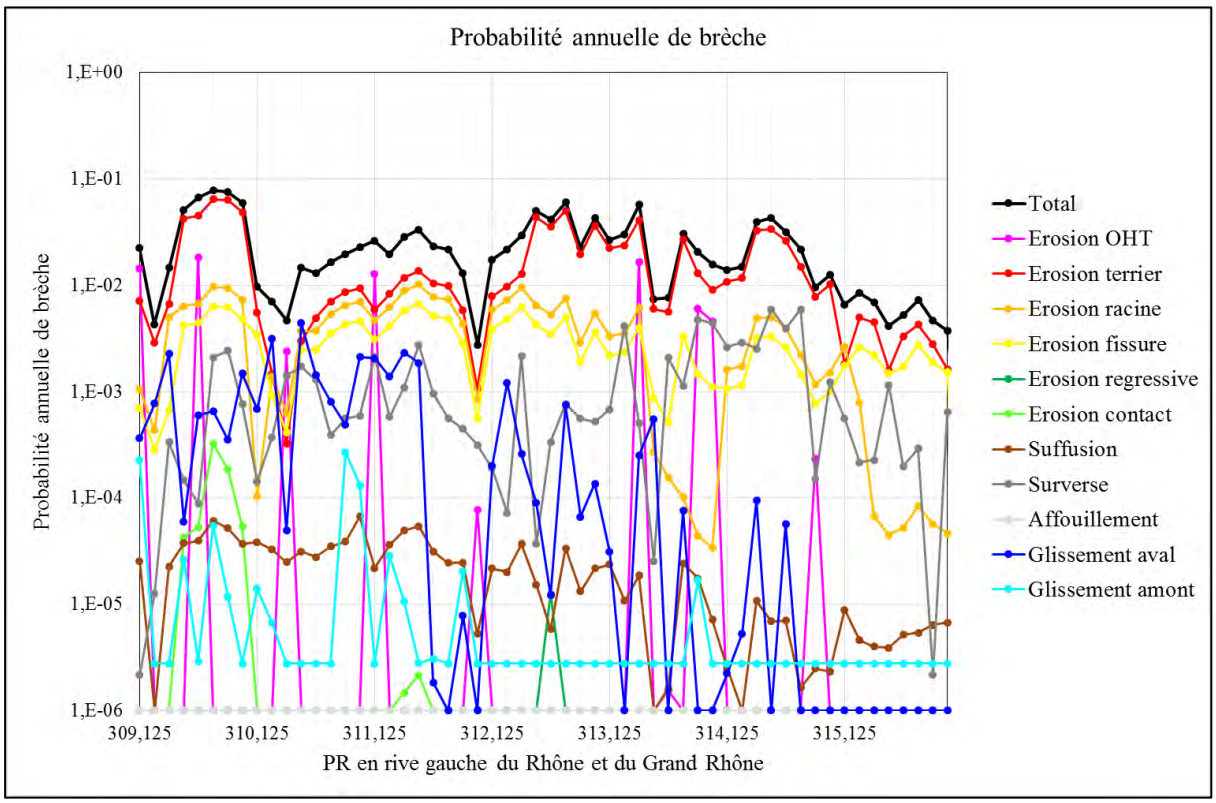


Figure 69 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Parade - Barcarin

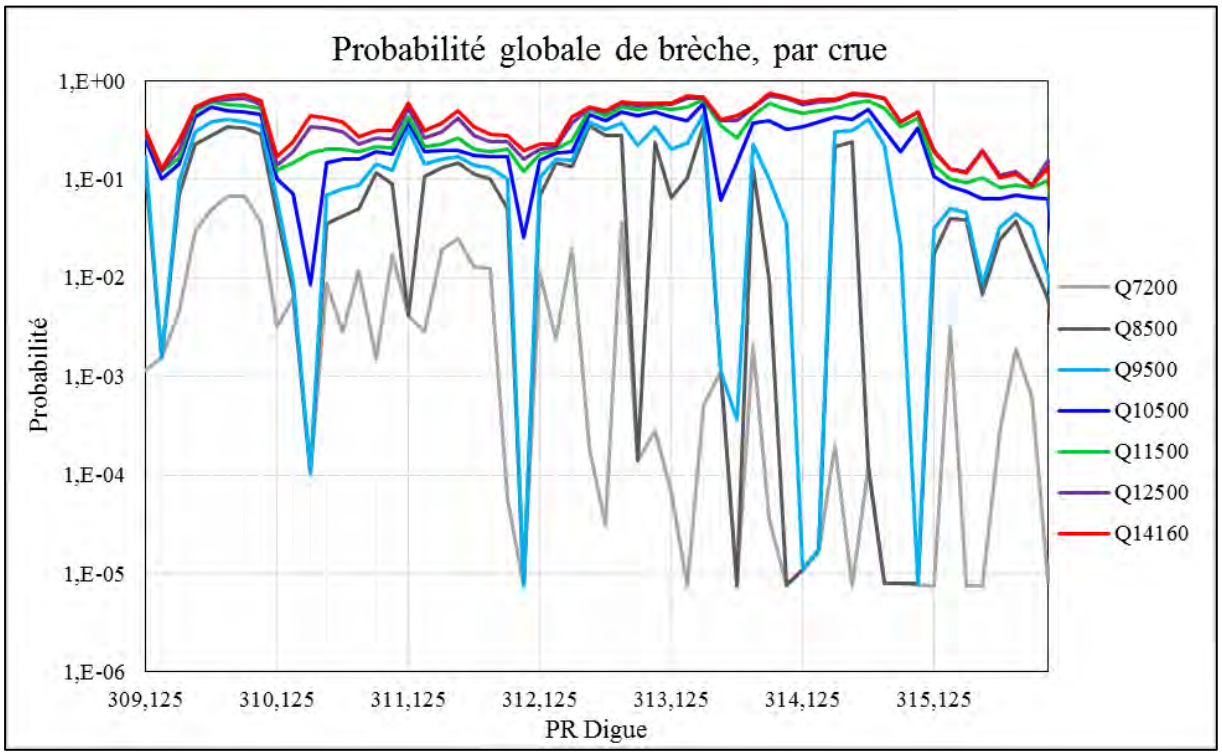


Figure 70 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Parade - Barcarin

2.25 ECLUSE DE BARCARIN ET DIGUES DE FERMETURE

Le tronçon Ecluse Barcarin mesure 3.9km, il comprend les PR0.125 compris entre GRG316.125 et 316.625. Ces derniers sont présents sur l'embouquement qui est carrossable.

Les calculs menés par la CNR sur la stabilité de l'écluse, lors de la réalisation de l'EDD de cette dernière en 2015, ont montré une probabilité de 10^{-3} de rupture des portes en cas de crue, à minima décennale.

Tableau 87 : Synthèse de géométrie, tronçon Ecluse Barcarin

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	4,0	4,0	4,0	0,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	0,5	-1,2	-0,2	0,9
Cote à 20m du pdav	m NGF	12,0	0,9	5,6	5,9
Cote de pied de digue amont	m NGF	-0,5	-0,7	-0,6	0,1
Cote à 20m du pdam	m NGF	5,2	4,3	4,8	0,4
Hauteur de digue côté aval	m	5,2	3,5	4,2	0,9
Hauteur de digue côté amont	m	4,7	4,5	4,6	0,1
Fruit aval	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Fruit amont	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	0	0	0	0

Ce tronçon s'éloigne du fleuve mais longe le canal du Rhône à Fos qui a une bathymétrie de -5,5mNGF.

Tableau 88 : Données hydrauliques, tronçon Ecluse Barcarin

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	2,0	2,0	2,0	2,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
8500	2,3	2,2	1,7	1,8	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
9500	2,4	2,3	1,6	1,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
10500	2,7	2,6	1,3	1,4	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
11500	2,9	2,8	1,1	1,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
12500	3,0	2,9	1,0	1,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
14160	3,0	3,0	1,0	1,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Ecluse Barcarin vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a des enrochements. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et l'état du perré est inconnu ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il n'y a pas de réseau ou d'ouvrage connu sur ce tronçon.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques indiquent qu'il y a du sable de qualité variable en fondation. La couche de sable, dont le toit est à 1m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été investigué sans présence de grave. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et l'état du perré est inconnu; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en matériaux de carrière.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est nulle et la pente hydraulique est celle du chenal, de 1 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements avec sabot.

Tableau 89 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Ecluse Barcarin

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	6E-05	0	9E-06	6E-06	0	1E-07	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**9E-05**
8500	3E-04	0	4E-05	3E-05	0	5E-07	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**4E-04**
9500	4E-04	0	5E-05	4E-05	0	7E-07	7E-09	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**5E-04**
10500	5E-04	0	8E-05	5E-05	0	1E-06	1E-07	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**7E-04**
11500	6E-04	0	9E-05	6E-05	0	1E-06	3E-04	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-03**
12500	6E-04	0	9E-05	6E-05	0	1E-06	9E-04	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-03**
14160	6E-04	0	9E-05	6E-05	0	1E-06	9E-04	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-03**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	3E-04	0	4E-05	3E-05	2E-07	4E-07	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**4E-04**
8500	4E-04	0	7E-05	4E-05	2E-07	7E-07	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**6E-04**
9500	5E-04	0	7E-05	5E-05	3E-07	8E-07	8E-09	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**6E-04**
10500	6E-04	0	9E-05	6E-05	3E-07	1E-06	2E-07	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**8E-04**
11500	7E-04	0	1E-04	7E-05	3E-07	5E-06	3E-04	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-03**
12500	7E-04	0	1E-04	7E-05	3E-07	8E-06	9E-04	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-03**
14160	7E-04	0	1E-04	7E-05	3E-07	8E-06	1E-03	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-03**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	6E-04	0	9E-05	6E-05	4E-07	9E-07	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**8E-04**
8500	7E-04	0	1E-04	7E-05	5E-07	9E-07	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**9E-04**
9500	7E-04	0	1E-04	7E-05	5E-07	1E-06	1E-08	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**9E-04**
10500	8E-04	0	1E-04	7E-05	5E-07	2E-06	2E-07	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-03**
11500	8E-04	0	1E-04	8E-05	5E-07	8E-06	3E-04	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-03**
12500	8E-04	0	1E-04	8E-05	5E-07	1E-05	1E-03	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-03**
14160	8E-04	0	1E-04	8E-05	5E-07	1E-05	1E-03	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-03**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **4E-04**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Ecluse de Barcarin est un évènement improbable.

Jusqu'à une crue de 10500m3/s, la création de brèche est quasiment impossible ; à partir de 11500m3/s, cela devient très peu probable.

Le principal risque est l'érosion de conduit, dans un terrier de fouisseur. Le risque est légèrement plus important sur la digue de fermeture Sud que Nord.
La probabilité de rupture des portes de l'écluse est du même ordre de grandeur : 10^{-3} à partir de la crue décennale.

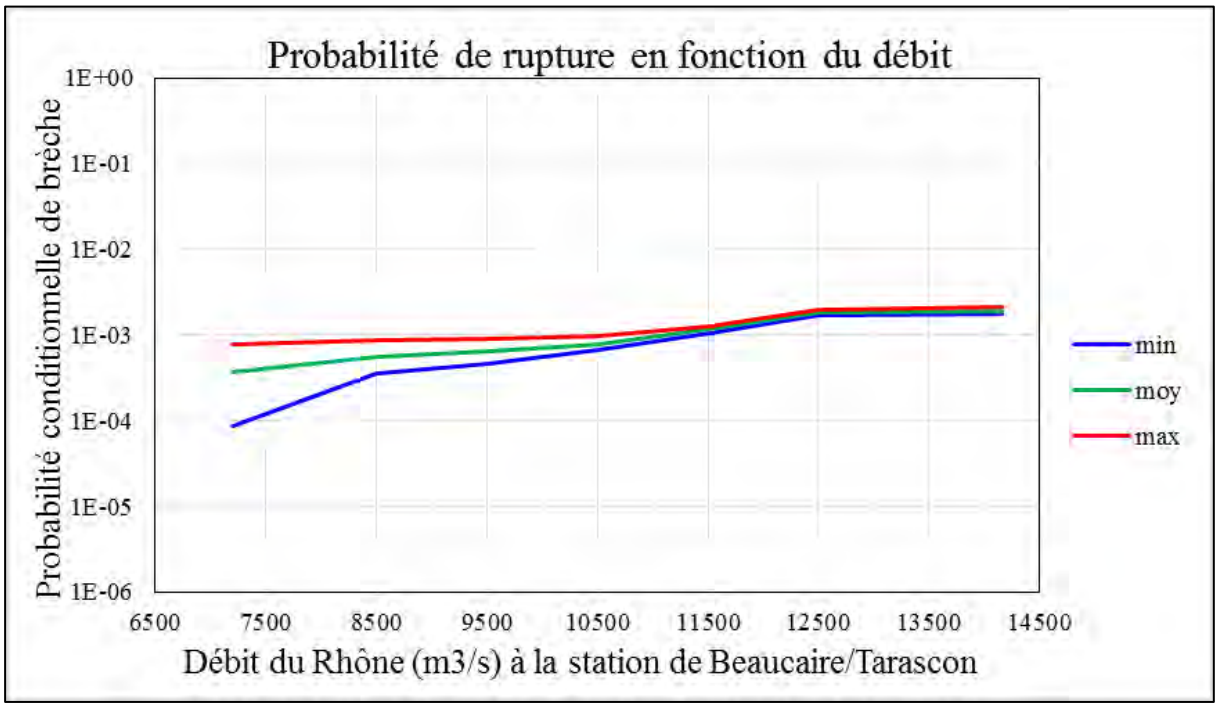


Figure 71 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Ecluse Barcarin

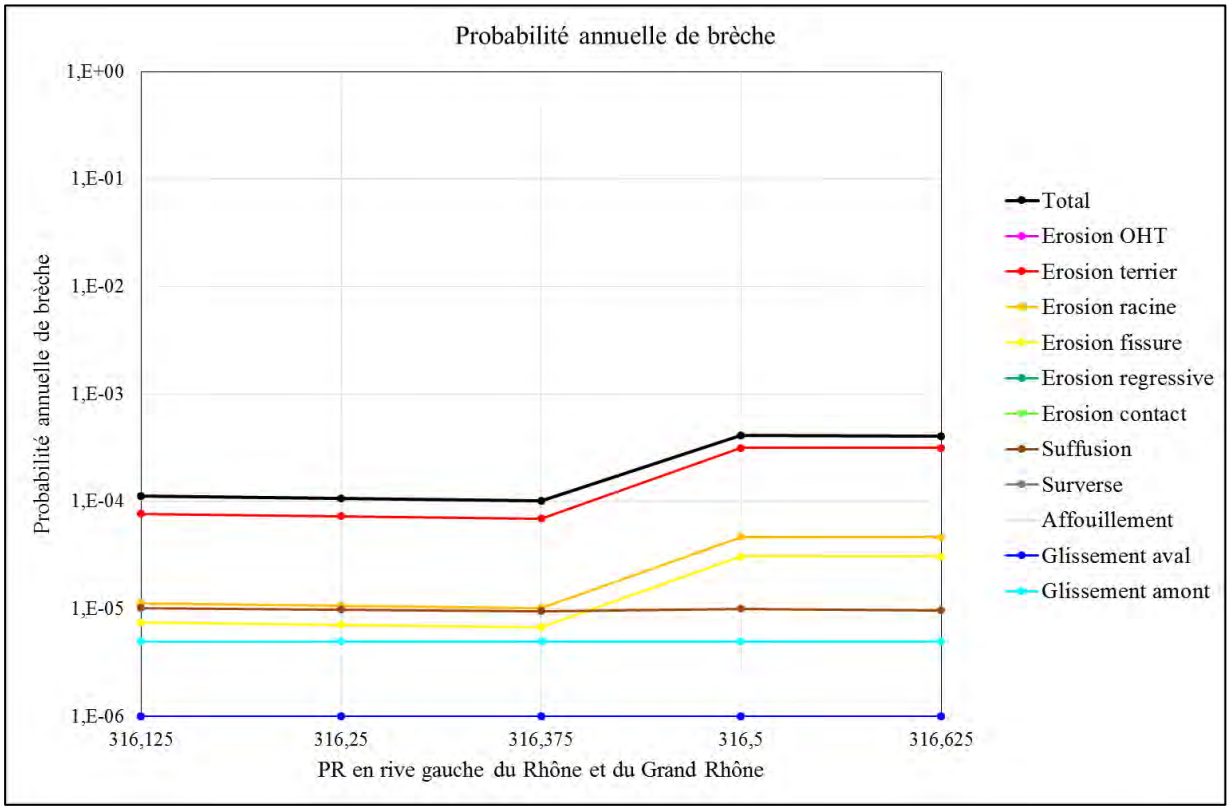


Figure 72 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Ecluse Barcarin

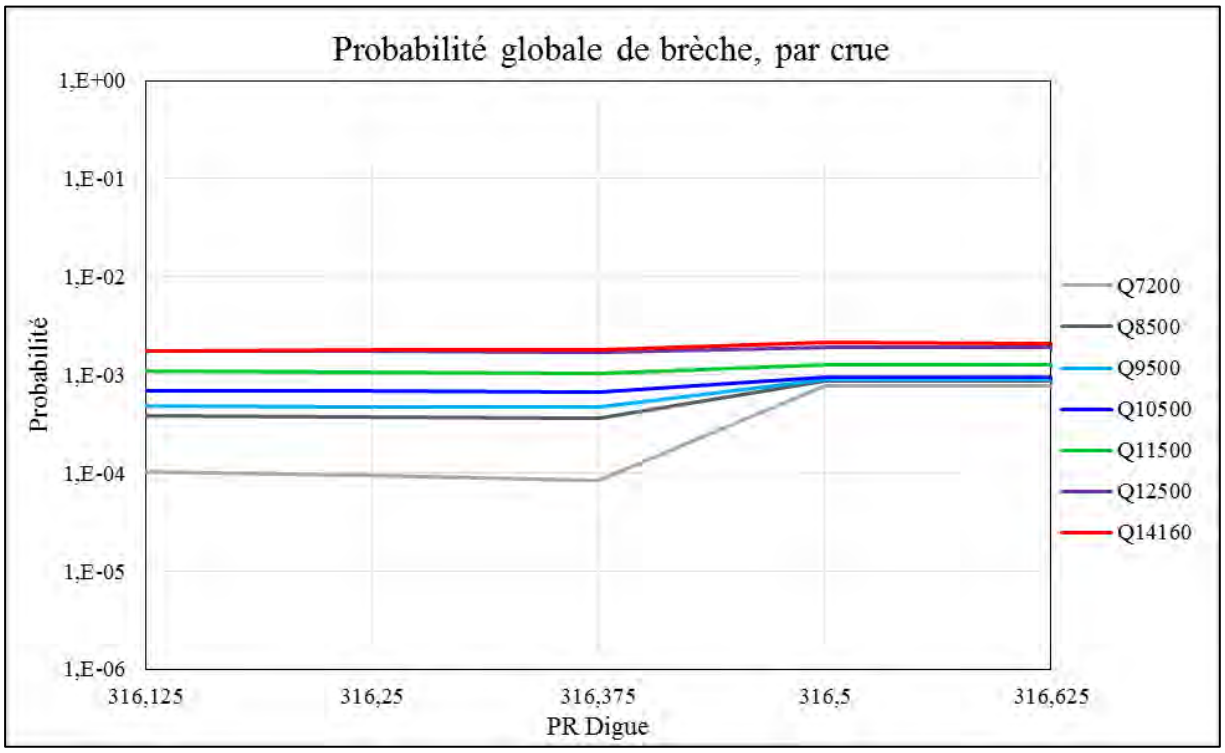


Figure 73 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Ecluse Barcarin

2.26 DIGUE DE BOIS FRANÇOIS NORD

Le tronçon Bois François Nord mesure 3.1km, il comprend les PR0.125 compris entre GRG316.75 et 319.5 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 90 : Synthèse de géométrie, tronçon Bois François Nord

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	3,6	2,5	3,1	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	3,0	1,3	1,6	0,4
Cote à 20m du pdav	m NGF	2,2	0,4	1,1	0,3
Cote de pied de digue amont	m NGF	1,9	1,2	1,5	0,2
Cote à 20m du pdam	m NGF	2,1	0,3	1,4	0,6
Hauteur de digue côté aval	m	2,2	0,5	1,6	0,4
Hauteur de digue côté amont	m	2,2	1,1	1,6	0,3
Fruit aval	L/V	9,9	1,9	2,6	1,6
Fruit amont	L/V	2,9	2,0	2,4	0,3
Largeur du ségonnal	m	212	1	63	69

Le tronçon présente une légère érosion et une bathymétrie de -9mNGF.

Tableau 91 : Données hydrauliques, tronçon Bois François Nord

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	1,9	1,7	0,9	1,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	2,2	1,9	0,6	1,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,5
9500	2,3	2,1	0,4	0,9	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
10500	2,6	2,4	0,1	0,6	0,1	0,1	0,1	0,0	0,3
11500	2,8	2,6	-0,1	0,4	0,1	0,1	0,1	0,0	0,2
12500	2,9	2,7	-0,2	0,3	0,1	0,1	0,1	0,0	0,1
14160	3,0	2,7	-0,2	0,3	0,1	0,1	0,1	0,0	0,1

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Bois François Nord vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a un masque A2 côté amont et un engraissement côté aval, avec grillage. Concernant la stabilité, la qualité du perré est incertaine ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La résistance est réalisée par le masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau au compactage satisfaisant mais une étanchéité incertaine. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; du sable a été observé lors de travaux. La couche de sable, dont le toit est à 1m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la qualité du perré est incertaine ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la qualité du perré est incertaine ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre, conforté récemment.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 2m et la pente hydraulique est de 0 à 10 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements anciens dans la zone de faible ségonnal.

Tableau 92 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Bois François Nord

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	0	0	0	0	2E-08	2E-11	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
9500	0	0	0	0	2E-08	2E-11	2E-11	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
10500	0	0	0	0	2E-07	1E-10	3E-10	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
11500	0	0	0	0	2E-07	1E-10	4E-09	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
12500	0	0	0	0	2E-07	2E-10	8E-09	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**
14160	0	0	0	0	2E-07	2E-10	9E-09	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	8E-09	1E-07	1E-08	1E-08	2E-08	2E-11	0	1E-06	7E-08	1E-06	6E-06			**8E-06**
8500	1E-06	5E-06	8E-08	8E-08	9E-08	5E-09	0	1E-06	7E-08	1E-06	6E-06			**1E-05**
9500	1E-05	8E-06	1E-07	1E-07	1E-07	3E-08	2E-10	1E-06	7E-08	1E-06	6E-06			**3E-05**
10500	1E-04	1E-05	2E-07	2E-07	2E-07	6E-08	2E-08	2E-02	7E-08	1E-06	6E-06			**2E-02**
11500	3E-04	1E-05	3E-07	3E-07	2E-07	6E-08	2E-06	9E-02	7E-08	1E-06	6E-06			**9E-02**
12500	4E-04	1E-05	3E-07	3E-07	2E-07	6E-08	4E-06	1E-01	7E-08	1E-06	6E-06			**1E-01**
14160	4E-04	1E-05	3E-07	3E-07	3E-07	6E-08	4E-06	2E-01	7E-08	1E-06	6E-06			**2E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	2E-07	2E-06	2E-08	2E-08	9E-08	6E-11	0	1E-06	2E-07	1E-06	6E-06			**9E-06**
8500	1E-05	1E-04	2E-07	2E-07	2E-07	3E-08	0	1E-06	2E-07	1E-06	6E-06			**1E-04**
9500	1E-04	2E-04	2E-07	2E-07	2E-07	1E-07	3E-10	3E-06	2E-07	1E-06	6E-06			**2E-04**
10500	7E-04	2E-04	3E-07	3E-07	2E-07	2E-07	2E-07	2E-01	2E-07	1E-06	6E-06			**2E-01**
11500	1E-03	3E-04	3E-07	3E-07	2E-07	2E-07	8E-06	6E-01	2E-07	1E-06	6E-06			**6E-01**
12500	2E-03	3E-04	3E-07	3E-07	4E-07	2E-07	1E-05	8E-01	2E-07	1E-06	6E-06			**8E-01**
14160	2E-03	3E-04	3E-07	3E-07	1E-06	2E-07	2E-05	8E-01	2E-07	1E-06	6E-06			**8E-01**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **1E-02**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Bois François Nord est un évènement probable.

Jusqu'à une crue de 9500m3/s, la création de brèche est quasiment impossible. A partir de 10500m3/s cela devient neutre et à partir de 14160m3/s, cela devient probable.

Le principal risque est l'érosion suite à la surverse, au sud du GRG 318, où la digue s'éloigne du fleuve.

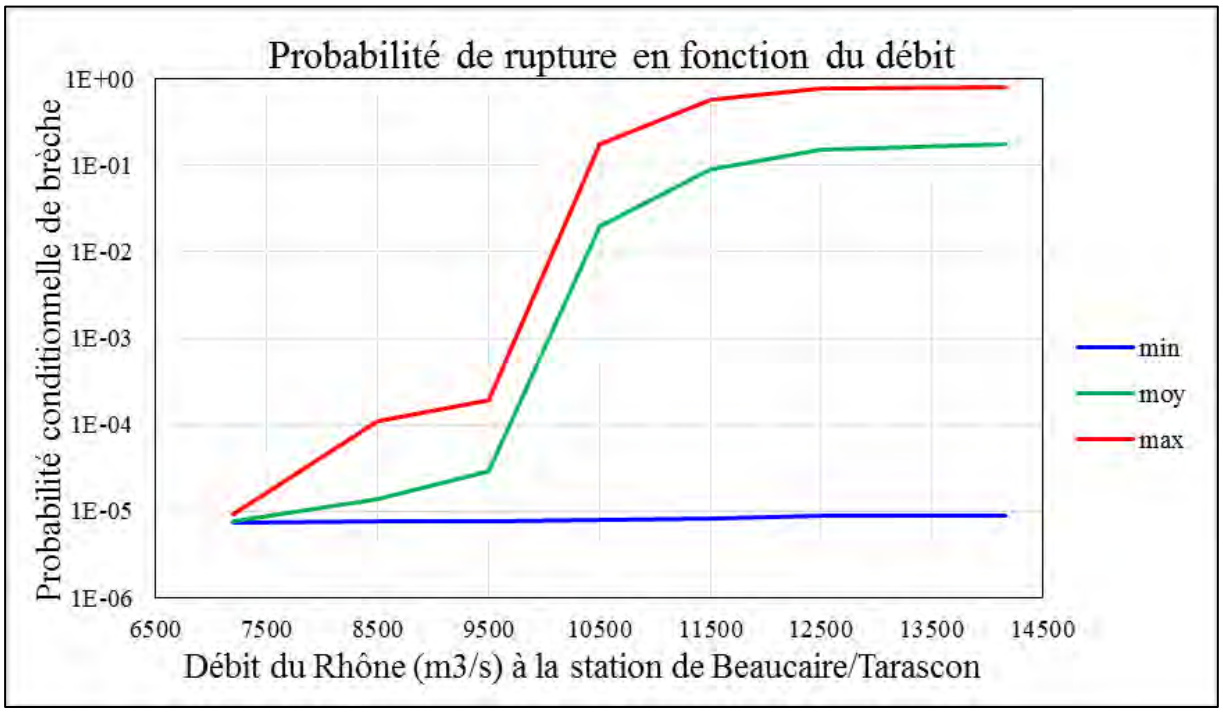


Figure 74 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Bois François Nord

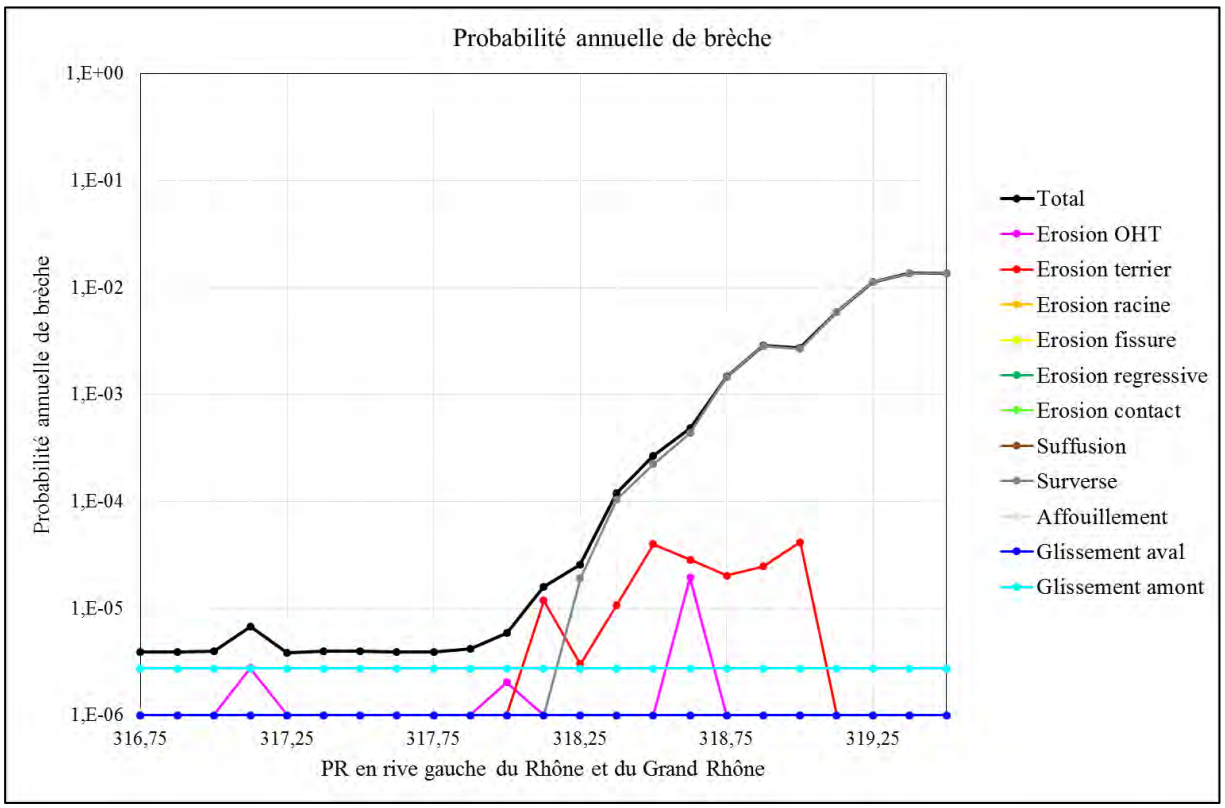


Figure 75 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Bois François Nord

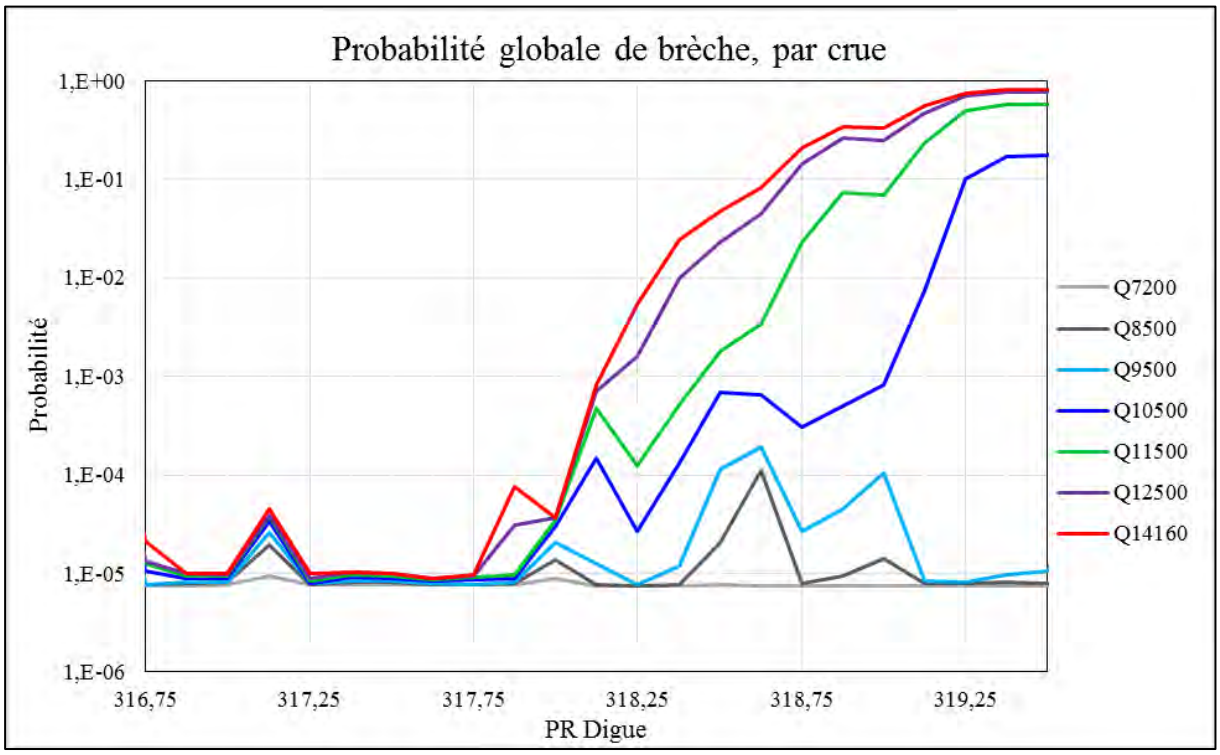


Figure 76 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Bois François Nord

2.27 DIGUE DE BOIS FRANÇOIS SUD

Le tronçon Bois François Sud mesure 1.9km, il comprend les PR0.125 compris entre GRG319.625 et 321.125 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 93 : Synthèse de géométrie, tronçon Bois François Sud

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	2,7	2,4	2,5	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	1,7	0,9	1,2	0,3
Cote à 20m du pdav	m NGF	2,1	0,4	1,0	0,5
Cote de pied de digue amont	m NGF	1,7	1,3	1,5	0,1
Cote à 20m du pdam	m NGF	1,7	0,9	1,2	0,2
Hauteur de digue côté aval	m	1,6	0,9	1,3	0,2
Hauteur de digue côté amont	m	1,1	0,8	1,0	0,1
Fruit aval	L/V	2,7	1,8	2,1	0,3
Fruit amont	L/V	3,0	2,0	2,4	0,3
Largeur du ségonnal	m	398	98	272	97

Ce tronçon de digue est éloigné du fleuve.

Tableau 94 : Données hydrauliques, tronçon Bois François Sud

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	1,6	1,5	0,8	0,9	0,1	0,0	0,0	0,0	0,6
8500	1,9	1,8	0,5	0,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
9500	2,1	1,9	0,3	0,4	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3
10500	2,4	2,2	0,0	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,1
11500	2,6	2,4	-0,2	0,0	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0
12500	2,7	2,5	-0,3	-0,1	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0
14160	2,7	2,5	-0,3	-0,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Bois François Sud vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a un masque A2 côté amont et un engraissement côté aval, avec grillage. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau au compactage et à l'étanchéité satisfaisants. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; du sable a été observé lors de travaux. La couche de sable, dont le toit est à 1m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre, conforté récemment.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 100m et la pente hydraulique est de 5 à 20 cm/km ; la berge est recouverte d'arbres.

Tableau 95 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Bois François Sud

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	1E-10	0	1E-08	1E-08	0	2E-11	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
9500	2E-10	0	2E-08	2E-08	0	2E-11	2E-11	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
10500	7E-08	0	2E-07	2E-07	2E-07	1E-10	2E-09	6E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**3E-05**
11500	3E-07	0	2E-07	2E-07	2E-07	2E-10	5E-09	2E-02	4E-13	1E-06	6E-06			**2E-02**
12500	6E-07	0	3E-07	3E-07	2E-07	2E-10	9E-09	1E-01	4E-13	1E-06	6E-06			**1E-01**
14160	7E-07	0	3E-07	3E-07	2E-07	2E-10	1E-08	2E-01	4E-13	1E-06	6E-06			**2E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	1E-08	1E-06	6E-08	6E-08	7E-08	5E-11	0	1E-06	4E-13	3E-04	6E-06			**3E-04**
8500	3E-07	2E-06	2E-07	2E-07	2E-07	1E-10	0	1E-06	4E-13	3E-04	6E-06			**3E-04**
9500	6E-07	2E-06	2E-07	2E-07	2E-07	1E-10	2E-10	7E-04	4E-13	3E-04	6E-06			**9E-04**
10500	2E-06	4E-06	3E-07	3E-07	2E-07	2E-10	4E-09	2E-01	4E-13	3E-04	6E-06			**2E-01**
11500	7E-06	5E-06	3E-07	3E-07	9E-07	2E-10	1E-08	5E-01	4E-13	3E-04	6E-06			**5E-01**
12500	1E-04	5E-06	4E-07	4E-07	4E-06	2E-10	2E-08	7E-01	4E-13	3E-04	6E-06			**7E-01**
14160	2E-04	5E-06	4E-07	4E-07	5E-06	2E-10	2E-08	7E-01	4E-13	3E-04	6E-06			**7E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	6E-08	1E-05	1E-07	1E-07	2E-07	1E-10	0	1E-06	4E-13	1E-03	1E-05			**1E-03**
8500	1E-06	3E-05	3E-07	3E-07	2E-07	2E-10	0	1E-06	4E-13	1E-03	1E-05			**1E-03**
9500	2E-06	3E-05	3E-07	3E-07	2E-07	2E-10	4E-10	7E-03	4E-13	1E-03	1E-05			**7E-03**
10500	4E-06	3E-05	4E-07	4E-07	2E-07	2E-10	7E-09	5E-01	4E-13	1E-03	1E-05			**5E-01**
11500	3E-05	4E-05	4E-07	4E-07	9E-06	2E-10	2E-08	8E-01	4E-13	1E-03	1E-05			**8E-01**
12500	5E-04	4E-05	4E-07	4E-07	4E-05	2E-10	3E-08	9E-01	4E-13	1E-03	2E-05			**9E-01**
14160	8E-04	4E-05	4E-07	4E-07	6E-05	2E-10	4E-08	9E-01	4E-13	1E-03	2E-05			**9E-01**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **2E-02**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Bois François Sud est un évènement courant.

Jusqu'à une crue de 9500m3/s, la création de brèche est très peu probable, à partir de 9500m3/s cela devient probable puis très probable pour les crues supérieures à 12500m3/s.

Le risque principal est l'érosion de surverse est à partir d'une crue de 10500m3/s.

Des travaux vont être réalisés lors de l'opération Port saint louis - Salin de Giraud afin de calibrer la digue à une crue de 14160m3/s avec une revanche de 50cm.

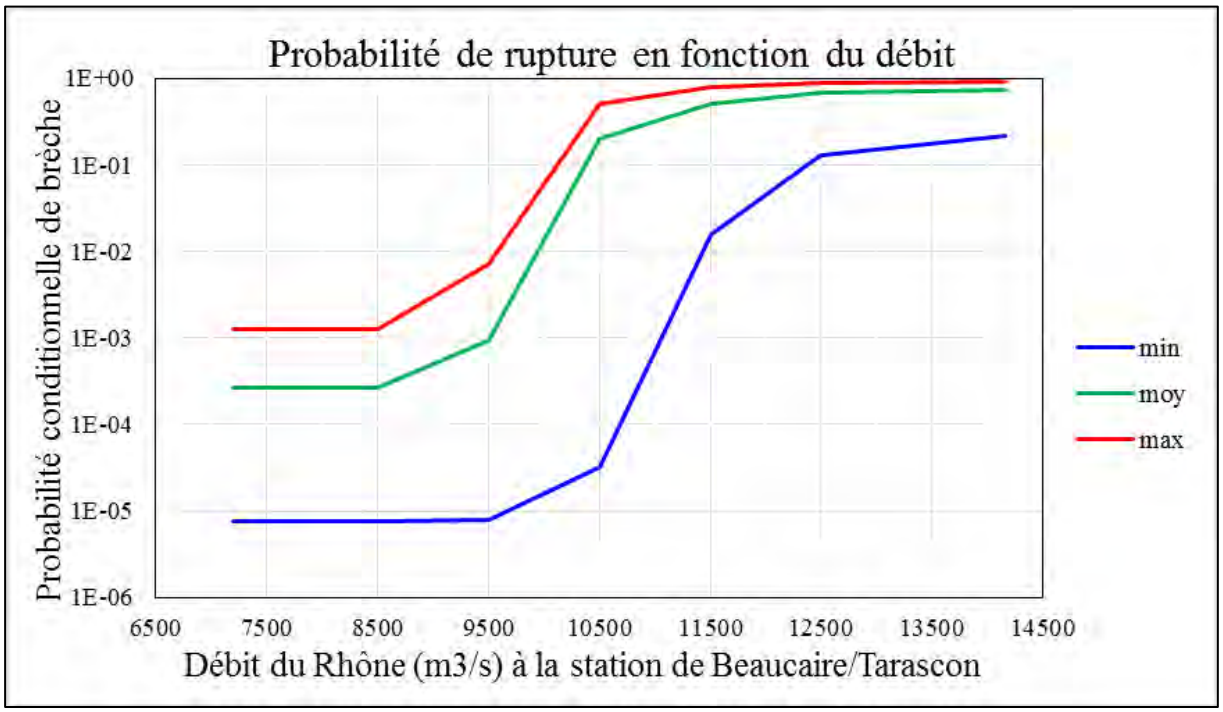


Figure 77 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Bois François Sud

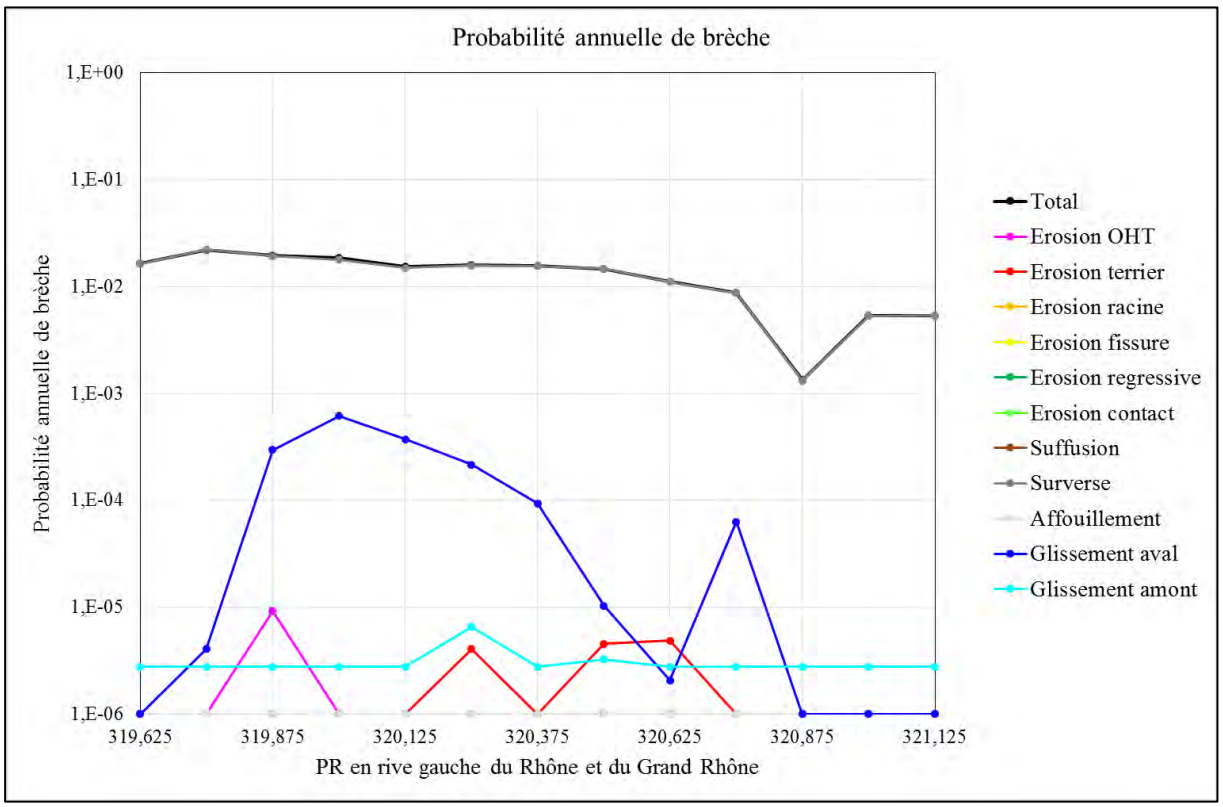


Figure 78 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Bois François Sud

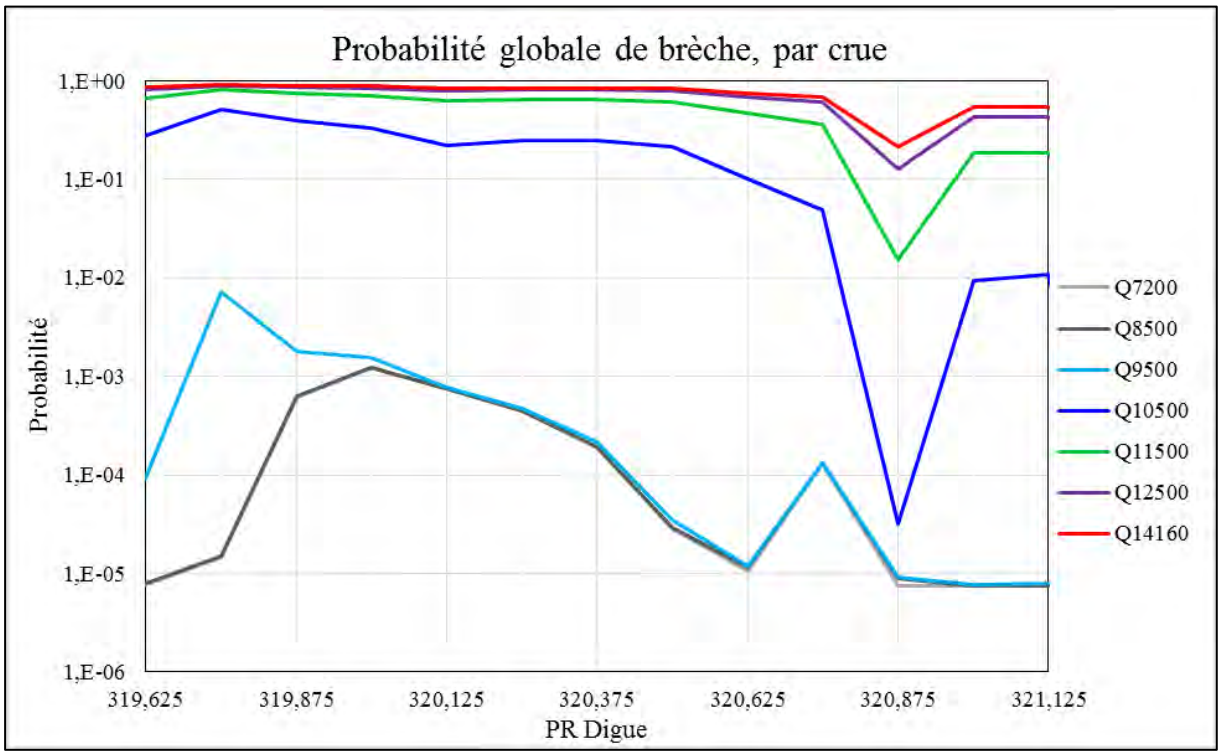


Figure 79 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Bois François Sud

2.28 DIGUE DE PORT SAINT LOUIS

Le tronçon de Port Saint Louis mesure 1.1km, il comprend les PR0.125 compris entre GRG321.25 et 322.25 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 96 : Synthèse de géométrie, tronçon Port Saint Louis

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	2,6	2,2	2,4	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	1,5	0,5	1,0	0,4
Cote à 20m du pdav	m NGF	1,4	0,7	1,0	0,2
Cote de pied de digue amont	m NGF	1,4	0,4	0,8	0,4
Cote à 20m du pdam	m NGF	2,0	-0,2	0,9	0,7
Hauteur de digue côté aval	m	2,1	0,8	1,4	0,4
Hauteur de digue côté amont	m	2,1	0,7	1,6	0,5
Fruit aval	L/V	3,1	1,8	2,3	0,4
Fruit amont	L/V	3,4	1,7	2,2	0,5
Largeur du ségonnal	m	243	121	175	41

Sur ce tronçon la digue est éloignée du fleuve.

Tableau 97 : Données hydrauliques, tronçon Port Saint Louis

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	1,5	1,4	0,8	1,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	1,8	1,6	0,5	0,7	0,1	0,0	0,0	0,0	0,5
9500	1,9	1,8	0,4	0,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
10500	2,2	2,1	0,1	0,3	0,1	0,1	0,0	0,0	0,2
11500	2,4	2,2	0,0	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,1
12500	2,5	2,3	-0,1	0,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0
14160	2,5	2,3	-0,2	0,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Port Saint Louis vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a un masque A2 côté amont et un engraissement côté aval, avec grillage. Concernant la stabilité, la qualité du perré est incertaine ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau au compactage et à l'étanchéité satisfaisants. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; du sable a été observé lors de travaux. La couche de sable, dont le toit est à 3m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la qualité du perré est incertaine ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la qualité du perré est incertaine ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre, conforté récemment.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 100m et la pente hydraulique est de 1 à 20 cm/km et dépend plus du niveau marin que de la crue ; la berge est recouverte d'arbres, et de maçonnerie à l'aval (port).

Tableau 98 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Port Saint Louis

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	2E-08	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
8500	2E-10	0	1E-08	1E-08	2E-08	2E-11	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
9500	3E-10	0	2E-08	2E-08	2E-08	2E-11	2E-11	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
10500	2E-08	0	2E-07	2E-07	2E-07	1E-10	2E-09	7E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**1E-05**
11500	6E-08	0	2E-07	2E-07	2E-07	2E-10	4E-09	1E-02	4E-13	1E-06	6E-06			**1E-02**
12500	1E-07	0	2E-07	2E-07	2E-07	2E-10	7E-09	1E-01	4E-13	1E-06	6E-06			**1E-01**
14160	1E-07	0	2E-07	2E-07	2E-07	2E-10	9E-09	2E-01	4E-13	1E-06	6E-06			**2E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	1E-08	1E-06	3E-08	3E-08	4E-08	3E-11	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**
8500	1E-07	2E-06	1E-07	1E-07	1E-07	9E-11	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**1E-05**
9500	2E-07	3E-06	2E-07	2E-07	2E-07	1E-10	2E-10	7E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**2E-05**
10500	6E-05	3E-06	3E-07	3E-07	2E-07	7E-09	5E-09	5E-02	4E-13	1E-06	6E-06			**5E-02**
11500	3E-04	4E-06	3E-07	3E-07	2E-07	3E-08	1E-08	2E-01	4E-13	1E-06	6E-06			**2E-01**
12500	5E-04	4E-06	3E-07	3E-07	2E-07	1E-07	2E-08	4E-01	4E-13	1E-06	6E-06			**4E-01**
14160	6E-04	4E-06	3E-07	3E-07	2E-07	2E-07	2E-08	4E-01	4E-13	1E-06	6E-06			**4E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	5E-08	9E-06	9E-08	9E-08	8E-08	6E-11	0	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**2E-05**
8500	4E-07	2E-05	2E-07	2E-07	2E-07	1E-10	0	1E-06	1E-12	1E-06	6E-06			**3E-05**
9500	8E-07	3E-05	3E-07	3E-07	2E-07	2E-10	4E-10	5E-05	1E-12	1E-06	6E-06			**6E-05**
10500	3E-04	3E-05	3E-07	3E-07	2E-07	6E-08	8E-09	2E-01	1E-12	1E-06	6E-06			**2E-01**
11500	1E-03	3E-05	3E-07	3E-07	2E-07	3E-07	2E-08	5E-01	1E-12	1E-06	6E-06			**5E-01**
12500	2E-03	3E-05	3E-07	3E-07	2E-07	1E-06	3E-08	7E-01	1E-12	1E-06	6E-06			**7E-01**
14160	2E-03	3E-05	4E-07	4E-07	2E-07	1E-06	3E-08	8E-01	1E-12	1E-06	6E-06			**8E-01**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **1E-02**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Port Saint Louis est un évènement improbable.

Jusqu'à une crue de 9500m3/s, la création de brèche est quasiment impossible. A partir de 10500m3/s cela devient neutre puis probable à partir de 11500m3/s.

Le principal risque est l'érosion suite à la surverse, à partir d'une crue de 10500m3/s, ce dernier est croissant en allant vers l'aval.

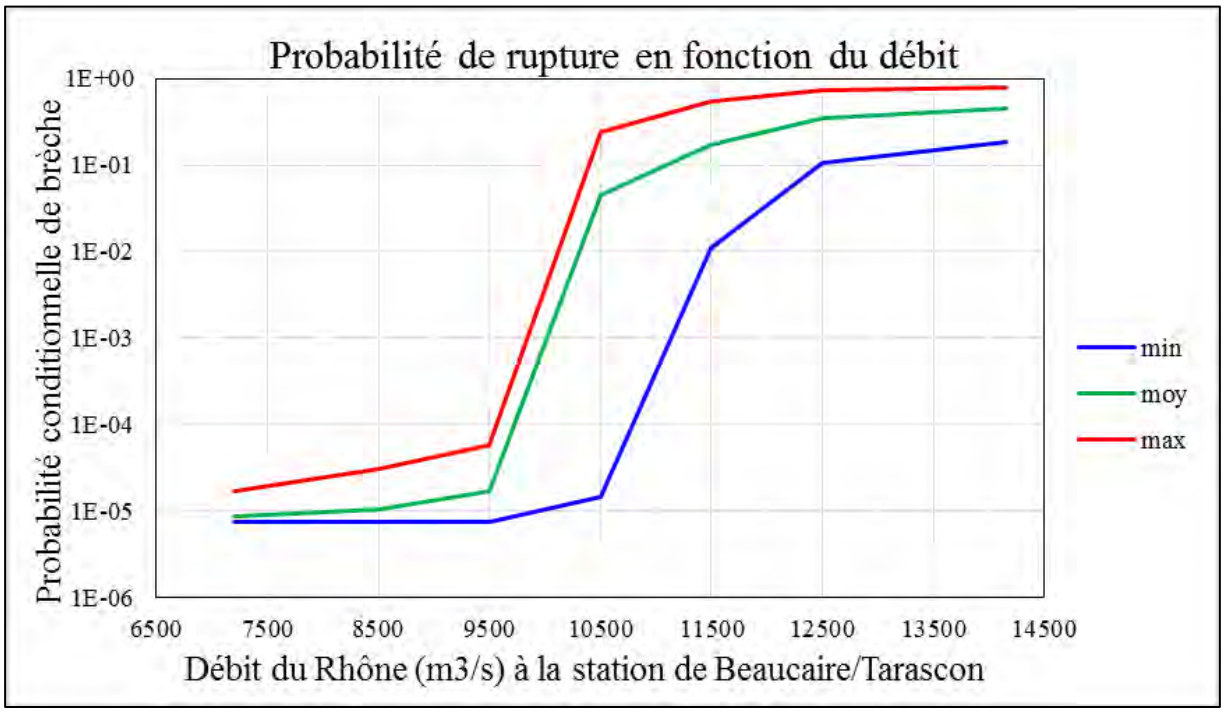


Figure 80 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Port Saint Louis

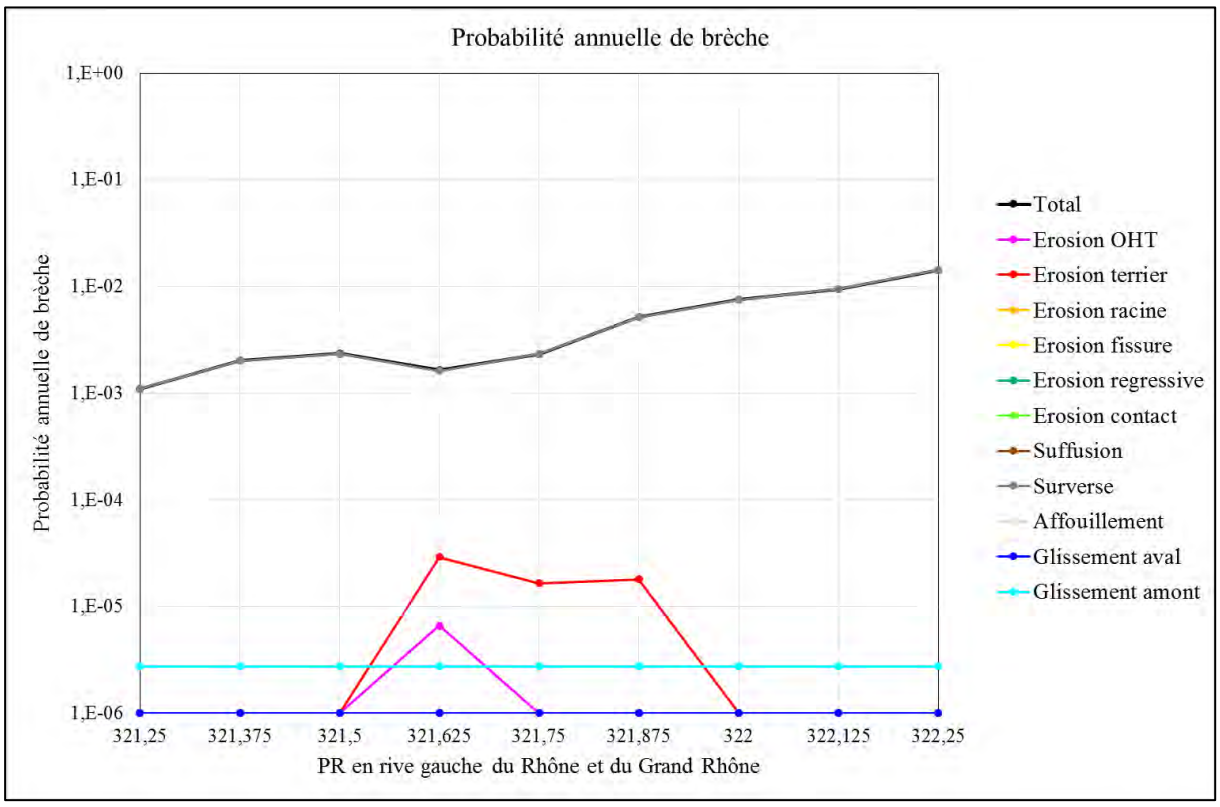


Figure 81 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Port Saint Louis

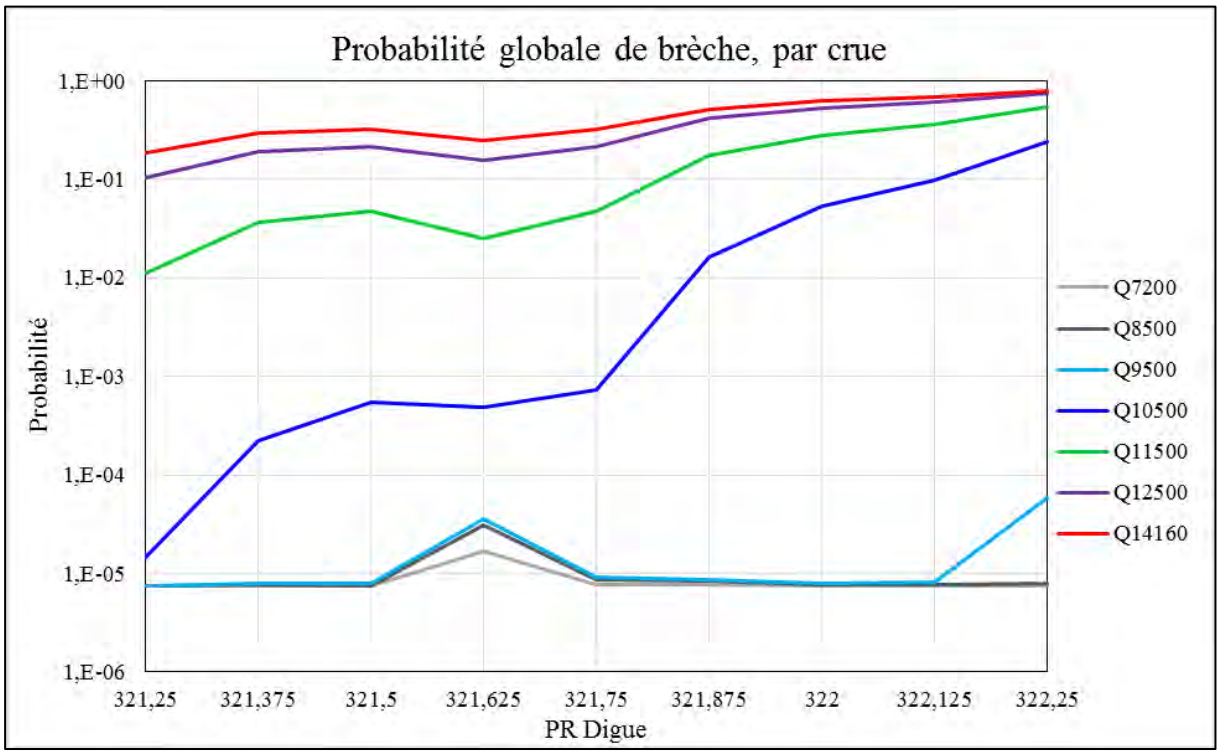


Figure 82 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Port Saint Louis

3 RESULTATS EN ETAT FINAL, DIGUES DE SECOND RANG

3.1 REMBLAI FERROVIAIRE MIS EN TRANSPARENCE

Le long de la digue Tarascon-Arles, le remblai ferroviaire qui fait actuellement office de protection contre les crues va être rendu transparent d'un point de vue hydraulique.
Au-delà de la cote de surverse du tronçon résistant à la surverse, de l'eau sera présente dans l'espace inter remblai, entre les guides eaux situés aux extrémités du tronçon résistant à la surverse, et du coté Est du remblai. Le modèle hydraulique donne des différences de hauteurs de 60cm et 1m maximum, respectivement pour une crue de 12500m3/s et de 14160m3/s. La vérification de la résistance à l'érosion a alors été étudiée en considérant cet écart sur l'ensemble du tracé.

Le tronçon Remblai transparent mesure 5km, il comprend les PR0.125 compris entre RG270.75 et 275.75, il n'est pas carrossable, mais accessible par la digue qui l'est.

Tableau 99 : Synthèse de géométrie, tronçon Remblai transparent

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	11,2	10,1	10,6	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	7,5	4,6	6,1	0,9
Cote à 20m du pdav	m NGF	7,2	5,5	6,6	0,5
Cote de pied de digue amont	m NGF	6,5	4,4	5,2	0,4
Cote à 20m du pdam	m NGF	10,3	4,3	6,5	1,2
Hauteur de digue côté aval	m	5,7	3,2	4,5	0,8
Hauteur de digue côté amont	m	5,7	3,6	5,5	0,3
Fruit aval	L/V	11,9	1,2	2,4	2,4
Fruit amont	L/V	10,0	1,7	2,6	1,7
Largeur du ségonnal	m	1450	660	1232	190

Ce tronçon est éloigné du lit mineur du fleuve.

Tableau 100 : Données hydrauliques, tronçon Remblai transparent

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
12500	6,8	5,9	2,6	3,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8
14160	7,2	6,3	2,2	3,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Remblai transparent vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a un ouvrage du XIXème siècle avec un REX neutre. Concernant la stabilité, le remblai est ancien et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une canalisation en profondeur. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est du XIXème siècle avec présence d'arbres en pied de talus (deux côtés). La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est du XIXème siècle sans observation d'infiltrations et de terriers de blaireaux ou lapins par le passé. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques indiquent qu'il y a du sable de qualité variable en fondation. La couche de sable, dont le toit peut être à 1m de profondeur, mesure 10m d'épaisseur au maximum. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon les brèches ont été entièrement reprises. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été investigué sans présence de grave. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre damée.

Tableau 101 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Remblai transparent

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
12500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06						**1E-06**
14160	0	0	0	0	0	0	0	1E-06						**1E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
12500	2E-03	1E-05	2E-03	2E-04	5E-08	9E-08	3E-05	1E-06						**4E-03**
14160	4E-03	2E-05	3E-03	4E-04	8E-08	1E-07	6E-05	1E-06						**7E-03**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
12500	6E-03	2E-04	5E-03	6E-04	2E-07	2E-07	2E-04	1E-06						**1E-02**
14160	2E-02	4E-04	2E-02	2E-03	6E-07	7E-07	7E-04	1E-06						**4E-02**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **2E-04**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Remblai transparent est un évènement très improbable.

Jusqu'à une crue de 11500m3/s, le remblai n'est pas en eau. A partir de 12500m3/s, et des premiers déversements, la création de brèche est peu probable.

Le principal risque est l'érosion dans un terrier de fouisseur ou suite à une racine.

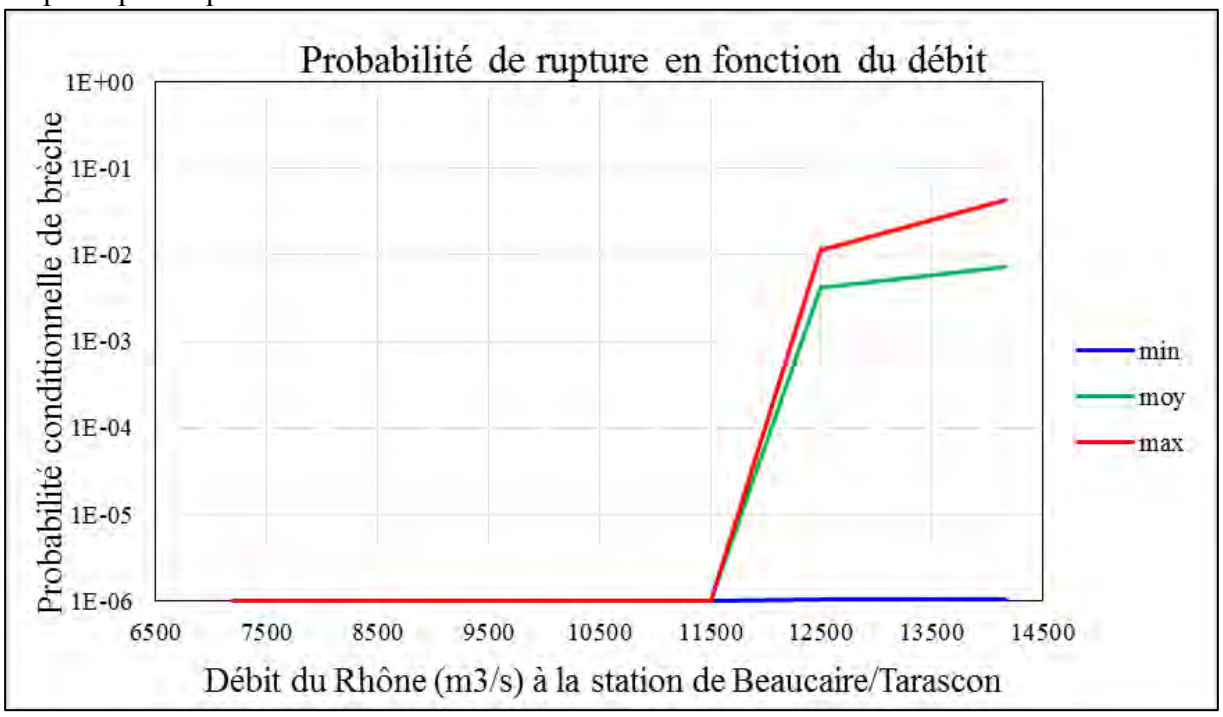


Figure 83 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Remblai transparent

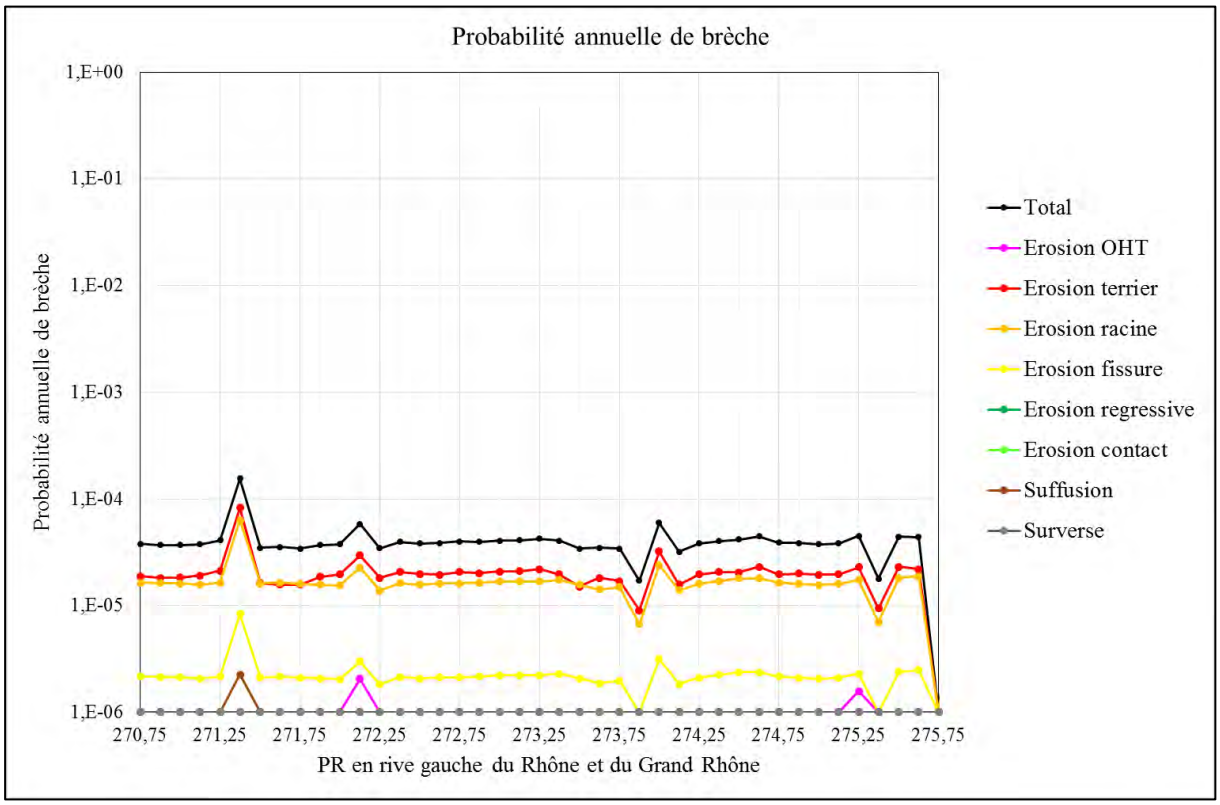


Figure 84 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Remblai transparent

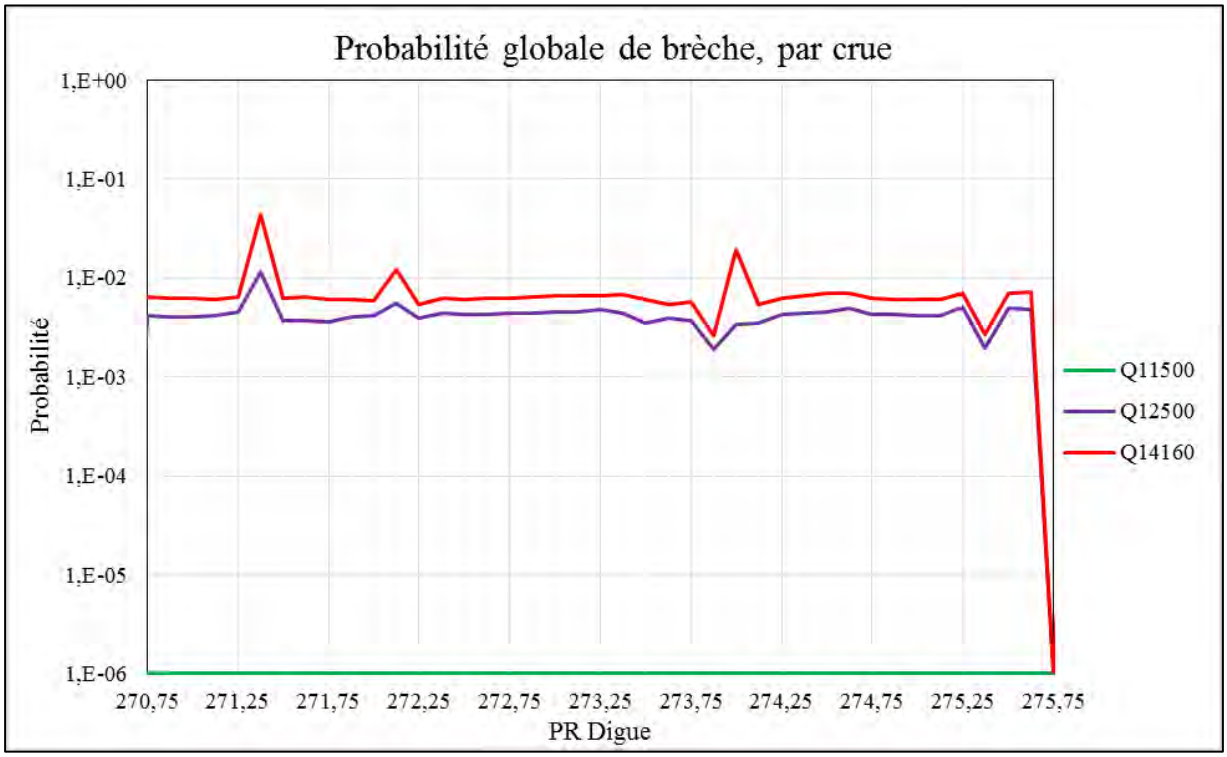


Figure 85 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Remblai transparent

3.2 DIGUE NORD D'ARLES

3.2.1 Barreau Nord d'Arles

Le tronçon Barreau Nord d'Arles mesure 1.2km, il comprend les PR0.125 compris entre DN0 et 1,125 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 102 : Synthèse de géométrie, tronçon Barreau Nord

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	7,2	7,0	7,1	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	4,9	3,7	4,3	0,4
Cote à 20m du pdav	m NGF	4,5	3,0	3,8	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	4,9	3,7	4,3	0,4
Cote à 20m du pdam	m NGF	10,0	3,5	4,5	2,0
Hauteur de digue côté aval	m	3,4	2,2	2,9	0,4
Hauteur de digue côté amont	m	3,5	2,2	2,9	0,4
Fruit aval	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Fruit amont	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	500	500	500	0

Ce tronçon est une digue de second rang, éloignée du fleuve.

Tableau 103 : Données hydrauliques, tronçon Barreau Nord

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	0,0	0,0	7,0	7,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	0,0	0,0	7,0	7,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	0,0	0,0	7,0	7,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
10500	0,0	0,0	7,0	7,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
11500	0,0	0,0	7,0	7,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
12500	5,6	5,6	1,4	1,5	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
14160	6,4	6,4	0,6	0,7	0,1	0,1	0,0	0,0	0,2

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Barreau Nord vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une nouvelle digue en matériaux mixtes, avec grillage. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages traversants sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une structure rigide réalisée sur l'ensemble de la traversée. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue créée après 1993. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon et il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée, dont le toit est à 10m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre, conforté récemment.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 500m et la pente hydraulique est de nulle, l'ouvrage étant perpendiculaire au Rhône ; la berge est recouverte d'herbacés.

Tableau 104 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Barreau Nord

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
9500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
10500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
11500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
12500	5E-10	0	3E-08	3E-08	3E-09	2E-11	1E-09	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
14160	2E-07	0	3E-07	3E-07	2E-08	2E-10	7E-08	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
9500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
10500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
11500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
12500	5E-08	4E-07	2E-07	2E-07	1E-08	1E-10	5E-08	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
14160	3E-07	1E-06	3E-07	3E-07	2E-08	5E-10	2E-07	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**1E-05**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
9500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
10500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
11500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
12500	1E-07	2E-06	2E-07	2E-07	2E-08	1E-10	1E-07	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**1E-05**
14160	4E-07	4E-06	4E-07	4E-07	2E-08	2E-09	4E-07	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**1E-05**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **4E-06**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Barreau Nord est un évènement possible mais extrêmement peu probable.

Jusqu'à une crue de 11500m3/s, la digue n'est pas sollicitée.

A minima jusqu'à une crue de 14160m3/s, la création de brèche est quasiment impossible.

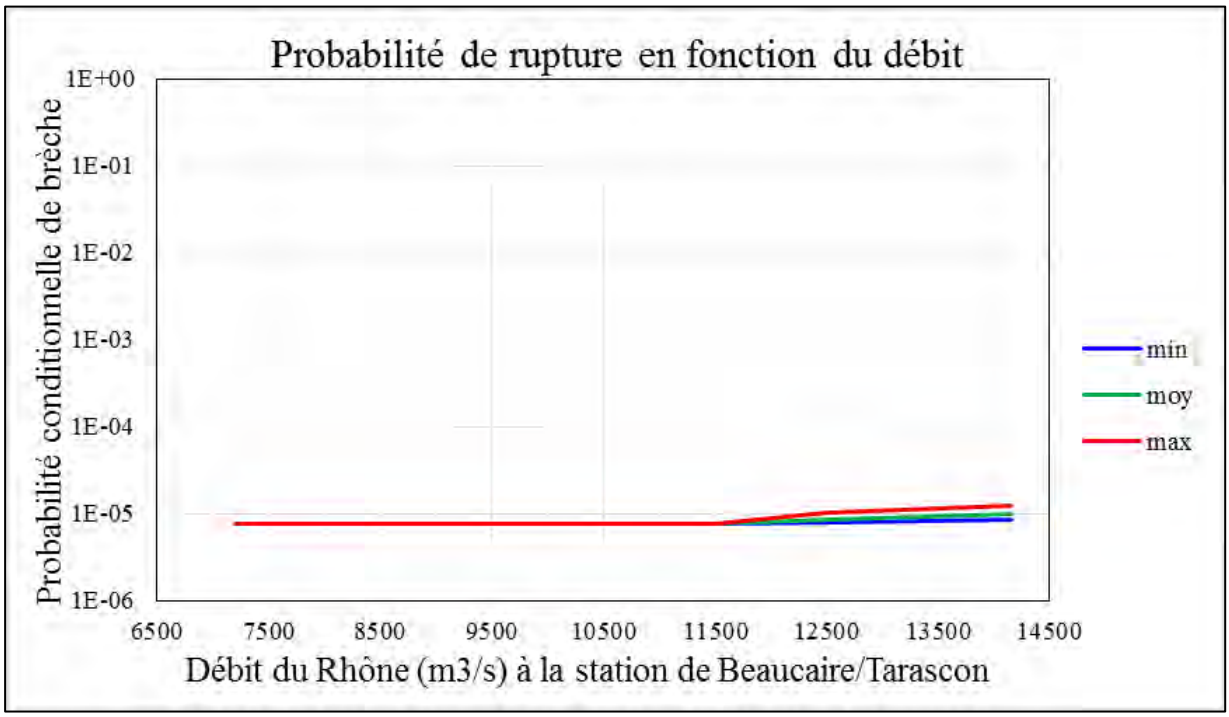


Figure 86 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Barreau Nord

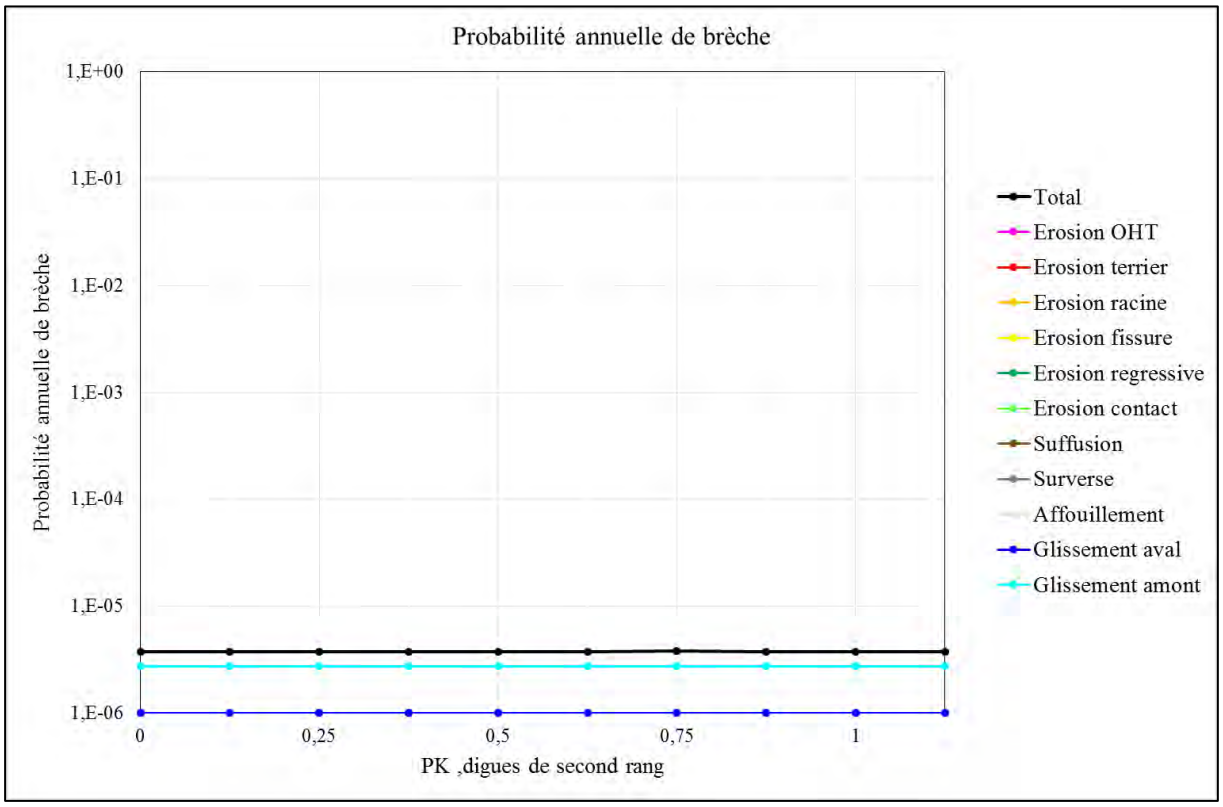


Figure 87 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Barreau Nord

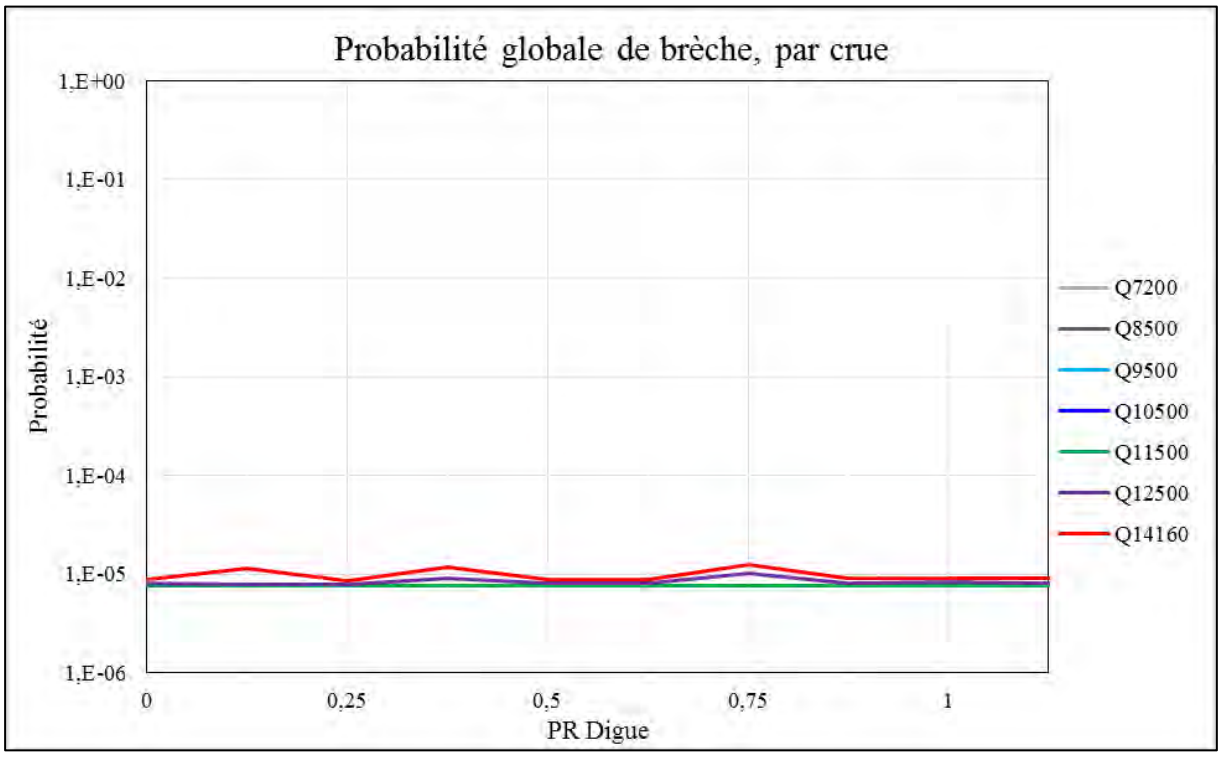


Figure 88 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Barreau Nord

3.2.2 Rocade de la D570N

Le tronçon de la rocade de la D570N mesure 0.5km, il comprend les PR0.125 compris entre DN1.25 et 1.75 ; il est par définition carrossable.

Tableau 105 : Synthèse de géométrie, tronçon Rocade

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	8,9	6,8	7,7	0,8
Cote de pied de digue aval	m NGF	3,5	3,3	3,4	0,1
Cote à 20m du pdav	m NGF	4,0	2,0	3,1	0,7
Cote de pied de digue amont	m NGF	3,6	3,3	3,4	0,1
Cote à 20m du pdam	m NGF	5,0	3,0	3,8	0,9
Hauteur de digue côté aval	m	5,5	3,3	4,3	0,8
Hauteur de digue côté amont	m	5,5	3,2	4,2	0,9
Fruit aval	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Fruit amont	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	500	40	408	206

Ce tronçon est une digue de second rang, éloignée du fleuve.

Tableau 106 : Données hydrauliques, tronçon Rocade

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	0,0	0,0	6,8	7,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	0,0	0,0	6,8	7,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	0,0	0,0	6,8	7,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
10500	0,0	0,0	6,8	7,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
11500	0,0	0,0	6,8	7,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
12500	5,6	5,6	1,2	2,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,4
14160	6,4	6,4	0,4	1,3	0,1	0,1	0,0	0,0	0,3

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Rocade vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a un masque A2 côté amont et un engraissement côté aval, avec grillage. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il n'y a pas de réseau ou d'ouvrage connu sur ce tronçon.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été créée après 1993. La résistance est réalisée par un masque en matériaux A2. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon et il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée, dont le toit est à 10m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues / les brèches ont été entièrement reprises. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre, conforté récemment.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 500m et la pente hydraulique est de nulle, l'ouvrage étant perpendiculaire au Rhône ; la berge est recouverte d'herbacés.

Tableau 107 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Rocade

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
9500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
10500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
11500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
12500	2E-08	0	2E-08	2E-08	2E-09	2E-11	7E-09	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
14160	6E-07	0	2E-07	2E-07	2E-08	1E-10	1E-07	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
9500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
10500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
11500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
12500	3E-07	0	2E-07	2E-07	2E-08	1E-10	7E-08	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**8E-06**
14160	1E-06	0	3E-07	3E-07	2E-08	1E-10	2E-07	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**1E-05**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
9500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
10500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
11500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**7E-06**
12500	5E-07	0	2E-07	2E-07	2E-08	1E-10	1E-07	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**9E-06**
14160	2E-06	0	3E-07	3E-07	2E-08	2E-10	3E-07	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06			**1E-05**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **4E-06**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Rocade est un évènement possible mais extrêmement peu probable.

Le remblai n'est pas sollicité jusqu'à une crue de 11500m3/s.

A minima jusqu'à une crue de 14160m3/s, la création de brèche est quasiment impossible.

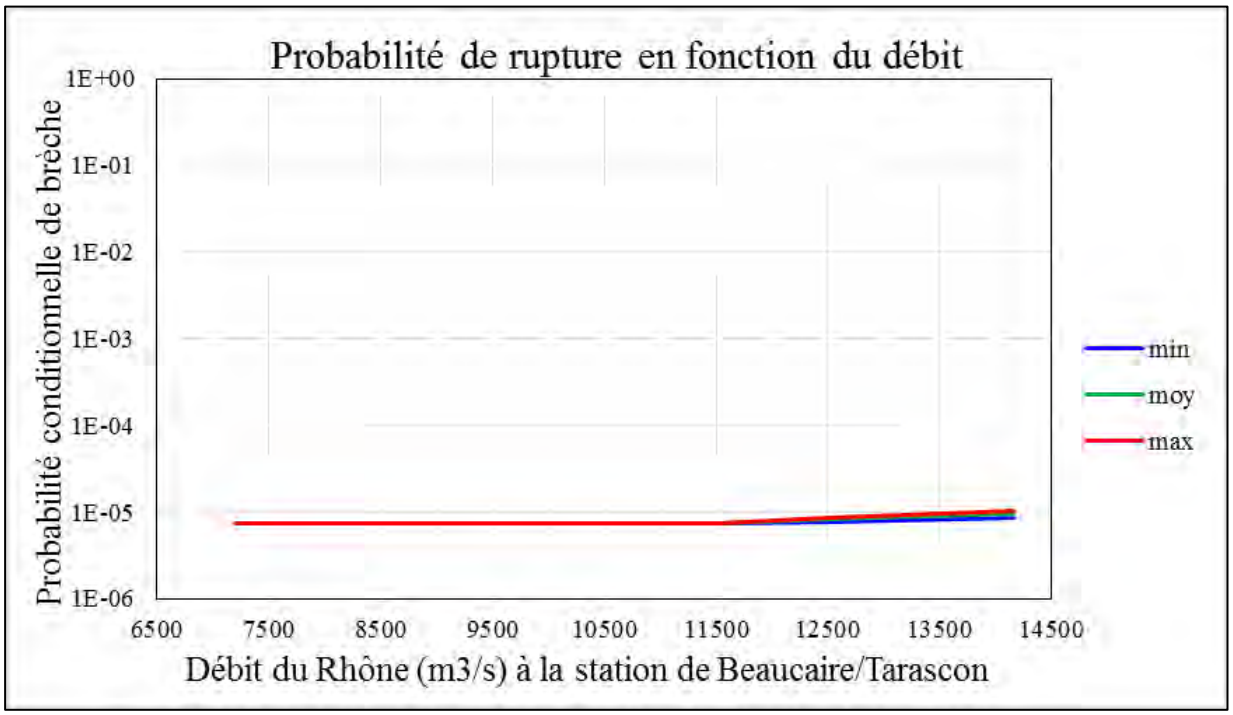


Figure 89 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Rocade

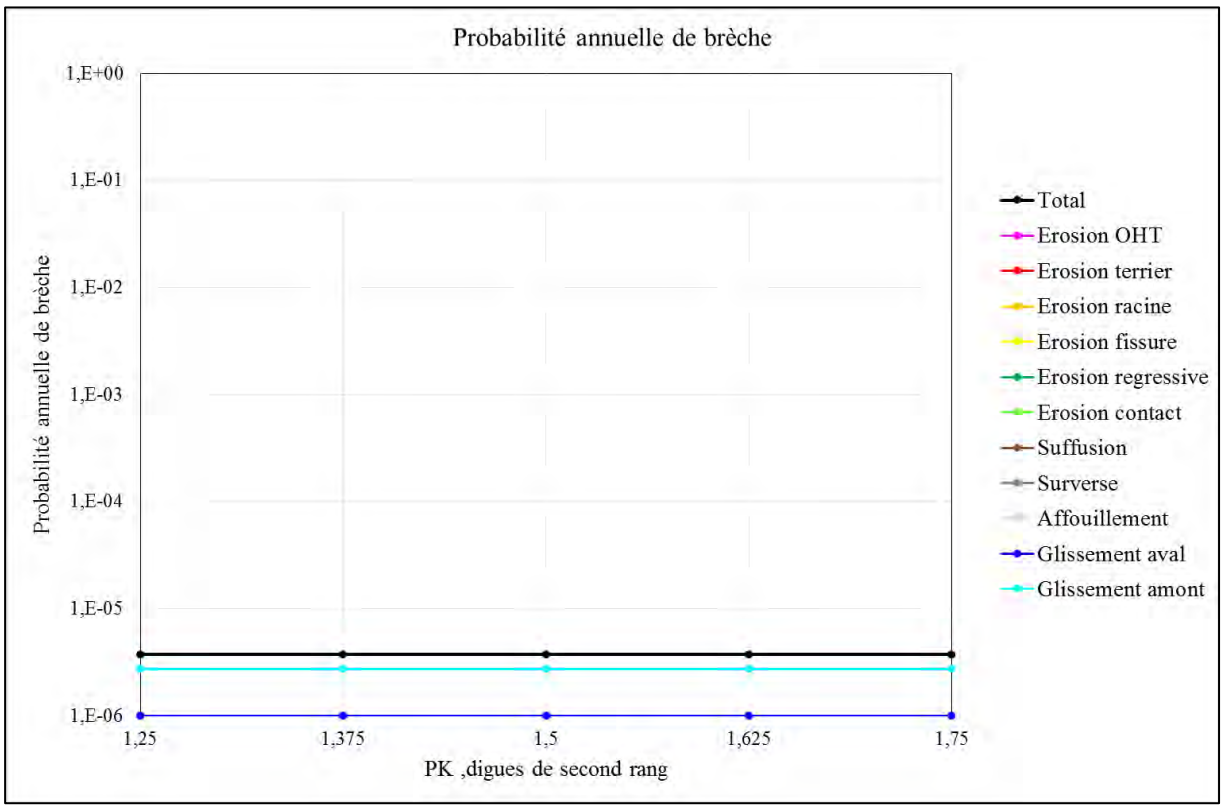


Figure 90 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Rocade

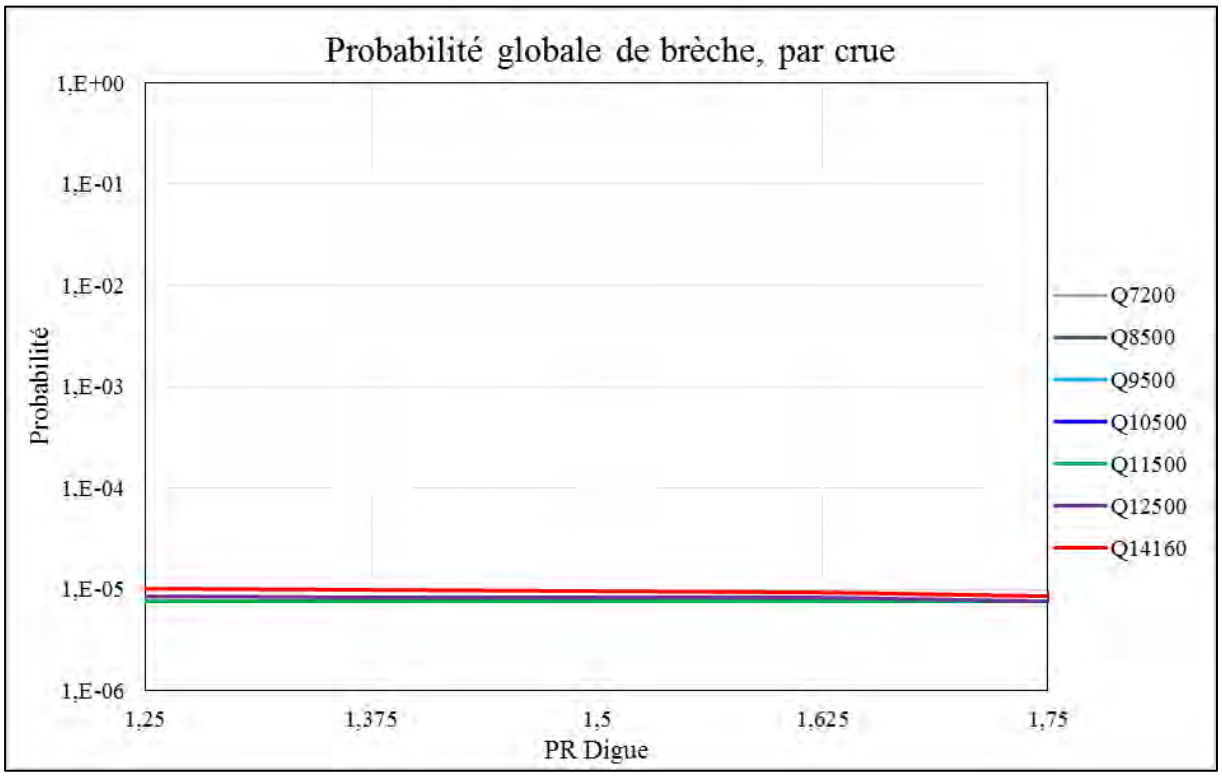


Figure 91 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Rocade

3.3 RIVE DROITE DU VIGUEIRAT, A L'EST D'ARLES

Le tronçon Rive droite du Vigueirat à l'Est d'Arles mesure 4.5km, il comprend les PR0.125 compris entre VIG1.875 et 6.375 ; il est intégralement carrossable.
Ce sont les données avant travaux qui sont présentés ; les modifications qui seront apportées sur ce tronçon sont minimes : Ajout d'un rideau de palplanche sur 70m, au niveau de la roubine de flèche et carrossabilité du tronçon. L'analyse du tronçon n'en est pas modifiée.

Tableau 108 : Synthèse de géométrie, tronçon Vigueirat Est

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	6,5	5,3	6,0	0,4
Cote de pied de digue aval	m NGF	4,8	1,3	3,8	0,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	0,0	0,0	0,0	0,0
Hauteur de digue côté aval	m	4,7	1,5	2,1	0,7
Hauteur de digue côté amont	m	6,5	5,3	6,0	0,4
Fruit aval	L/V	4,0	1,2	2,1	0,7
Fruit amont	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	0	0	0	0

Les données à 20m en aval ne sont pas connues, à 20m en amont ce trouve la rive opposée.

La bathymétrie du canal du Vigueirat est de 0mNGF environ ; en tant que canal sont tracé est stable.

Tableau 109 : Données hydrauliques, tronçon Vigueirat Est

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,1	3,1	2,3	2,9	0,2	0,0	0,0	0,0	0,5
8500	3,1	3,1	2,3	2,9	0,2	0,0	0,0	0,0	0,5
9500	3,1	3,1	2,3	2,9	0,2	0,0	0,0	0,0	0,5
10500	3,1	3,1	2,3	2,9	0,2	0,0	0,0	0,0	0,5
11500	3,1	3,1	2,3	2,9	0,2	0,0	0,0	0,0	0,5
12500	5,2	4,8	0,5	1,0	0,4	0,1	0,1	0,1	0,2
14160	5,8	4,9	0,2	0,6	0,4	0,2	0,1	0,1	0,1

Tableau 110 : Caractéristiques des batardeaux, tronçon Vigueirat Est

Caractéristiques				Hauteur de charge (m)						
PR	Id	Cote du fil d'eau	Hauteur	7200	8500	9500	10500	11500	12500	14160
4,05	VIG 01	5,5	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Caractéristiques du tronçon Vigueirat Est vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a un rideau de palplanche. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau traversant un écran d'étanchéité. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage protégé par des palplanches. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage protégé par des palplanches. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon et il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée, dont le toit est à 10m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre damée.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de nulle et la pente hydraulique est de 1 à 40 cm/km ; la berge est protégée par des palplanches.

Tableau 111 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Vigueirat Est

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	4E-08	1E-06	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**2E-04**
8500	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	4E-08	1E-06	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**2E-04**
9500	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	4E-08	1E-06	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**2E-04**
10500	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	4E-08	1E-06	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**2E-04**
11500	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	4E-08	1E-06	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**2E-04**
12500	3E-07	0E+00	4E-05	3E-05	1E-07	4E-04	3E-04	1E-06		1E-06		1E-03		**3E-03**
14160	4E-04	0E+00	7E-05	5E-05	1E-07	4E-04	4E-04	1E-06		1E-06		1E-02		**1E-02**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	4E-05	0E+00	6E-06	4E-06	6E-08	5E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**6E-04**
8500	4E-05	0E+00	6E-06	4E-06	6E-08	5E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**6E-04**
9500	4E-05	0E+00	6E-06	4E-06	6E-08	5E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**6E-04**
10500	4E-05	0E+00	6E-06	4E-06	6E-08	5E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**6E-04**
11500	4E-05	0E+00	6E-06	4E-06	6E-08	5E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**6E-04**
12500	6E-04	2E-03	1E-04	7E-05	9E-07	1E-03	9E-04	7E-05		1E-06		1E-03		**6E-03**
14160	8E-04	3E-03	1E-04	8E-05	4E-06	1E-03	9E-04	1E-02		1E-06		1E-02		**3E-02**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	6E-04	0E+00	9E-05	6E-05	8E-08	8E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**1E-03**
8500	6E-04	0E+00	9E-05	6E-05	8E-08	8E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**1E-03**
9500	6E-04	0E+00	9E-05	6E-05	8E-08	8E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**1E-03**
10500	6E-04	0E+00	9E-05	6E-05	8E-08	8E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**1E-03**
11500	6E-04	0E+00	9E-05	6E-05	8E-08	8E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**1E-03**
12500	1E-03	2E-02	2E-04	1E-04	2E-06	1E-03	1E-03	2E-03		1E-06		1E-03		**2E-02**
14160	1E-03	2E-02	2E-04	1E-04	1E-05	1E-03	1E-03	9E-02		1E-06		1E-02		**1E-01**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **8E-04**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Vigueirat Est est un évènement improbable.

Jusqu'à une crue de 11500m3/s, la création de brèche est très peu probable et à partir de 12500m3/s, cela devient peu probable.

Le principal risque est l'érosion de conduit, sous ses différentes formes et la stabilité des palplanches. Localement, au nord, il y a un risque de surverse en cas de forte crue.
Le fait que le secteur n'entre pas dans le PGOPC induit une probabilité de détection nulle; en réalité ce secteur est en ville et les riverains transmettraient l'information en cas de départ de brèche et celle-ci pourrait être arrêtée.

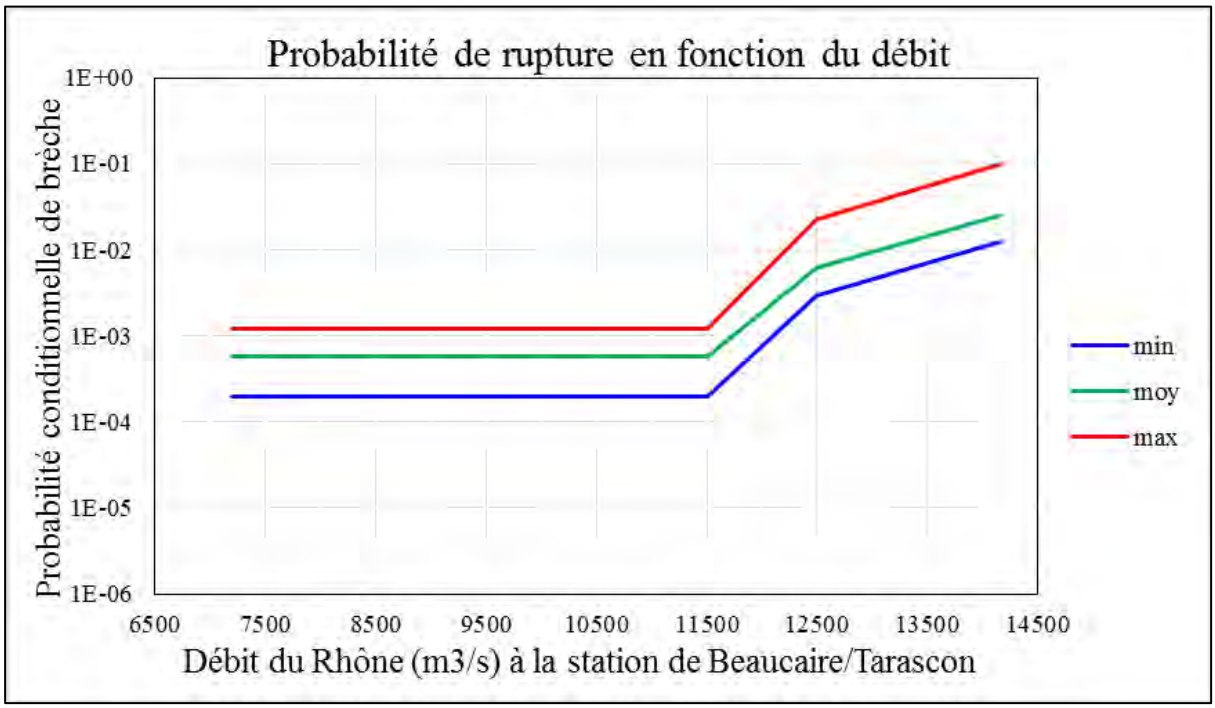


Figure 92 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Vigueirat Est

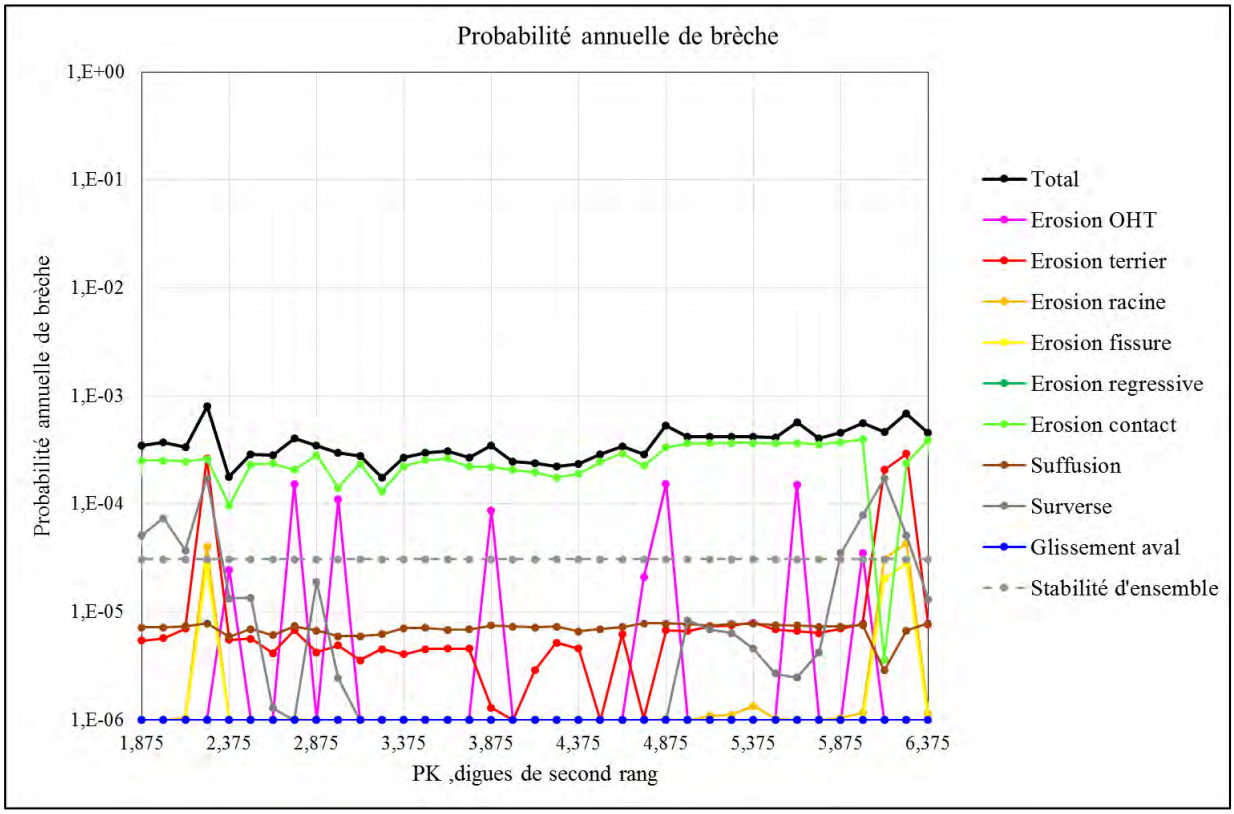


Figure 93 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Vigueirat Est

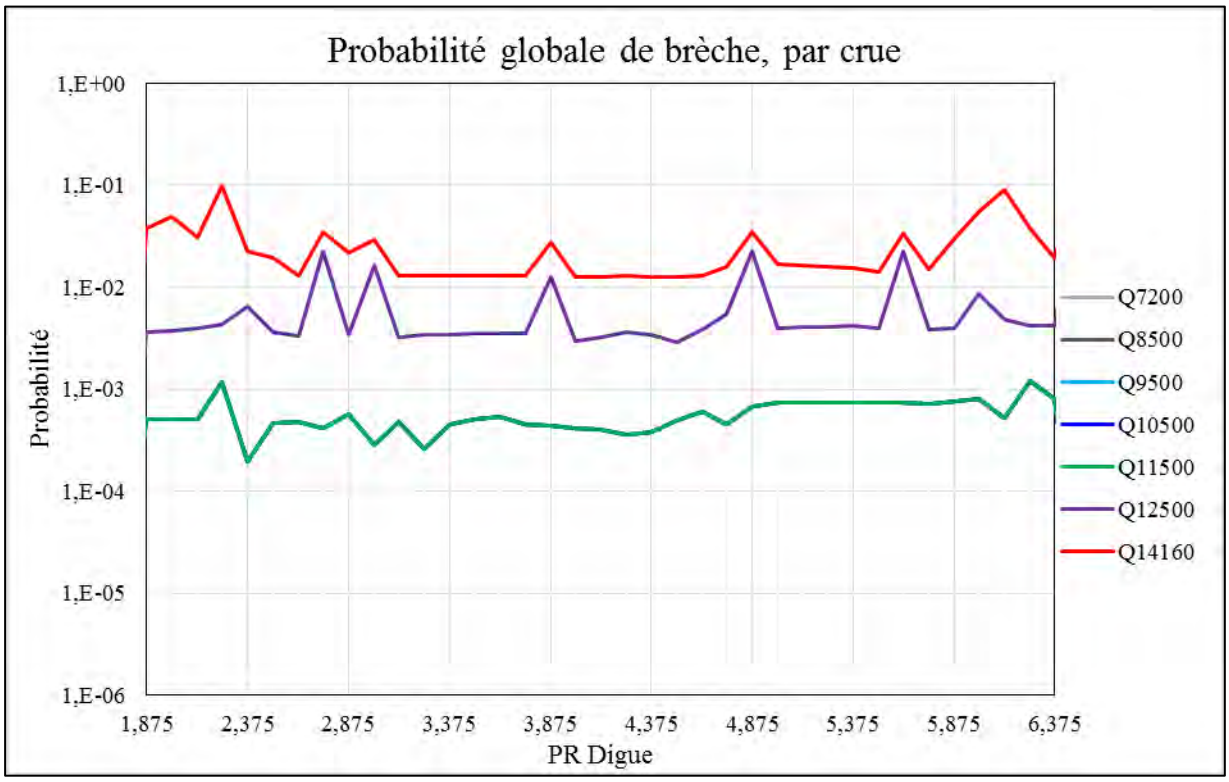


Figure 94 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Vigueirat Est

Le risque de brèche apparait comme important pour les fortes crues, au niveau des ouvrages traversant la protection. Il est conseillé de vérifier et, si besoin, reprendre la liaison entre ouvrage traversant et palplanches et mettre en place un filtre coté protégé.

Le second risque apparent est la surverse, elle est localisée sur les extrémités (500m nord et sud), où la revanche est comprise entre 35 et 45 cm pour Q14160. L'incertitude de 50cm prise sur les digues du fleuve peut ici être revue à 30 cm du fait de la faible hauteur des vagues potentielles et surtout de l'écrêtage effectué en amont du secteur. La probabilité de rupture par surverse est donc inférieure à 1% en cas de crue exceptionnelle sur l'ensemble du tronçon.

Tableau 1 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Vigueirat Est ; ouvrages traversants repris et surverse revue

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	4E-09	1E-06	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**3E-05**
8500	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	4E-09	1E-06	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**3E-05**
9500	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	4E-09	1E-06	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**3E-05**
10500	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	4E-09	1E-06	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**3E-05**
11500	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	4E-09	1E-06	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**3E-05**
12500	4E-08	0E+00	6E-06	4E-06	3E-08	1E-04	7E-05	1E-06		1E-06		1E-03		**1E-03**
14160	5E-05	0E+00	1E-05	6E-06	1E-07	1E-04	9E-05	1E-06		1E-06		1E-02		**1E-02**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	4E-05	0E+00	6E-06	4E-06	5E-08	4E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**5E-04**
8500	4E-05	0E+00	6E-06	4E-06	5E-08	4E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**5E-04**
9500	4E-05	0E+00	6E-06	4E-06	5E-08	4E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**5E-04**
10500	4E-05	0E+00	6E-06	4E-06	5E-08	4E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**5E-04**
11500	4E-05	0E+00	6E-06	4E-06	5E-08	4E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**5E-04**
12500	5E-04	4E-05	8E-05	5E-05	7E-07	8E-04	7E-04	7E-05		1E-06		1E-03		**3E-03**
14160	6E-04	4E-05	1E-04	7E-05	4E-06	8E-04	7E-04	3E-03		1E-06		1E-02		**2E-02**

↑ probabilité limitée à 1E-2 par tronçon

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	6E-04	0E+00	9E-05	6E-05	8E-08	8E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**1E-03**
8500	6E-04	0E+00	9E-05	6E-05	8E-08	8E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**1E-03**
9500	6E-04	0E+00	9E-05	6E-05	8E-08	8E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**1E-03**
10500	6E-04	0E+00	9E-05	6E-05	8E-08	8E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**1E-03**
11500	6E-04	0E+00	9E-05	6E-05	8E-08	8E-04	0E+00	1E-06		1E-06		1E-05		**1E-03**
12500	1E-03	4E-04	2E-04	1E-04	2E-06	1E-03	1E-03	2E-03		1E-06		1E-03		**5E-03**
14160	1E-03	5E-04	2E-04	1E-04	1E-05	1E-03	1E-03	1E-02		1E-06		1E-02		**2E-02**

↑ 9E-2 ramené à 1E-2, cf ci-dessus

Probabilité annuelle maximale de brèche: **7E-04**

3.4 SECTEUR DE FOURCHON

3.4.1 Rive Nord

Le tronçon Vigueirat Fourchon Nord mesure 1.3km, il comprend les PR0.125 compris entre VIG6.5 et 7.75 ; il est carrossable.

Tableau 2 : Synthèse de géométrie, tronçon Vigueirat Fourchon Nord

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	5,2	5,1	5,1	0,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	4,5	3,0	3,7	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	3,7	2,7	3,1	0,3
Hauteur de digue côté aval	m	2,1	0,6	1,4	0,5
Hauteur de digue côté amont	m	2,4	1,4	2,0	0,3
Fruit aval	L/V	2,0	2,0	2,0	0
Fruit amont	L/V	2,5	0,9	2,4	0,5
Largeur du ségonnal	m	0	0	0	0

Les données à 20m en aval ne sont pas connues, à 20m en amont ce trouve la rive opposée.

La bathymétrie du canal du Vigueirat est au minimum de 0,5mNGF ; en tant que canal il est stable au niveau morphologique.

Tableau 3 : Données hydrauliques, tronçon Vigueirat Fourchon Nord

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,0	3,0	2,1	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
8500	3,0	3,0	2,1	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
9500	3,0	3,0	2,1	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
10500	3,0	3,0	2,1	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
11500	3,0	3,0	2,1	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
12500	4,6	4,6	0,5	0,5	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1
14160	4,8	4,7	0,3	0,4	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Vigueirat Fourchon Nord vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a un masque en matériaux mixtes côté amont et un engraissement côté aval, avec grillage. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une structure rigide réalisée sur une partie de la traversée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon et il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée, dont le toit est à 10m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue n'a pas été investiguée. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre, conforté récemment.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est nulle et la pente hydraulique est de 0 à 8 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements anciens.

Tableau 4 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Vigueirat Fourchon Nord

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
8500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
9500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
10500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
11500	0	0	0	0	1E-07	1E-09	2E-06	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-05**
12500	1E-06	0	2E-05	1E-05	1E-07	1E-09	2E-06	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-04**
14160	2E-06	0	3E-05	2E-05	1E-07	1E-09	4E-06	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-04**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	8E-08	2E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
8500	0	0	0	0	8E-08	2E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
9500	0	0	0	0	8E-08	2E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
10500	0	0	0	0	8E-08	2E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
11500	0	0	0	0	8E-08	2E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
12500	5E-06	8E-04	8E-05	5E-05	1E-07	1E-08	1E-05	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-03**
14160	6E-06	1E-03	9E-05	6E-05	1E-07	3E-08	2E-05	9E-05	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-03**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	8E-08	8E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
8500	0	0	0	0	8E-08	8E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
9500	0	0	0	0	8E-08	8E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
10500	0	0	0	0	8E-08	8E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
11500	0	0	0	0	8E-08	8E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
12500	9E-06	4E-03	1E-04	9E-05	1E-07	1E-07	4E-05	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**5E-03**
14160	1E-05	5E-03	1E-04	1E-04	2E-07	3E-07	4E-05	4E-04	7E-07	1E-06	1E-05			**5E-03**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **4E-05**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Vigueirat Fourchon Nord est un évènement très improbable.

Jusqu'à une crue de 11500m3/s, la création de brèche est quasiment impossible, à partir de 12500m3/s et donc une arrivée d'eau du Rhône dans le Vigueirat, cela devient très peu probable.

Le risque principal est l'érosion de conduit, principalement au niveau du PK6,5.

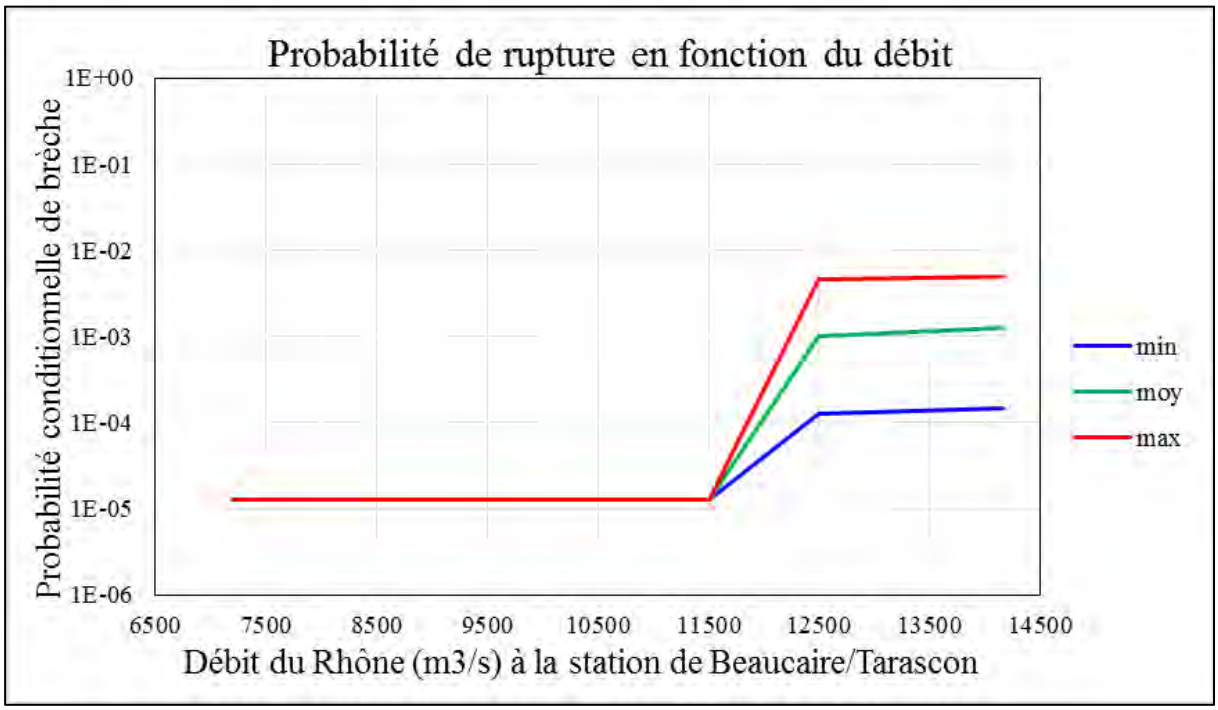


Figure 95 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Vigueirat Fourchon Nord

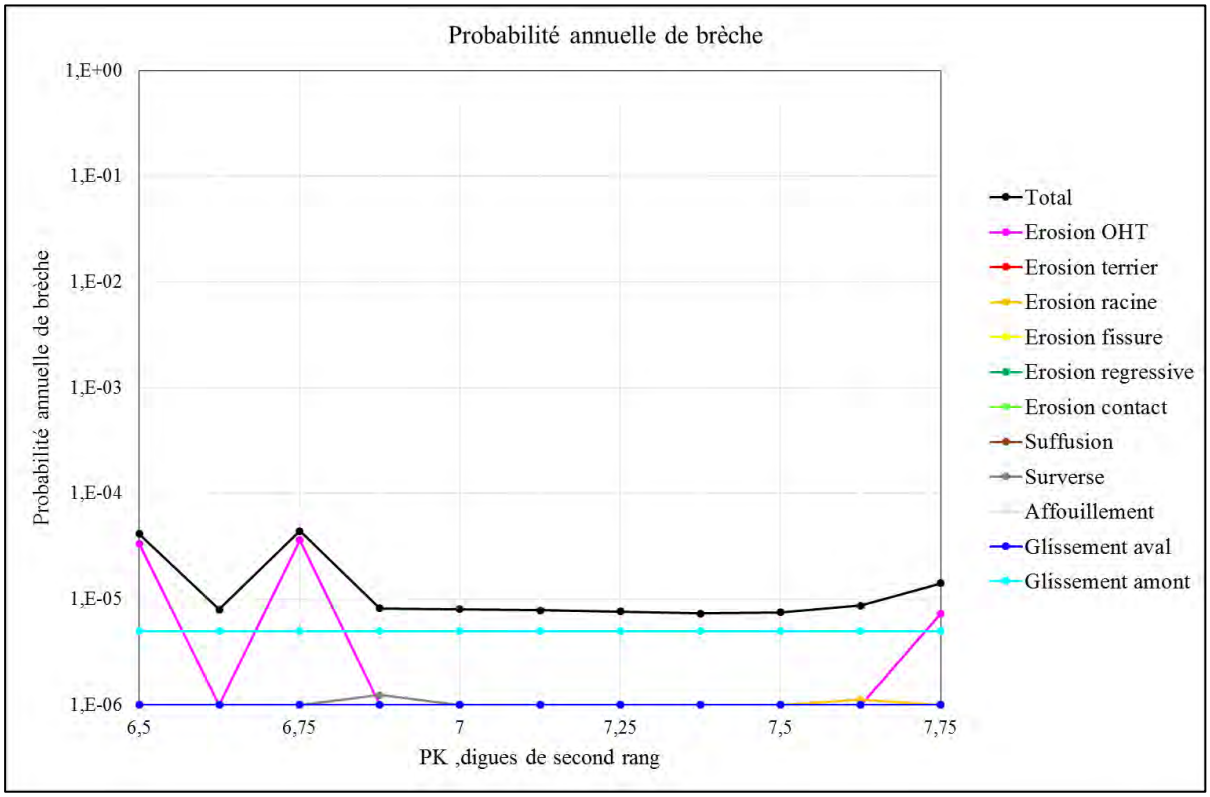


Figure 96 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Vigueirat Fourchon Nord

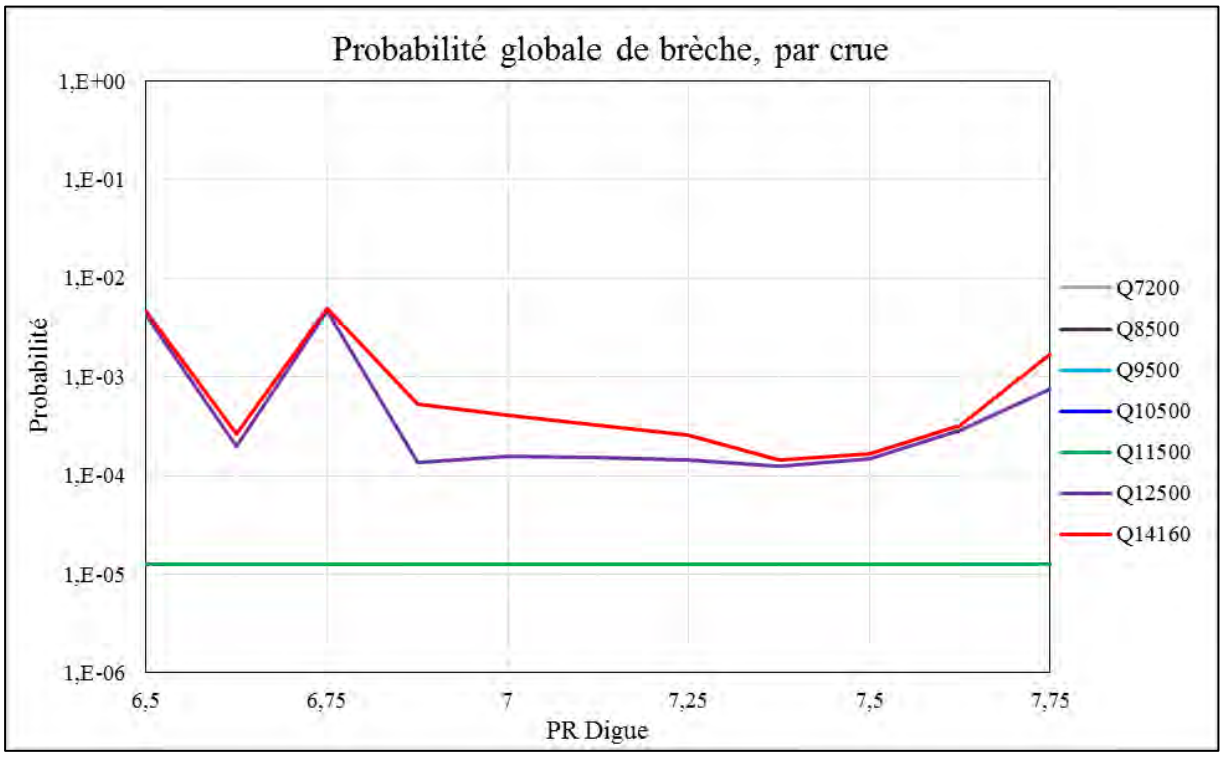


Figure 97 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Vigueirat Fourchon Nord

3.4.2 Rive Sud

Le tronçon Vigueirat Fourchon Sud mesure 1.3km, il comprend les PR0.125 compris entre VIG6.5 et 7.75 ; il est carrossable.

Tableau 5 : Synthèse de géométrie, tronçon Vigueirat Fourchon Sud

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	5,4	5,1	5,2	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	3,3	1,4	2,5	0,7
Cote de pied de digue amont	m NGF	4,4	2,6	3,4	0,6
Hauteur de digue côté aval	m	3,8	2,0	2,7	0,7
Hauteur de digue côté amont	m	2,5	0,7	1,8	0,6
Fruit aval	L/V	2,0	2,0	2,0	0,0
Fruit amont	L/V	2,5	0,7	1,9	0,7
Largeur du ségonnal	m	0,0	0,0	0,0	0,0

Les données à 20m en aval ne sont pas connues, à 20m en amont ce trouve la rive opposée.

La bathymétrie du canal du Vigueirat est au minimum de 0,5mNGF ; en tant que canal il est stable au niveau morphologique.

Tableau 6 : Données hydrauliques, tronçon Vigueirat Fourchon Sud

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,0	3,0	2,1	2,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
8500	3,0	3,0	2,1	2,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
9500	3,0	3,0	2,1	2,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
10500	3,0	3,0	2,1	2,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
11500	3,0	3,0	2,1	2,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
12500	4,6	4,6	0,5	0,6	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1
14160	4,8	4,7	0,3	0,5	0,3	0,2	0,1	0,1	0,1

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Vigueirat Fourchon Sud vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a un masque en matériaux mixtes côté amont et un engraissement côté aval, avec grillage. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une structure rigide réalisée sur une partie de la traversée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon et il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée, dont le toit est à 10m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue n'a pas été investiguée. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il y a eu une recharge aval, on considère alors un bouchon de 4m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre, conforté récemment.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est nulle et la pente hydraulique est de 0 à 8 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements anciens.

Tableau 7 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Vigueirat Fourchon Sud

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
8500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
9500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
10500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
11500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
12500	7E-06	0	1E-04	7E-05	1E-07	1E-09	1E-07	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-04**
14160	7E-06	0	1E-04	7E-05	1E-07	1E-09	2E-07	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-04**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	9E-07	3E-04	1E-05	9E-06	8E-08	3E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-04**
8500	9E-07	3E-04	1E-05	9E-06	8E-08	3E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-04**
9500	9E-07	3E-04	1E-05	9E-06	8E-08	3E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-04**
10500	9E-07	3E-04	1E-05	9E-06	8E-08	3E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-04**
11500	9E-07	3E-04	1E-05	9E-06	8E-08	3E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-04**
12500	9E-06	2E-03	1E-04	9E-05	1E-07	7E-08	1E-05	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-03**
14160	9E-06	2E-03	1E-04	9E-05	2E-07	1E-07	2E-05	2E-04	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-03**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	4E-06	3E-03	6E-05	4E-05	8E-08	8E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-03**
8500	4E-06	3E-03	6E-05	4E-05	8E-08	8E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-03**
9500	4E-06	3E-03	6E-05	4E-05	8E-08	8E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-03**
10500	4E-06	3E-03	6E-05	4E-05	8E-08	8E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-03**
11500	4E-06	3E-03	6E-05	4E-05	8E-08	8E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-03**
12500	1E-05	7E-03	2E-04	1E-04	1E-07	5E-07	4E-05	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**8E-03**
14160	1E-05	8E-03	2E-04	1E-04	3E-07	6E-07	5E-05	1E-03	7E-07	1E-06	1E-05			**8E-03**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **2E-03**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Vigueirat Fourchon Sud est un évènement probable.

A minima jusqu'à une crue de 14160m3/s, la création de brèche est très peu probable.

Le risque principal est l'érosion de conduit, en particulier au niveau des ouvrages traversants.

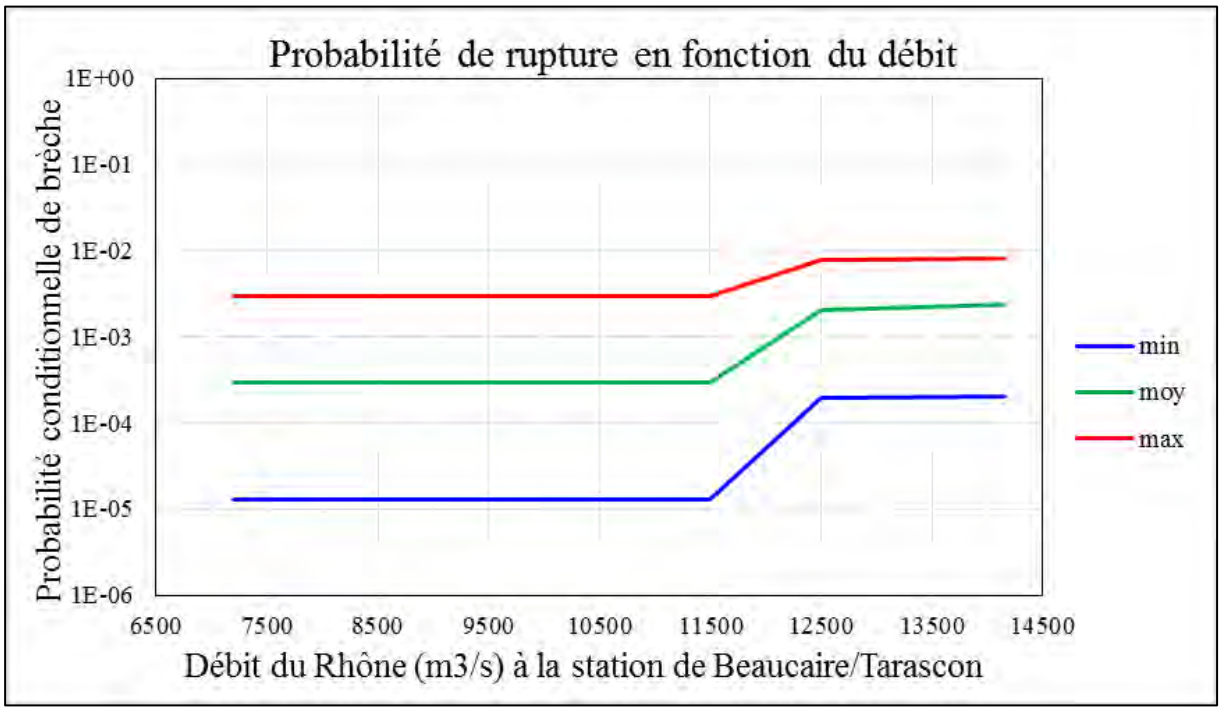


Figure 98 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Vigueirat Fourchon Sud

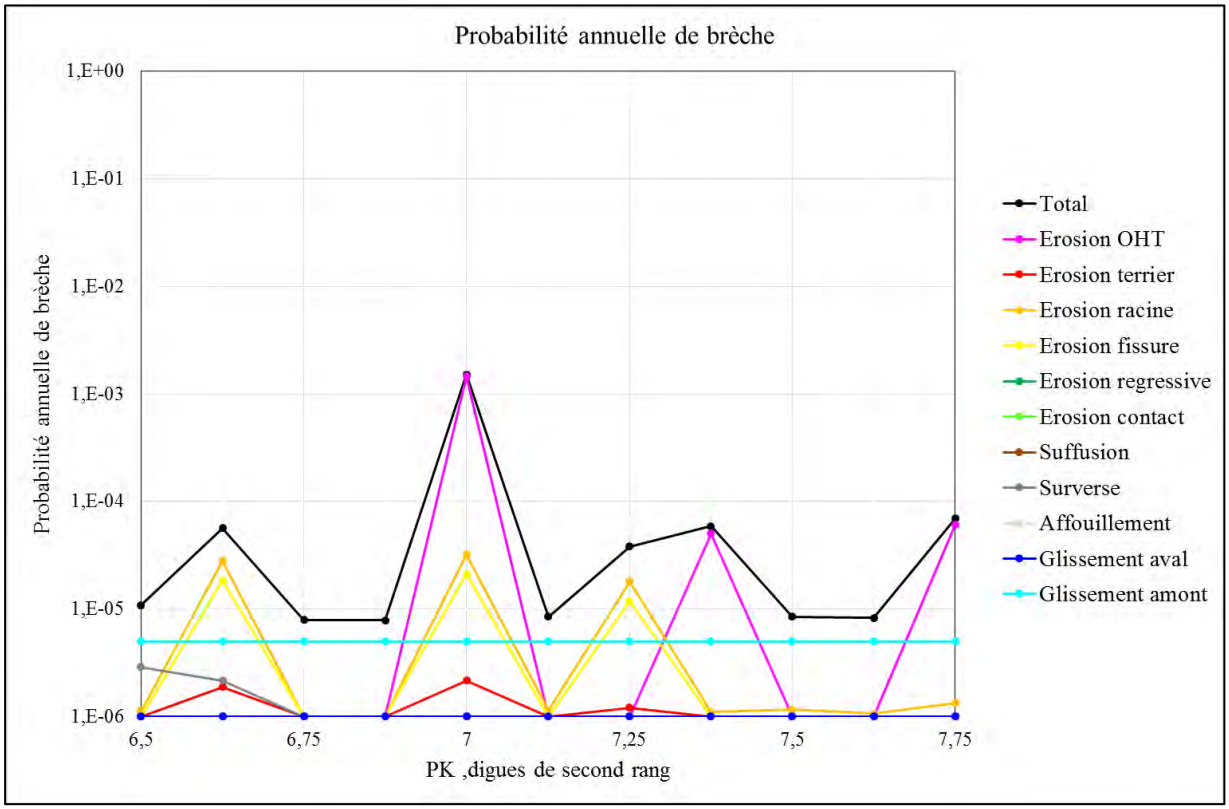


Figure 99 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Vigueirat Fourchon Sud

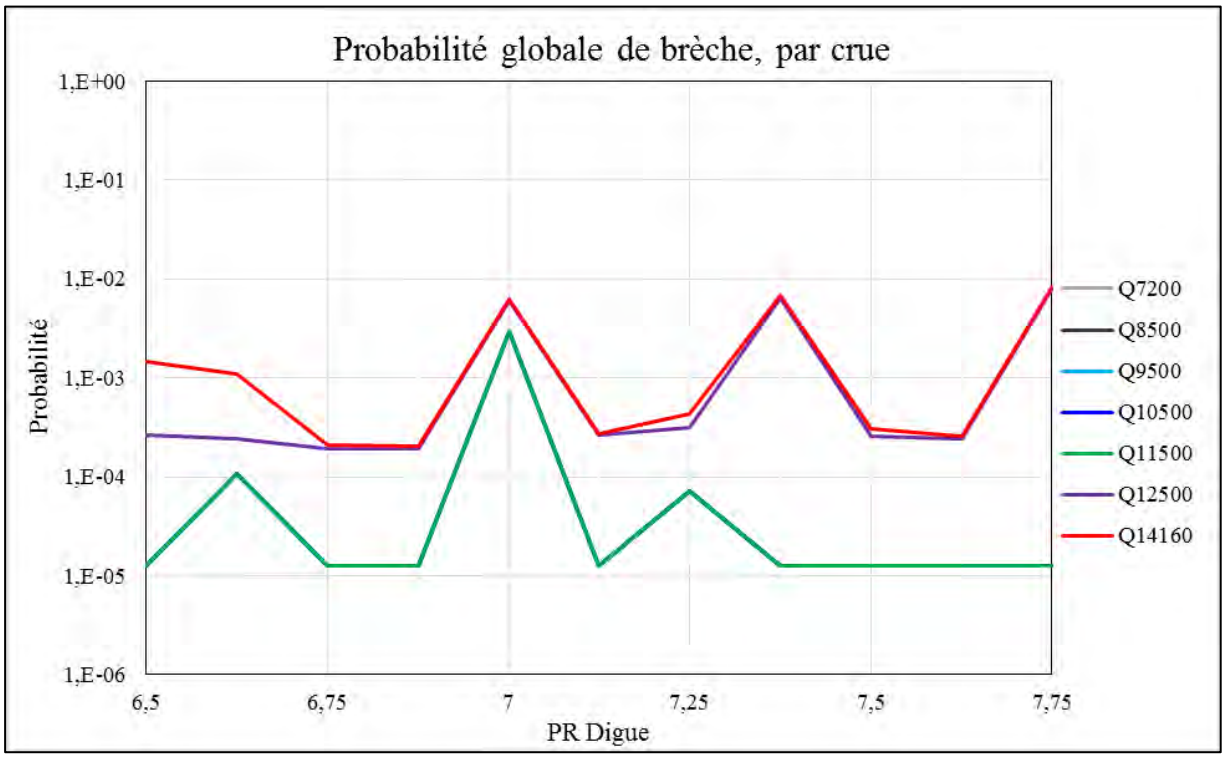


Figure 100 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Vigueirat Fourchon Sud

VARIANTE :

Le risque induit par l'ouvrage traversant situé au PK7 n'apparait pas acceptable ; en ajoutant au projet un filtre lors de la reprise de l'ouvrage, cela permet de réduire fortement la probabilité au niveau de cet ouvrage.
Ci-dessous sont présentés les tableaux et graphiques associés à la prise en compte d'un filtre, uniquement au niveau de l'ouvrage :

Tableau 1 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Vigueirat Fourchon Sud, filtre au PK7

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	8E-10	0E+00	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
8500	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	8E-10	0E+00	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
9500	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	8E-10	0E+00	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
10500	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	8E-10	0E+00	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
11500	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	8E-10	0E+00	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
12500	9E-08	0E+00	1E-06	9E-07	1E-09	1E-11	1E-07	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**7E-05**
14160	9E-08	0E+00	1E-06	9E-07	1E-09	1E-11	2E-07	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**8E-05**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	5E-07	3E-06	8E-06	5E-06	8E-08	2E-10	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-05**
8500	5E-07	3E-06	8E-06	5E-06	8E-08	2E-10	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-05**
9500	5E-07	3E-06	8E-06	5E-06	8E-08	2E-10	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-05**
10500	5E-07	3E-06	8E-06	5E-06	8E-08	2E-10	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-05**
11500	5E-07	3E-06	8E-06	5E-06	8E-08	2E-10	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-05**
12500	8E-06	1E-03	1E-04	8E-05	9E-08	7E-08	1E-05	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-03**
14160	8E-06	1E-03	1E-04	8E-05	1E-07	1E-07	2E-05	2E-04	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-03**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	4E-06	3E-05	5E-05	4E-05	8E-08	8E-10	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-04**
8500	4E-06	3E-05	5E-05	4E-05	8E-08	8E-10	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-04**
9500	4E-06	3E-05	5E-05	4E-05	8E-08	8E-10	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-04**
10500	4E-06	3E-05	5E-05	4E-05	8E-08	8E-10	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-04**
11500	4E-06	3E-05	5E-05	4E-05	8E-08	8E-10	0E+00	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-04**
12500	1E-05	7E-03	2E-04	1E-04	1E-07	5E-07	4E-05	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**8E-03**
14160	1E-05	8E-03	2E-04	1E-04	3E-07	6E-07	5E-05	1E-03	7E-07	1E-06	1E-05			**8E-03**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **7E-05**

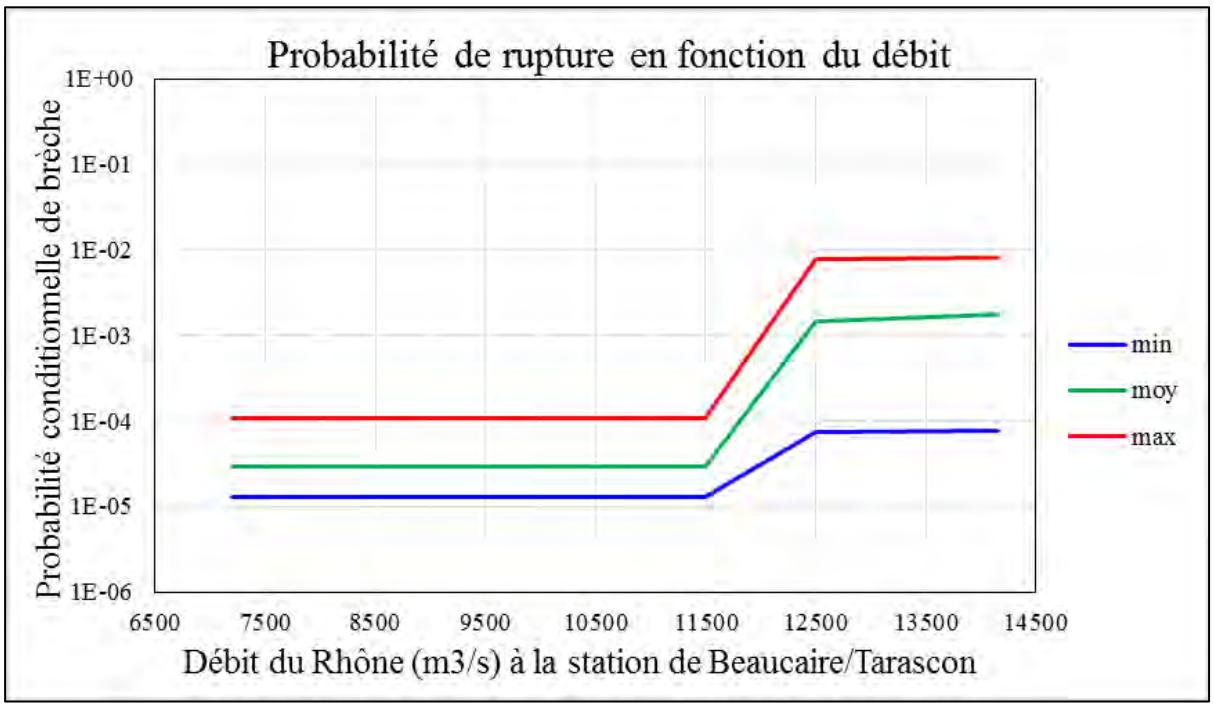


Figure 101 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Vigueirat Fourchon Sud

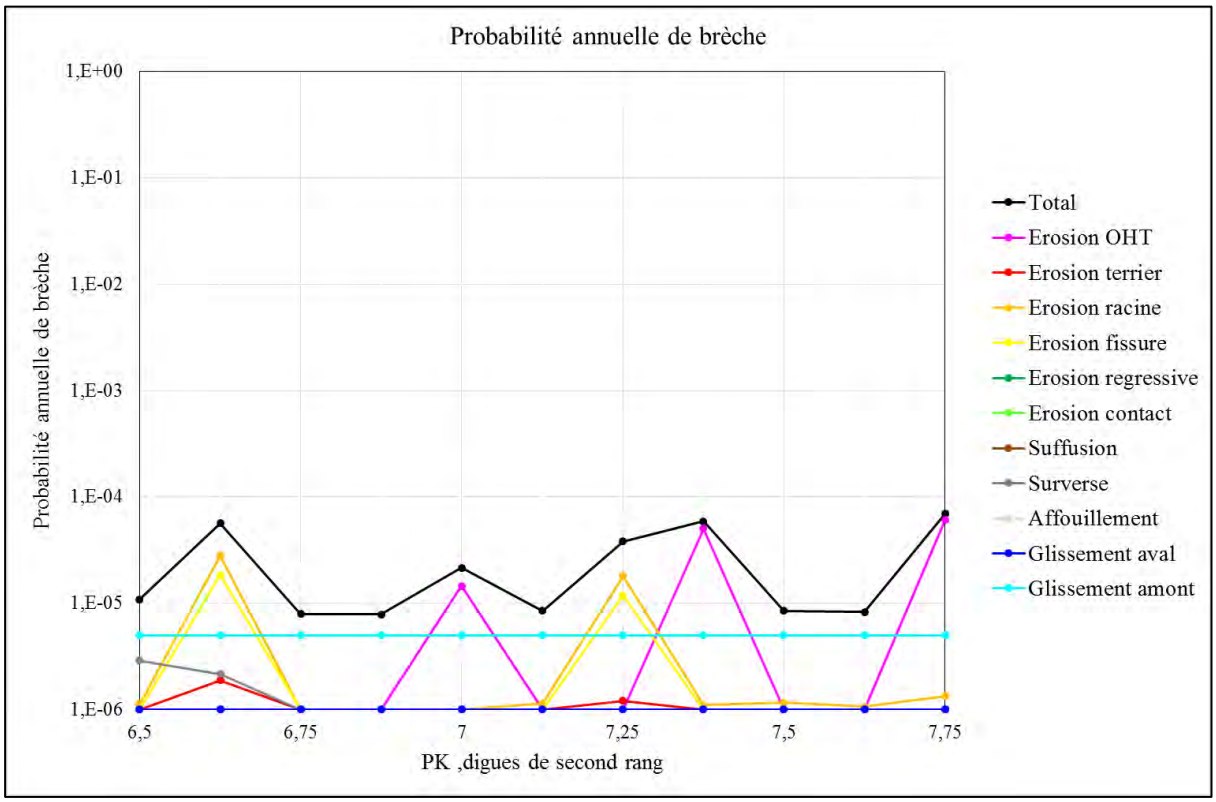


Figure 102 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Vigueirat Fourchon Sud

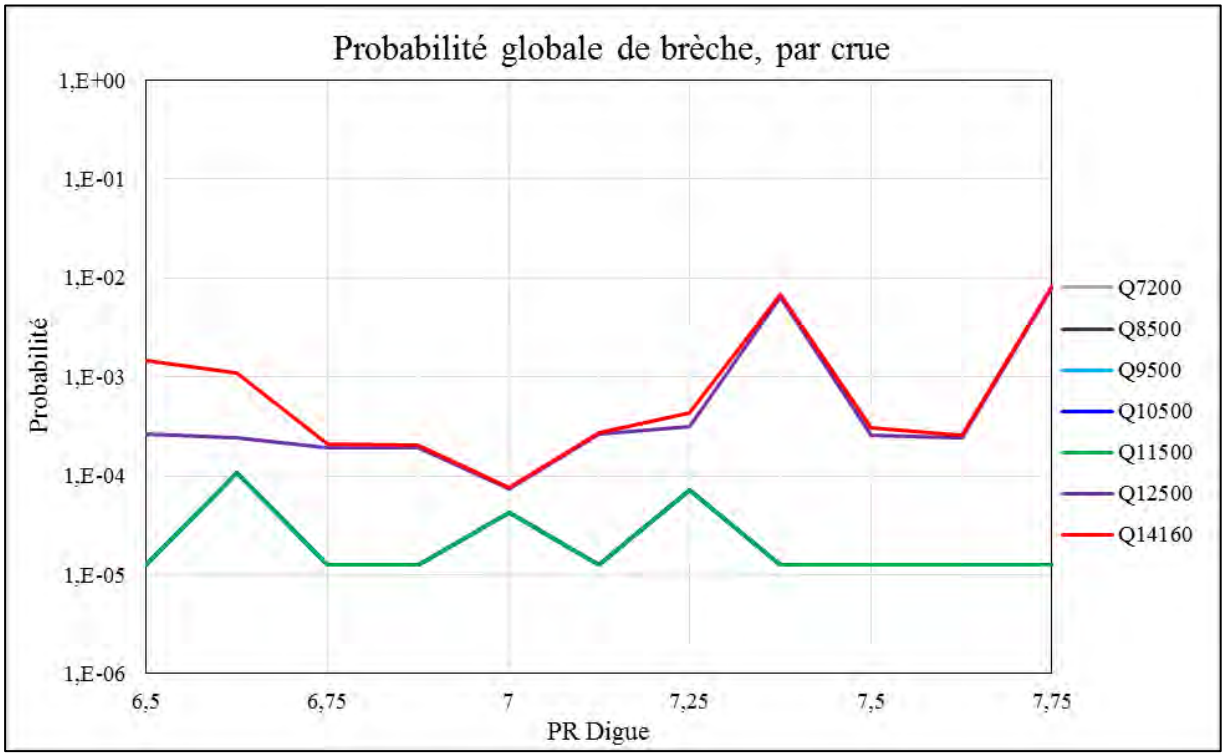


Figure 103 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Vigueirat Fourchon Sud

4 RESULTATS AVANT TRAVAUX

Pour les quelques secteurs qui vont subir des travaux avant 2020, c'est-à-dire la digue de la montagnette, la protection entre Tarascon et Arles et les berges du Vigueirat, les résultats de l'état actuels sont présentés ci-après.
Les informations sont similaires à celles données pour les résultats en état final.

4.1 DIGUE DE LA MONTAGNETTE NORD

Le tronçon Montagnette Nord mesure 3.4km, il comprend les PR0.125 compris entre RG263 et 265.875 ; il est intégralement carrossable.

Tableau 2 : Synthèse de géométrie, tronçon Montagnette Actuel

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	14,7	13,9	14,3	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	11,6	7,9	8,8	0,9
Cote à 20m du pdav	m NGF	11,0	7,7	8,5	0,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	12,1	8,3	9,1	0,9
Cote à 20m du pdam	m NGF	12,0	6,9	8,3	1,5
Hauteur de digue côté aval	m	6,4	2,7	5,5	1,0
Hauteur de digue côté amont	m	6,0	2,5	5,2	0,9
Fruit aval	L/V	7,0	1,9	2,7	1,0
Fruit amont	L/V	3,6	1,8	2,4	0,4
Largeur du ségonnal	m	3088	20	1088	1383

Ce tronçon est loin du Rhône, en revanche une lône est présente à minimum 20m du pied de digue ; sa bathymétrie est importante : environ 6.3m NGF.

Tableau 3 : Données hydrauliques, tronçon Montagnette Actuel

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	0,0	8,8	5,1	9,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	0,0	10,7	3,2	9,5	0,1	0,0	0,0	0,0	1,0
9500	11,3	11,3	2,7	3,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
10500	11,7	11,7	2,3	2,6	0,1	0,1	0,0	0,0	0,5
11500	12,4	12,4	1,6	2,0	0,2	0,1	0,0	0,0	0,3
12500	12,8	12,8	1,1	1,5	0,2	0,2	0,0	0,0	0,3
14160	13,2	13,2	0,7	1,1	0,2	0,2	0,0	0,0	0,2

Tableau 4 : Caractéristiques des batardeaux, tronçon Montagnette Actuel

Caractéristiques				Hauteur de charge (m)						
PR	Id	Cote du fil d'eau	Hauteur	7200	8500	9500	10500	11500	12500	14160
264,1	RD35	12,9	1,35	-	-	-	-	-	-	0,3
264,15	P1	13,19	0,00	-	-	-	-	-	-	-
264,5	P2	13,04	0,00	-	-	-	-	-	-	0,2
265,02	Astier	12,44	1,45	-	-	-	-	-	0,4	0,8
265,5	RD81	12,92	1,00	-	-	-	-	-	-	0,3
265,85	VC	12,08	1,80	-	-	-	-	-	0,7	1,1

Caractéristiques du tronçon Montagnette Actuel vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une digue confortée avec les perrés rénovés. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une structure rigide réalisée sur l'ensemble de la traversée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue récemment confortée. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue ayant été reprise depuis 1993. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques indiquent qu'il y a du sable propre en fondation, au niveau des anciennes brèches. La couche de sable, dont le toit est à 2m de profondeur, mesure 10m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il y a eu des brèches anciennes (avant 1993). Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue a été confortée. Concernant la stabilité, la digue est neuve et le perré est donc en bon état ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre damée.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 300m et la pente hydraulique est nulle ; la berge est recouverte d'arbres.

Tableau 5 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Montagnette Actuel

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**7E-06**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**7E-06**
9500	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**8E-06**
10500	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**8E-06**
11500	4E-05	0	6E-05	4E-05	2E-09	2E-11	2E-10	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**2E-04**
12500	3E-04	0	4E-04	3E-04	1E-08	8E-08	1E-06	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**1E-03**
14160	6E-04	0	9E-04	6E-04	2E-08	1E-07	2E-06	1E-06	4E-13	1E-06	6E-06		0	**3E-03**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	6E-10	0	0	1E-06	2E-11	2E-05	9E-06		0	**3E-05**
8500	2E-06	0	3E-06	2E-06	8E-10	7E-10	0	1E-06	2E-11	2E-05	9E-06		0	**3E-05**
9500	3E-04	5E-06	5E-04	3E-04	1E-08	3E-07	9E-04	1E-06	2E-11	2E-05	1E-05		0	**2E-03**
10500	5E-04	9E-06	8E-04	5E-04	2E-08	6E-07	2E-03	1E-06	2E-11	2E-05	1E-05		0	**4E-03**
11500	8E-04	2E-05	1E-03	7E-04	2E-08	9E-06	4E-03	1E-06	2E-11	2E-05	2E-05		0	**7E-03**
12500	9E-04	3E-05	1E-03	8E-04	2E-08	4E-05	6E-03	1E-06	2E-11	2E-05	2E-05		0	**9E-03**
14160	9E-04	5E-05	1E-03	9E-04	2E-08	1E-04	8E-03	1E-06	2E-11	2E-05	3E-05		2E-04	**1E-02**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	2E-09	0	0	1E-06	5E-11	3E-04	8E-05		0	**4E-04**
8500	6E-05	0	8E-05	5E-05	2E-09	2E-08	0	1E-06	5E-11	3E-04	8E-05		0	**4E-04**
9500	5E-04	6E-05	8E-04	5E-04	2E-08	1E-06	6E-03	1E-06	5E-11	3E-04	8E-05		0	**8E-03**
10500	7E-04	9E-05	1E-03	7E-04	2E-08	2E-06	1E-02	1E-06	5E-11	3E-04	9E-05		0	**2E-02**
11500	9E-04	1E-04	1E-03	8E-04	2E-08	6E-05	3E-02	1E-06	5E-11	3E-04	1E-04		0	**3E-02**
12500	9E-04	3E-04	1E-03	9E-04	2E-08	2E-04	4E-02	1E-06	5E-11	3E-04	2E-04		0	**4E-02**
14160	1E-03	6E-04	1E-03	1E-03	2E-08	4E-04	5E-02	1E-06	5E-11	3E-04	2E-04		9E-04	**6E-02**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **1E-03**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Montagnette Nord avant travaux est un évènement probable.

Jusqu'à une crue de 8500m3/s, la création de brèche est quasiment impossible. A partir de 9500m3/s cela devient très peu probable et à partir de 10500m3/s cela devient peu probable.

Le principal risque est la suffusion localement (grave repérée autour du RG 264,5) et l'érosion de conduit, sous ses différentes formes, plus globalement.

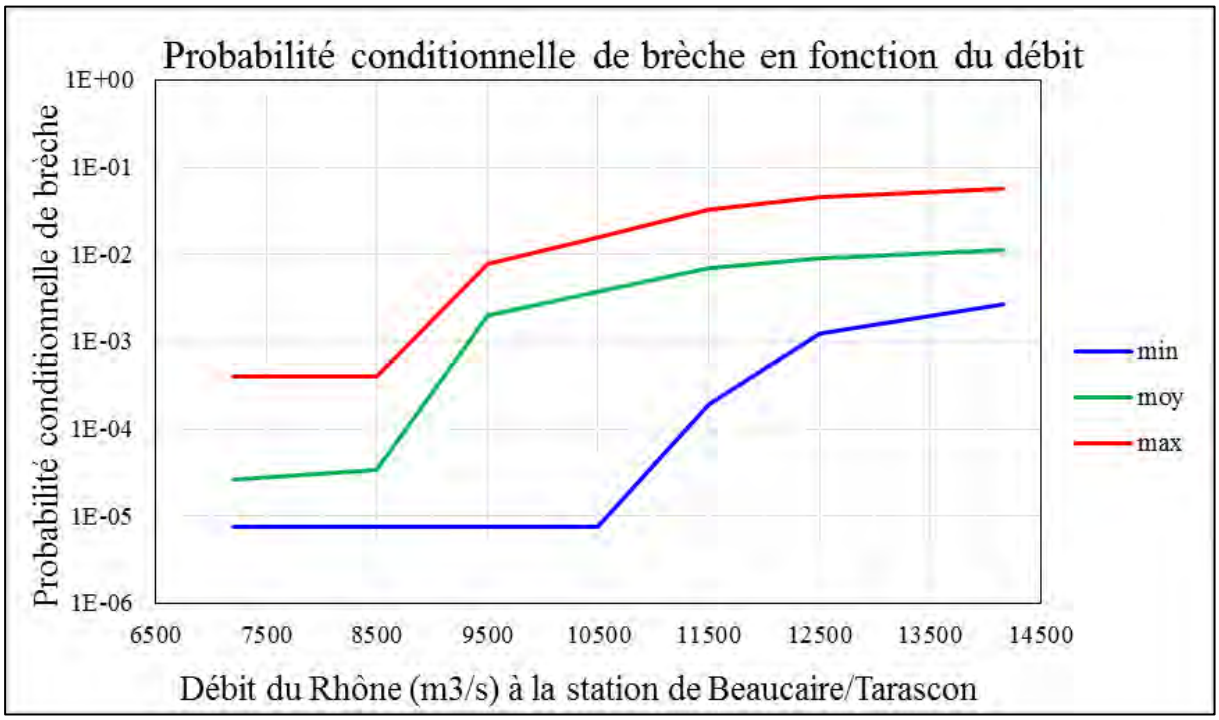


Figure 104 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Montagnette Actuel

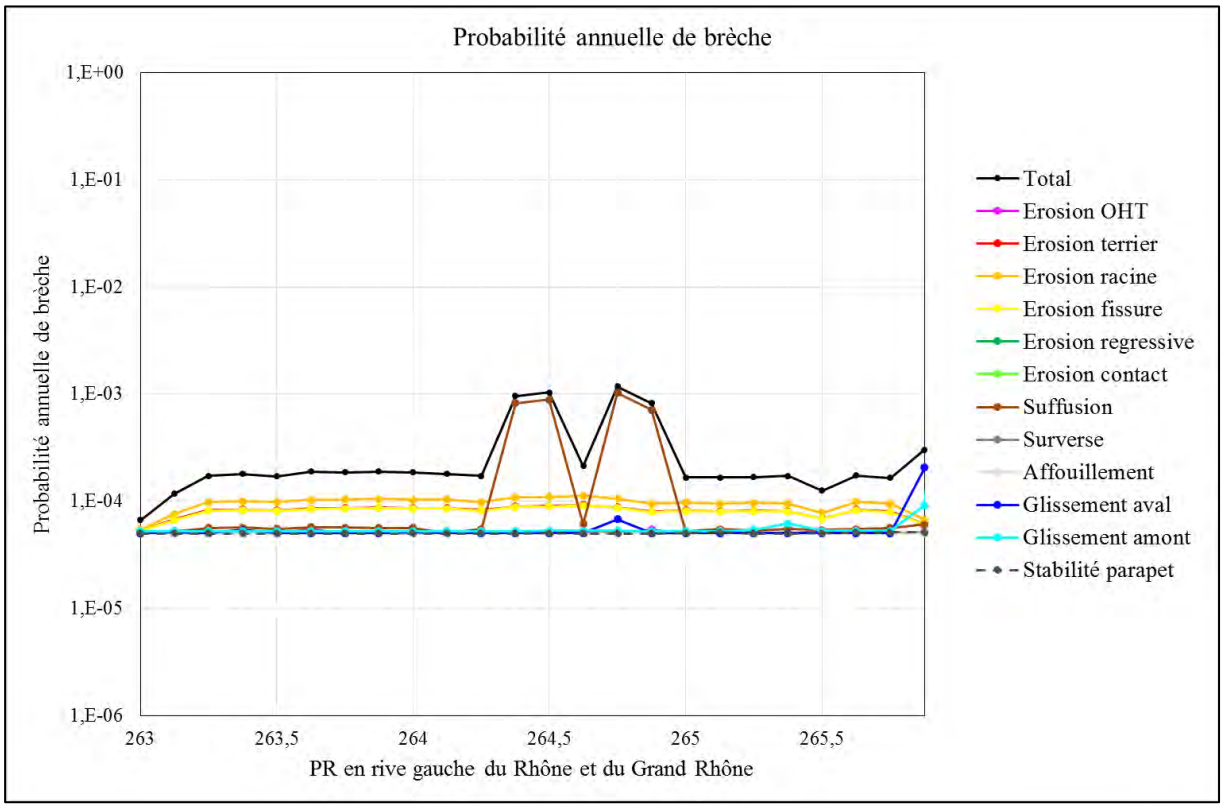


Figure 105 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Montagnette Actuel

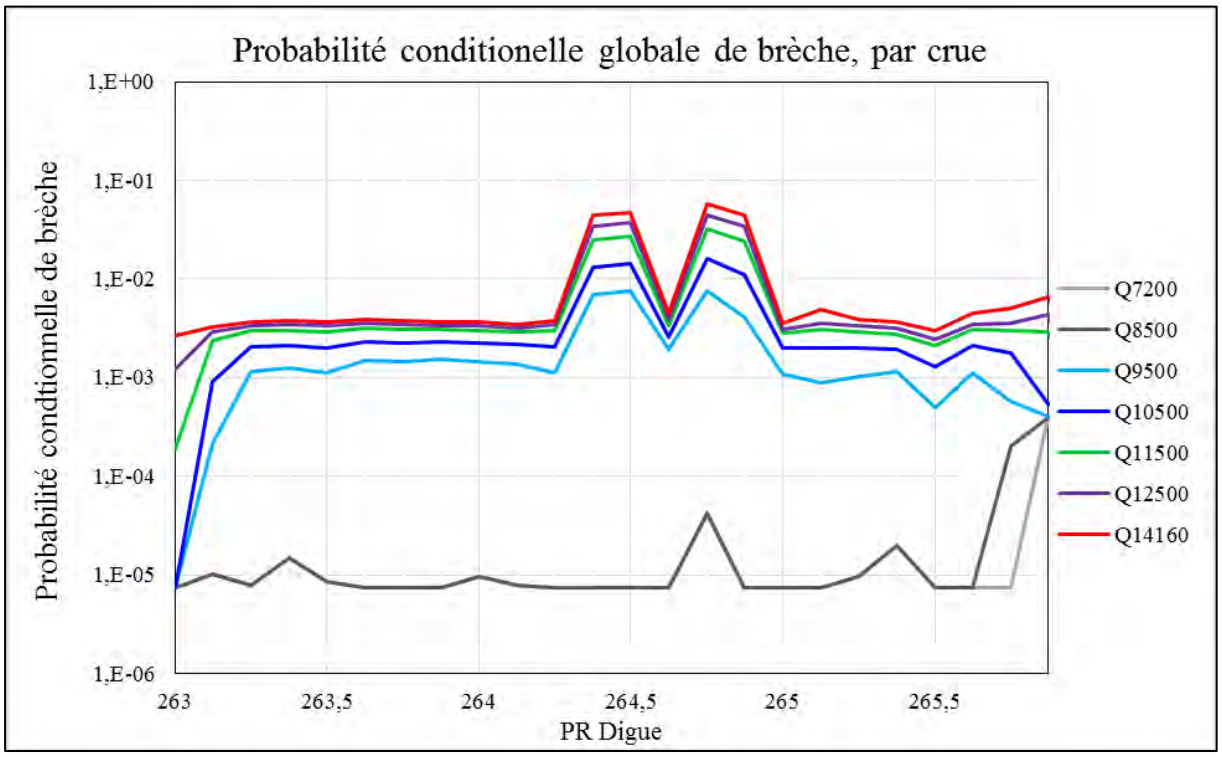


Figure 106 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Montagnette Actuel

4.2 SITE INDUSTRIALO FLUVIAL DE TARASCON

Le tronçon SIF de Tarascon Actuel mesure 1.9km, il comprend les PR0.125 compris entre RG267.75 et 269.75 ; il n'est pas carrossable.

Tableau 6 : Synthèse de géométrie, tronçon SIF de Tarascon Actuel

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	12,3	12,3	12,3	0,0
Cote de pied de digue aval	m NGF	9,7	9,7	9,7	0,0
Cote à 20m du pdav	m NGF	9,7	9,7	9,7	0,0
Cote de pied de digue amont	m NGF	9,7	9,0	9,4	0,3
Cote à 20m du pdam	m NGF	10,0	9,3	9,6	0,3
Hauteur de digue côté aval	m	2,6	2,6	2,6	0,0
Hauteur de digue côté amont	m	3,3	2,6	2,9	0,3
Fruit aval	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Fruit amont	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	210	90	135	52

Le secteur présente une bathymétrie de l'ordre de -6mNGF et est en accrétion.

Tableau 7 : Données hydrauliques, tronçon SIF de Tarascon Actuel

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,7	8,5	2,5	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	10,2	9,9	1,2	1,8	0,1	0,0	0,0	0,0	0,9
9500	10,7	10,3	0,7	1,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,8
10500	11,2	10,7	0,3	0,9	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
11500	11,8	11,3	-0,2	0,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
12500	12,2	11,6	-0,6	-0,1	0,2	0,1	0,0	0,0	0,1
14160	12,5	11,9	-0,9	-0,4	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon SIF de Tarascon Actuel vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une digue adossée à un large remblai. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend une canalisation en profondeur. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle sans arbre sur ou en pied de talus. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle ayant fait l'objet d'un engraissement par l'amont ou par l'aval. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon et il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée, dont le toit est à 2m de profondeur, mesure 4m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue n'a pas été investiguée. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est peu impactant car le long d'un large remblai.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est nulle et la pente hydraulique est de 30 à 50 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements avec sabot.

Tableau 8 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon SIF de Tarascon Actuel

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**1E-05**
8500	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**1E-05**
9500	0	0	0	0	0	1E-10	1E-08	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**1E-05**
10500	0	0	0	0	0	9E-08	9E-06	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**1E-04**
11500	0	0	0	0	0	1E-06	1E-05	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**1E-04**
12500	7E-05	0	1E-04	7E-04	0	1E-06	1E-04	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**2E-03**
14160	2E-04	0	3E-04	2E-03	0	1E-06	1E-04	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**4E-03**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	5E-05	0	1E-06	1E-08	8E-06	5E-04			**5E-04**
8500	3E-06	0	4E-06	3E-05	1E-09	6E-05	0	1E-06	1E-08	8E-06	9E-04			**1E-03**
9500	2E-05	1E-05	3E-05	2E-04	3E-09	8E-05	9E-06	1E-06	2E-08	8E-06	1E-03			**1E-03**
10500	8E-05	6E-05	1E-04	8E-04	2E-08	2E-04	7E-05	1E-06	4E-08	8E-06	1E-03			**3E-03**
11500	3E-04	2E-04	4E-04	3E-03	4E-08	4E-04	5E-04	4E-06	8E-08	8E-06	2E-03			**6E-03**
12500	4E-04	3E-04	6E-04	4E-03	8E-08	7E-04	1E-03	5E-03	1E-07	8E-06	2E-03			**1E-02**
14160	5E-04	3E-04	7E-04	5E-03	9E-08	7E-04	2E-03	5E-02	2E-07	8E-06	2E-03			**6E-02**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	1E-04	0	1E-06	2E-08	1E-04	3E-03			**3E-03**
8500	3E-05	0	4E-05	3E-04	1E-08	1E-04	0	1E-06	2E-08	1E-04	6E-03			**6E-03**
9500	1E-04	1E-04	1E-04	9E-04	3E-08	3E-04	3E-05	1E-06	6E-08	1E-04	7E-03			**7E-03**
10500	6E-04	9E-04	9E-04	6E-03	1E-07	1E-03	3E-04	1E-06	2E-07	1E-04	8E-03			**8E-03**
11500	8E-04	1E-03	1E-03	8E-03	1E-07	1E-03	2E-03	5E-05	6E-07	1E-04	1E-02			**1E-02**
12500	9E-04	1E-03	1E-03	9E-03	1E-07	1E-03	4E-03	4E-02	8E-07	1E-04	1E-02			**4E-02**
14160	1E-03	1E-03	1E-03	1E-02	1E-07	1E-03	7E-03	2E-01	9E-07	1E-04	2E-02			**2E-01**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **3E-03**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon SIF Tarascon est un évènement probable.

Jusqu'à une crue de 10500m3/s, la création de brèche est très peu probable, elle est peu probable à partir d'une crue de 11500m3/s et neutre à partir d'une crue de 14160m3/s.

Le principal risque est le glissement du talus amont et pour une crue de 141660m3/s le risque de surverse est localement fort.

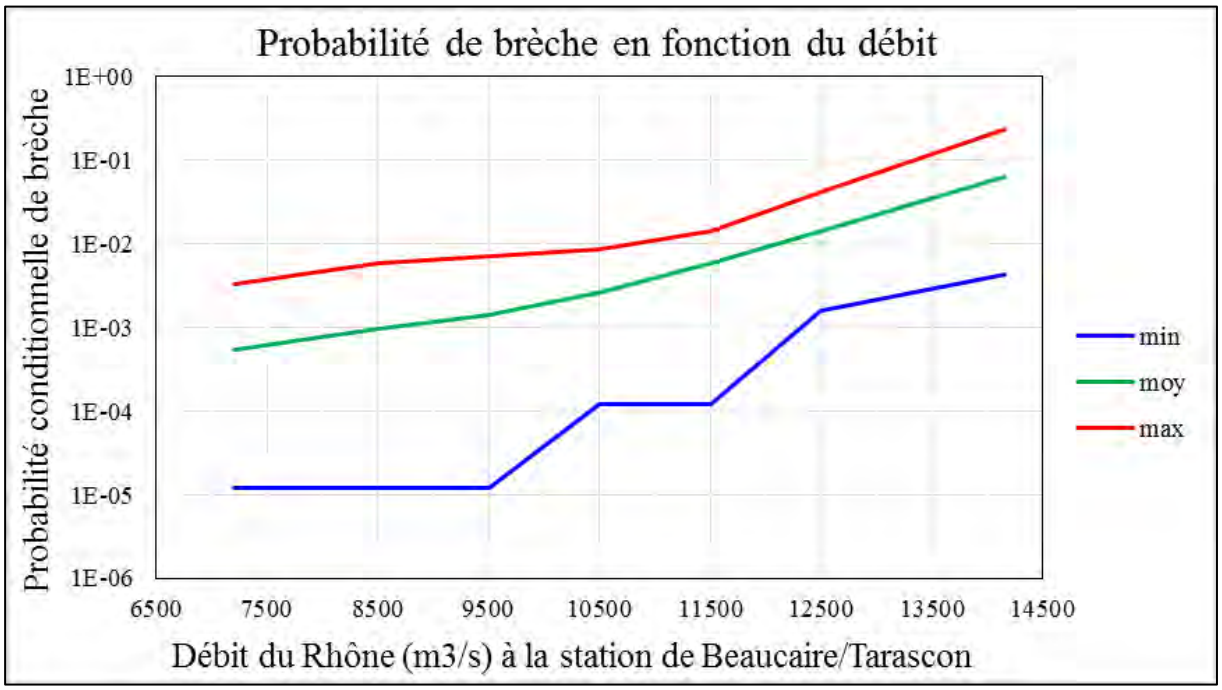


Figure 107 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon SIF de Tarascon Actuel

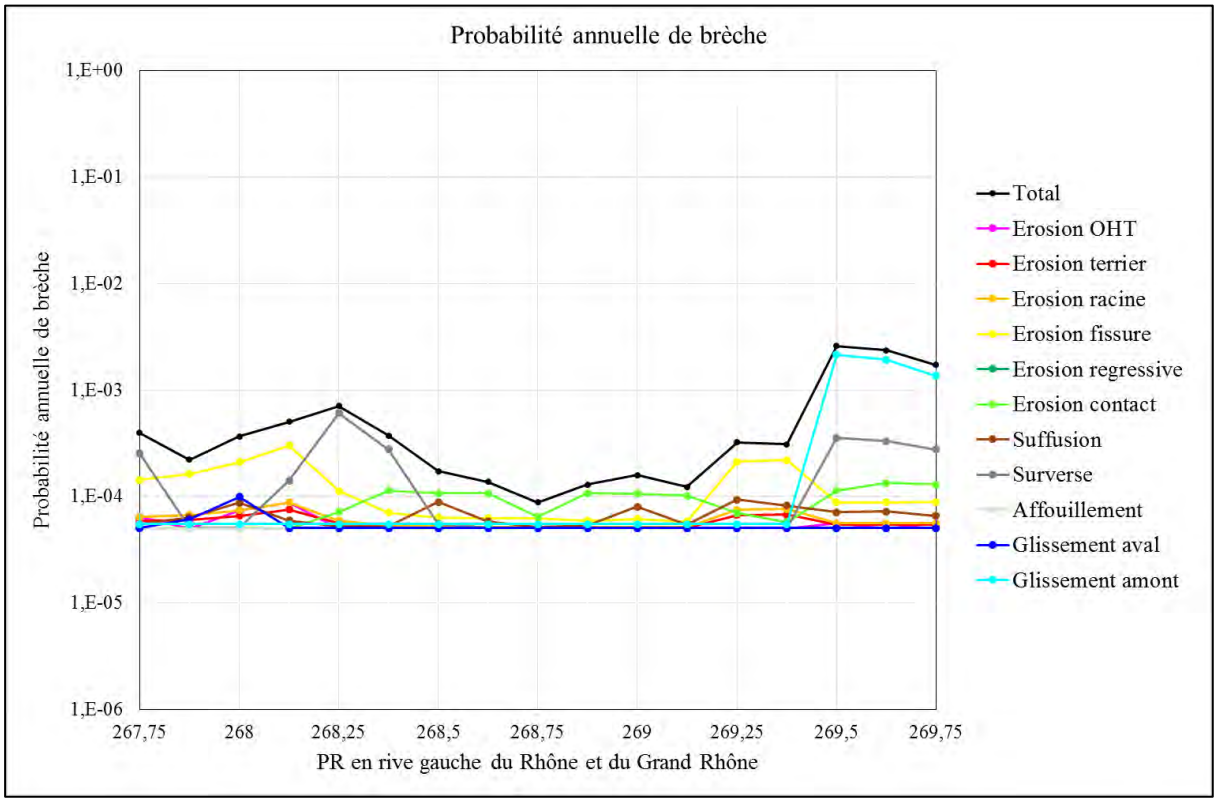


Figure 108 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon SIF de Tarascon Actuel

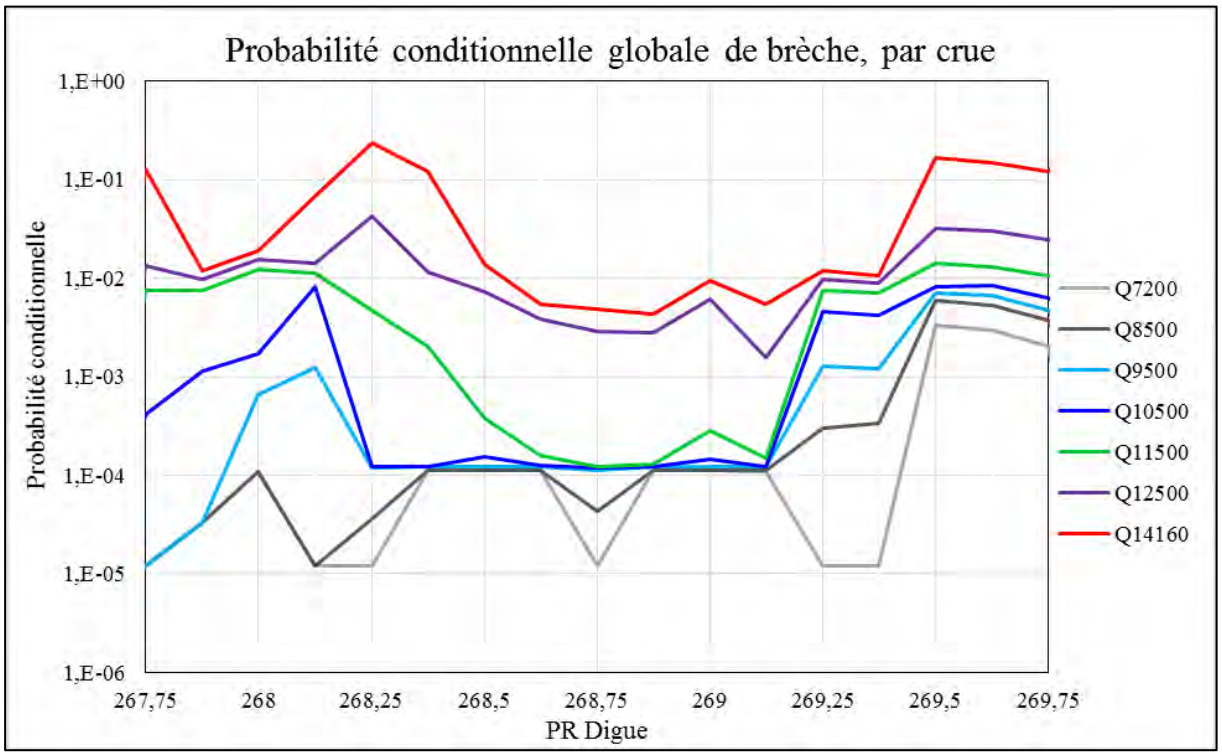


Figure 109 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon SIF de Tarascon Actuel

4.3 RIDEAU DE PALPLANCHES FIBRE EXCELLENCE

Le tronçon Rideau de palplanches actuel mesure 0.9km, il comprend les PR0.125 compris entre RG269.875 et 270.25 ; il n'est pas carrossable.

Tableau 9 : Synthèse de géométrie, tronçon Rideau de palplanches actuel

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	11,7	11,5	11,6	0,1
Cote de pied de digue aval	m NGF	9,7	9,7	9,7	0,0
Cote à 20m du pdav	m NGF	9,7	9,7	9,7	0,0
Cote de pied de digue amont	m NGF	9,7	9,0	9,5	0,3
Cote à 20m du pdam	m NGF	11,0	9,3	9,9	0,7
Hauteur de digue côté aval	m	2,0	1,8	1,9	0,1
Hauteur de digue côté amont	m	2,6	1,8	2,1	0,3
Fruit aval	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Fruit amont	L/V	0,0	0,0	0,0	0,0
Largeur du ségonnal	m	370	90	182	115

La bathymétrie est de -6mNGF et est stable.

Tableau 10 : Données hydrauliques, tronçon Rideau de palplanches actuel

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,5	8,4	3,1	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
8500	9,8	9,7	1,8	1,8	0,6	0,3	0,0	0,0	1,0
9500	10,3	10,1	1,4	1,4	8,4	4,2	0,0	0,0	0,8
10500	10,7	10,5	1,0	1,1	15,3	7,7	0,0	0,0	0,6
11500	11,3	11,0	0,4	0,5	26,1	13,2	0,0	0,0	0,3
12500	11,6	11,3	0,1	0,2	32,1	16,2	0,0	0,0	0,1
14160	11,8	11,5	-0,1	0,0	36,1	18,2	0,0	0,0	0,0

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Rideau de palplanches actuel vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau traversant l'écran d'étanchéité. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement constitué de palplanches.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 10m et la pente hydraulique est de 30 à 50 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements avec sabot.

Tableau 11 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Rideau de palplanches actuel

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0						1E-06	1E-12			1E-07		**1E-06**
8500		0						1E-06	2E-12			1E-06		**2E-06**
9500		0						1E-06	6E-07			1E-05		**1E-05**
10500		0						1E-06	4E-07			1E-04		**1E-04**
11500		0						1E-06	3E-07			1E-03		**1E-03**
12500		0						1E-06	4E-07			1E-02		**1E-02**
14160		0						6E-04	5E-07			5E-01		**5E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0						1E-06	1E-12			1E-07		**1E-06**
8500		7E-05						1E-06	6E-10			1E-06		**7E-05**
9500		3E-04						1E-06	7E-07			1E-05		**3E-04**
10500		7E-04						1E-06	6E-07			1E-04		**8E-04**
11500		4E-03						1E-06	5E-07			1E-03		**5E-03**
12500		4E-03						1E-06	6E-07			1E-02		**1E-02**
14160		4E-03						8E-02	7E-07			5E-01		**5E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200		0						1E-06	1E-12			1E-07		**1E-06**
8500		2E-04						1E-06	1E-09			1E-06		**2E-04**
9500		9E-04						1E-06	9E-07			1E-05		**9E-04**
10500		3E-03						1E-06	7E-07			1E-04		**3E-03**
11500		1E-02						1E-06	7E-07			1E-03		**1E-02**
12500		1E-02						1E-06	8E-07			1E-02		**2E-02**
14160		1E-02						2E-01	9E-07			5E-01		**6E-01**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **1E-03**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Palplanches est un évènement probable.

Jusqu'à une crue de 9500m3/s, la création de brèche est quasiment impossible, pour une crue de 10500m3/s c'est très peu probable, cela devient peu probable pour une crue entre 11500m3/s et 12500m3/s. A partir de 14160m3/s la création de brèche est probable.

Le principal risque est la stabilité du rideau et la surverse pour la crue la plus forte. Les travaux prévus sont d'ailleurs une rehausse du rideau de palplanche et une augmentation de sa fiche.

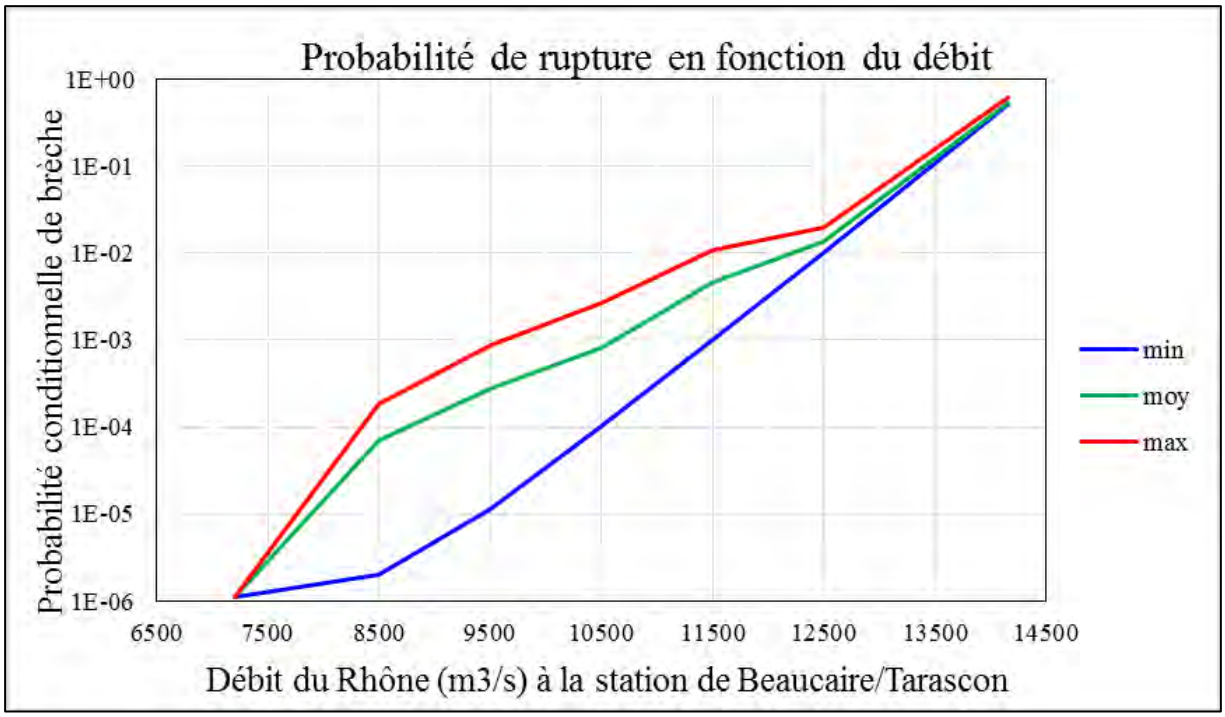


Figure 110 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Rideau de palplanches actuel

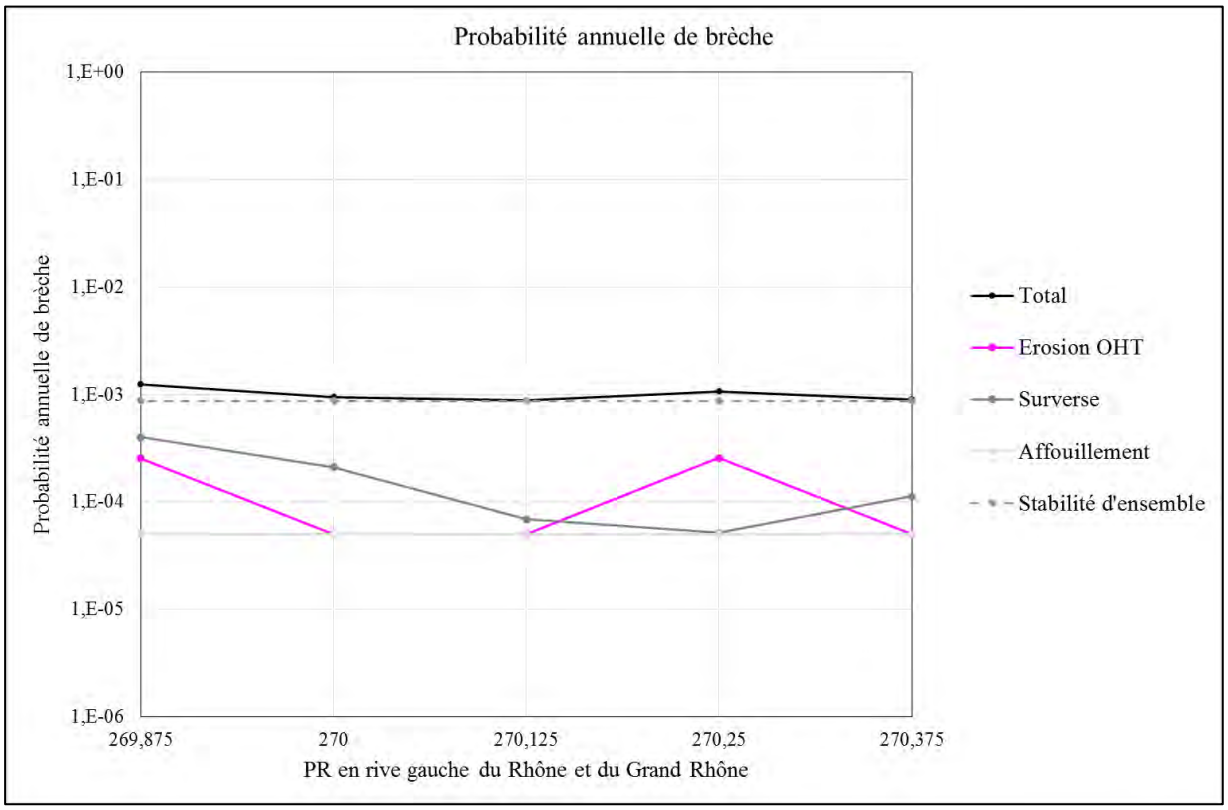


Figure 111 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Rideau de palplanches actuel

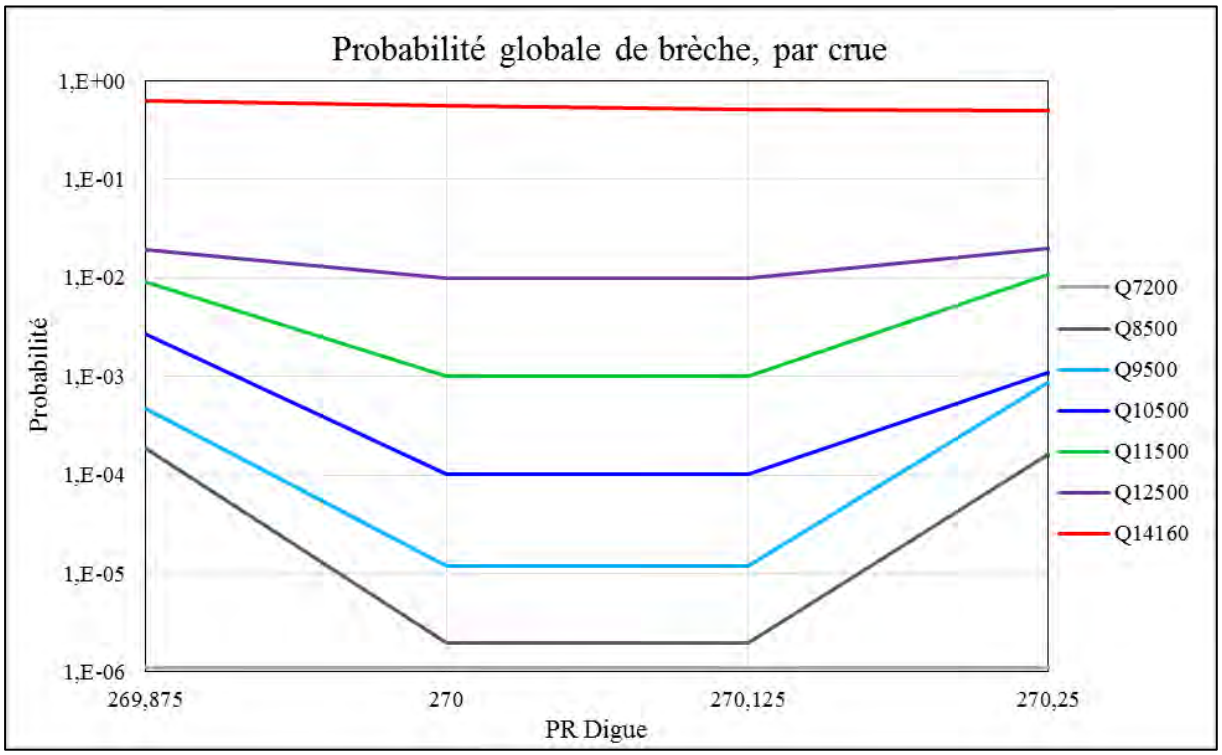


Figure 112 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Rideau de palplanches actuel

4.4 REMBLAI FERROVIAIRE

Le tronçon Remblai ferroviaire mesure 7.7km, il comprend les PR0.125 compris entre RG270.375 et 278.75 ; il n'est pas carrossable.

Tableau 12 : Synthèse de géométrie, tronçon Remblai ferroviaire

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	11,2	10,1	10,5	0,3
Cote de pied de digue aval	m NGF	8,7	3,2	6,0	1,2
Cote à 20m du pdav	m NGF	7,6	4,7	6,2	0,8
Cote de pied de digue amont	m NGF	8,3	4,0	6,3	1,3
Cote à 20m du pdam	m NGF	10,3	3,9	6,6	1,3
Hauteur de digue côté aval	m	7,1	2,2	4,5	1,1
Hauteur de digue côté amont	m	6,3	1,9	4,3	1,5
Fruit aval	L/V	11,9	1,2	2,2	1,9
Fruit amont	L/V	10,0	1,7	2,5	1,4
Largeur du ségonnal	m	1450	580	1157	221

Ce tronçon est éloigné du lit mineur du fleuve.

Tableau 13 : Données hydrauliques, tronçon Remblai ferroviaire

Débit	Cote ligne d'eau m NGF		Revanche m		Gradient digue		Gradient fondation		Revanche /Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	8,3	6,2	2,8	3,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,7
8500	9,7	7,4	1,5	2,0	0,2	0,1	0,0	0,0	0,4
9500	10,1	7,9	1,1	1,7	0,2	0,1	0,0	0,0	0,3
10500	10,5	8,4	0,7	1,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,3
11500	11,0	9,0	0,1	0,6	0,2	0,1	0,0	0,0	0,1
12500	11,4	9,4	-0,2	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0
14160	11,6	9,6	-0,4	0,1	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Remblai ferroviaire vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a un ouvrage du XIXème siècle avec un REX neutre. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau au compactage et à l'étanchéité satisfaisants. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est du XIXème siècle avec présence d'arbres en pied de talus (deux côtés). La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est du XIXème siècle sans observation d'infiltrations et de terriers de blaireaux ou lapins par le passé. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques indiquent qu'il y a du sable propre en fondation. La couche de sable, dont le toit est à 2m de profondeur, mesure 4m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de l'ouvrage, sur ce tronçon les brèches ont été entièrement reprises. Concernant la stabilité, la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de l'ouvrage. Aucune présence de grave n'a été repérée. Concernant la stabilité, la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre damée.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est de 1 km et la pente hydraulique est de 30 à 50 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements anciens.

Tableau 14 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Remblai ferroviaire

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	0	0	0	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**1E-05**
8500	0	0	0	0	2E-07	0	0	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**1E-05**
9500	0	0	0	0	5E-07	0	0	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**2E-04**
10500	3E-02	0	2E-02	3E-03	5E-07	9E-10	9E-09	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**5E-02**
11500	4E-02	0	3E-02	4E-03	5E-07	9E-07	1E-05	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**7E-02**
12500	4E-02	0	3E-02	4E-03	5E-07	1E-06	1E-05	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**1E-01**
14160	4E-02	0	3E-02	4E-03	5E-07	1E-06	1E-05	1E-06	1E-12	1E-06	1E-05			**1E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	4E-03	5E-06	3E-03	4E-04	1E-07	9E-08	0	1E-06	4E-08	1E-02	6E-05			**2E-02**
8500	4E-02	8E-05	3E-02	4E-03	6E-07	1E-06	0	1E-06	2E-08	4E-02	1E-04			**1E-01**
9500	6E-02	1E-04	4E-02	6E-03	7E-07	2E-06	4E-07	1E-06	4E-08	6E-02	1E-04			**2E-01**
10500	7E-02	2E-04	5E-02	7E-03	1E-06	8E-06	3E-05	1E-06	4E-08	1E-01	2E-04			**2E-01**
11500	8E-02	3E-04	6E-02	8E-03	3E-05	4E-05	2E-04	4E-02	6E-08	2E-01	2E-04			**4E-01**
12500	8E-02	3E-04	6E-02	8E-03	3E-05	6E-05	4E-04	4E-01	7E-08	3E-01	3E-04			**6E-01**
14160	8E-02	3E-04	6E-02	8E-03	4E-05	8E-05	6E-04	5E-01	1E-07	3E-01	3E-04			**7E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	3E-02	2E-04	2E-02	3E-03	4E-07	5E-07	0	1E-06	5E-07	2E-01	6E-04			**2E-01**
8500	7E-02	2E-03	5E-02	7E-03	9E-07	2E-05	0	1E-06	2E-07	8E-01	1E-03			**8E-01**
9500	8E-02	4E-03	6E-02	8E-03	9E-07	4E-05	1E-05	1E-06	5E-07	9E-01	1E-03			**9E-01**
10500	1E-01	6E-03	7E-02	9E-03	3E-05	1E-04	1E-04	1E-06	4E-07	1E+00	2E-03			**1E+00**
11500	1E-01	7E-03	8E-02	1E-02	6E-04	4E-04	8E-04	4E-01	5E-07	1E+00	2E-03			**1E+00**
12500	1E-01	7E-03	8E-02	1E-02	7E-04	5E-04	1E-03	8E-01	6E-07	1E+00	3E-03			**1E+00**
14160	1E-01	7E-03	8E-02	1E-02	8E-04	6E-04	2E-03	9E-01	7E-07	1E+00	3E-03			**1E+00**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **2E-01**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Remblai ferroviaire est un évènement courant.

La création de brèche est probable à partir d'une crue de 8500m3/s et très probable à partir de 9500m3/s.

Les principaux risques sont le glissement du talus aval, l'érosion de conduit et la surverse à partir de Q11500m3/s.
La probabilité de glissement aval semble surévaluée par rapport aux observations hors d'eau, le risque est néanmoins important une fois en eau.

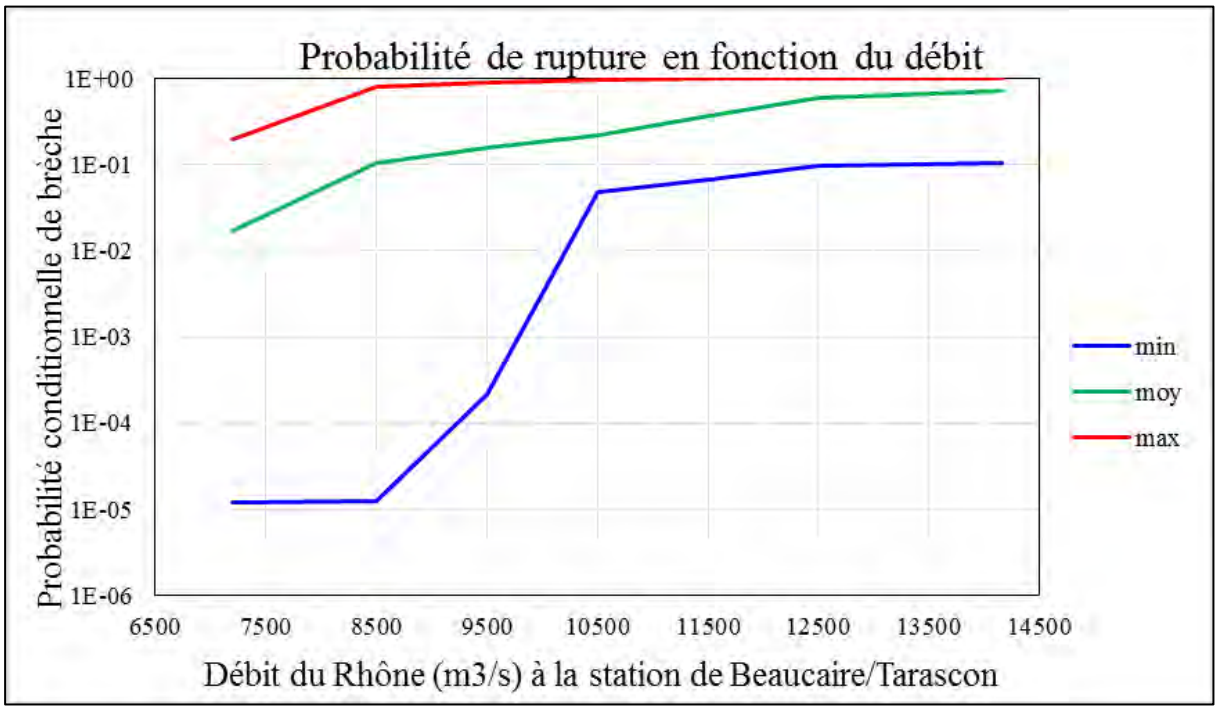


Figure 113 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Remblai ferroviaire

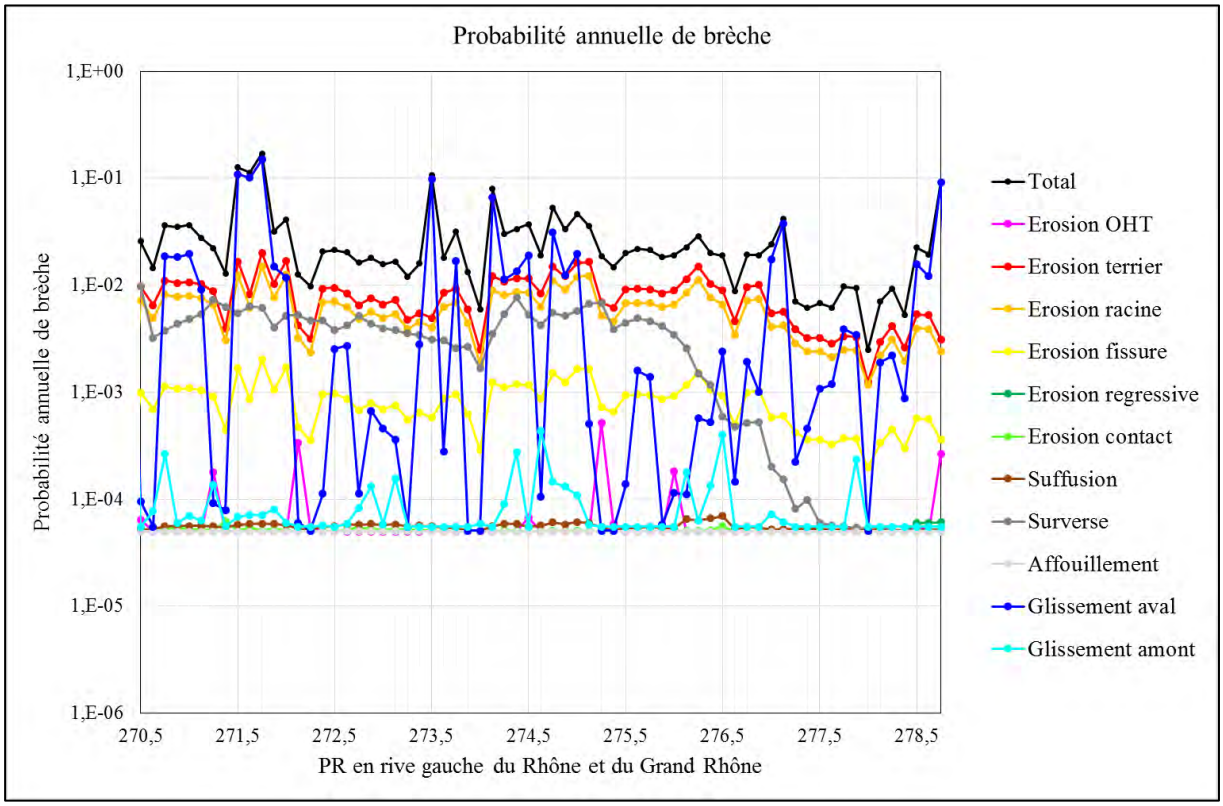


Figure 114 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Remblai ferroviaire

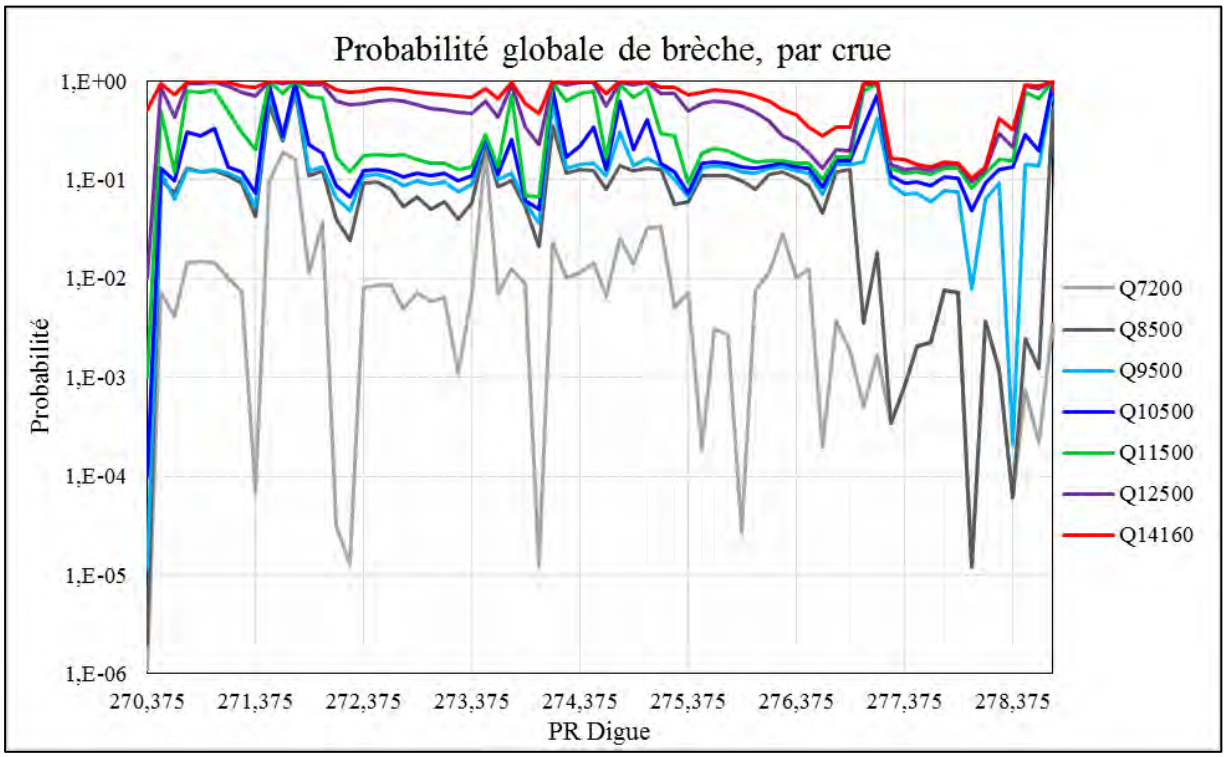


Figure 115 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Remblai ferroviaire

4.5 SECTEUR DE FOURCHON

4.5.1 Rive Nord

Le tronçon Vigueirat Fourchon Nord mesure 1.3km, il comprend les PR0.125 compris entre VIG6.5 et 7.75 ; il est carrossable.

Tableau 15 : Synthèse de géométrie, tronçon Vigueirat Nord Actuel

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	5,2	4,6	5,1	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	4,5	3,0	3,7	0,4
Cote de pied de digue amont	m NGF	3,7	2,7	3,1	0,3
Hauteur de digue côté aval	m	2,0	0,6	1,4	0,5
Hauteur de digue côté amont	m	2,3	1,3	1,9	0,3
Fruit aval	L/V	6,0	1,6	3,1	1,5
Fruit amont	L/V	2,2	0,9	1,4	0,4
Largeur du ségonnal	m	1	0	0	0

Les données à 20m en aval ne sont pas connues, à 20m en amont ce trouve la rive opposée.

La bathymétrie du canal du Vigueirat est au minimum de 0,5mNGF ; en tant que canal il est stable au niveau morphologique.

Tableau 16 : Données hydrauliques, tronçon Vigueirat Nord Actuel

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	2,0	2,0	2,6	3,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
8500	2,0	2,0	2,6	3,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
9500	2,0	2,0	2,6	3,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
10500	2,0	2,0	2,6	3,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
11500	2,0	2,0	2,6	3,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
12500	4,6	4,6	0,0	0,5	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1
14160	4,8	4,7	-0,1	0,3	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Vigueirat Nord Actuel vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une digue du XIXème siècle. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau au compactage satisfaisant mais une étanchéité incertaine. Les fonctions de résistance et de filtration sont similaires à celles du scénario 1.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle sans arbres en pied de talus. Les fonctions de résistance et de filtration sont similaires à celles des scénarii précédents.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle sans observation d'infiltrations et de terriers de blaireaux ou lapins par le passé. Les fonctions de résistance et de filtration sont similaires à celles des scénarii précédents.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon et il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée, dont le toit est à 10m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue n'a pas été investiguée. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre damée.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est nulle et la pente hydraulique est de 0 à 8 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements anciens.

Tableau 17 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Vigueirat Nord Actuel

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
8500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
9500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
10500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
11500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
12500	1E-05	0	7E-04	1E-03	1E-07	1E-06	1E-03	4E-04	7E-07	1E-06	1E-05			4E-02
14160	3E-05	0	8E-04	3E-03	1E-07	1E-06	2E-03	2E-02	7E-07	1E-06	1E-05			9E-02

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	9E-08	1E-08	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
8500	0	0	0	0	9E-08	1E-08	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
9500	0	0	0	0	9E-08	1E-08	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
10500	0	0	0	0	9E-08	1E-08	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
11500	0	0	0	0	9E-08	1E-08	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
12500	5E-02	2E-03	3E-03	5E-03	1E-07	9E-05	2E-02	7E-02	7E-07	1E-06	1E-05			1E-01
14160	6E-02	5E-03	4E-03	6E-03	2E-07	1E-04	2E-02	2E-01	7E-07	1E-06	1E-05			2E-01

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	9E-08	1E-07	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
8500	0	0	0	0	9E-08	1E-07	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
9500	0	0	0	0	9E-08	1E-07	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
10500	0	0	0	0	9E-08	1E-07	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
11500	0	0	0	0	9E-08	1E-07	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			1E-05
12500	9E-02	2E-02	1E-02	9E-03	1E-07	6E-04	5E-02	6E-01	7E-07	1E-06	1E-05			6E-01
14160	1E-01	5E-02	1E-02	9E-03	3E-07	7E-04	6E-02	8E-01	7E-07	1E-06	1E-05			8E-01

Probabilité annuelle maximale de brèche: **5E-03**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Vigueirat Nord est un évènement probable.

Jusqu'à une crue de 11500m3/s, la création de brèche est quasiment impossible. A partir de 12500m3/s cela devient probable.

Le risque principal est la surverse, en particulier au niveau du PK 7.25 ; sur le reste du tronçon c'est l'érosion de conduit et la suffusion qui comportent le plus de risque.

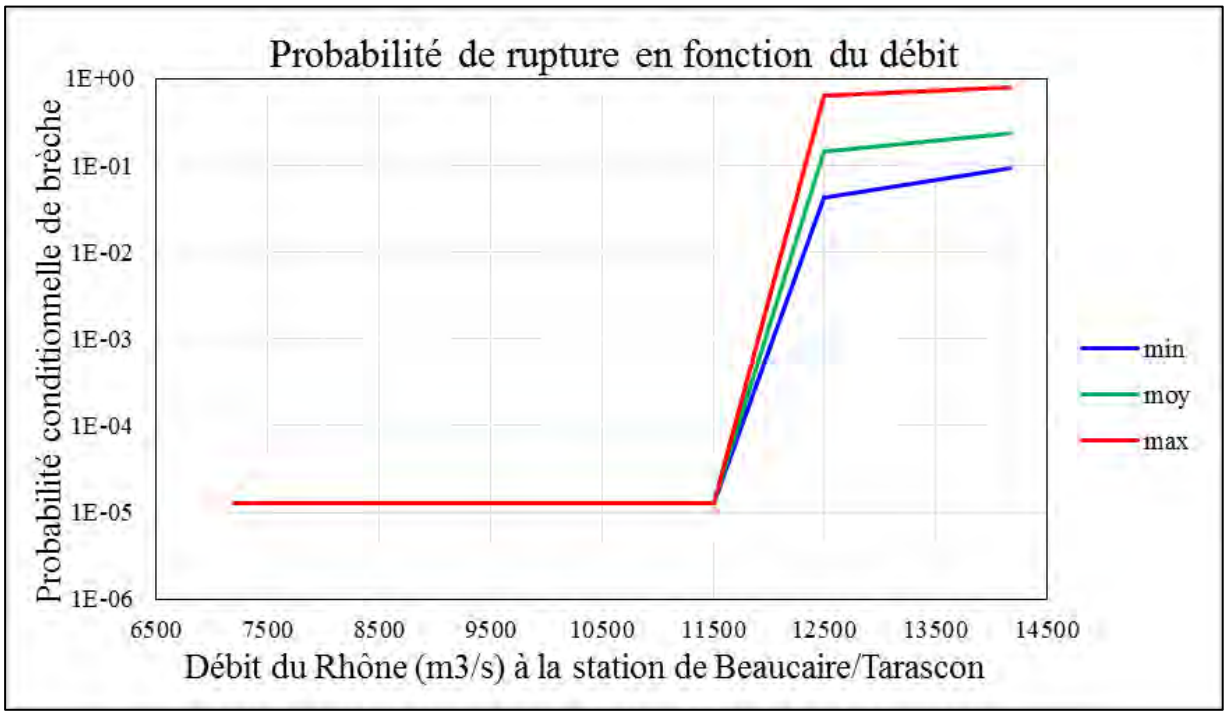


Figure 116 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Vigueirat Nord Actuel

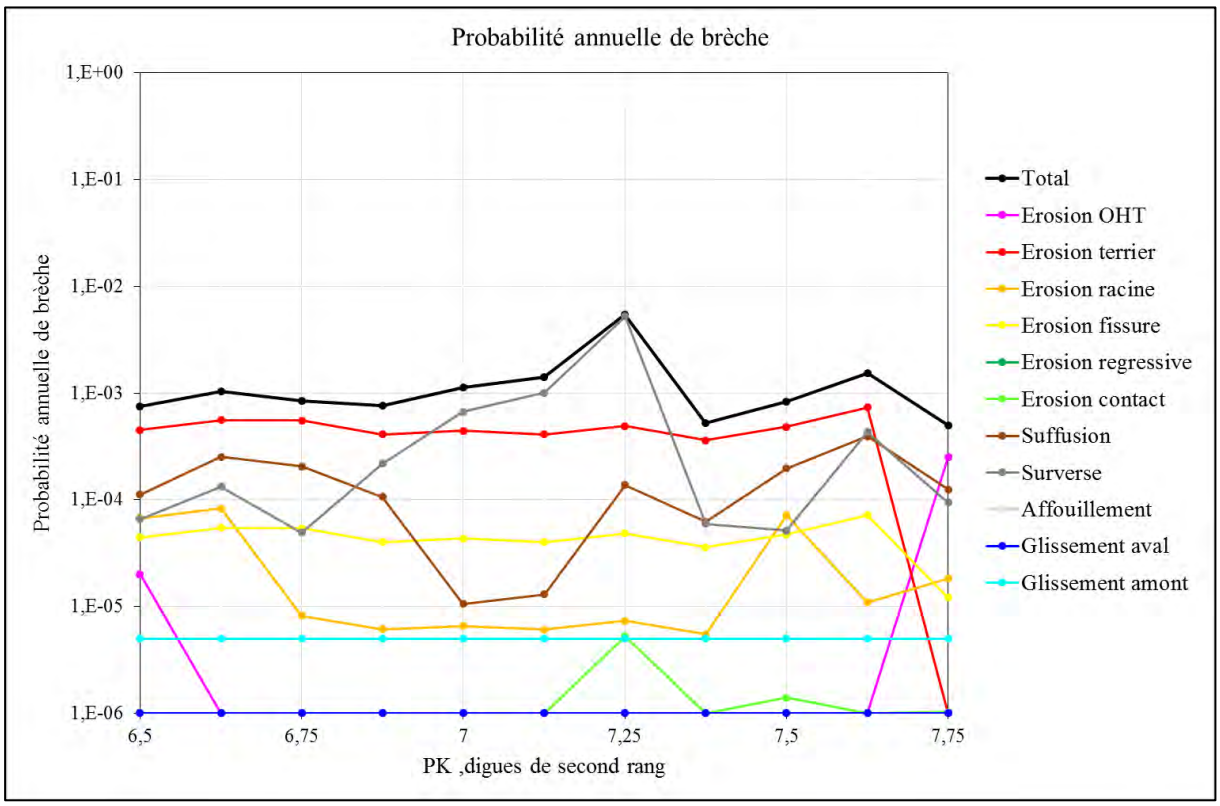


Figure 117 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Vigueirat Nord Actuel

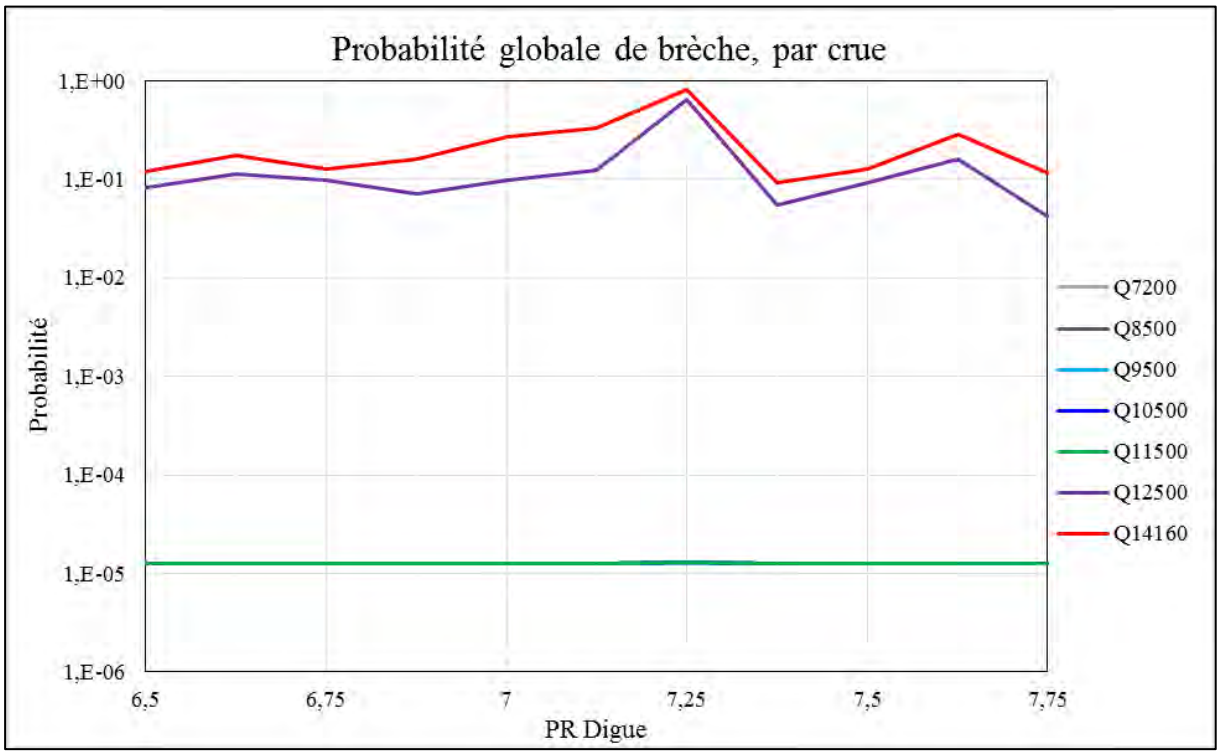


Figure 118 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Vigueirat Nord Actuel

4.5.2 Rive Sud

Le tronçon Vigueirat Fourchon Sud mesure 1.3km, il comprend les PR0.125 compris entre VIG6.5 et 7.75 ; il est carrossable.

Tableau 18 : Synthèse de géométrie, tronçon Vigueirat Sud Actuel

Données		Max	Min	Moy	E T
Cote de crête	m NGF	5,4	4,8	5,1	0,2
Cote de pied de digue aval	m NGF	3,3	1,4	2,5	0,7
Cote de pied de digue amont	m NGF	4,4	2,6	3,4	0,6
Hauteur de digue côté aval	m	3,8	2,0	2,7	0,7
Hauteur de digue côté amont	m	2,5	0,6	1,8	0,6
Fruit aval	L/V	2,9	1,2	1,6	0,5
Fruit amont	L/V	2,2	0,7	1,2	0,4
Largeur du ségonnal	m	0	0	0	0

Les données à 20m en aval ne sont pas connues, à 20m en amont ce trouve la rive opposée.

La bathymétrie du canal du Vigueirat est au minimum de 0,5mNGF ; en tant que canal il est stable au niveau morphologique.

Tableau 19 : Données hydrauliques, tronçon Vigueirat Sud Actuel

Débit	Cote ligne d'eau		Revanche		Gradient		Gradient		Revanche
	m NGF		m		digue		fondation		/Haval
m^3/s	Amont	Aval	Min	Moy	Max	Moy	Max	Moy	Moy
7200	3,0	3,0	1,8	2,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
8500	3,0	3,0	1,8	2,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
9500	3,0	3,0	1,8	2,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
10500	3,0	3,0	1,8	2,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
11500	3,0	3,0	1,8	2,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4
12500	4,6	4,6	0,2	0,5	0,3	0,2	0,1	0,1	0,1
14160	4,8	4,7	0,0	0,4	0,3	0,2	0,1	0,1	0,1

Il n'y a pas de batardeau sur ce tronçon.

Caractéristiques du tronçon Vigueirat Sud Actuel vis-à-vis de l'analyse fonctionnelle

Scénario de brèche 1 : Erosion de conduit - terrier de fouisseur
La fonction étanchéité est liée à la localisation de terrier, elle-même liée à la typologie de digue. Sur ce tronçon il y a une digue du XIXème siècle. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. La résistance est réalisée par des matériaux A1 principalement. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 2 : Erosion de conduit - Vide autour d'un ouvrage traversant
Il y a plusieurs ouvrages hydrauliques sur ce tronçon, celui qui présente la transition la plus à risque comprend un réseau au compactage satisfaisant mais une étanchéité incertaine. Les fonctions de résistance et de filtration sont similaires à celles du scénario 1.

Scénario de brèche 3 : Erosion de conduit – racine
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle avec présence locale d'arbres en pied de talus aval. Les fonctions de résistance et de filtration sont similaires à celles des scénarii précédents.

Scénario de brèche 4 : Erosion de conduit – fissure
Sur ce tronçon, l'ouvrage est une digue du XIXème siècle sans observation d'infiltrations et de terriers de blaireaux ou lapins par le passé. Les fonctions de résistance et de filtration sont similaires à celles des scénarii précédents.

Scénario de brèche 5 : Erosion régressive
L'érosion régressive dépend de la présence d'une couche de sable en fondation ; les données géotechniques sont inexistantes sur ce tronçon et il n'y a pas de signe de défaillance. La couche de sable considérée, dont le toit est à 10m de profondeur, mesure 5m d'épaisseur. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 6 : Erosion de contact
La présence de brèche conditionne celle de grave dans le corps de digue, sur ce tronçon il n'y a pas de brèches connues. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 7 : Suffusion interne
L'historique du rehaussement des digues peut avoir laissé des couches de graves suffusives dans le corps de digue. Sur ce tronçon, la digue n'a pas été investiguée. Concernant la stabilité, la digue est ancienne et la qualité du perré est incertaine ; il n'y a pas eu de recharge aval, le bouchon considéré est alors de 1m. Il n'y a pas de système de filtration connu.

Scénario de brèche 8 : Erosion après surverse
En cas de surverse, la nature du parement aval détermine son érodabilité. Sur ce tronçon il est principalement en terre damée.

Scénario de brèche 9 : Affouillement
La largeur minimum du ségonnal est nulle et la pente hydraulique est de 0 à 8 cm/km ; la berge est protégée par des enrochements anciens.

Tableau 20 : Résultats des calculs de probabilité, tronçon Vigueirat Sud Actuel

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **minimum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
8500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
9500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
10500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
11500	0	0	0	0	8E-08	0	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-05**
12500	7E-02	0	1E-03	7E-03	1E-07	1E-09	1E-07	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**9E-02**
14160	8E-02	0	1E-03	7E-03	1E-07	1E-09	3E-07	2E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**1E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **moyenne** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	1E-02	1E-02	2E-03	1E-03	8E-08	3E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-02**
8500	1E-02	1E-02	2E-03	1E-03	8E-08	3E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-02**
9500	1E-02	1E-02	2E-03	1E-03	8E-08	3E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-02**
10500	1E-02	1E-02	2E-03	1E-03	8E-08	3E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-02**
11500	1E-02	1E-02	2E-03	1E-03	8E-08	3E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-02**
12500	9E-02	8E-02	9E-03	1E-02	1E-07	6E-05	3E-02	7E-02	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-01**
14160	9E-02	9E-02	9E-03	1E-02	2E-07	1E-04	4E-02	2E-01	7E-07	1E-06	1E-05			**3E-01**

Crue	Probabilité conditionnelle de brèche **maximum** par crue et par scénario													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	**Glob**
7200	6E-02	2E-01	9E-03	6E-03	9E-08	9E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-01**
8500	6E-02	2E-01	9E-03	6E-03	9E-08	9E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-01**
9500	6E-02	2E-01	9E-03	6E-03	9E-08	9E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-01**
10500	6E-02	2E-01	9E-03	6E-03	9E-08	9E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-01**
11500	6E-02	2E-01	9E-03	6E-03	9E-08	9E-10	0	1E-06	7E-07	1E-06	1E-05			**2E-01**
12500	1E-01	3E-01	2E-02	1E-02	1E-07	3E-04	7E-02	3E-01	7E-07	1E-06	1E-05			**5E-01**
14160	1E-01	3E-01	2E-02	1E-02	4E-07	4E-04	7E-02	6E-01	7E-07	1E-06	1E-05			**7E-01**

Probabilité annuelle maximale de brèche: **1E-01**

Conclusion :

L'apparition d'une brèche une année donnée sur le tronçon Vigueirat Sud est un évènement courant.

Jusqu'à une crue de 11500m3/s, la création de brèche est neutre. A partir de 12500m3/s cela devient probable.

Les principaux risques sont l'érosion le long d'un ouvrage traversant et l'érosion de surverse.

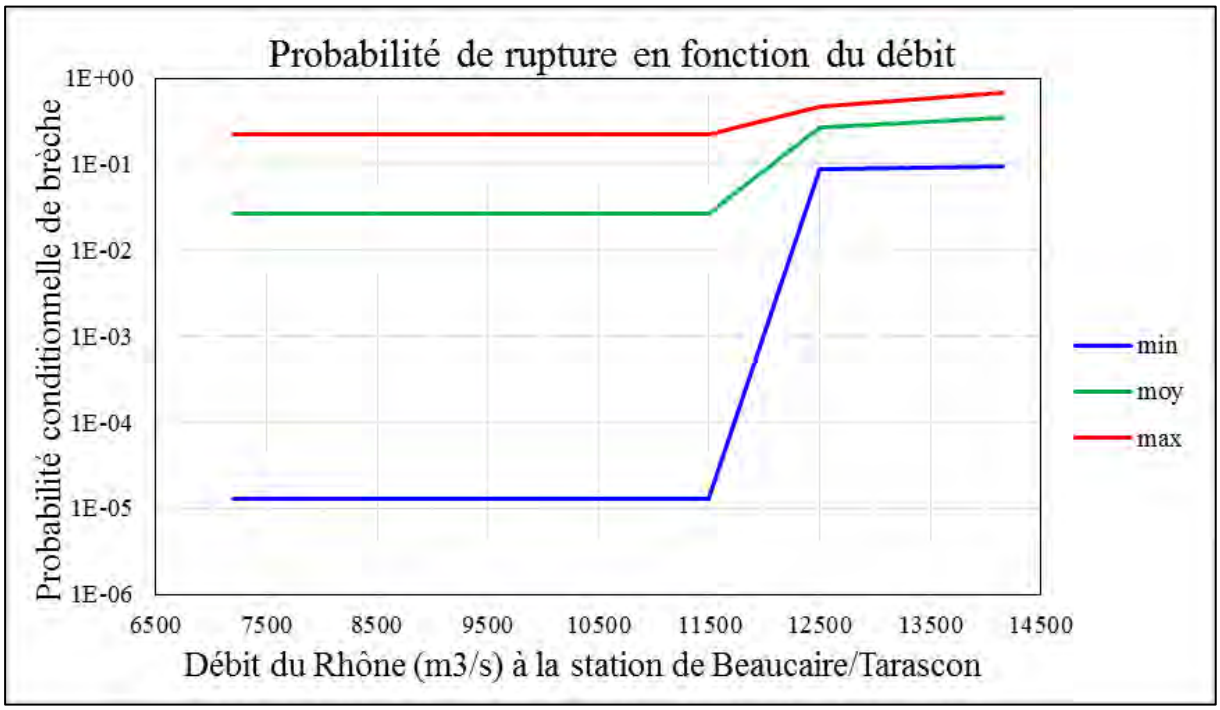


Figure 119 : Probabilité de brèche en fonction du débit pour le tronçon Vigueirat Sud Actuel

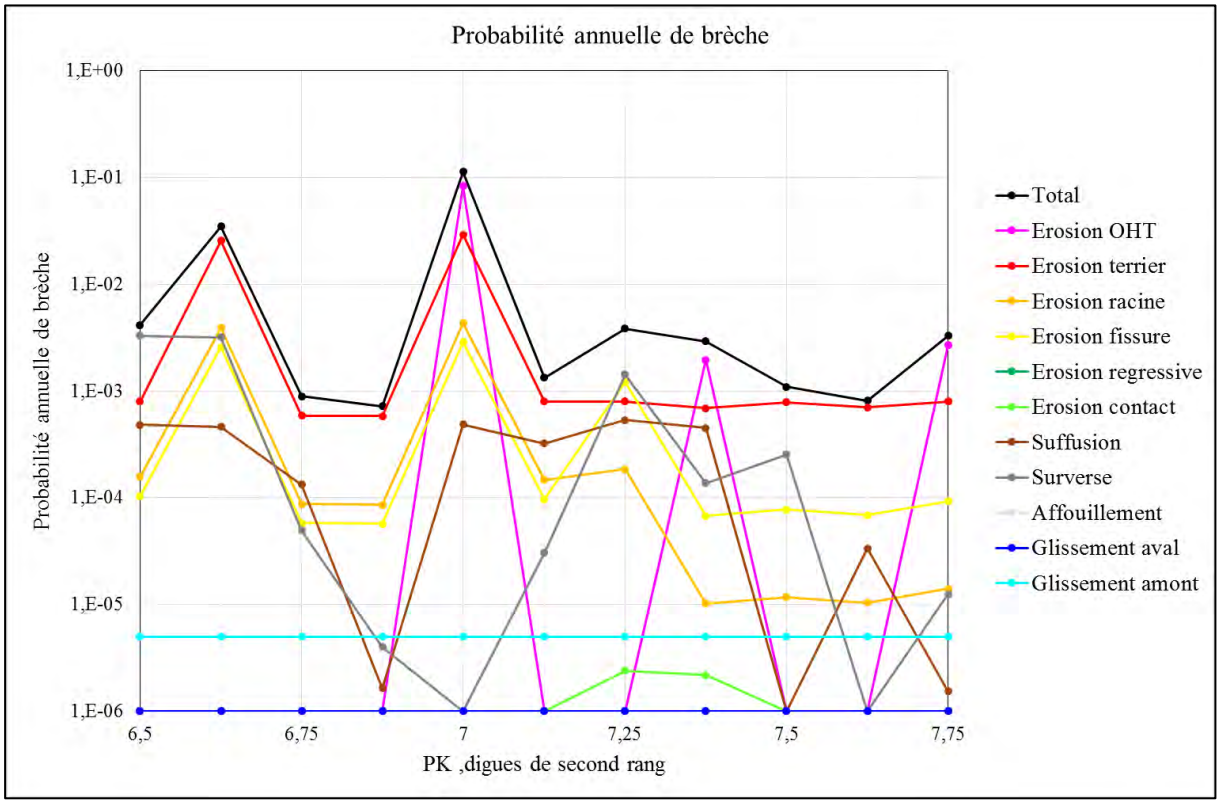


Figure 120 : Probabilité annuelle de brèche le long du tronçon Vigueirat Sud Actuel

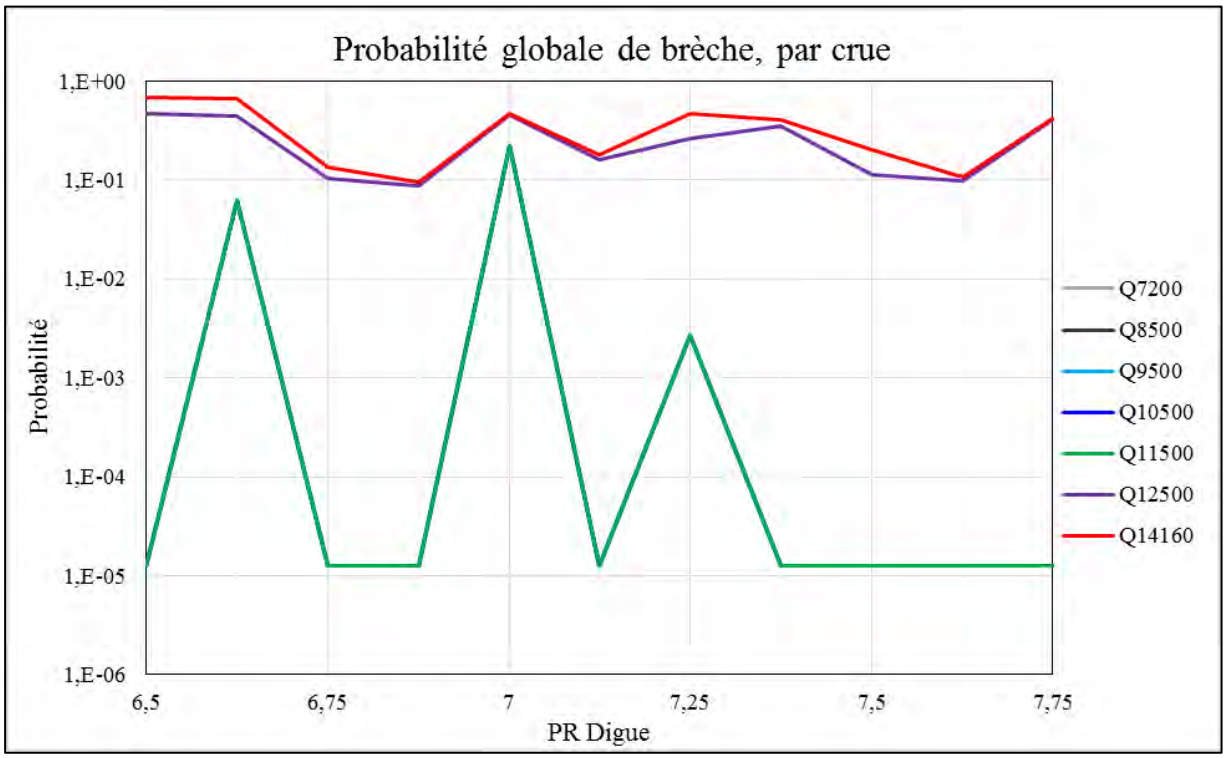


Figure 121 : Probabilité de brèche par crue, le long du tronçon Vigueirat Sud Actuel

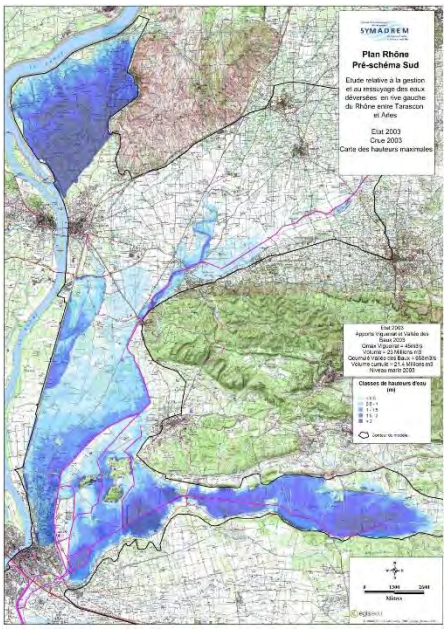
Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement
SYMADREM
des Digues du Delta du Rhône et de la Mer

SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT
RIVE GAUCHE DU RHONE
ET DES TRAVAUX DE CREATION D'UNE DIGUE ENTRE TARASCON ET ARLES ET MESURES ASSOCIEES

RUBRIQUE N°8C : CINETIQUE D'INONDATIONS



SOMMAIRE

1 Introduction 4
2 Modélisation hydraulique de la propagation des crues 5
3 Fonctionnement actuel 10
3.1 Description du système d'endiguement actuel 10
3.2 EI01 – 11500 – historique - scénario 2003 (crue de calage) 14
3.3 EI02 – 11500 - Etat initial – scénario 2003 avec digue Nord et siphon de transfert 19
3.4 EI03 – 10500 – Etat initial – scenario 4 - EDD SNCF 23
3.5 EI04 – 10500 – Etat initial – scenario 8 - EDD SNCF 28
3.6 EI05 – 11500 – Etat initial – scenario 0 - EDD SNCF 36
3.7 EI06 – 11500 – Etat initial – scenario 2 - EDD SNCF 40
3.8 EI07 – 11500 – Etat initial – scenario 9 - EDD SNCF 46
3.9 EI08 – 12500 – Etat initial – scenario 7 - EDD SNCF 57
3.10 EI09 – 12500 – Etat initial – scenario 10 - EDD SNCF 68
3.11 EI 10 – 9500 à 14 160 – Brèche Mas de l'Atilon 79
3.12 EI 11 – 9500 à 14 160 – Brèche Mas de Parade 92
3.13 EI 12 – 9500 à 14160 – Surverse Digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône 105
3.14 EI 13 – 11500 et 12500 – Brèche Digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône 109
3.15 EI 14 – 9500 à 14160 - Fonctionnement de la plaine de Boulbon 111
4 Fonctionnement après sécurisation de l'ensemble des digues du système d'endiguement 116
4.1 Description du système d'endiguement sécurisé (état final) 116
4.2 EF01 – 11500 – Etat Final - crue type décembre 2003 sans brèche dans le système, sans crue du Vigueirat et sans impluvium local 118
4.3 EF02 – 11500 – Etat Final - crue type décembre 2003 sans brèche dans le système, avec crue du Vigueirat et avec impluvium local 119
4.4 EF03 – 12500 – Etat final - crue type mai 1856 sans brèche dans le système et sans crue du Vigueirat et sans impluvium local 123
4.5 EF04 – 12500 – Etat final pour une crue type mai 1856 avec crue du Vigueirat de 2003 (brèche) et impluvium local de 2003 131
4.6 EF05 – 12500 – Etat final pour une crue type mai 1856 avec crue du Vigueirat de 2003 (brèche) et impluvium local de 2003 et Durance exceptionnelle sans brèche 138
4.7 EF06 – 12500 – Etat final - crue type mai 1856 sans brèche dans le système au droit de Port-Saint-Louis-du-Rhône 140
4.8 EF07 – 14160 – Etat final pour la crue exceptionnelle du Rhône (crue de sûreté) sans autre apport 141
4.9 EF08 – 14160 – Etat final - crue exceptionnelle sans brèche dans le système au droit de Port-Saint-Louis-du-Rhône 151

4.10 EF09 – Danger I - Etat final pour la crue de danger du système (scénario extrême I) 153

4.11 EF10 – Danger II - Etat final pour les crues supérieures à la crue de danger système (scénario extrême II) 159

4.12 EF11 - Vig – Etat final - Fonctionnement du Vigueirat hors système d'endiguement – crue 12500 avec apport 2003 sans 165

4.12.1 Scénario EF11a : Brèches dans le Vigueirat au Nord d'Arles 165

4.12.2 Scénario EF11b : Brèche Vigueirat Rive Gauche Aval de la RD453 168

4.12.3 Scénario EF11c : Brèche Vigueirat Rive Gauche Amont de la RD453 169

4.12.4 Scénario EF11d : Brèche Vigueirat Rive Gauche Amont de la RD453 (Mollard) 170

4.12.5 Scénario EF11e : Brèche Vigueirat Rive Gauche Aval de la RN113 171

4.12.6 Scénario EF11f : Brèche Vigueirat Rive Droite Aval de la RN113 172

4.12.7 Scénario EF11g : Brèche Vigueirat Rive Droite Aval 2 de la RN113 173

4.13 EF12 – Bou – Etat final - Fonctionnement de la plaine de Boulbon au nord du système d'endiguement – crues 9500 à 14160 174

4.14 EF13 – dégrade I – Etat final en situation dégradée – brèche dans la digue de la Montagnette pour une crue 12500 185

4.15 EF14a – dégrade II – Etat final en situation dégradée – brèche dans le rideau de Palplanches pour une crue 11500 194

4.16 EF14b – dégrade III – Etat final en situation dégradée – brèche dans le rideau de Palplanches pour la crue exceptionnelle 199

4.17 EF15 – dégrade IV – Etat final en situation dégradée – brèche dans la digue Tarascon-Arles pour la crue exceptionnelle 204

4.18 EF16 – dégrade V – Etat final en situation dégradée – brèche dans le remblai ferroviaire transparent hydrauliquement pour la crue exceptionnelle 211

4.19 EF17 – dégrade VI – Etat final en situation dégradée – brèche dans les quais d'Arles 219

4.20 EF18a – Infra I – Etat final avec contournement autoroutier au sud d'Arles 223

4.21 EF18b – Infra II – Etat final avec prolongement RD35 au sud d'Arles 227

5 Fonctionnement après travaux entre Tarascon et Arles et sur le Vigueirat en centre ville d'Arles 230

5.1 Description du système d'endiguement partiellement sécurisé (état intermédiaire)230

5.2 Fonctionnement du système 231

5.3 ET 01 – 12 500 – Déversement entre Tarascon et Arles et Brèche en amont de Mas Thibert 232

6 Conclusion de l'analyse de risques 237

1 INTRODUCTION

Le rapport 8c est découpé en 5 grandes parties :

- Une description des modèles hydrauliques mis en œuvre pour la modélisation des scénarios d'inondation,
- Les différents scénarios d'inondation envisageables à la date de dépôt de la demande d'autorisation (risque de brèches important),
- Les différents scénarios d'inondation décrivant les différents fonctionnements possibles après réalisation du programme de sécurisation en intégralité ainsi que des modélisations de situations dégradées extrêmement peu probables,
- Les différents scénarios d'inondation décrivant les différents fonctionnements possibles après réalisation des travaux entre Tarascon et Arles objet de la demande d'autorisation,
- Les conclusions sur la gravité et criticité des différents scénarios d'inondation.

2 MODELISATION HYDRAULIQUE DE LA PROPAGATION DES CRUES

Les modèles utilisés, sont les modèles développés dans le cadre du programme de sécurisation. Ce sont des modèles bidimensionnels (2D) dédiés aux opérations. Ce choix a été justifié par la mise à disposition de données topographiques et bathymétriques de précisions, et également par la nécessité de disposer d'un aléa de précision dans le cadre des études de dangers (modélisation des ondes de rupture et de la propagation des crues déversantes). Les figures ci-après illustrent respectivement les modèles numériques de terrain et modèles bathymétriques utilisés pour la mise en œuvre des modèles.

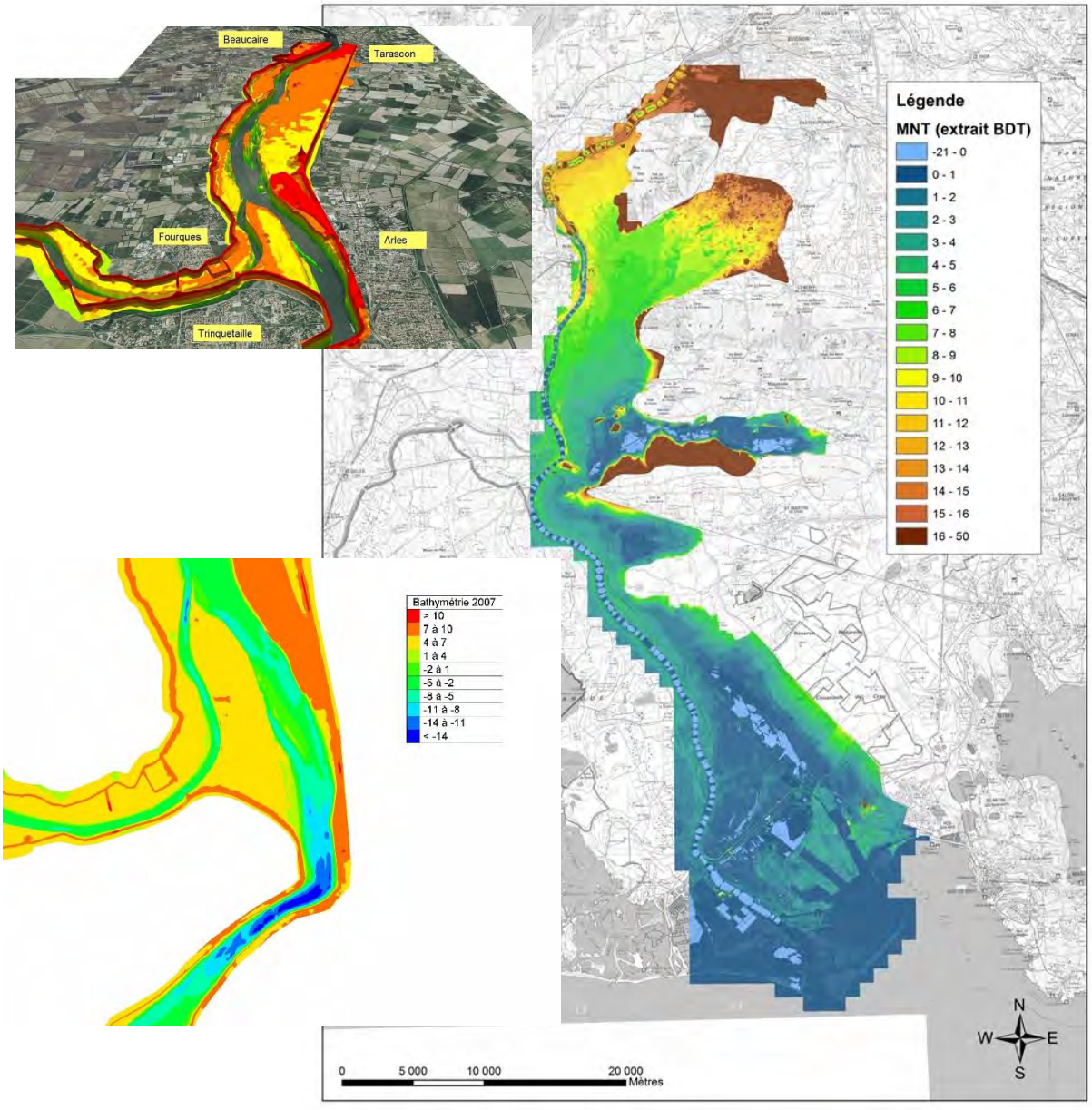


Figure 1. Modèles numériques de terrain et bathymétriques utilisés pour la construction des modèles hydrauliques (sources CNR et IGN)

Devant l'impossibilité de réaliser un modèle 2D de précision à l'échelle du grand delta, le choix de réaliser plusieurs modèles hydrauliques a été retenu. L'étendue des différents modèles hydrauliques a été définie en tenant compte du phasage opérationnelle du programme de sécurisation. Les périmètres de chaque modèle ont été déterminés sur la base des principes suivants :

- La relative indépendance hydraulique des 3 bras du Rhône => les études, réalisées par la DREAL Rhône Alpes pour la définition du schéma de gestion des inondations du Rhône aval, ont montré que les aménagements dans le Petit Rhône ont des impacts importants dans le Petit Rhône, mais qu'au-delà du défluent, ces impacts sont centimétriques. Il en est de même pour le Grand Rhône.
- Le fonctionnement dénoyé/noyé des déversements ou ondes de rupture du lit endigué vers le lit protégé. En effet, la configuration en toit du lit majeur du Rhône a pour conséquence que les déversements sur les digues ou dans les brèches se font en écoulement dénoyé. Le fonctionnement en dénoyé n'est plus valable pour les brèches ou pour certains débordements au fur et à mesure que l'on s'approche des embouchures (cas de Port Saint Louis ou de la rive droite du Petit Rhône en aval du bac du sauvage).

Sur la base des hypothèses susvisées, 5 modèles ont ainsi été définis. Leur étendue figure ci-après.

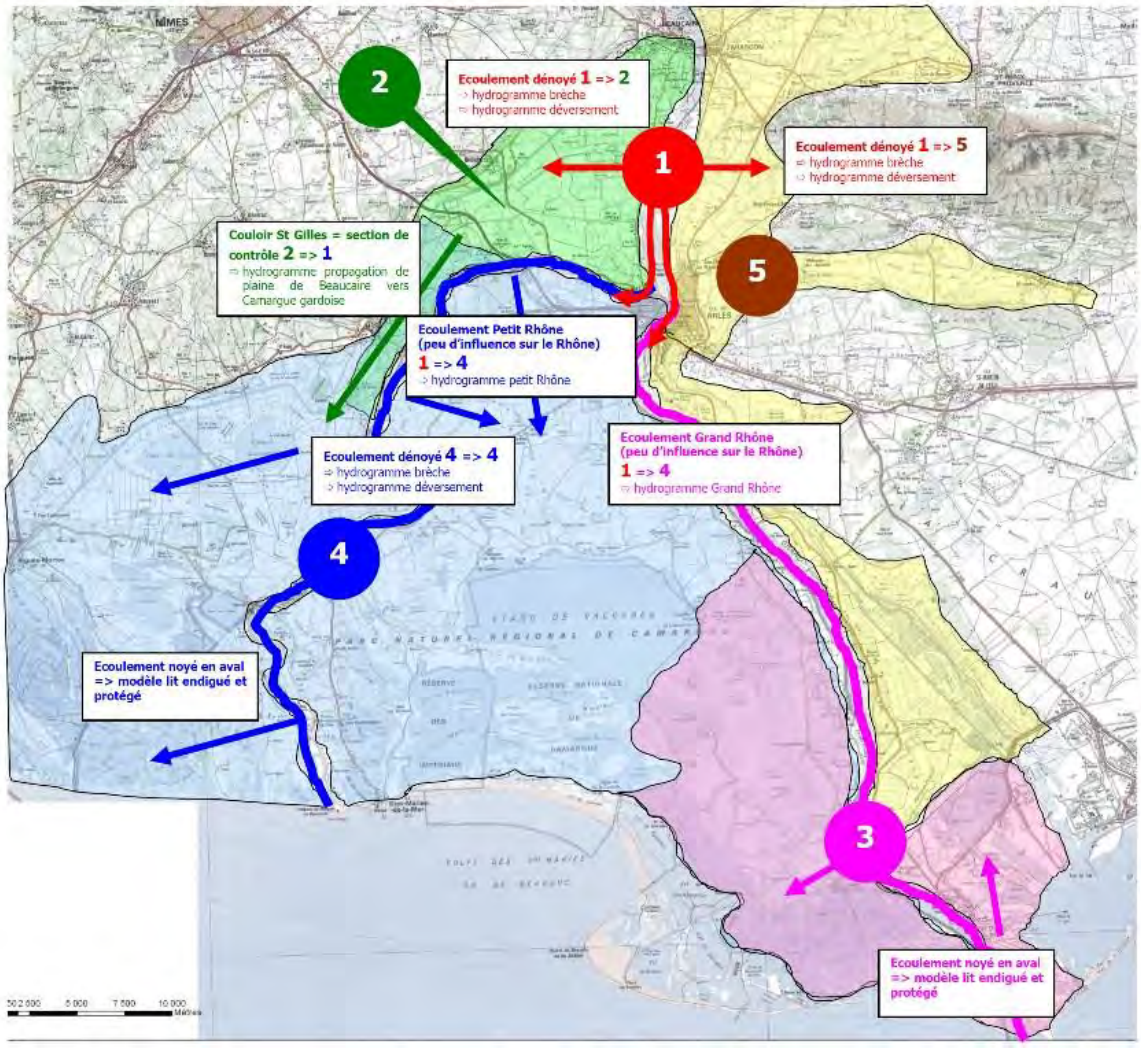


Figure 2. Découpage des modèles

Pour la présente étude de propagation, deux modèles ont été utilisés :

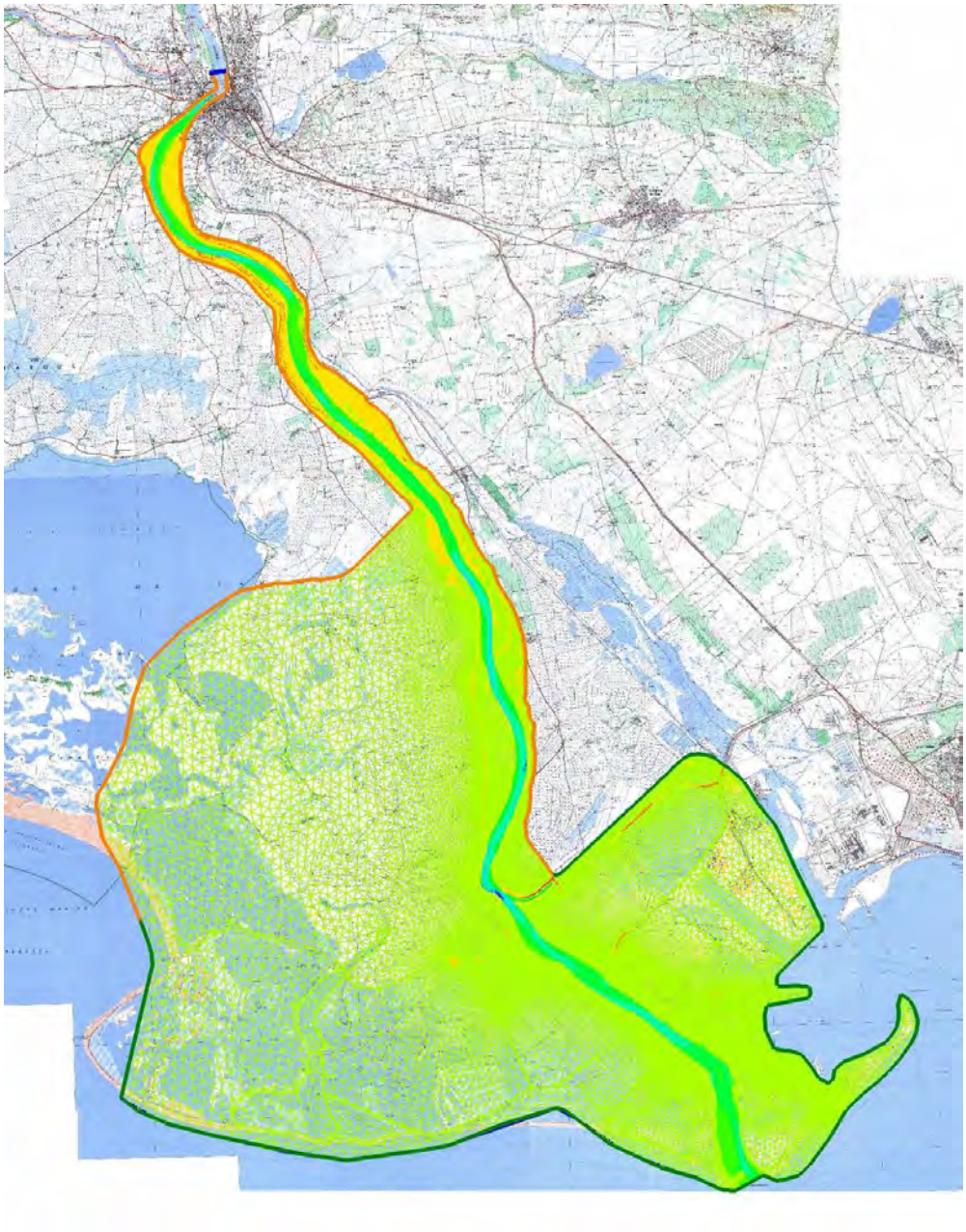
- Le couplage du modèle n°1 et n°3,
- Le modèle n°5.

Le modèle n°1 s'étend depuis l'aval du barrage de Vallabrègues jusqu'à la mer sur le Petit Rhône et à 4 km de l'embouchure sur le Grand Rhône. C'est un modèle 2D (code TELEMAC développé par EDF), qui a été développé par la $CNR_{ingénierie}$ [K100]. Il comporte 270 000 mailles de calculs. L'étendue du modèle figure ci-dessous. Ce modèle est le principal modèle développé dans le Plan Rhône, il permet de fournir l'ensemble des données nécessaires aux autres modèles. Pour définir l'impact global du programme de sécurisation, il a été, dans le cadre de prestations supplémentaires confiées à la $CNR_{ingénierie}$ [K103], couplé au modèle n°3.



Figure 3. Etendue du modèle n°1

Le modèle n°3 est un modèle 2D (code Telemac développé par EDF). Il a été développé par $CNR_{ingénierie}$. Il comporte 148 000 mailles et couvre le lit endigué du Grand Rhône depuis le défluent jusqu'à la Mer et le lit protégé du Grand Rhône proche de l'embouchure. La figure ci-dessous illustre l'étendue du modèle n°3. Il a été couplé au modèle n°1 pour l'estimation de l'impact global du programme de sécurisation.



Etendue du modèle n°3

Le modèle n°5 est un modèle 1D/2D (code INFOWORKS développé par HR WALLINGFORD) développé par $EGIS_{eau}$ dans le cadre des opérations précitées. Il comporte 150 000 mailles. Son étendue figure ci-dessous.



Figure 4. Etendue du modèle n°5

3 FONCTIONNEMENT ACTUEL

3.1 DESCRIPTION DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT ACTUEL

Le système d'endiguement à la date de dépôt du dossier de demande d'autorisation du système d'endiguement et des travaux de création d'une digue entre Tarascon et Arles et des mesures associées est constitué des ouvrages ci-dessous dont l'état de sécurisation est succinctement décrit :

Tableau 1. Système d'endiguement « Rive Gauche » actuel - tronçons de digue de 1er rang

N°	Libellé ouvrage	Etat de l'ouvrage	PR Digue		Exploitant
			début	Fin	
1	Digue de la Montagnette Nord	Partiellement sécurisé Tvx autorisés en cours (2014–2018)	262,93	265,94	SYMADREM
2	Digue de Montagnette Ouest		265,94	266,93	
3	Quais de Tarascon Nord		266,93	267,07	
4	Château Royal de Provence		267,10	267,19	
5	Quais de Tarascon Sud		267,20	267,70	
6	Site-Industrialo-Fluvial de Tarascon	Remblai A rehausser	267,71	269,89	CNR
7	Rideau de palplanches Fibre Excellence	Conforté en 2007 jusqu'à Q_{11500}	269,84	270,29	SYMA DREM Usine
8	Remblai ferroviaire Nord	Non sécurisé	270,29	270,69	SNCF
9	Remblai ferroviaire Médian		270,69	275,88	
10	Remblai ferroviaire Sud		275,88	278,89	
11	Digue du Mas Molin	Sécurisé jusqu'à Q_{14000}	278,84	279,23	SYMADREM
12	Digue Est du Port d'Arles		279,23	280,84	
13	Chemin des ségonnaux		280,84	281,80	
14	Quais d'Arles		281,82	283,06	
15	Remblai de l'IRPA		283,09	283,59	
16	Ecluse d'Arles	Tvx en cours	283,59	283,73	VNF
17	Digue de Barriol	Sécurisé jusqu'à Q_{14000}	283,73	286,49	SYMA DREM
18	Digue de Prends-té-Garde à Grand Mollégès		286,49	293,08	
19	RD 35	Digue massive à sécuriser	293,06	294,62	CD 13
20	Digue Mas Thibert Amont	Non sécurisé	294,61	301,25	SYMA DREM
21	Digue de Mas Thibert à Boisviel		301,25	306,25	
22	Digue de Boisviel à Tour de Parade		306,25	309,13	
23	Digue de Tour de Parade à Barcarin		309,13	316,04	
24	Ecluse de Barcarin et digues de fermeture	EDD CNR	316,04	316,70	CNR
25	Digue de Bois François Nord	Confortement à l'identique (1998-2006) non sécurisé jusqu'à Q_{14000}	316,70	319,53	SYMA DREM
26	Digue de Bois François Sud		319,53	321,21	
27	Digue de Port-Saint-Louis		321,21	322,29	

Tableau 2. Système d'endiguement « Rive Gauche » actuel - tronçons de digue de 2ème rang

N°	Libellé ouvrage	Etat de l'ouvrage	PR Digue		Exploitant
			début	Fin	
28	Barreau Nord	Sécurisé après Tvx	0	1.17	SYMADREM
29	Rocade Nord RD 570n		1.17	1.88	
30	Vigueirat rive droite Digue Nord à RD 453	Partiellement sécurisé	1.81	6.40	ADMA
31	Vigueirat rive droite - RD 453 à RN 113	Sécurisé	6.44	7.83	
32	Vigueirat rive gauche - RD 453 à RN 113		6.42	7.83	

L'analyse de risques menée en rubriques n°8a et 8b sur les ouvrages de protection confirme les conclusions de l'étude de dangers réalisée par SNCF Réseau en 2012 sur l'état du remblai ferroviaire. En l'état actuel, sur le tronçon Tarascon-Arles centre-ville, l'essentiel du risque se situe sur le remblai ferroviaire.

L'analyse de risques menée en rubriques n°8a et 8b sur les ouvrages de protection montre qu'en l'état actuel, la probabilité de brèche en crue est significative sur les tronçons suivants :

- Remblai ferroviaire Tarascon-Arles sur l'ensemble des scénarios de brèche
- Digue du Grand Rhône Rive Gauche entre Petit Galignan et l'écluse de Barcarin avec risque plus élevé sur le tronçon de digue située en aval de Tour de Parade
- Digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône sur le scénario de brèche par surverse

On notera que sur le remblai ferroviaire avec une méthodologie différente, le SYMADREM est arrivé aux mêmes conclusions que la SNCF sur l'exposition au risque de brèches du remblai ferroviaire. Nous avons donc conservé les scénarios d'inondations de la SNCF (Cf. tableaux ci-après.

Tableau 3. Scénarios de brèches EDD SNCF – remblai ferroviaire – état actuel

N° Scénario	**Scénario envisagé**	**Scénario Crue**	**Probabilité annuelle de brèche**
4	Dysfonctionnement (sans brèche) des martelieres	10 500	>0.1
0	Scénario déc. 2003 dans l'état actuel	11 500	
2	Surverse et brèche dans les trois merlons des trémies	11 500	0.02 – 0.1
3	*Surverse et brèche dans les merlons des trémies avec brèche dans le remblai ferroviaire par surverse*	*14 160*	*0.004-0.02*
5	*Dysfonctionnement (avec brèche) des martelières de Lône du Castellet et Canal des Alpines*	*12 500*	*0.004-0.02*
6	*Brèche dans le ballast par surverse sans rupture du remblai*	*11 500*	*0.004-0.02*
7	Surverse et brèche dans le remblai ferroviaire	12 500	0.004-0.02
8	Brèche dans le remblai ferroviaire par érosion interne au droit d'un gazoduc/ pipeline	10 500	0.004-0.02
9	Brèche dans le remblai ferroviaire par érosion interne	11 500	0.004-0.02

10	Brèche dans le remblai ferroviaire au Km 773.350 par érosion interne	12 500	0.004-0.02

Tableau 4. Caractéristiques des brèches EDD SNCF

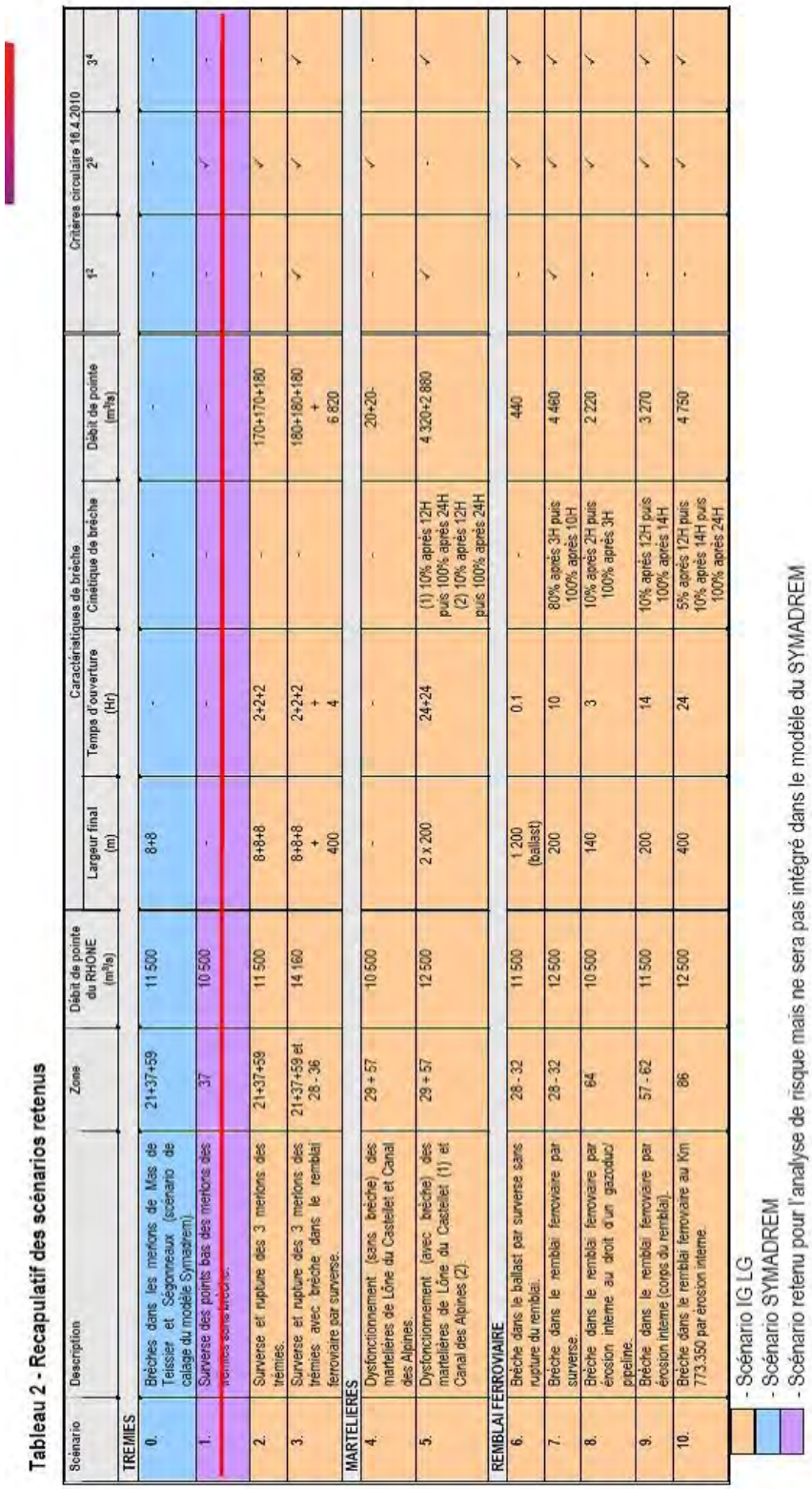


Tableau 2 - Recapulatif des scénarios retenus

Scénario	Description	Zone	Débit de pointe du RHONE (m^3/s)	Caractéristiques de brèche				Critères circulaire 16.4.2010		
				Largeur final (m)	Temps d'ouverture (Hr)	Cinétique de la brèche	Débit de pointe (m^3/s)	1[2]	2[3]	3[4]
TREMIES										
0.	Brèches dans les merlons de Mas de Teissier et Ségonneaux (scénario de calage du modèle Symadrem)	21+37+59	11 500	8+8	-	-	-	-	-	-
1.	Surverse des points bas des merlons des	37	10 500	-	-	-	-	-	✓	-
	[illegible]									
2.	Surverse et rupture des 3 merlons des trémies.	21+37+59	11 500	8+8+8	2+2+2	-	170+170+180	-	✓	-
3.	Surverse et rupture des 3 merlons des trémies avec brèche dans le remblai ferroviaire par surverse.	21+37+59 et 28 - 36	14 160	8+8+8 + 400	2+2+2 + 4	-	180+180+180 + 6 820	✓	✓	✓
MARTELIERES										
4.	Dysfonctionnement (sans brèche) des martelières de Lône du Castellet et Canal des Alpines.	29 + 57	10 500	-	-	-	20+20-	-	✓	-
5.	Dysfonctionnement (avec brèche) des martelières de Lône du Castellet (1) et Canal des Alpines (2).	29 + 57	12 500	2 x 200	24+24	(1) 10% après 12H puis 100% après 24H (2) 10% après 12H puis 100% après 24H	4 320+2 880	✓	-	✓
REMBLAI FERROVIAIRE										
6.	Brèche dans le ballast par surverse sans rupture du remblai.	28 - 32	11 500	1 200 (ballast)	0,1	-	440	-	✓	✓
7.	Brèche dans le remblai ferroviaire par surverse.	28 - 32	12 500	200	10	80% après 3H puis 100% après 10H	4 460	✓	✓	✓
8.	Brèche dans le remblai ferroviaire par érosion interne au droit d'un gazoduc/ pipeline.	64	10 500	140	3	10% après 2H puis 100% après 3H	2 220	-	✓	✓
9.	Brèche dans le remblai ferroviaire par érosion interne (corps du remblai).	57 - 62	11 500	200	14	10% après 12H puis 100% après 14H	3 270	-	✓	✓
10.	Brèche dans le remblai ferroviaire au Km 773.350 par érosion interne.	86	12 500	400	24	5% après 12H puis 10% après 14H puis 100% après 24H	4 750	-	✓	✓

- Scénario IG LG
- Scénario SYMADREM
- Scénario retenu pour l'analyse de risque mais ne sera pas intégré dans le modèle du SYMADREM

Ces brèches ont fait l'objet de modélisations de la propagation dans la zone protégée présentées ci-après. Après analyse des résultats et comparaison avec le REX accidentologique mené en rubrique n°7, 3 scénarios de l'EDD SNCF ont été retirés de la présente EDD. Il s'agit des scénarios 3, 5 et 6.
Les volumes des brèches et les cotes atteintes pour les scénarios 3 et 5 dans la zone protégée sont supérieurs à ceux de la crue de novembre 1840, dont l'hydrogramme est beaucoup plus épais (Cf. rubrique n°6) que les hydrogrammes de crue modélisés. Le nombre et les dimensions des brèches nous semblent peu crédibles au regard de ce REX et de l'état des ouvrages qui, même dans l'état actuel, présente une sûreté supérieure à celle de 1840.

Les cotes atteintes au rond-point de Pont de Crau pour les scénarios 3 et 5 sont respectivement 1,5 et 1 mètre supérieures aux cotes atteintes en novembre 1840 et 2,5 et 2 mètres supérieures au cotes atteintes en mai 1856.

Le scénario n°6 n'a pas été conservé, car nous l'avons jugé très peu probable. Il est en effet très peu probable que la crue puisse rompre le ballast sur 1200 mètres par surverse et laisser intact le corps du remblai.

3.2 EI01 – 11500 – HISTORIQUE - SCENARIO 2003 (CRUE DE CALAGE)

Ce scénario correspond à l'épisode de 2003 tel qu'il a été vécu. L'inondation de la zone protégée a été provoquée par :

- La rupture des digues de protection des trémies du Mas de Teissier et des Ségonnaux ;
- La rupture des digues du Vigueirat rive gauche au droit du lieu-dit Fort d'Herval ;
- L'impluvium local en provenance du massif des Alpilles.

Les conditions limites ont été les suivantes :

- les hydrogrammes d'apports du Rhône dans les brèches des digues de protection des trémies du remblai ferroviaire et dans la plaine de Boulbon (source SYMADREM, CNR, étude de calage)
- l'hydrogramme du Vigueirat à la station de St Gabriel (source : SYMADREM, EGIS EAU, protection des quartiers nord d'Arles, 2008)
- les hydrogrammes des apports de la vallée des Baux (source : SYMADREM, EGIS EAU, protection des quartiers nord d'Arles, 2008)
- les hydrogrammes des apports de la Meyranne et Centre Crau (source : Marais du Vigueirat, EGIS EAU, 2007)
- le limnigramme mesuré en aval du barrage anti sel du Vigueirat (source : PAM, BCEOM, 2005)

Les hydrogrammes et limnigrammes sont donnés sur les graphiques ci-après

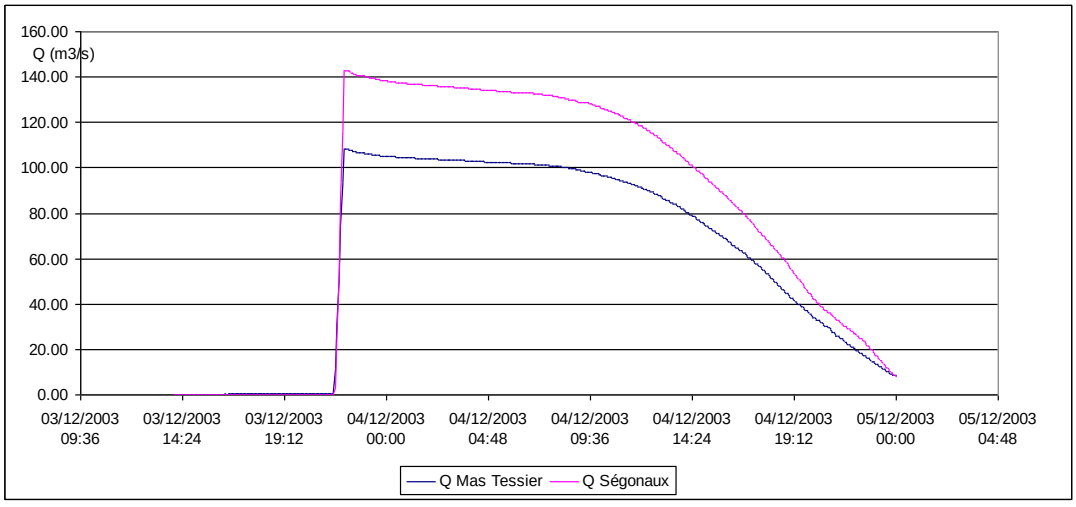


Figure 5. Hydrogrammes dans les brèches des digues de protection des trémies (CNR [K100])

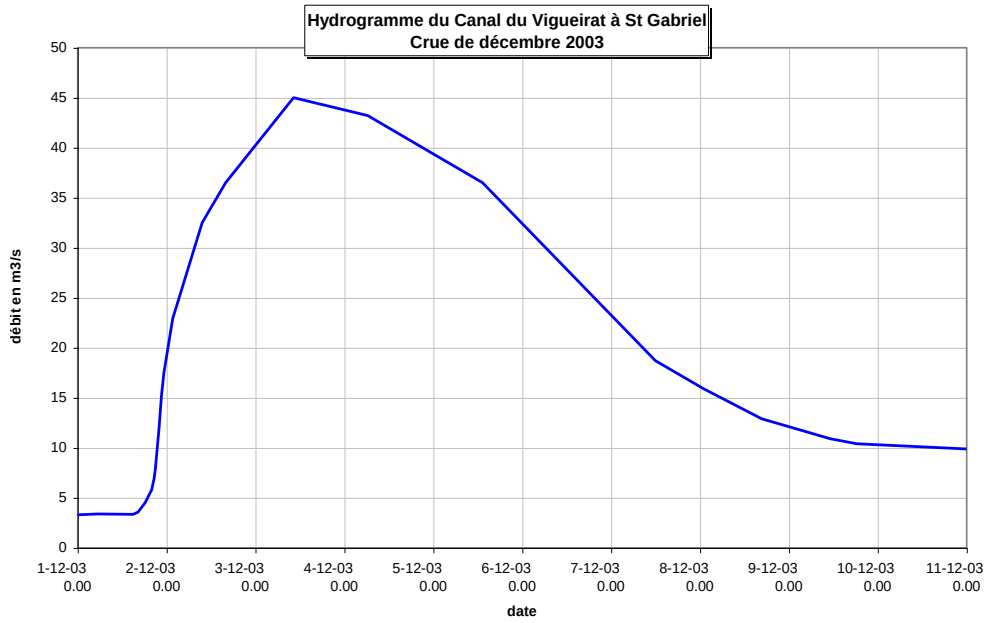


Figure 6. Hydrogrammes du Vigueirat (source étude Protection nord d'Arles, Symadrem, BCEOM)

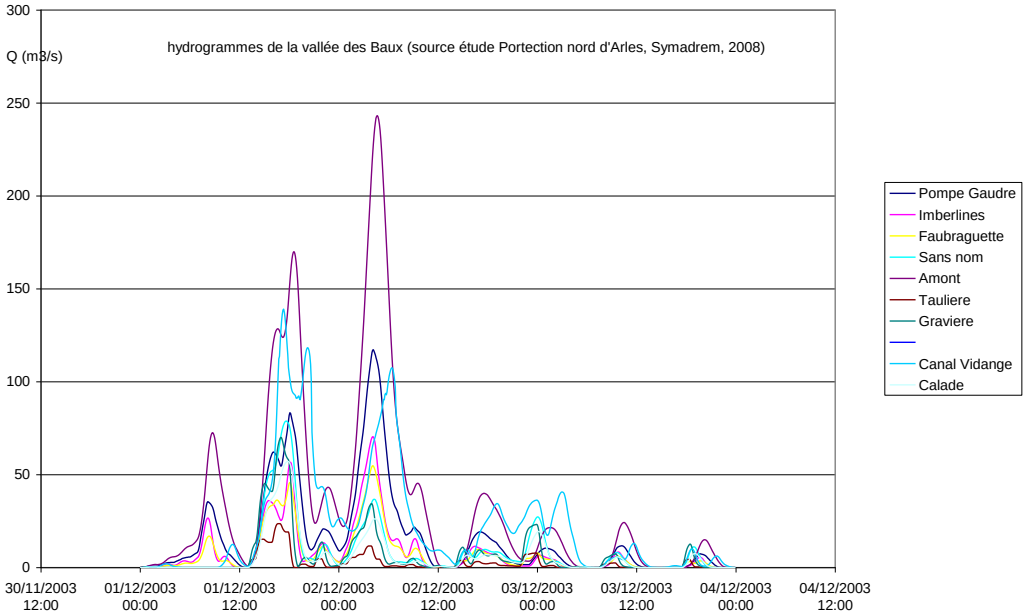


Figure 7. Hydrogrammes de la vallée des Baux (source étude Protection nord d'Arles, Symadrem, BCEOM)

Les brèches dans les digues de protection des trémies ferroviaires sont intervenues le 3 décembre 2003, vers 21h30 quelques heures avant la pointe de crue à la station de Beaucaire/Tarascon.

Les eaux ont atteintes le canal des Alpines en moins de 3 heures ; une brèche a été volontairement créée dans ce dernier le 4 décembre 2003 vers 1 heure pour limiter l'inondation

par remous des quartiers sud de Tarascon. Cette brèche a néanmoins eu peu d'impact à la fois sur l'amont et sur l'aval.

Les eaux du Rhône bloquées par les digues en remblai du Vigueirat sont arrivées dans les quartiers nord d'Arles le 4 décembre 2003 vers 8 heures, soit 10 h après la rupture des digues. Il est à noter que l'inondation des anciens marais d'Arles et des marais de Vallée des Baux par la brèche dans le Vigueirat et l'impluvium local est intervenue avant la formation des brèches dans le système d'endiguement.

Les volumes de déversements ont été les suivants :

- Volume apporté par le Rhône : 17 millions de m^3,
- Volume apporté par le Vigueirat : 23 millions de m^3,
- Volume apporté par l'impluvium local : 21 millions de m^3,

Les hauteurs d'eau ont été globalement les suivantes :

- Supérieures à 1 mètres dans le casier des Alpines,
- Légèrement inférieures à 1 m dans la partie Ouest de la plaine du Trébon,
- Légèrement supérieures à 1 m dans la partie Est de la plaine du Trébon,
- Environ 1 mètre dans les anciens marais d'Arles,
- Globalement supérieures à 1 m dans les marais de la vallée des Baux.

Les cotes maximum atteintes ont été les suivantes :

- dans le casier des Alpines bordé par le remblai ferroviaire à l'Ouest et le canal des Alpines à l'Est entre 7,85 et 7,95 m NGF.
- dans la plaine du Trébon entre 5,15 m NGF et 5,5 m NGF.
- Au nord des anciens marais d'Arles, entre 2,6 et 2,7 m NGF,
- Au coeur des anciens marais d'Arles, environ 2,2 m NGF,
- Juste au Nord de Pont de Crau, environ 2 m NGF,
- Au sud de Mas Thibert dans les marais du Vigueirat, entre 0,9 et 1,25 m NGF

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est légèrement inférieur à 10 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est compris entre 10 et 100 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est compris entre 1 000 et 10 000 personnes.

Le nombre de victimes potentielles est de 0.
La classe de gravité retenue pour cet événement est de 4.

La probabilité d'occurrence de l'aléa est de 0.008 (Cf. rub n°2). La probabilité d'inondation pour l'aléa considéré est de 1 (scénario vécu réellement). La probabilité annuelle de ce scénario d'inondation est donc de 8.10^{-3}. Il est inacceptable au regard de la grille d'acceptabilité définie en rubrique n°2

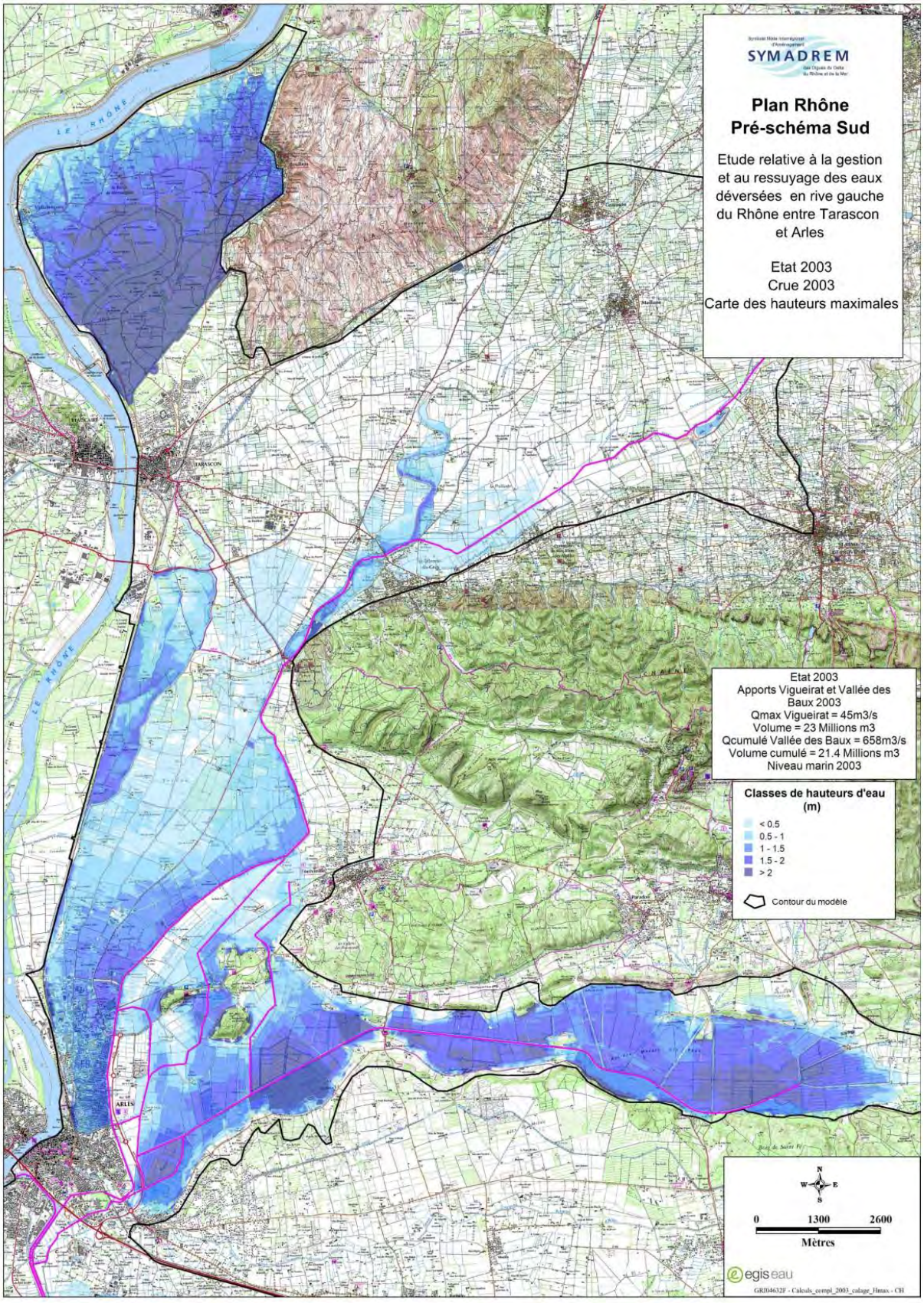


Figure 8. Scénario EI 01 – scénario d'inondation de décembre 2003 (zoom nord d'Arles) – Hmax (m)

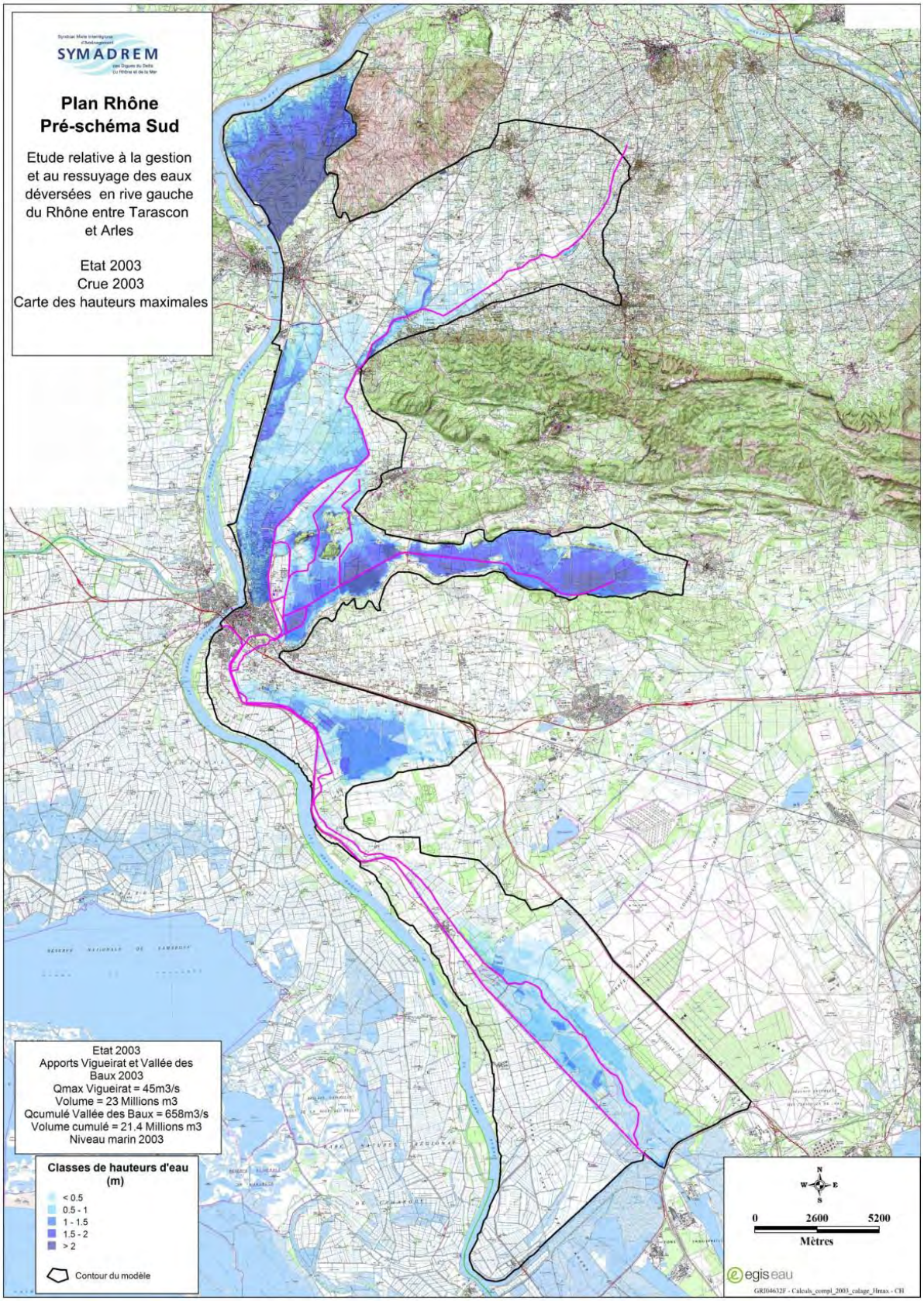


Figure 9. Scénario EI 01 – scénario d'inondation de décembre 2003 – Hmax (m)

3.3 EI02 – 11500 - ETAT INITIAL – SCENARIO 2003 AVEC DIGUE NORD ET SIPHON DE TRANSFERT

Ce scénario correspond à l'épisode de 2003 tel qu'il serait vécu actuellement. L'inondation de la zone protégée est provoquée par :

- La rupture des digues de protection des trémies du Mas de Teissier et des Ségonnaux ;
- La rupture des digues du Vigueirat rive gauche au droit du lieu-dit Fort d'Herval ;
- L'impluvium local en provenance du massif des Alpilles.

Les conditions limites sont identiques à celles du scénario précédent.

Les quartiers nord sont dans cette configuration protégés par la digue Nord réalisées en 2012 et le ressuyage de la plaine du Trébon équipé du siphon de transfert sous le Vigueirat réalisé à la jonction de la rocade nord d'Arles et des digues rive droite du Vigueirat.

Les cotes maximum atteintes dans le casier des Alpines sont identiques. La surcote atteinte au nord de la digue de 2ème rang est d'environ 30 cm. Elle passe à 20 cm au nord de la plaine du Trébon. Les cotes maximum atteintes dans les anciens marais d'Arles et marais de la Vallée des Baux sont légèrement inférieures à celles observées en 2003 (moins de 10 cm).

Le débit du Vigueirat dans le lit mineur d'environ 40 m^3/s en aval de St Gabriel est écrêté à 26 m^3/s (passage par brèche et surverses ponctuelles aux ponts Sylvestre et Nans) en amont de la digue nord d'Arles, puis à 22 m3/s en aval du déversoir de la digue nord, dans la traversée d'Arles (débit inférieur qu'en état 2003). Le Vigueirat dans Arles ne déborde plus, sauf en rive gauche sur le déversoir de Flèche (un peu moins de 1 m^3/s) et en début de surverse dans le coude en amont de la RD453.

En aval d'Arles, le débit dans le Vigueirat est de 21 m^3/s au pont Van Gogh, soit un peu moins qu'en état 2003. Le point bas en rive droite de Petit Mollégès est en limite de surverse. Les débits en provenance de la brèche du Vigueirat, des surverses aux pont Sylvestre et au pont de Nans et du siphon de transfert (18 m^3/s en pointe) transitent vers le canal de la vallée des Baux. Les écoulements surversent sur la berge nord de ce canal dont environ 20 m^3/s (un peu moins qu'en état 2003) s'écoulent en aval vers le sud dans le lit mineur du Tronc commun et dans le siphon de Montcalde.

Les durées de submersion (cf. cartes ci-après) varient entre :

- de 1 à 3 jours en amont du canal des Alpines (idem état 2003),
- De 6 à 7 jours au nord de la plaine de Trébon (+2 à +4j / état 2003),
- De 9 à 11 jours au centre de la plaine de Trébon (+2 à +4j / état 2003),
- De plus de 10 jours au sud de la plaine de Trébon (idem état 2003),
- De plus de 10 jours dans les anciens marais d'Arles (idem état 2003).

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est compris entre 100 et 1 000 personnes. Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est compris entre 10 et 100 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est compris entre 100 et 1 000 personnes.
Le nombre de victimes potentielles est de 1.
La classe de gravité retenue pour cet événement est de 3.

La probabilité d'occurrence de l'aléa est de 0.008 (Cf. rub n°2). La probabilité d'inondation pour l'aléa considéré est de 0.9, compte tenu des travaux menés sur les digues de protection des trémies ferroviaires. La probabilité annuelle de ce scénario d'inondation est donc de 7.10^{-3}. Il est inacceptable au regard de la grille d'acceptabilité définie en rubrique n°2

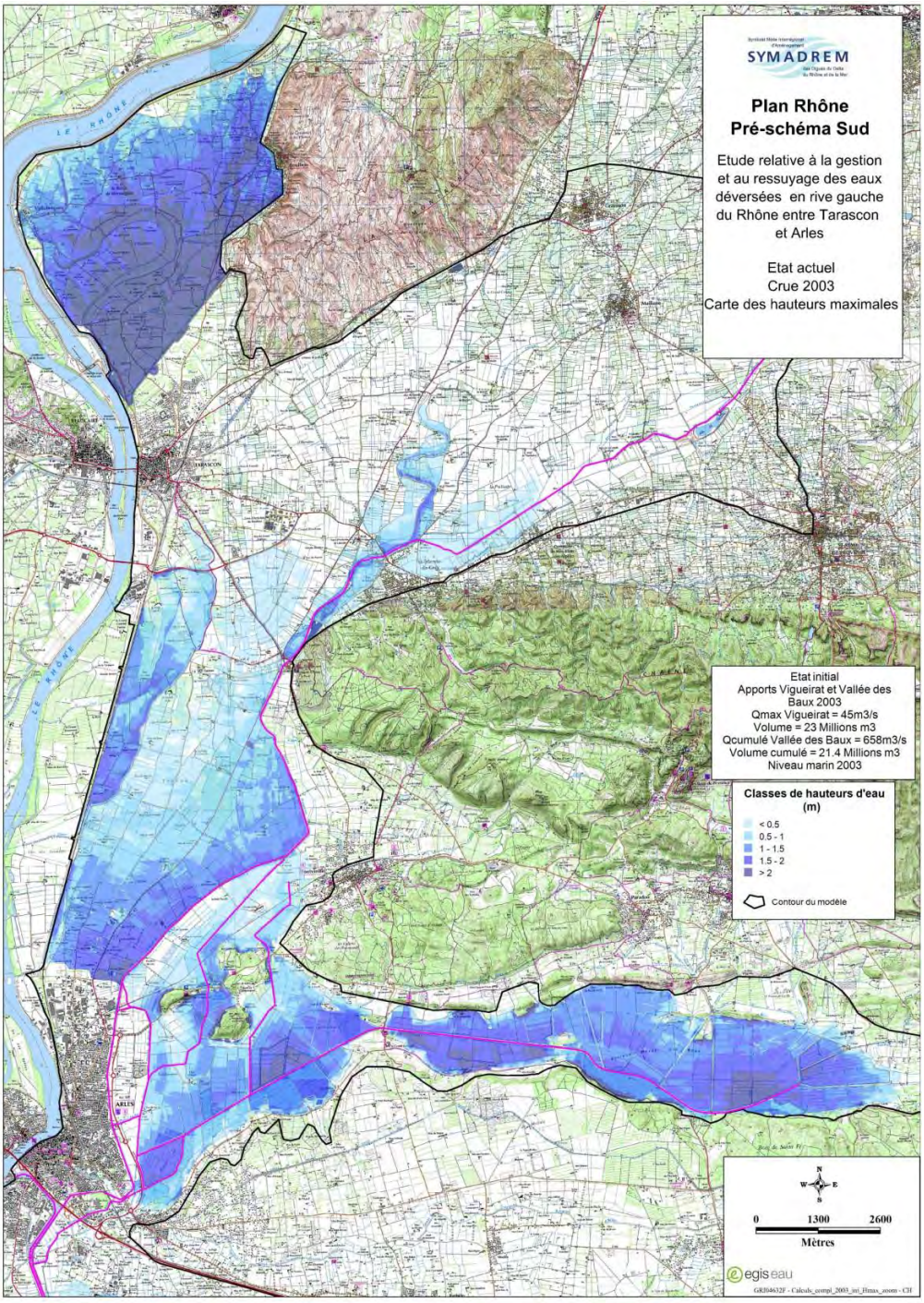


Figure 10. Scénario EI 02 – scénario d'inondation de décembre 2003 dans l'état actuel – Hmax (m)

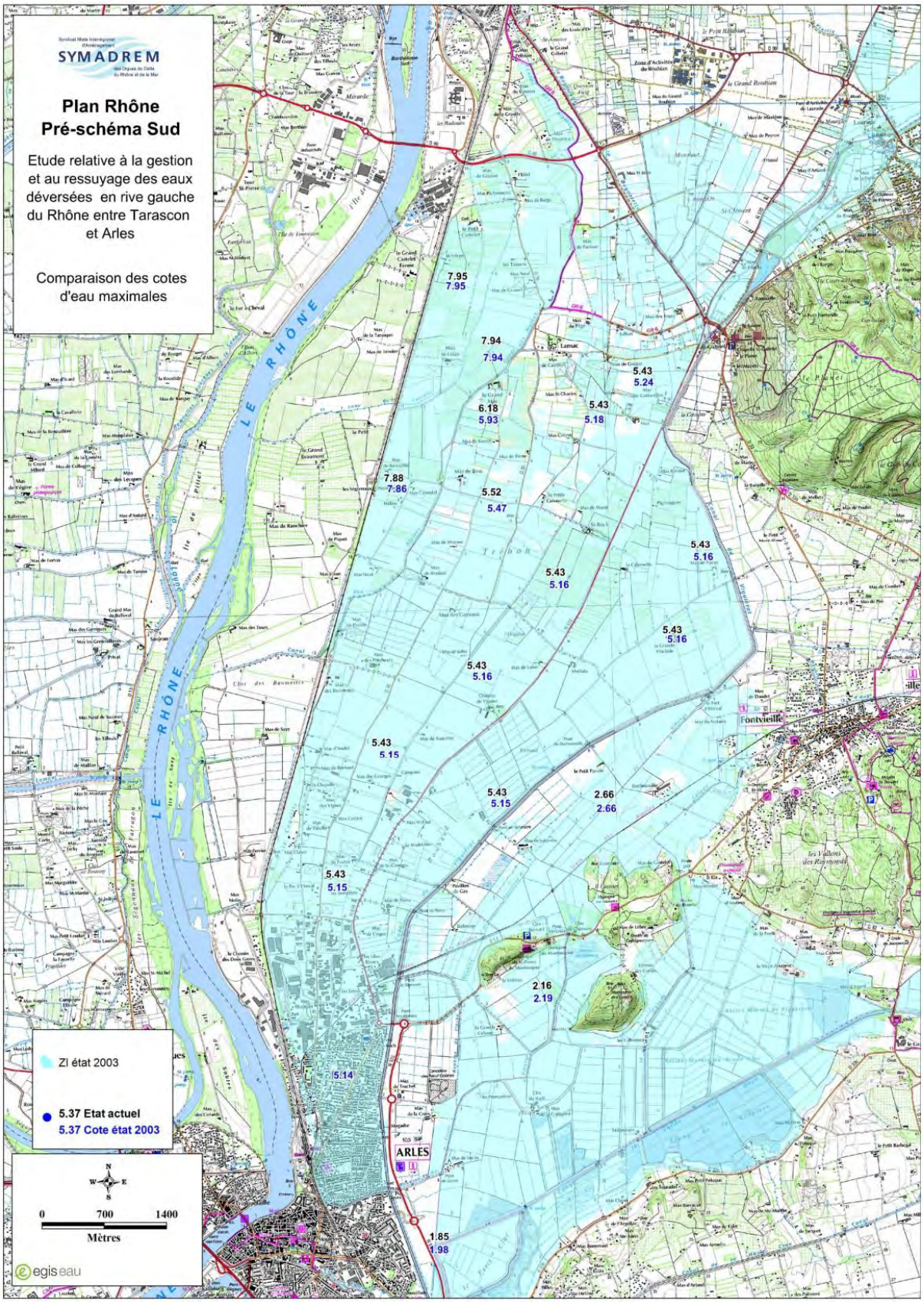


Figure 11. Comparaison des scénarios EI 01 et EI 02 – Cote max (m)

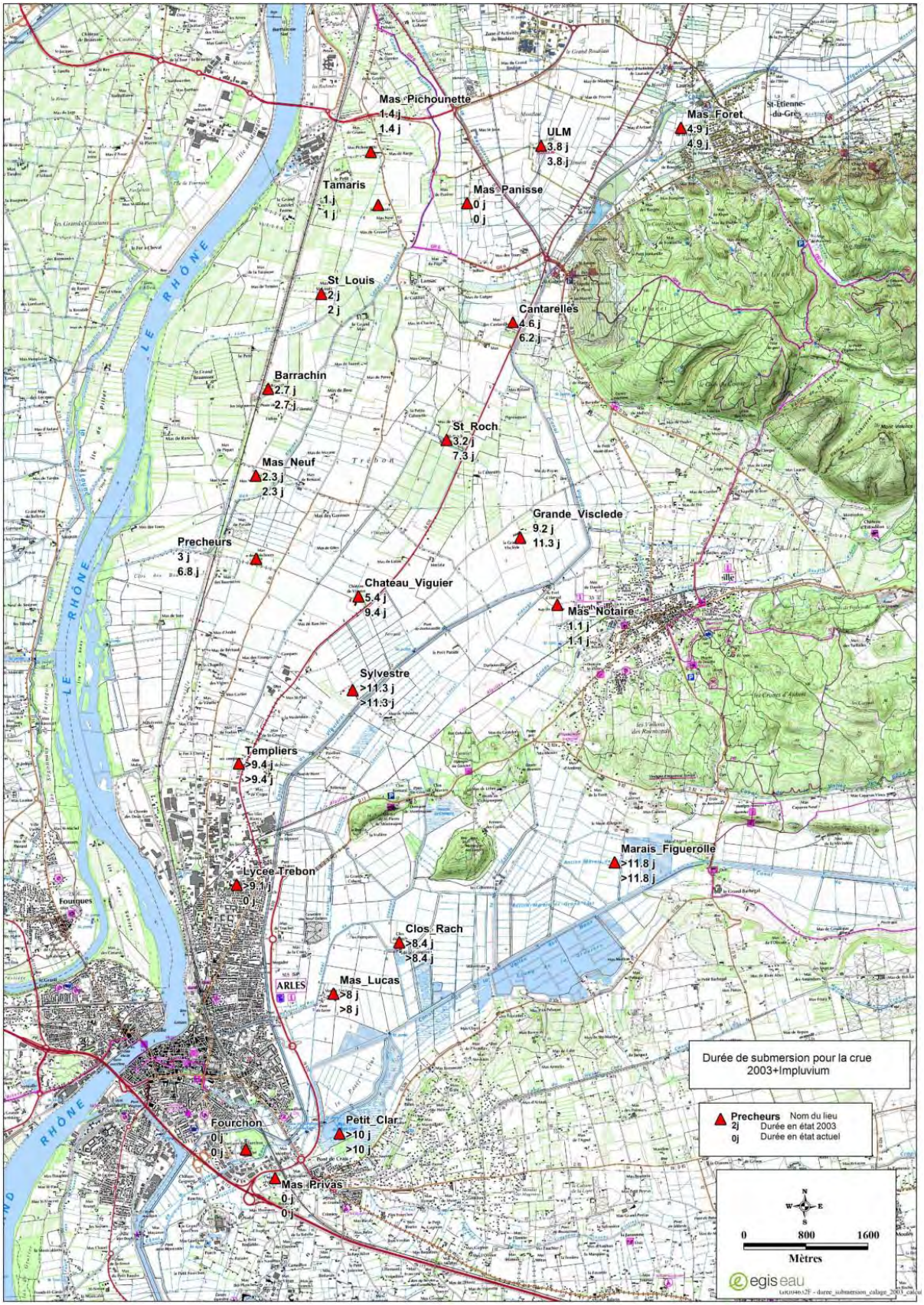


Figure 12. Comparaison des scénarios EI 01 et EI 02 – Durée de submersion (j)

3.4 EI03 – 10500 – ETAT INITIAL – SCENARIO 4 - EDD SNCF

Ce scénario extrait de l'étude de dangers réalisée par la SNCF Réseau correspond, lors d'une crue 10500 (débit de pointe compris entre celui de janvier 1994 et celui de décembre 2003), à un dysfonctionnement (sans brèche) quasiment simultanée des martelières de la lône du Castellet et du canal des Alpines. L'inondation de la zone protégée est provoquée uniquement par la libération d'eau du Rhône en provenance de ces deux ouvrages :

Les hydrogrammes sont donnés sur les graphiques ci-après

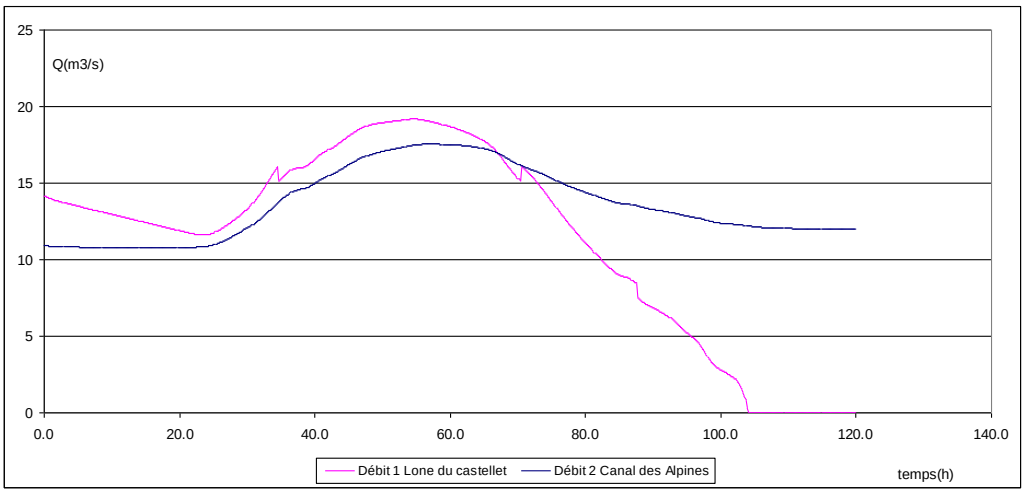


Figure 13. Hydrogrammes dans les deux ouvrages traversants (source EDD SNCF réseau)

Le débit de pointe dans chacun des ouvrages est compris entre 15 et 20 m^3/s. Le volume de déversements est d'environ 10 millions de m^3.

Les écoulements transitent par l'ouvrage nord vers le canal des Alpines et l'ouvrage sud vers la RN570. Au bout de 1h, l'inondation est à environ 500 m du remblai ferroviaire. Au bout de 24h toute la plaine au nord du Vigueirat est inondée jusqu'à Lansac au nord.Les eaux sont bloquées par les berges du Vigueirat, et s'écoulent au sud par le siphon sous le Vigueirat dans la roubine de Flèche, qui déborde jusqu'au canal de vidange au bout de 72h puis jusqu'au canal de la vallée des Baux et jusqu'au ruisseau de Calade en 5 jours.

Les hauteurs d'eau sont globalement les suivantes :

- inférieures à 1 m dans le casier des Alpines à l'exception de l'extrémité sud,
- inférieures à 1 m dans la majeure partie de la plaine du Trébon, à l'exception de la zone située au nord de la digue de 2ème rang ;
- Légèrement supérieures à 1 m dans la partie Est de la plaine du Trébon,
- inférieures à 1 m dans les anciens marais d'Arles et dans les marais de la vallée des Baux, à part très localement (rive droite du canal de la Vidange).

Les cotes maximum atteintes ont été les suivantes :

- dans le casier des Alpines bordé par le remblai ferroviaire à l'Ouest et le canal des Alpines à l'Est entre 6,5 et 7,5 m NGF.

- dans la plaine du Trébon entre 4,5 m NGF et 5 m NGF pour la majeure partie et entre 5 et 5,5 m NGF en aval du canal des Alpines.

Les vitesses sont inférieures à 0,5 m/s à l'exception de la zone très limitée (quelques dizaines de mètres) en aval des ouvrages défaillants.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est compris entre 100 et 1000 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est compris entre 10 et 100 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est compris entre 100 et 1 000 personnes.

Le nombre de victimes potentielles est de 0.

La classe de gravité retenue pour cet événement est de 3.

La probabilité d'occurrence de l'aléa est de $1{,}6.10^{-2}$ (Cf. rub n°2). La probabilité de défaillance d'un OHT dans l'état actuel est de 0.01. La probabilité d'avoir deux OHT défaillants est donc $0.01 \text{ X } 0.01 = 10^{-4}$, ce qui rend le risque acceptable. Si on considère que les conséquences de la défaillance d'un OHT est similaire à la défaillance des deux (hypothèse sécuritaire), on obtient une probabilité annuelle de ce scénario d'inondation de $1{,}6.10^{-4}$.
Il est inacceptable au regard de la grille d'acceptabilité définie en rubrique n°2. Le projet en rénovant les vannes et en doublant le système de fermeture vient renforcer sensiblement la sûreté et renforce l'acceptabilité de ce scénario

Les figures suivantes illustrent les hauteurs (en m) et les cotes (en m NGF) maximums atteintes et les temps de propagation de l'inondation. Ces cartes figurent également en format A3 dans la rubrique n°10. Figure également en rubrique n°10, la cartographie des vitesses maximum d'écoulement.

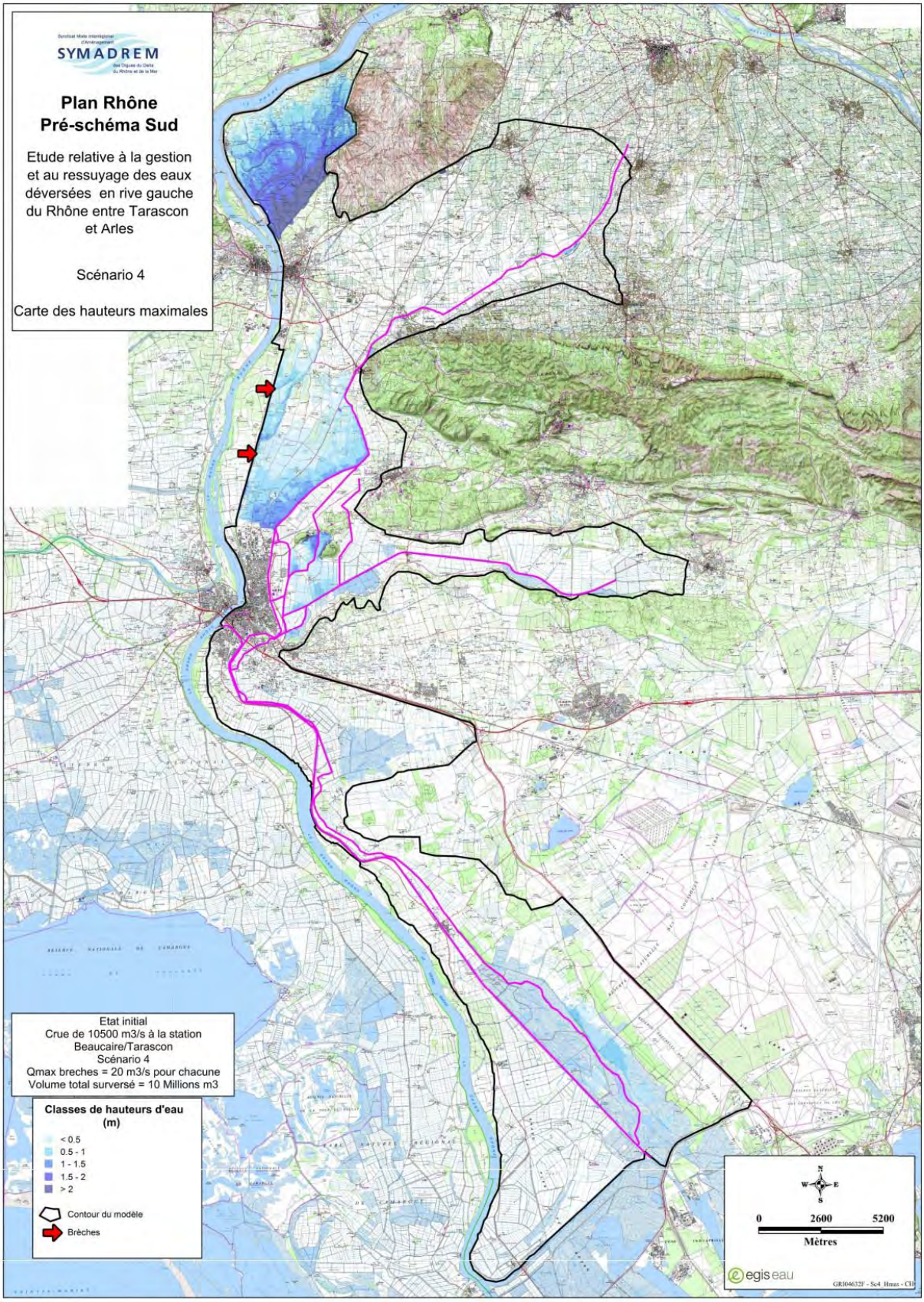


Figure 14. Scénario EI 03 – crue 10500 – défaillance simultanée 2 ouvrages traversants
Hauteur maximum (m)

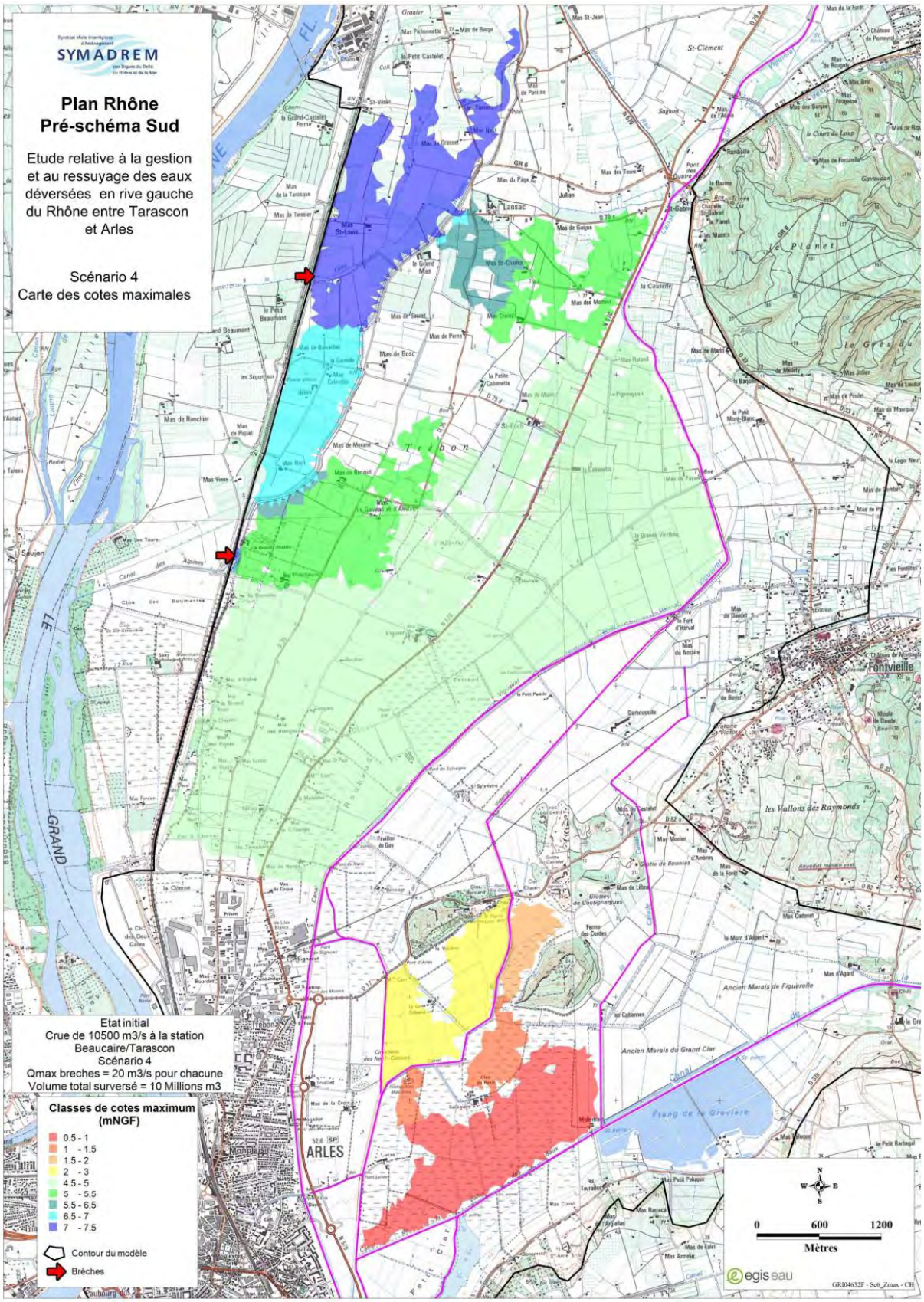


Figure 15. Scénario EI 03 – crue 10500 – défaillance simultanée 2 ouvrages traversants
Cote max (m NGF)

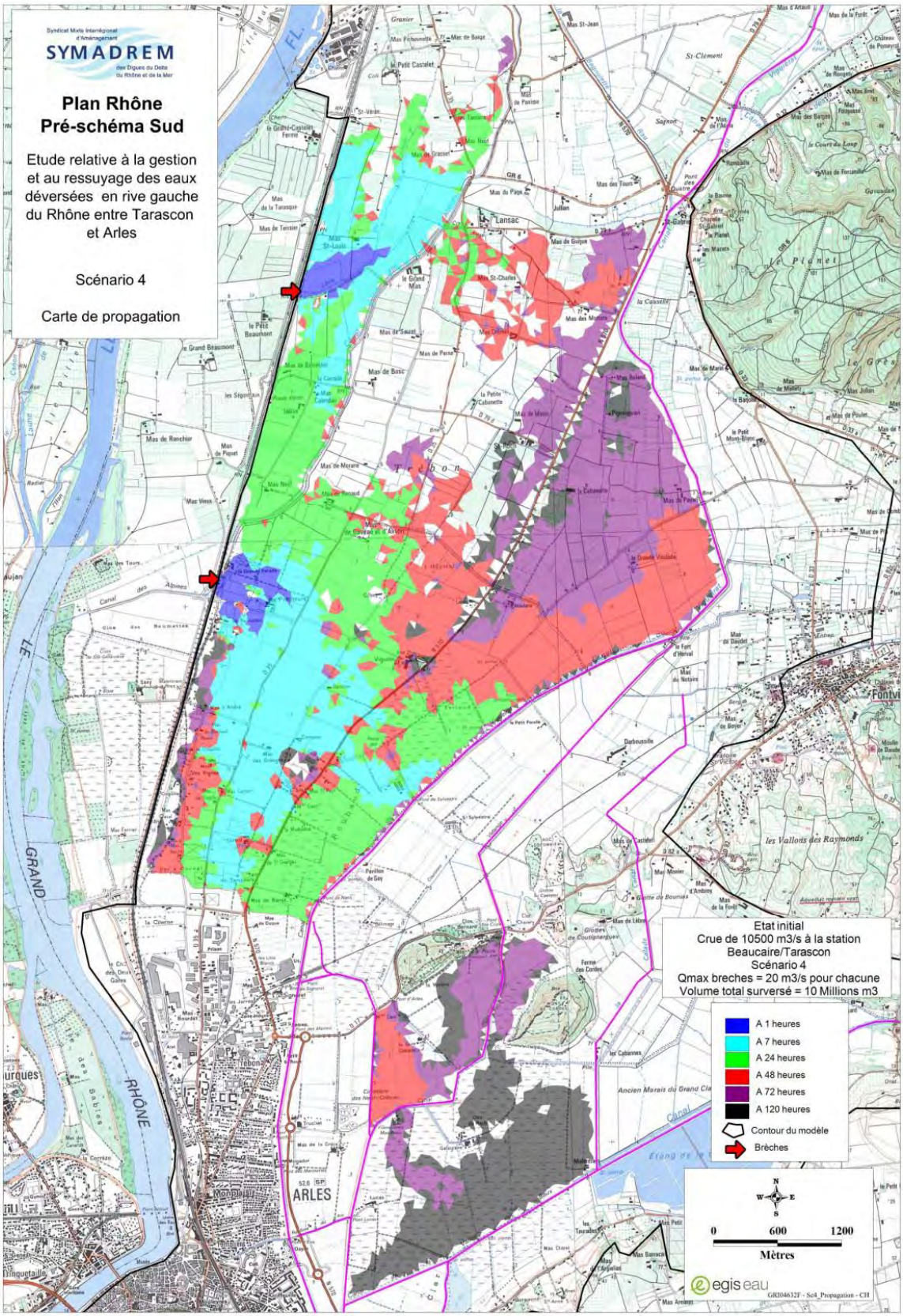


Figure 16. Scénario EI 03 – crue 10500 – défaillance simultanée 2 ouvrages traversants Propagation (en heures)

3.5 EI04 – 10500 – ETAT INITIAL – SCENARIO 8 - EDD SNCF

Ce scénario extrait de l'étude de dangers réalisée par la SNCF Réseau correspond, lors d'une crue 10500 (débit de pointe compris entre celui de janvier 1994 et celui de décembre 2003), à la formation d'une brèche par érosion de conduit le long d'un ouvrage traversant (gazoduc/pipeline). L'inondation de la zone protégée est provoquée uniquement par la libération d'eau du Rhône en provenance de cette brèche.

Les caractéristiques de la brèche sont les suivantes :

- Largeur final : 140 mètres,
- Temps d'ouverture : 3 heures (10 % après 2 heures et 100 % après 3 heures),
- Débit de pointe : env. 2 200 m^3/s

L'hydrogramme du scénario est donné sur le graphique ci-après

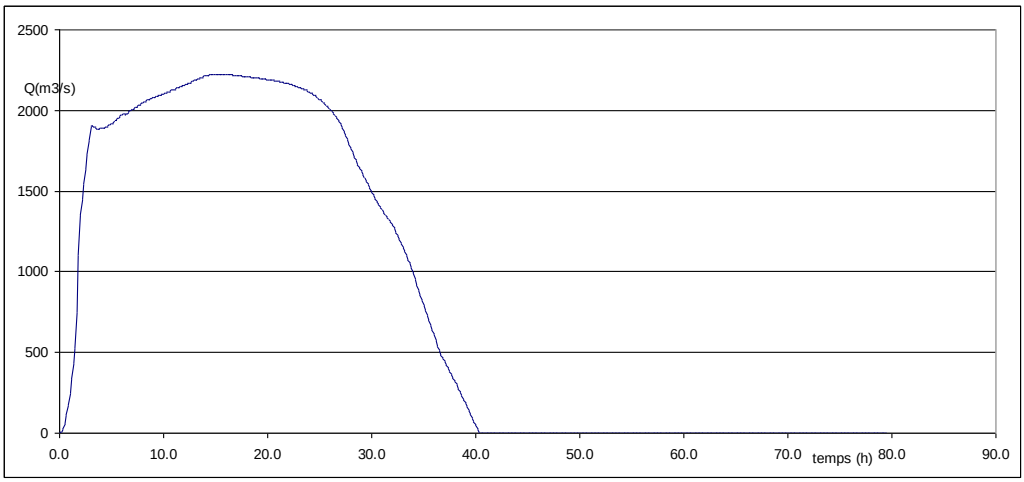


Figure 17. Hydrogramme de brèche (source EDD SNCF réseau et EGISeau [K107])

La durée de déversement est d'environ 40 heures et le volume de déversement d'environ 240 millions de m^3.

Les écoulements transitent par la brèche vers le sud et le canal du Vigueirat. Au bout de 3h, l'inondation atteint au sud les berges du Vigueirat. Au bout de 5h l'inondation est « contenue » par les berges du Vigueirat et remonte au nord dans la plaine de Trébon jusqu'à la RD79. Au bout de 9h toute la plaine au nord du Vigueirat est inondée jusqu'à la RN570 et les débordements se produisent sur la berge rive gauche du Vigueirat vers le sud. Après 15h, les inondations au nord atteignent presque leur emprise maximale jusqu'au Grand Roubian.
Les eaux, bloquées par les berges du Vigueirat, s'écoulent au sud par le siphon sous le Vigueirat dans la roubine de Flèche, qui commence à déborder à partir de 5h, puis par surverse sur les berges du Vigueirat. Au bout de 9h, presque toute la plaine entre le Vigueirat et la vallée des Baux est inondée. Au bout de 11h les débordements remontent à l'Est dans la vallée des Baux jusqu'à la RD33, et déborde au sud du canal vers la RN453. A 15h toute la vallée des Baux est touchée, ainsi que la zone de Fourchon en aval de la RN453.
Des débordements se produisent aussi en rive droite du Vigueirat dans Arles après 10h environ, par surverse aux ponts Signoret et à la roubine du Roy.

La partie sud d'Arles en rive droite du Vigueirat est inondée au bout de 24h, et la presque totalité de la rive droite au bout de 36h. Au sud de la RN 453, le sud d'Arles est inondé par débordement du Vigueirat et du canal de la vallée des Baux.
Le Vigueirat commence à déborder sur des points bas en rive droite vers les Alyscamps.
La zone en aval de la RN113 est elle aussi inondée par le Vigueirat et le canal de la Vallée des Baux (Tronc commun).
Le canal d'Arles à Fos commence à déborder sur les points bas de la RN113 et la zone industrielle en aval de la RN113, suite aux apports du canal de la Vallée des Baux qui transitent par le siphon de Montcalde.
En aval d'Arles, des débordements ponctuels ont lieu sur la rive droite du Vigueirat en amont de Meyranne et sur la rive gauche entre Moncalde et Meyranne.

Les débits maximum dans la zone inondée sont de 2220 m^3/s en sortie de la brèche, écrêtés à 2180 m^3/s surversant sur les berges du Vigueirat. 1000 m^3/s transitent vers le canal de la vallée des Baux, et environ 1000 m^3/s remontent à l'est dans la vallée des Baux.
Le débit maximal dans le lit mineur du Vigueirat est de 76m^3/s en aval de la digue nord d'Arles (le déversoir de rive gauche est noyé), puis à 44 m^3/s au droit de la RN 453 et 26 m^3/s en aval d'Arles.
Au droit de la RN 453, le débit dans le tronc commun est de 160 m^3/s et 125 m^3/s en rive gauche.

Les hauteurs d'eau sont globalement les suivantes :

- faible dans le casier des Alpines à l'exception de l'extrémité sud,
- comprises en 0,5 m (nord) et 3/4 m (sud) dans la plaine du Trébon,
- comprises entre 3 et 4 m dans les anciens marais d'Arles et dans les marais de la vallée des Baux,
- inférieures à 1 m dans le centre urbain d'arles au nord de la Roubine du Roy,
- supérieures à 1 m dans le centre urbain d'arles au sud de la Roubine du Roy,
- supérieures à 2 m en traversée de Fourchon,
- inférieures à 1 m dans la zone industrielle de Barriol,
- d'environ 1 m dans les marais de Meyranne.

Les cotes maximum atteintes ont été les suivantes :

- en aval direct de la brèche, supérieures à 7,5 m NGF (9 m NGF dans le lit endigué),
- à 500 m de la brèche, entre 7 et 7,5 m NGF,
- dans la plaine du Trébon entre 6,5 et 7 m NGF,
- dans les anciens marais d'Arles entre 5,5 et 6 m NGF,
- dans les marais de la vallée des Baux (partie Est) entre 5 et 5,5 m NGF,
- dans le centre urbain d'Arles quartiers Nord au nord de la Roubine du Roy, entre 4,5 et 5 m NGF,
- dans le centre urbain d'Arles quartiers Nord au sud de la Roubine du Roy, entre 5 et 6 m NGF,
- en traversée de Fourchon, entre 4 et 4,5 m NGF,
- points bas de Barriol et des alyscamps, entre 3 et 3,5 m NGF,
- en aval de la traversée de Fourchon, entre 2 et 3 m NGF

- dans les marais de Meyrannes entre 1,5 et 2 m NGF.

Les vitesses maximales dans la plaine sont en général inférieures à 0.5 m/s, sauf aux abords des canaux et de la brèche. Elles sont élevées à proximité des brèches, avec plus de 2m/s à l'aval immédiat et deviennent inférieures à 1 m/s à environ 1500 m. Elles sont supérieures à 0.5 m/s le long des canaux du Vigueirat, Flèche, Vidange, Calade, vallée des Baux, où elles peuvent dépasser 2m/s.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est d'environ 20 000 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est supérieur à 100 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est supérieur à 10 000 personnes compris entre 10 000 et 1 000 personnes.

Le nombre de victimes potentielles est inférieur à 10.

La classe de gravité retenue pour cet événement est de 5.

La probabilité d'occurrence de l'aléa est de $1{,}6.10^{-2}$ (Cf. rub n°2). La probabilité d'inondation pour l'aléa considéré est de 0.2 (Cf. rubrique 8b). La probabilité annuelle de ce scénario d'inondation est donc de 3.10^{-3}. Il est inacceptable au regard de la grille d'acceptabilité définie en rubrique n°2

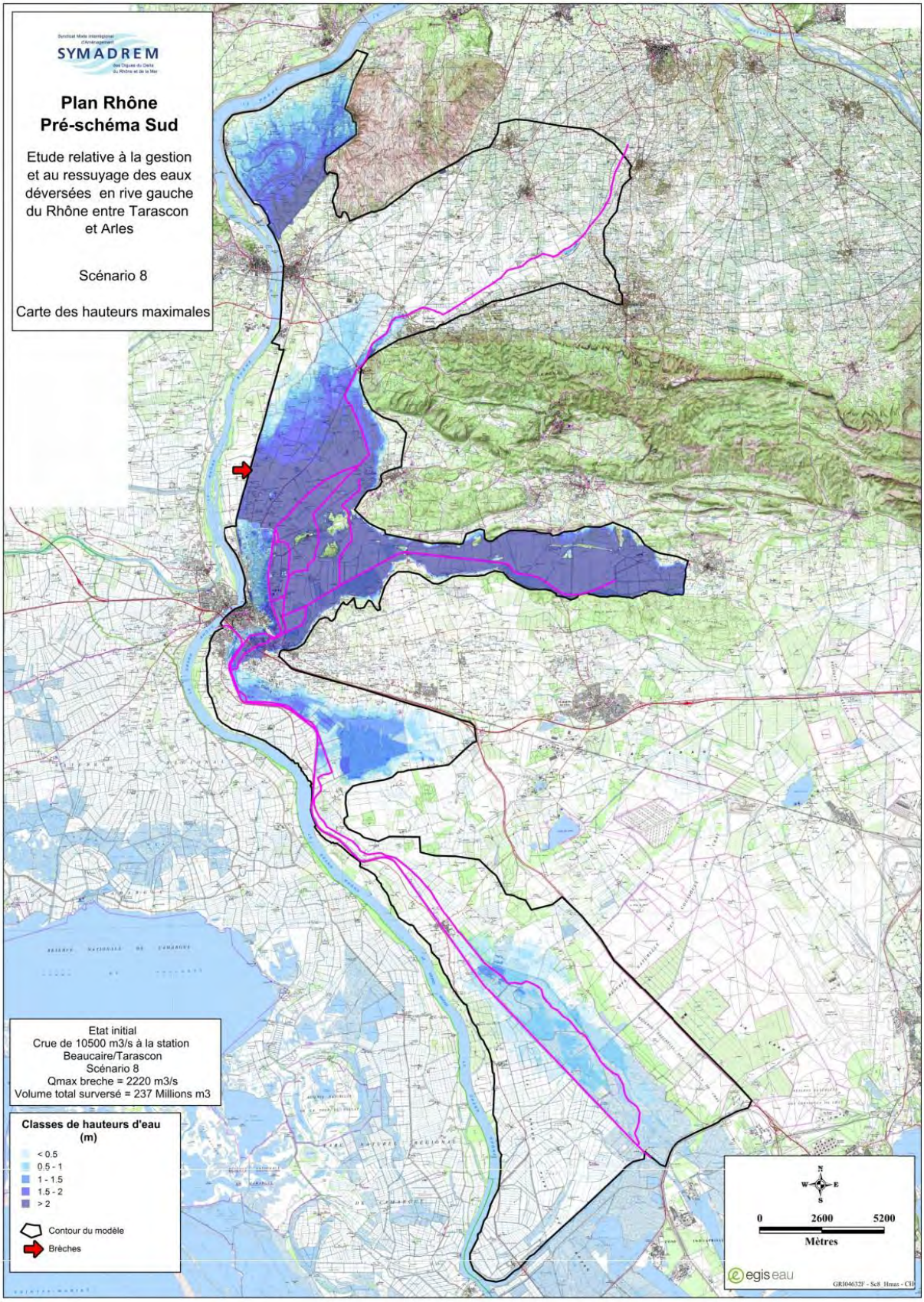


Figure 18. Scénario EI 04 – crue 10500 – brèche de 140 m dans le remblai ferroviaire par érosion de conduit le long d'un OHT - Hauteur maximum (m)

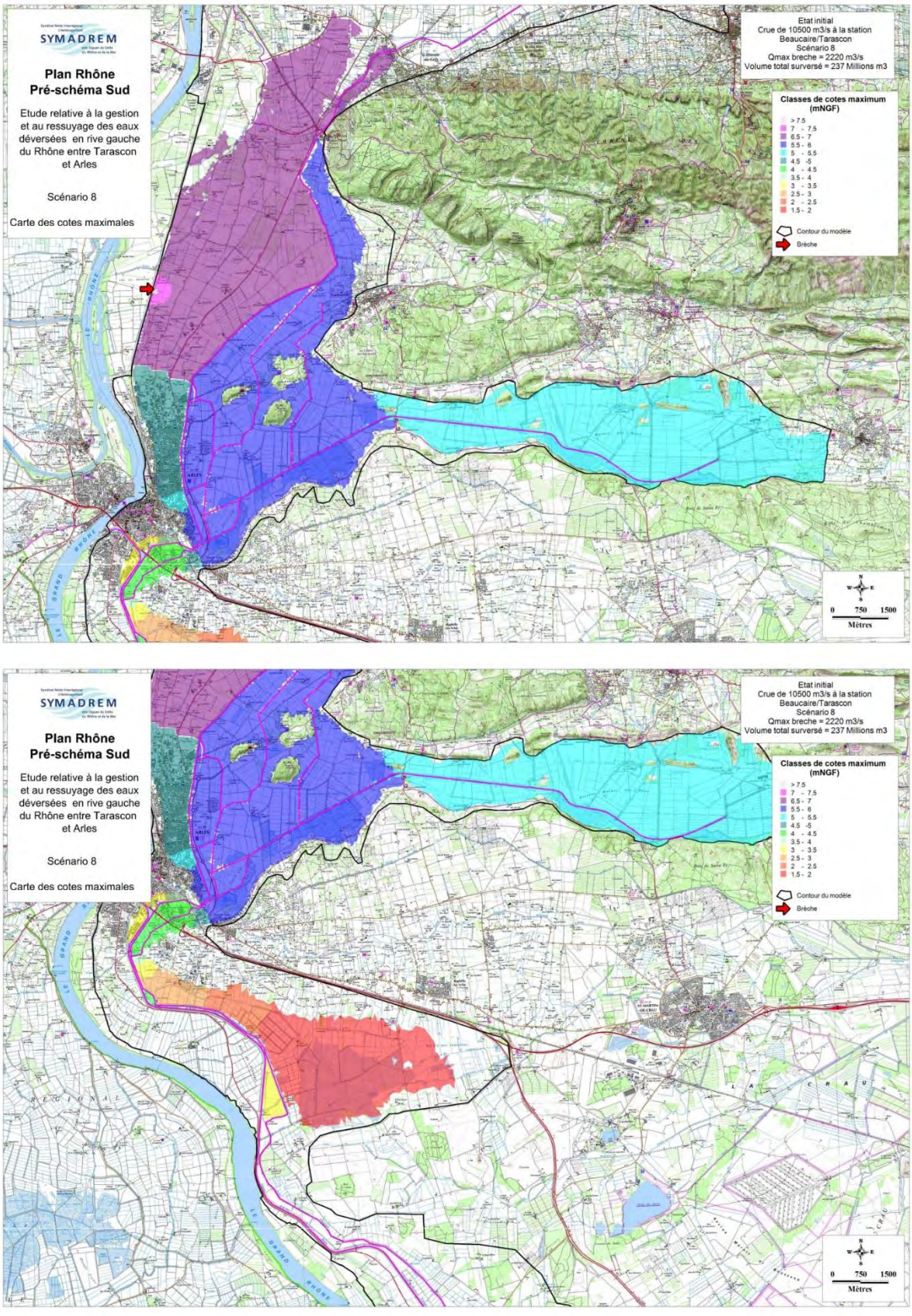


Figure 19. Scénario EI 04 – crue 10500 – brèche de 140 m dans le remblai ferroviaire par érosion de conduit le long d'un OHT - cote maximum (m NGF)

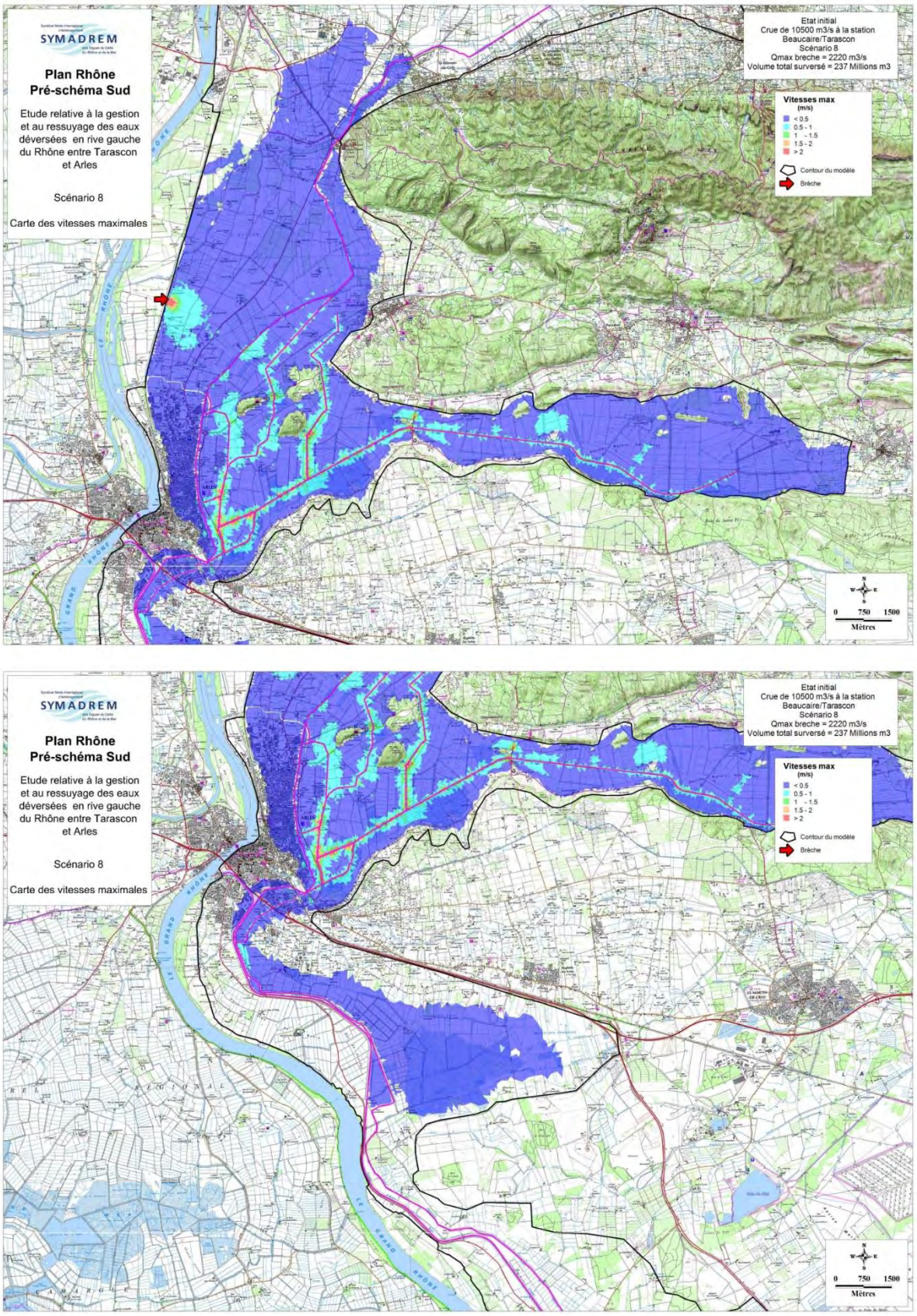


Figure 20. Scénario EI 04 – crue 10500 – brèche de 140 m dans le remblai ferroviaire par érosion de conduit le long d'un OHT - vitesse maximum (m)

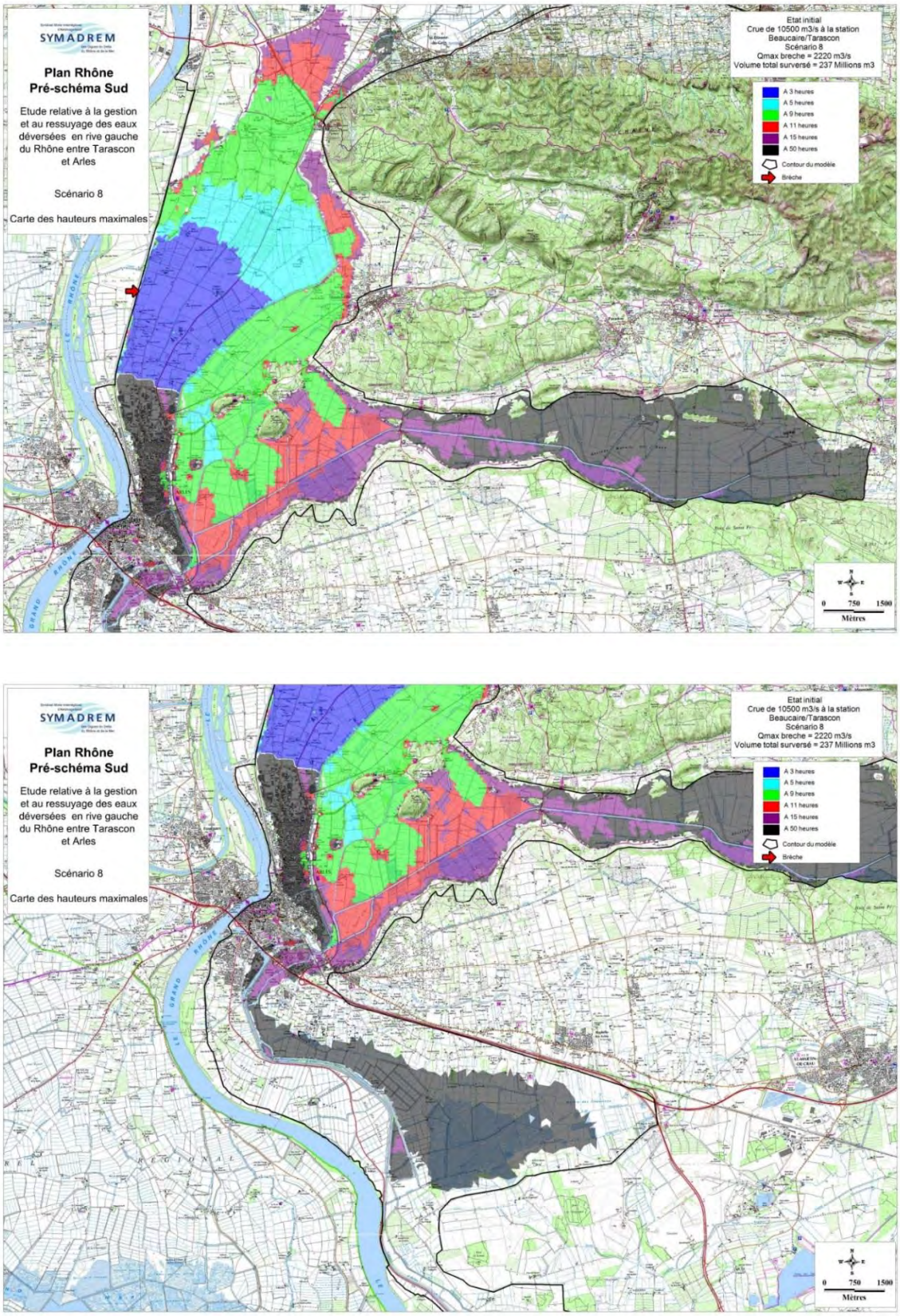


Figure 21. Scénario EI 04 – crue 10500 – brèche de 140 m dans le remblai ferroviaire par érosion de conduit le long d'un OHT – temps de propagation (en heures)

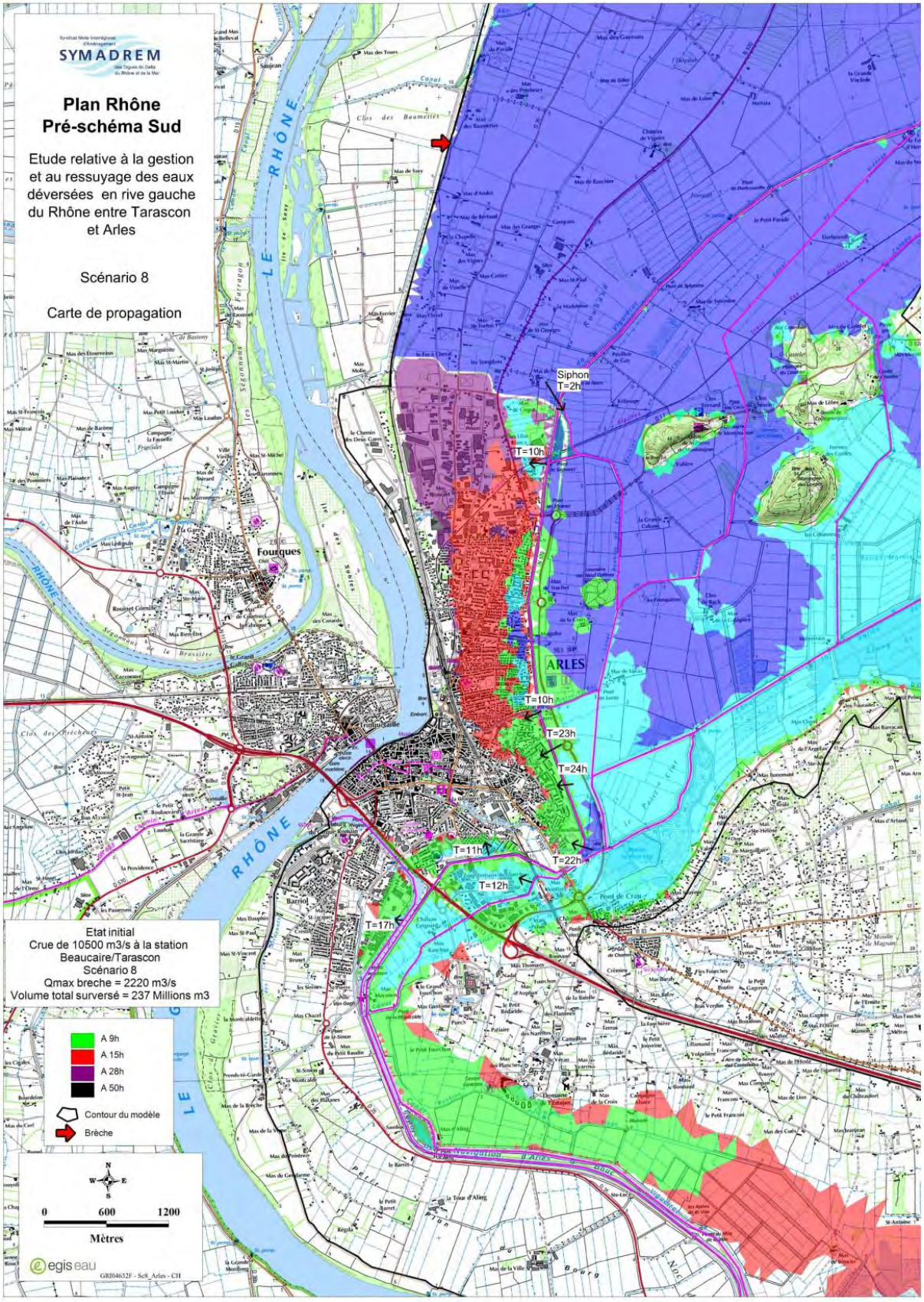


Figure 22. Scénario EI 04 – crue 10500 – brèche de 140 m dans le remblai ferroviaire par érosion de conduit le long d'un OHT – temps de propagation aux abords d'Arles centre ville (en heures)

3.6 EI05 – 11500 – ETAT INITIAL – SCENARIO 0 - EDD SNCF

Ce scénario est identique au scénario EI 02 mais il ne tient pas compte de :

- La rupture des digues du Vigueirat rive gauche au droit du lieu-dit Fort d'Herval ;
- L'impluvium local en provenance du massif des Alpilles.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est compris entre 100 et 1 000 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est compris entre 10 et 100 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est compris entre 100 et 1 000 personnes.

Le nombre de victimes potentielles est de 1.

La classe de gravité retenue pour cet événement est de 3.

La probabilité d'occurrence de l'aléa est de 8.10^{-3} (Cf. rub n°2). La probabilité d'inondation pour l'aléa considéré est de 0.9 (Cf. scénario EI 02). La probabilité annuelle de ce scénario d'inondation est donc de 7.10^{-3}. Il est inacceptable au regard de la grille d'acceptabilité définie en rubrique n°2

Les figures suivantes illustrent les hauteurs (en m) et les cotes (en m NGF) maximums atteintes ainsi que le temps de propagation de l'inondation. Ces cartes figurent également en format A3 dans la rubrique n°10. Figure également en rubrique 10 la carte des vitesses.

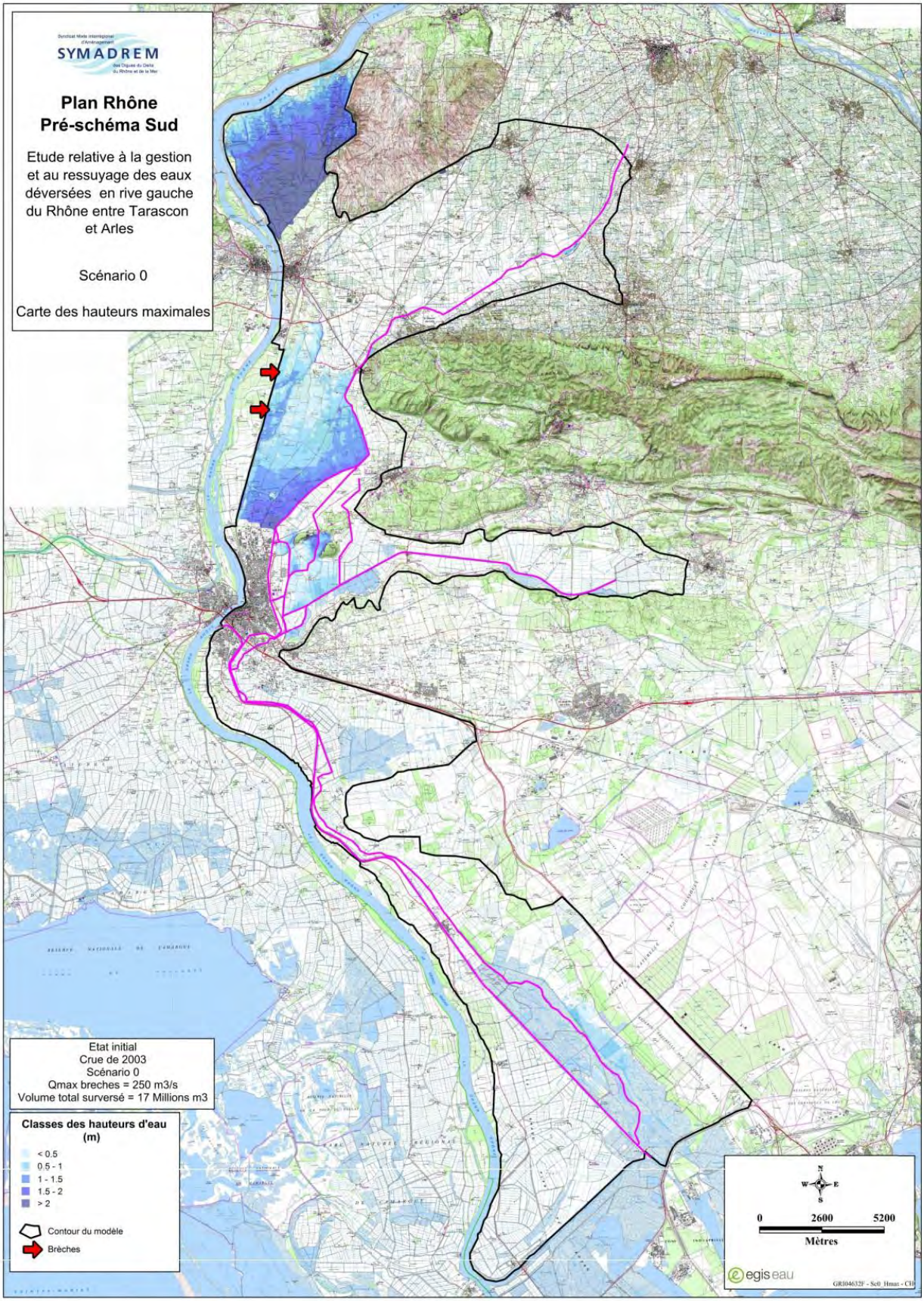


Figure 23. Scénario EI 05 – crue 11500 – brèches 2003 dans les digues de protection des trémies
Hauteur maximum (m)

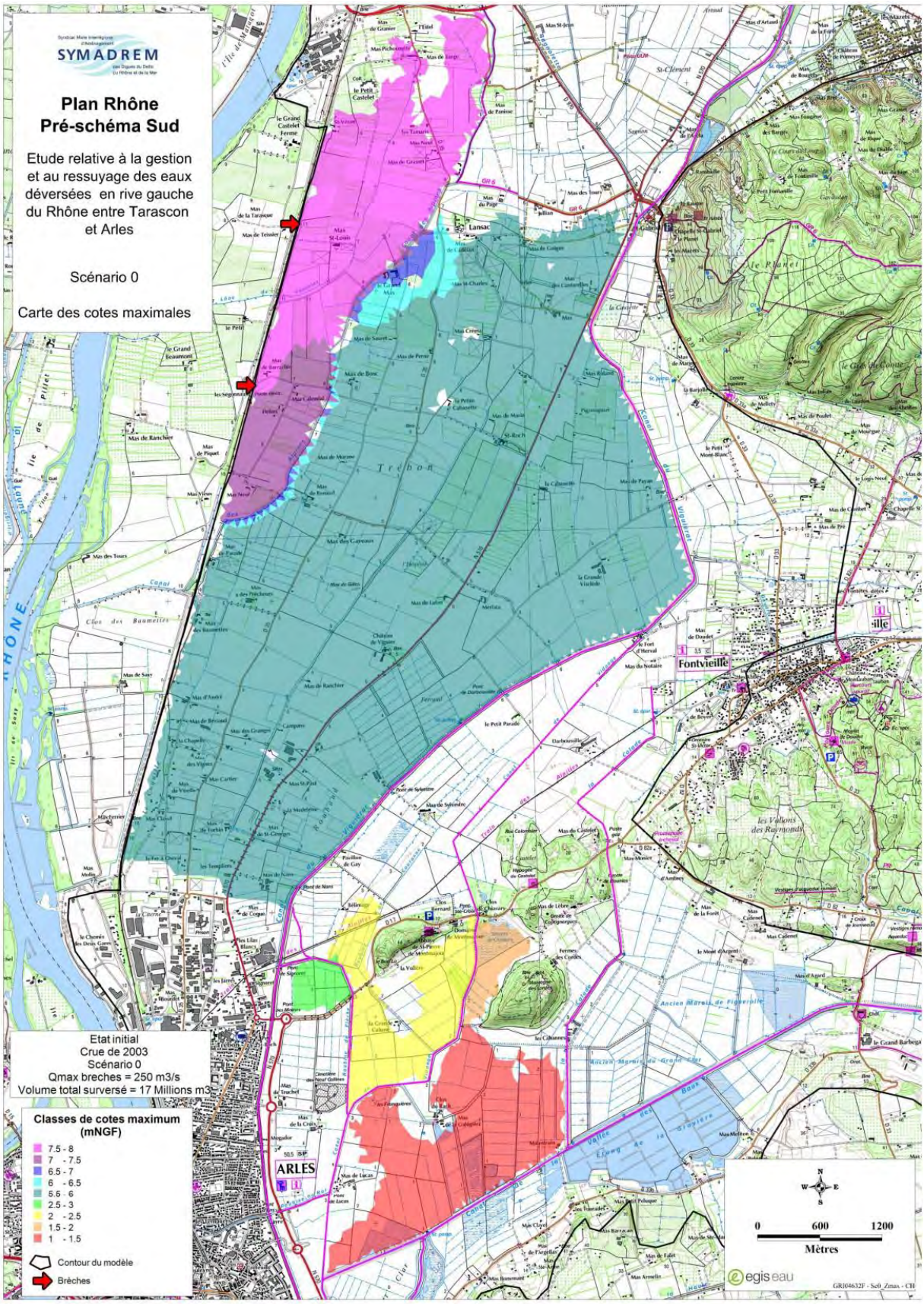


Figure 24. Scénario EI 05 – crue 11500 – brèches 2003 dans les digues de protection des trémies Cote maximum (m NGF)

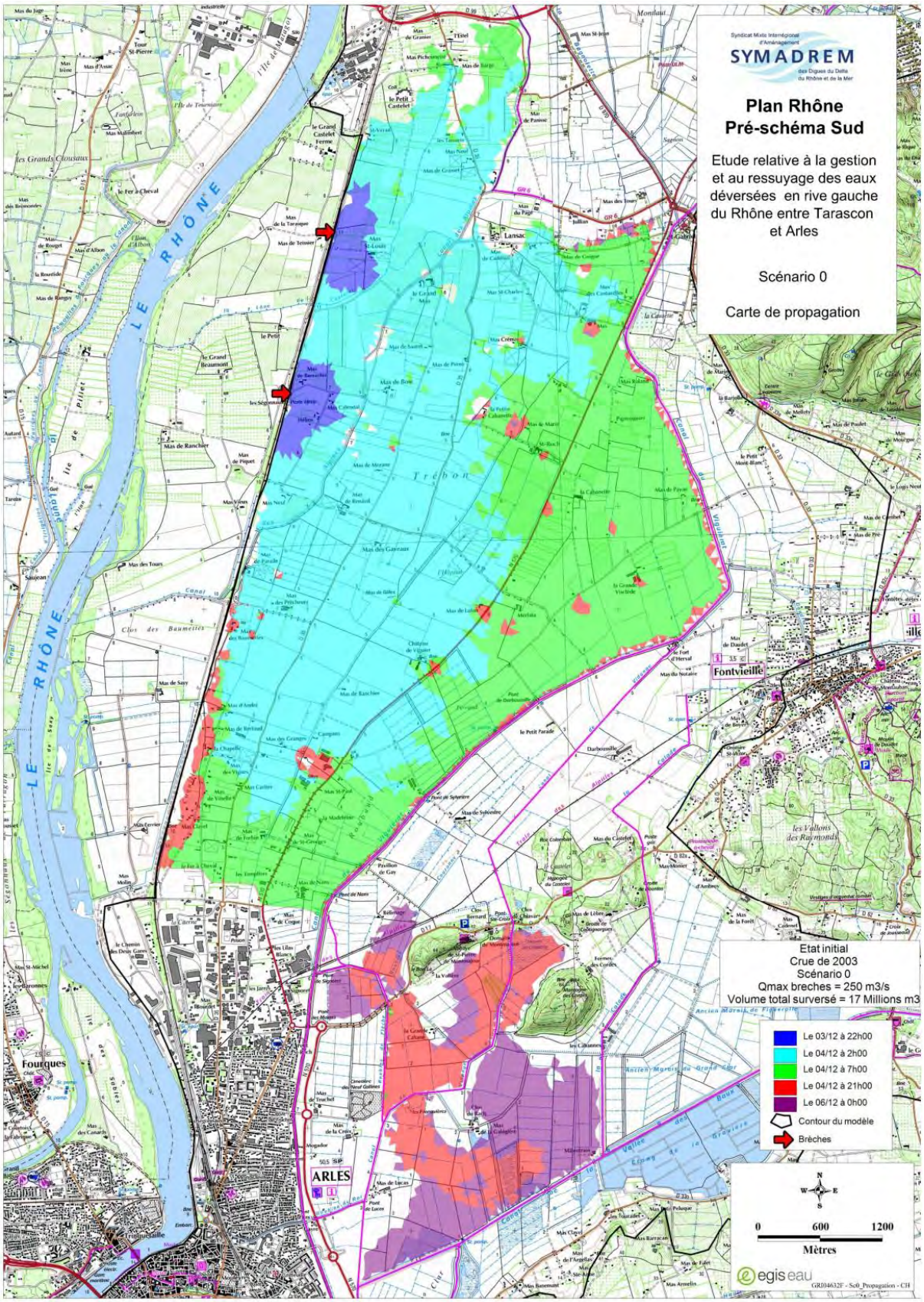


Figure 25. Scénario EI 05 – crue 11500 – brèches 2003 dans les digues de protection des trémies Temps de propagation (en h)

3.7 EI06 – 11500 – ETAT INITIAL – SCENARIO 2 - EDD SNCF

Ce scénario extrait de l'étude de dangers réalisée par la SNCF Réseau correspond, lors d'une crue 11500 (crue type décembre 2003 sans brèche dans le système en dehors de la brèche considérée), à la formation de trois brèches successives dans les digues de protection des 3 trémies ferroviaires. L'inondation de la zone protégée est provoquée uniquement par la libération d'eau du Rhône en provenance de ces brèches.

Les caractéristiques des 3 brèches sont les suivantes :

- Largeur final : 8 + 8 + 8 mètres,
- Temps d'ouverture : 2 heures,
- Débit de pointe : 170 + 170 + 180 m^3/s (successivement)

L'hydrogramme du scénario est donné sur le graphique ci-après

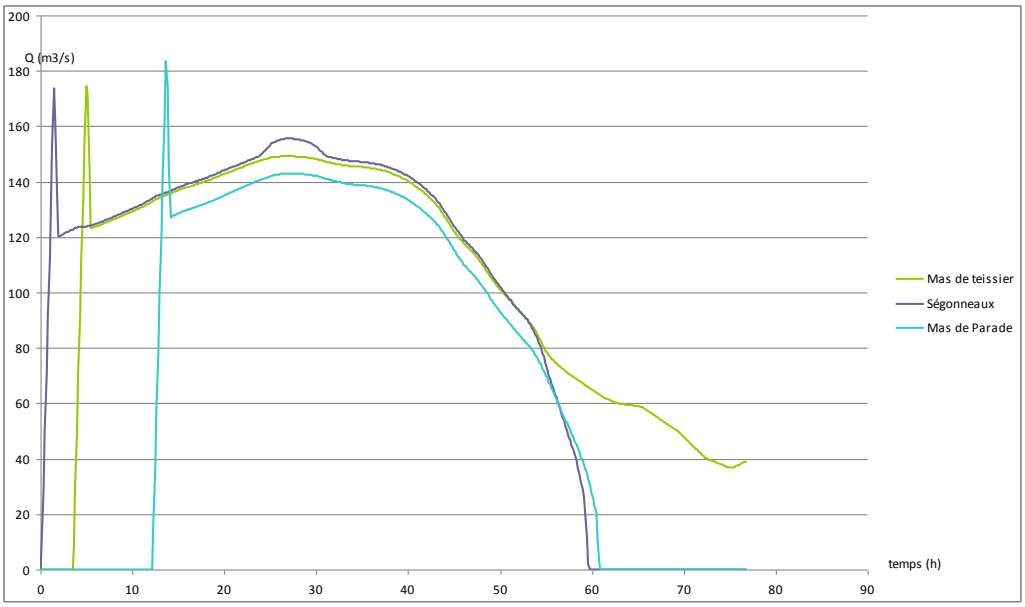


Figure 26. Hydrogramme de brèche (source EDD SNCF réseau et EGISeau [K107])

La durée de déversement est supérieure à 60 heures et le volume total de déversement d'environ 76 millions de m^3.

Les écoulements transitent par la brèche nord vers le canal des Alpines et les deux brèches sud vers la RN570. Au bout de 5h, l'inondation atteint le canal des Alpines au nord, et au sud jusqu'aux berges du Vigueirat.

Au bout de 12h toute la plaine au nord du Vigueirat est inondée. Après 1 jour, les inondations au nord franchissent la route de St Gabriel.

Les eaux sont bloquées par les berges du Vigueirat, et s'écoulent au sud par le siphon sous le Vigueirat dans la roubine de Flèche, qui déborde jusqu'au canal de Vidange au bout de 12 h puis jusqu'au canal de la vallée des Baux en un peu plus de 1 jour, au bout de 72 h ces eaux remontent vers l'est dans la vallée des Baux.

Au sud de la RN 453, la zone commerciale de Fourchon est inondée par débordement du Vigueirat et du canal de la vallée des Baux.

Le Vigueirat commence à déborder sur des points bas en rive droite vers les Alyscamps.
La zone en aval de la RN113 est elle aussi inondée par le Vigueirat et le canal de la Vallée des Baux (Tronc commun).
Le canal d'Arles à Fos commence à déborder sur les points bas de la RN113 et la zone industrielle en aval de la RN113, suite aux apports du canal de la Vallée des Baux qui transitent par le siphon de Montcalde.
En aval d'Arles, des débordements ponctuels ont lieu sur la rive droite du Vigueirat en amont de Meyranne.
Les débits maximum dans la zone inondée sont de 530 m^3/s en sortie des 3 brèches, écrêtés à 390 m^3/s surversant sur les berges du Vigueirat.
Ces débits transitent vers le canal de la vallée des Baux, et 120 m^3/s remontent à l'est dans la vallée des Baux.
Le débit maximal dans le lit mineur du Vigueirat est écrêté à 38m^3/s en aval de l'ouvrage de régulation du Vigueirat au nord d'Arles, puis à 26 m^3/s au droit de la RN 453 (débordement en rive droite en amont de la RN453).
Le débit dans le Tronc Commun est de 50 m^3/s.

Les hauteurs d'eau sont globalement les suivantes :

- De l'ordre de 1 m dans le casier des Alpines,
- comprises en 0,5 m (nord) et 3 m (sud) dans la plaine du Trébon,
- comprises entre 0,5 et 3 m dans les anciens marais d'Arles et dans la partie Est des marais de la vallée des Baux comprises entre 1,5 et 2 m NGF,
- inférieures à 1 m en traversée de Fourchon,
- supérieures à 1 m en aval de Fourchon.

Le centre urbain d'Arles et Barriol sont hors d'eau à l'exception de zones très localisées respectivement des Alyscamps et de la zone industrielle.

Les cotes maximum atteintes ont été les suivantes :

- dans le casier des Alpines supérieures à 7,5 m NGF,
- dans la plaine du Trébon entre 6 et 6,5 m NGF,
- dans les anciens marais d'Arles entre 3 et 4 m NGF,
- dans les marais de la vallée des Baux (partie Est) entre 1 et 2 m NGF,
- en traversée de Fourchon, entre 2,5 et 3 m NGF,
- points bas de Barriol, entre 2 et 2,5 m NGF,

Les vitesses maximales dans la plaine sont presque partout inférieures à 0.5 m/s. Elles ne sont élevées qu'à proximité des brèches, avec plus de 2 m/s à l'aval immédiat et inférieures à 1 m/s à environ 250 m. Elles sont ponctuellement supérieures à 0.5 m/s le long des canaux de Vidange et Calade, et restent inférieures à 1 m/s.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est compris entre 1 000 et 10 000 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est compris entre 10 et 100 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est supérieur à 1 000 personnes

Le nombre de victimes potentielles est inférieur à 10.

La classe de gravité retenue pour cet événement est de 4.

La probabilité d'occurrence de l'aléa est de 8.10^{-3} (Cf. rub n°2). La probabilité d'inondation pour l'aléa considéré est de 0,81 (0,9 X 0,9) pour des raisons similaires au scénario EI 02. La probabilité annuelle de ce scénario d'inondation est donc de 6.10^{-3}. Il est inacceptable au regard de la grille d'acceptabilité définie en rubrique n°2

Les figures suivantes illustrent les hauteurs (en m) et les cotes (en m NGF) maximums atteintes ainsi que le temps de propagation de l'inondation. Ces cartes figurent également en format A3 dans la rubrique n°10. Figure également en rubrique n°10 la carte des vitesses d'écoulement.

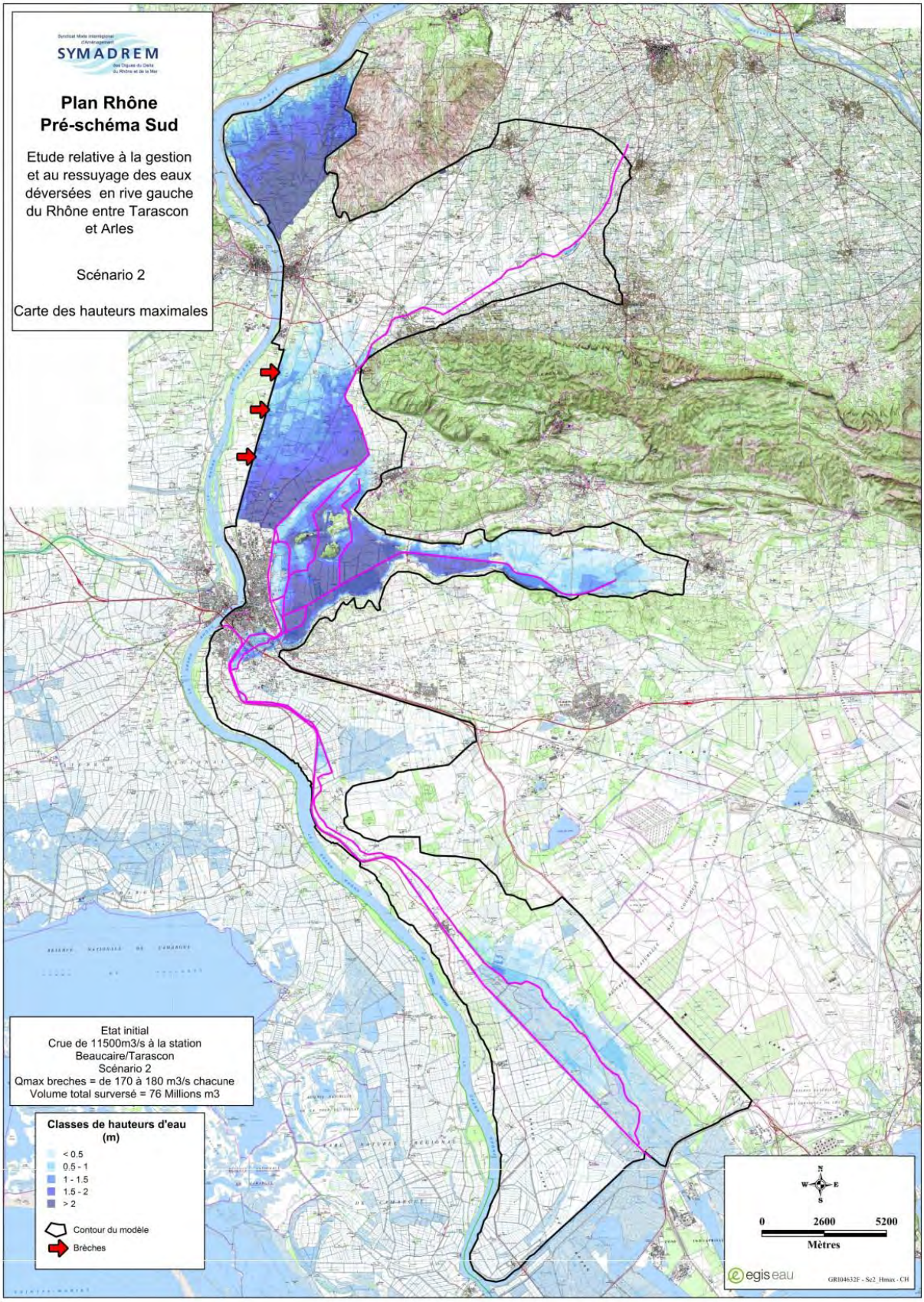


Figure 27. Scénario EI 06 – crue 11500 – brèches dans les 3 digues de protection des trémies
Hauteur maximum (m NGF)

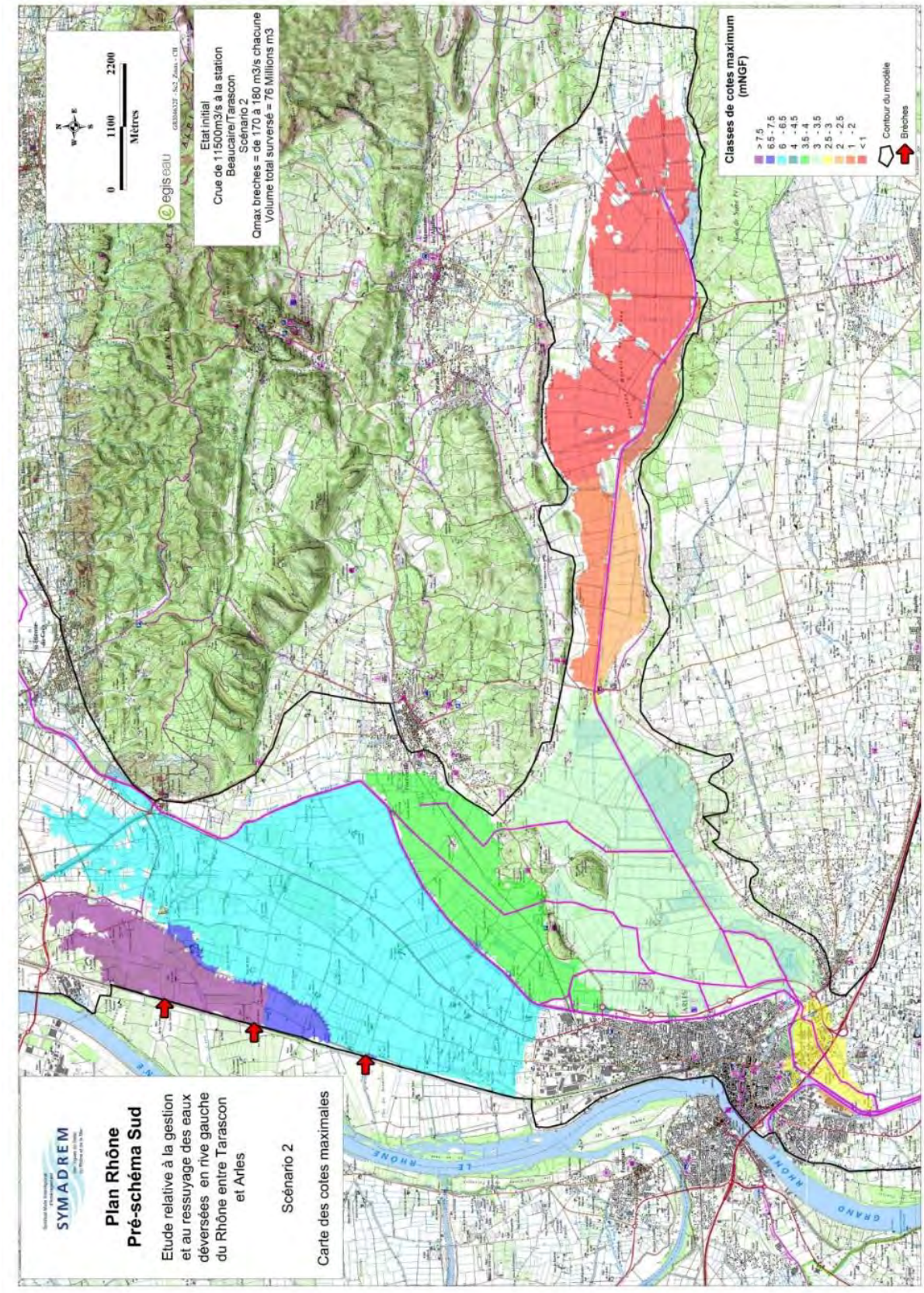


Figure 28. Scénario EI 06 – crue 11500 – brèches dans les 3 digues de protection des trémies
Cote maximum (m NGF)

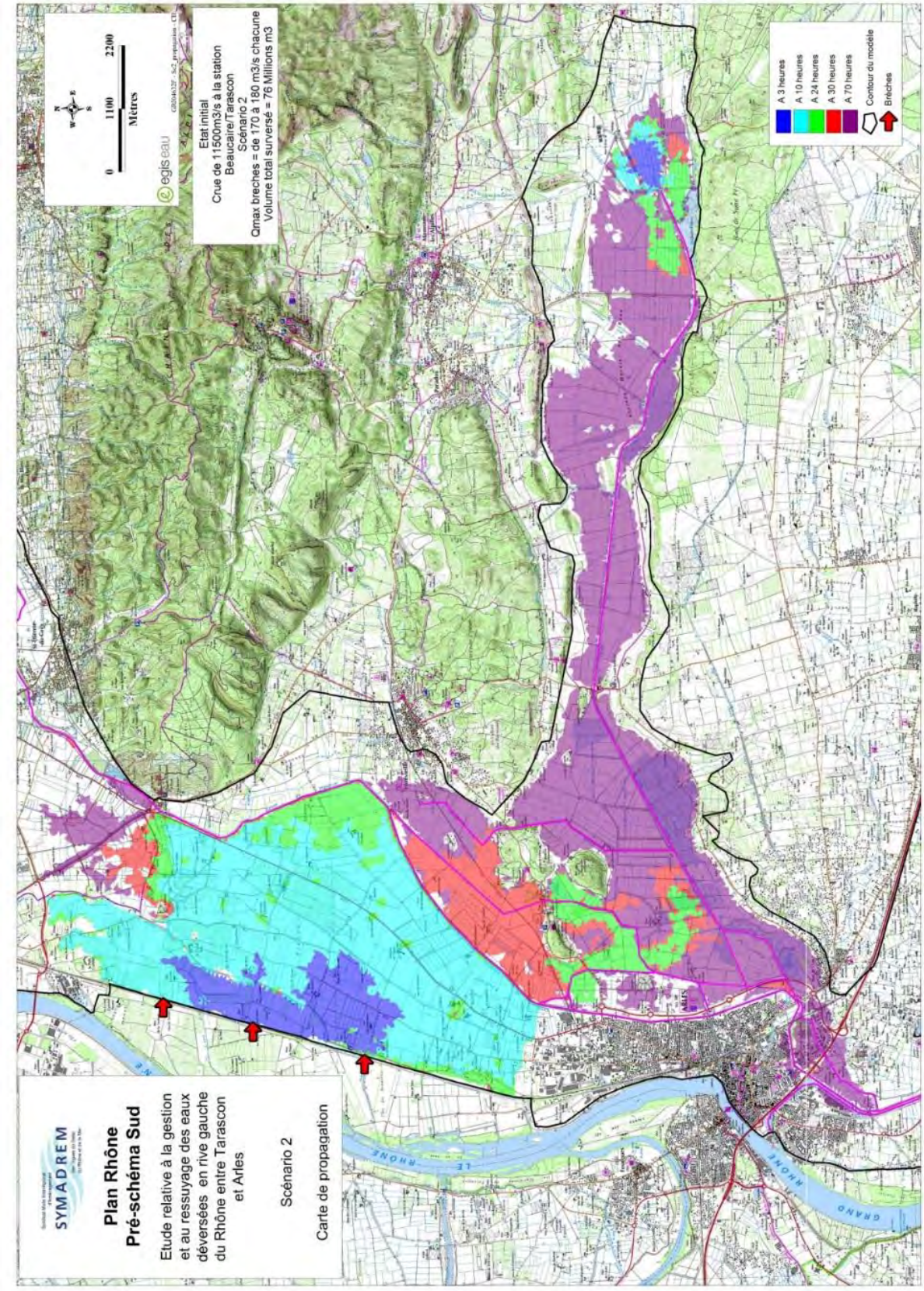


Figure 29. Scénario EI 06 – crue 11500 – brèches dans les 3 digues de protection des trémies temps de propagation (en heures)

3.8 EI07 – 11500 – ETAT INITIAL – SCENARIO 9 - EDD SNCF

Ce scénario extrait de l'étude de dangers réalisée par la SNCF Réseau correspond, lors d'une crue 11500 (crue type décembre 2003 sans brèche dans le système en dehors de la brèche considérée), à la formation d'une brèche par érosion interne dans le corps de digue. L'inondation de la zone protégée est provoquée uniquement par la libération d'eau du Rhône en provenance de cette brèche.

Les caractéristiques de la brèche sont les suivantes :

- Largeur final : 200 mètres,
- Temps d'ouverture : 14 heures (10 % après 12 heures et 100 % après 14 heures),
- Débit de pointe : env. 3 300 m^3/s

L'hydrogramme du scénario est donné sur le graphique ci-après

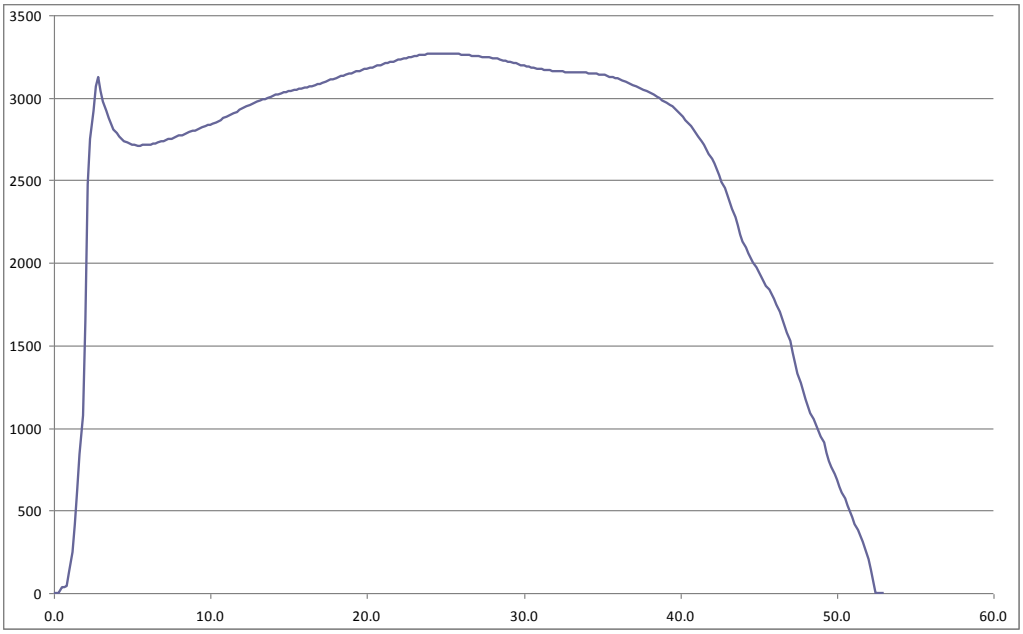


Figure 30. Hydrogramme de brèche (source EDD SNCF réseau et EGISeau [K107])

La durée de déversement est d'environ 50 heures et le volume de déversement d'environ 500 millions de m^3.

Les écoulements transitent par la brèche vers le sud et le canal du Vigueirat. Au bout de 3h, l'inondation atteint au sud les berges du Vigueirat et remonte au nord dans la plaine de Trébon jusqu'à la RD79. Au bout de 4h des débordements apparaissent sur les berges rive gauche du Vigueirat. Au bout de 10h toute la plaine au nord du Vigueirat est inondée jusqu'à la RN570 et les débordements au sud du Vigueirat atteignent le canal de la vallée des Baux. Après 18h, les inondations au nord atteignent la route RD99 entre Tarascon et St Etienne du Grès (Petit Roubian), et à 50 h, la route départementale 80.

Au bout de 20h au sud des berges du Vigueirat, toute la vallée des Baux est inondée et le canal déborde au sud ver la RN453, la zone de Fouchon en aval de la RN453, et l'aval de la RN113.

Des débordements se produisent aussi en rive droite du Vigueirat dans Arles à partir de 10h environ et inonde Arles jusqu'à la protection nord à 24h, elle-même submersible.
Sur la partie sud d'Arles, le Vigueirat commence à déborder sur des points bas en rive droite vers les Alyscamps vers 20h.
La zone en aval de la RN113 est elle aussi inondée par le Vigueirat et le canal de la Vallée des Baux (Tronc commun).
Le canal d'Arles à Fos commence à déborder vers 20h sur les points bas de la RN113 et la zone industrielle en aval de la RN113, suite aux apports du canal de la Vallée des Baux qui transitent par le siphon de Montcalde, et à 50 h toute la zone rive droite est inondée, et les débordements descendent vers le sud.
En aval d'Arles, des débordements ont lieu sur la rive droite du Vigueirat en amont de Meyranne et sur la rive gauche entre Moncalde et Meyranne.
Les débits maximum dans la zone inondée sont de 3270 m^3/s en sortie de la brèche, écrêtés à près de 3000 m^3/s surversant sur les berges du Vigueirat.
Environ 1500 m^3/s transitent vers le canal de la vallée des Baux, et environ 1500 m^3/s remontent à l'est dans la vallée des Baux.
Le débit maximal dans le lit mineur du Vigueirat est de 97m^3/s en aval de la digue nord d'Arles (le déversoir de rive gauche est noyé), puis à 76 m^3/s au droit de la RN 453 et 28 m^3/s en aval d'Arles.
Au droit de la RN 453, le débit dans le tronc commun est de 175 m^3/s et 1000 m^3/s en rive gauche. Le débit en rive droite du Vigueirat est de 120 m^3/s.
La RN 453 et l'aqueduc créent un goulet d'étranglement qui contrôle les niveaux en amont.
Au droit de la RN113, le débit dans le tronc commun est de 345 m^3/s et 300 m^3/s en rive gauche.
Le débit en rive droite entre Vigueirat et Tronc commun est de 150 m^3/s.

Les hauteurs d'eau sont globalement les suivantes :

- environ 1 m dans le casier des Alpines à l'exception de l'extrémité sud,
- comprises en 0,5 m (nord) et 4 m (sud) dans la plaine du Trébon,
- comprises entre 3 et 4 m dans les anciens marais d'Arles et dans les marais de la vallée des Baux,
- entre 2 et 3 m dans le centre urbain d'Arles au nord de la Roubine du Roy,
- entre 3 et 4 m dans le centre urbain d'Arles au sud de la Roubine du Roy,
- entre 3 et 4 m en traversée de Fourchon et en aval de la RN113 jusqu'au siphon de Montcalde,
- entre 1 à 4 m dans les marais de Meyranne.

Les cotes maximum atteintes ont été les suivantes :

- en aval direct de la brèche, entre 8 et 9 m NGF (9,7 m NGF dans le lit endigué),
- à 300 m de la brèche, entre 7,75 et 8 m NGF,
- à 1 000 m de la brèche, entre 7,5 et 7,75 m NGF,
- dans la plaine du Trébon, entre 7,25 et 7,5 m NGF,
- dans les anciens marais d'Arles entre 7,25 et 7,5 m NGF,
- dans les marais de la vallée des Baux entre 7,25 et 7,5 m NGF,
- dans le centre urbain d'Arles quartiers Nord au nord et au sud de la Roubine du Roy, entre 7 et 7,25 m NGF,

- dans le centre urbain d'Arles quartier des alyscamps, entre 5,5 et 6 m NGF,
- en traversée de Fourchon, entre 5,5 et 6,5 m NGF,
- Barriol, entre 5,5 et 6 m NGF,
- dans les marais de Meyrannes entre 5,5 et 6 m NGF,
- Mas Thibert, entre 2 et 3 m NGF

Les vitesses maximales dans la plaine sont en général inférieures à 0.5 m/s, sauf aux abords des canaux et de la brèche. Elles sont élevées à proximité des brèches, avec plus de 2m/s à l'aval immédiat et deviennent inférieures à 1m/s à plus de 1km. Elles sont supérieures à 0.5 m/s le long des canaux du Vigueirat, Flèche, Vidange, Calade, vallée des Baux où elles peuvent dépasser 2m/s.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est supérieur à 30 000 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est supérieur à 100 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est supérieur à 10 000 personnes.

Le nombre de victimes potentielles est supérieur à 10.

La classe de gravité retenue pour cet événement est de 5.

La probabilité d'occurrence de l'aléa est de 8.10^{-3} (Cf. rub n°2). La probabilité d'inondation pour l'aléa considéré est de 0,4 (Cf. rubrique 8b). La probabilité annuelle de ce scénario d'inondation est donc de 3.10^{-3}. Il est inacceptable au regard de la grille d'acceptabilité définie en rubrique n°2.

Les figures suivantes illustrent les hauteurs (en m) et les cotes (en m NGF) maximums atteintes ainsi que les vitesses (en m/s) et temps de propagation de l'inondation. Ces cartes figurent également en format A3 dans la rubrique n°10.

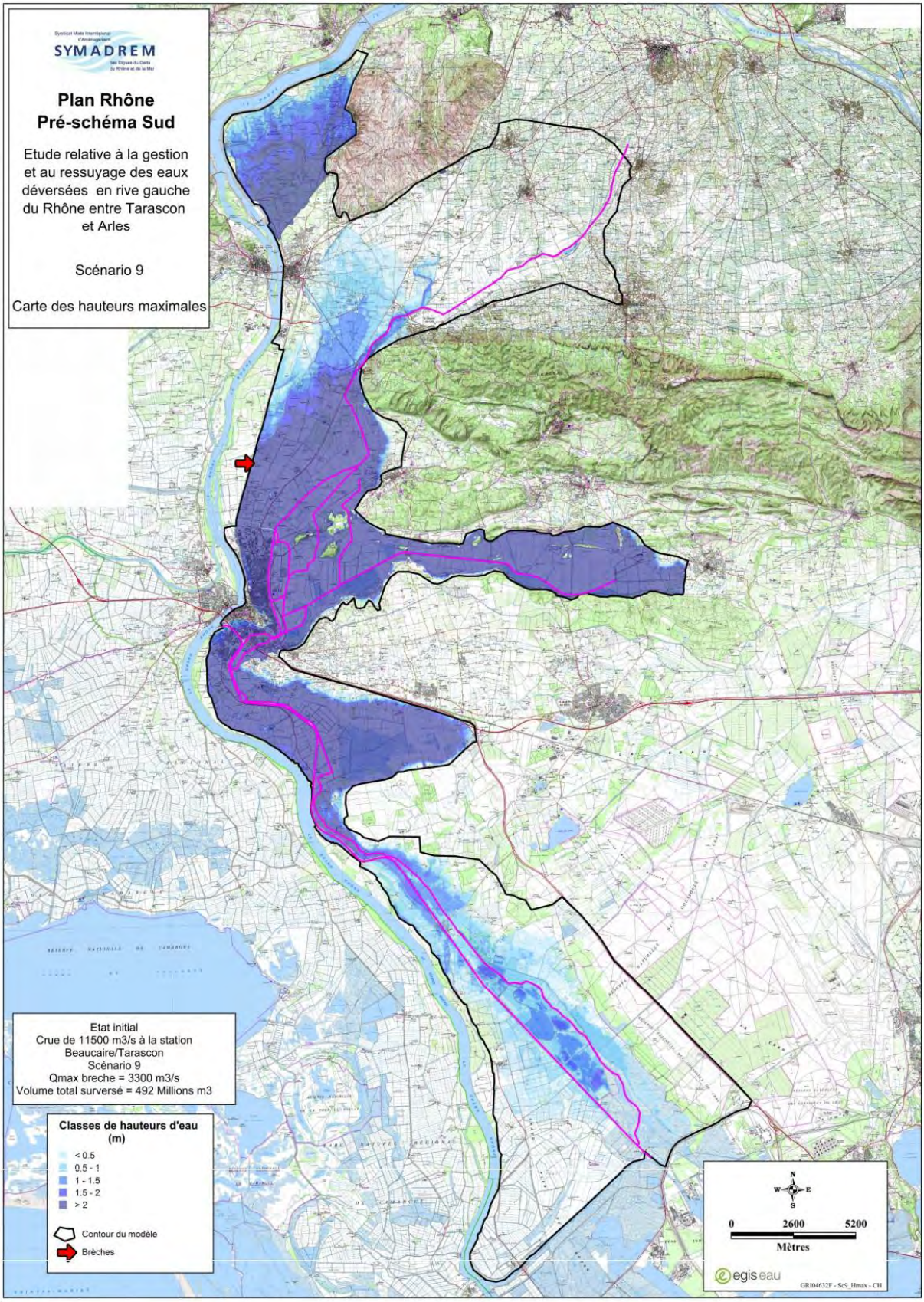


Figure 31. Scénario EI 07 – crue 11500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire hauteur maximum (en m)

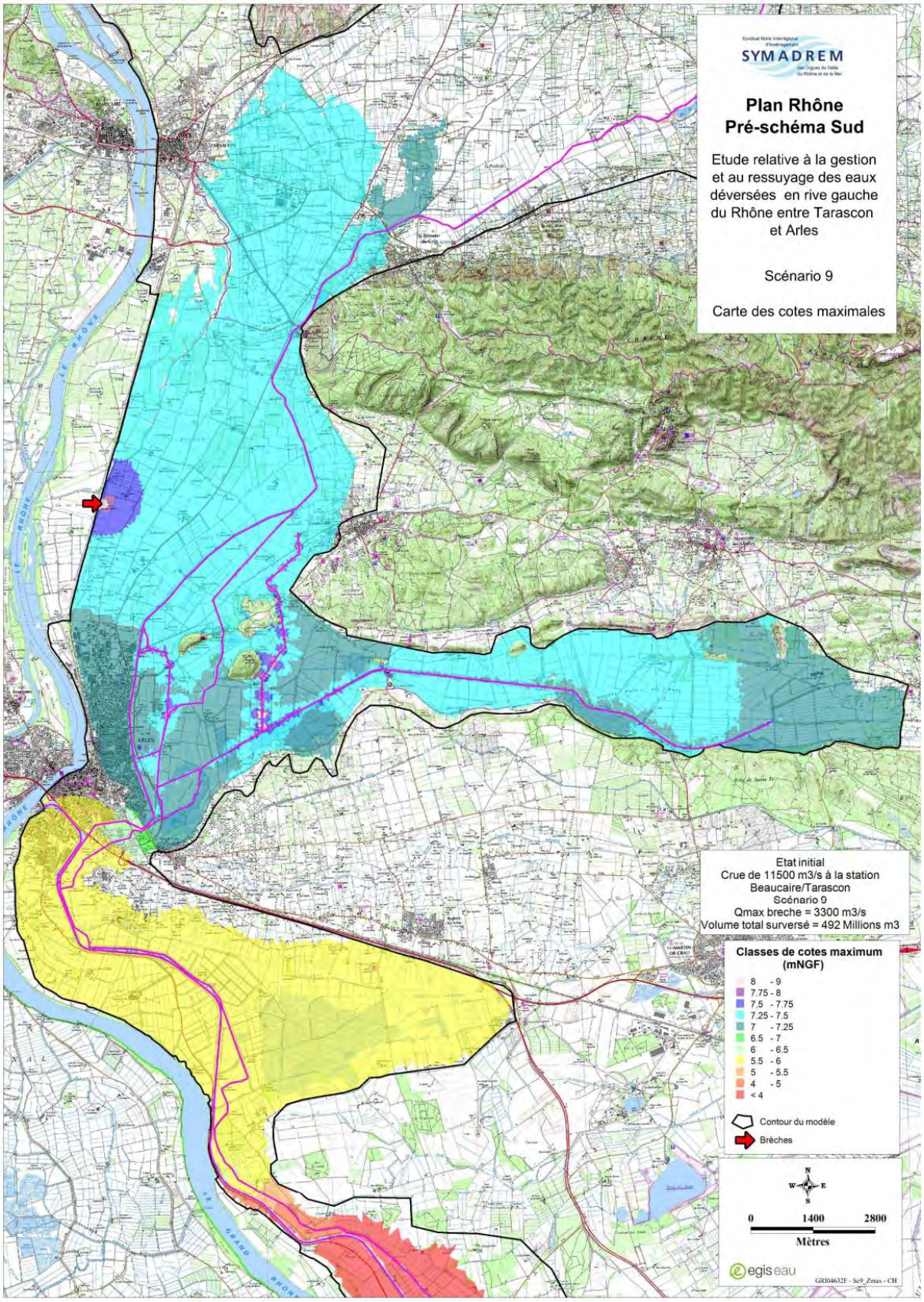


Figure 32. Scénario EI 07 – crue 11500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire cote maximum (en m NGF)

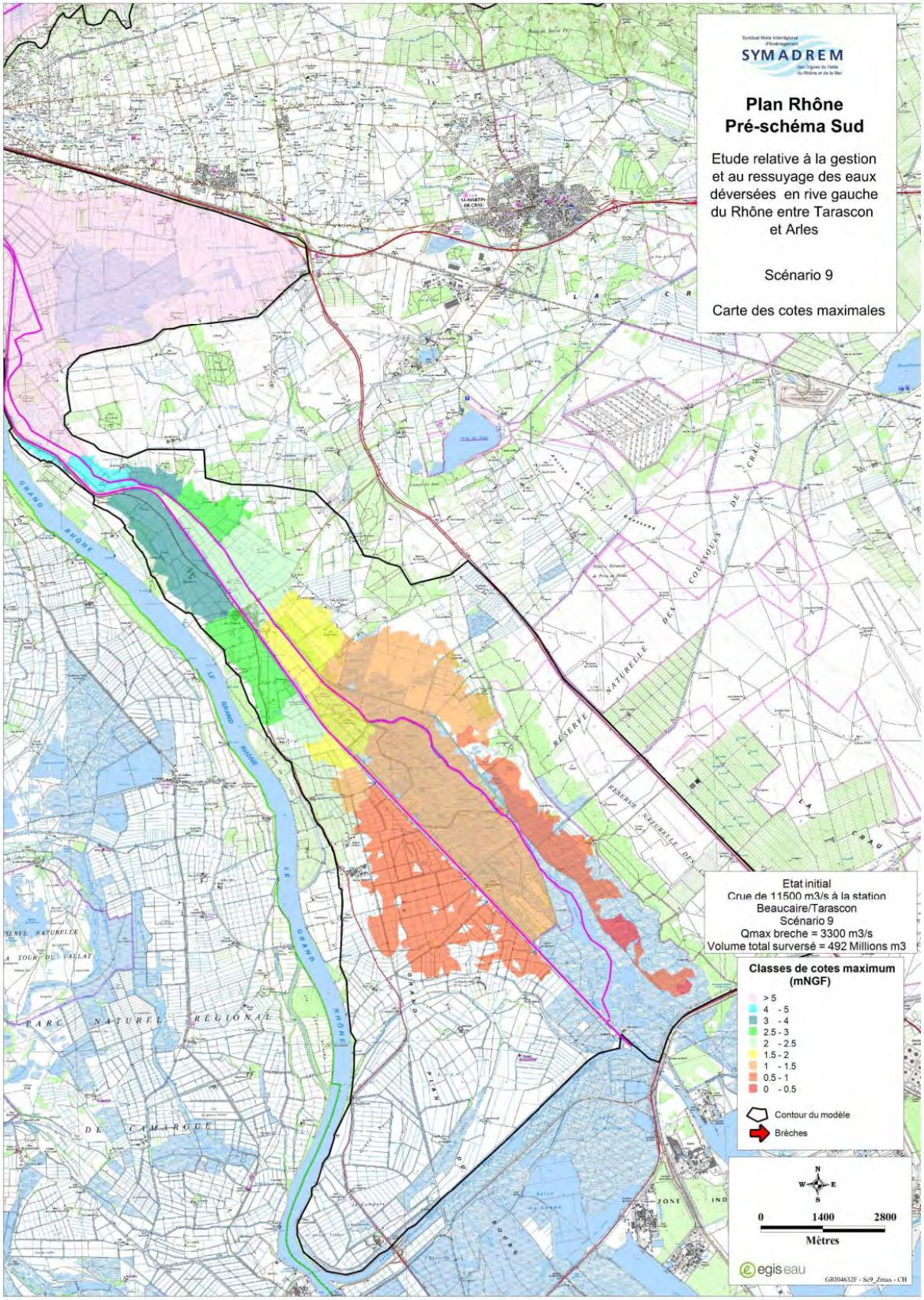


Figure 33. Scénario EI 07 – crue 11500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire cote maximum (en m NGF)

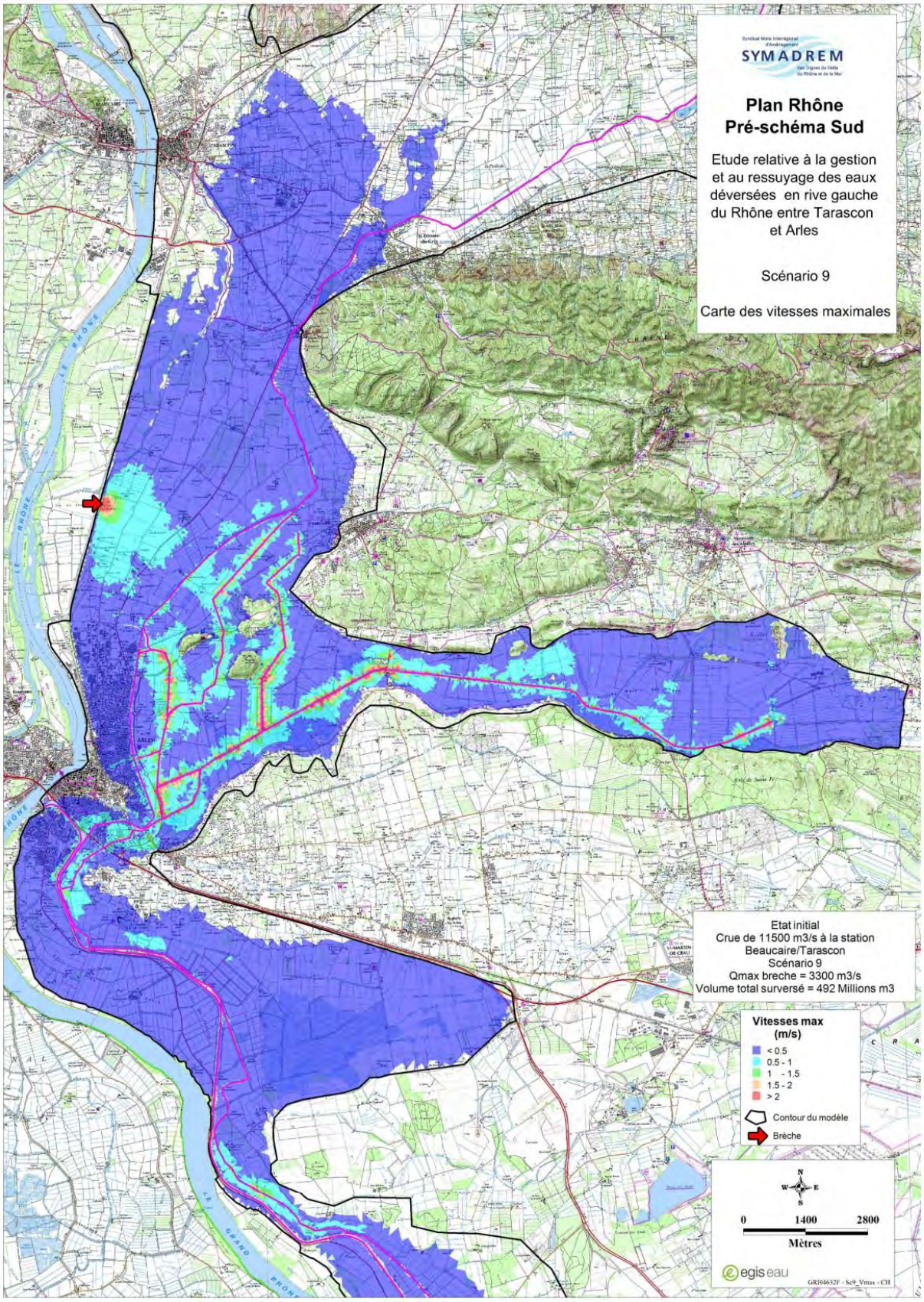


Figure 34. Scénario EI 07 – crue 11500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire vitesse maximum (en m NGF)

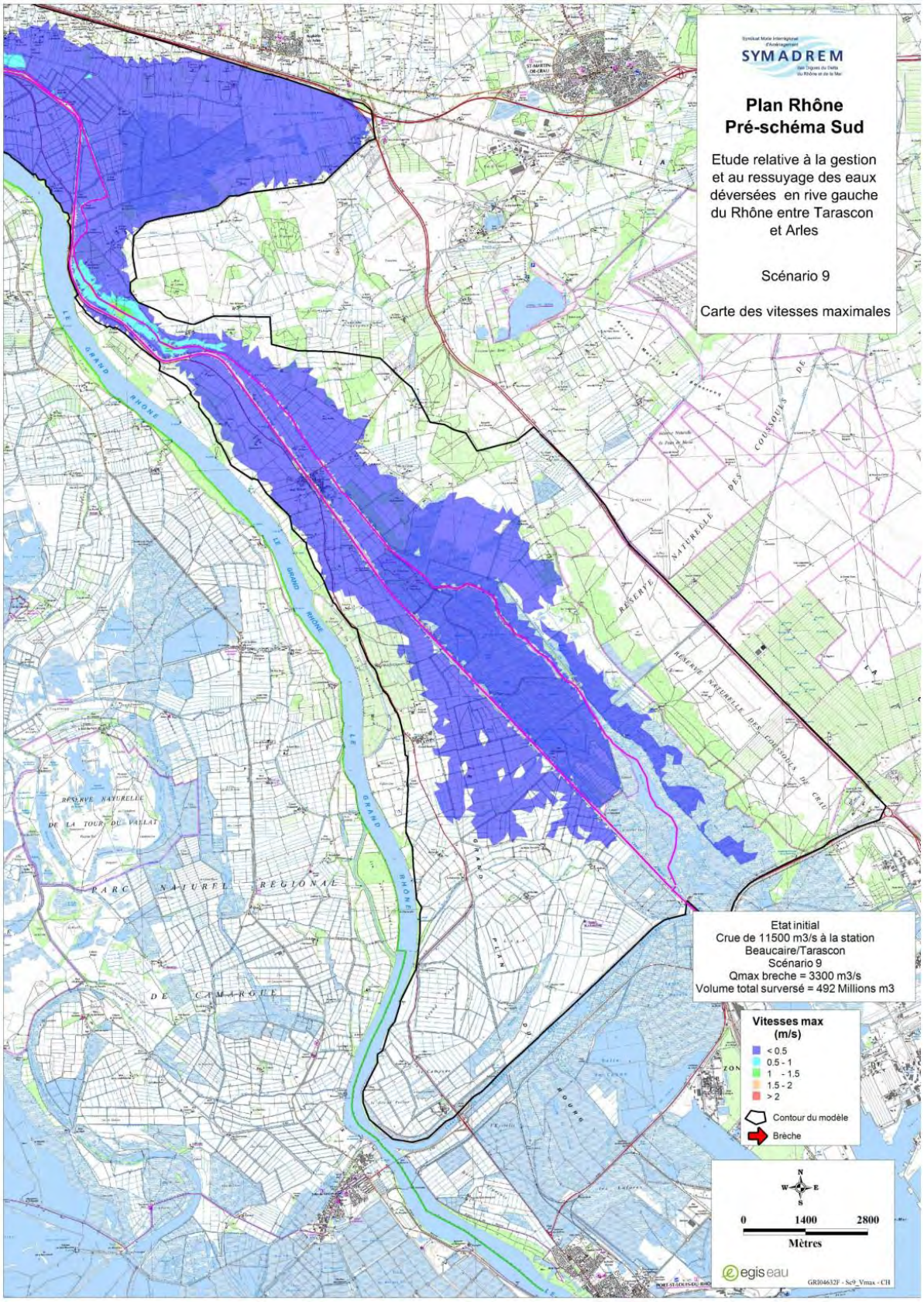


Figure 35. Scénario EI 07 – crue 11500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire vitesse maximum (en m NGF)

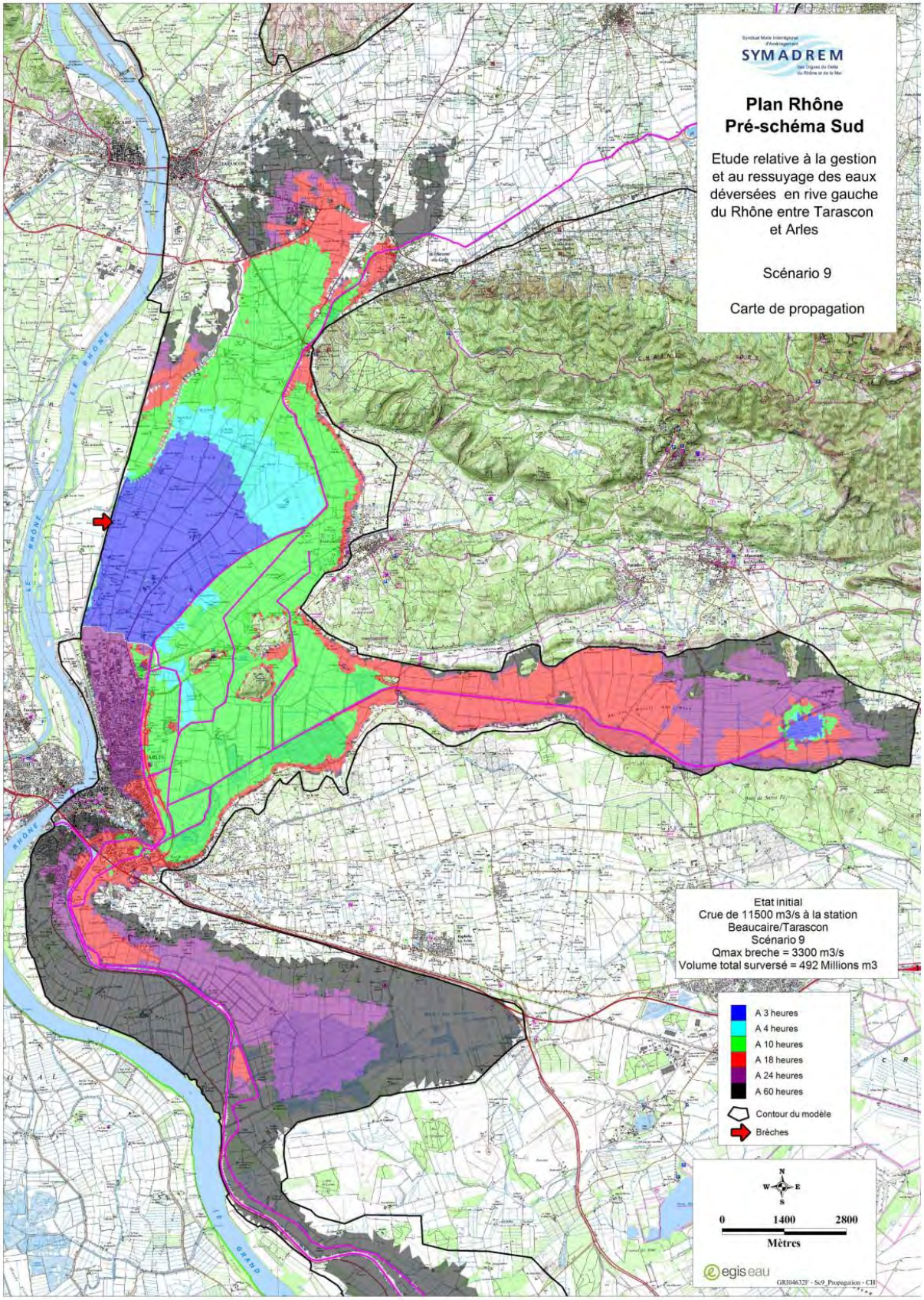


Figure 36. Scénario EI 07 – crue 11500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire temps de propagation (en h)

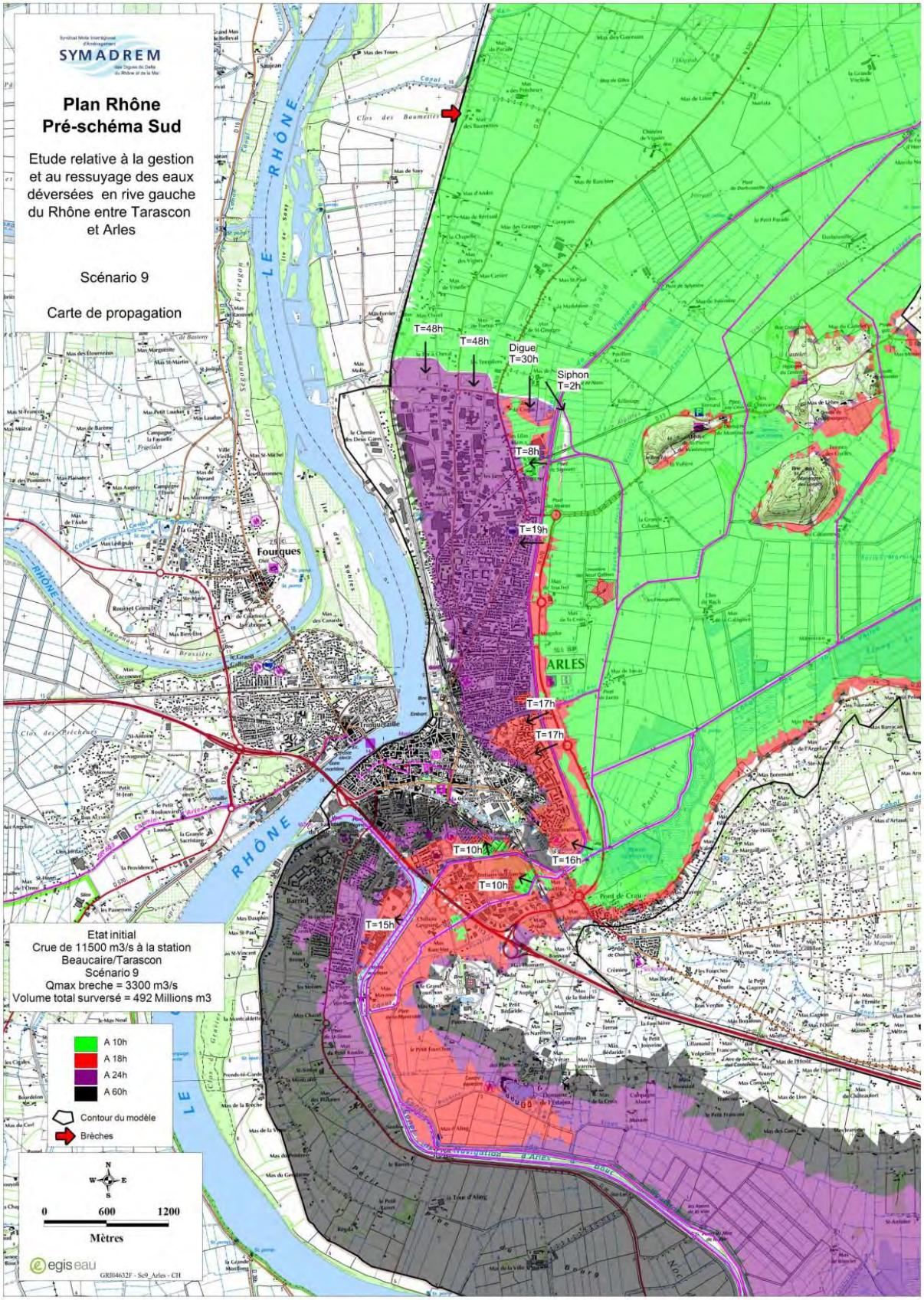


Figure 37. Scénario EI 07 – crue 11500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire temps de propagation (en h)

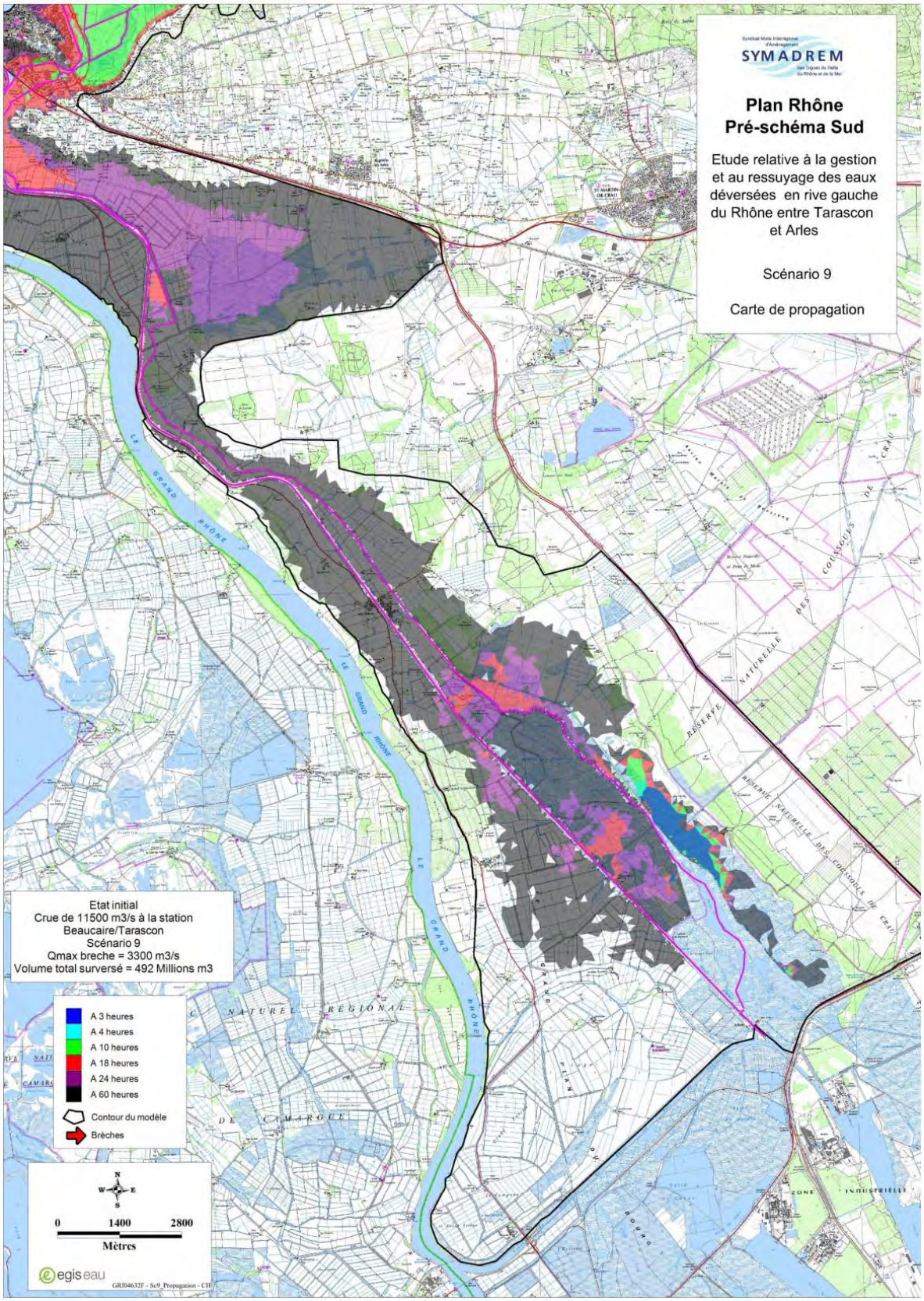


Figure 38. Scénario EI 07 – crue 11500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire temps de propagation (en h)

3.9 EI08 – 12500 – ETAT INITIAL – SCENARIO 7 - EDD SNCF

Ce scénario extrait de l'étude de dangers réalisée par la SNCF Réseau correspond, lors d'une crue 12500 (crue type mai 1856 sans brèche dans le système en dehors de la brèche considérée), à la formation d'une brèche par surverse dans le remblai ferroviaire. L'inondation de la zone protégée est provoquée uniquement par la libération d'eau du Rhône en provenance de cette brèche.

Les caractéristiques de la brèche sont les suivantes :

- Largeur final : 200 mètres,
- Temps d'ouverture : 10 heures (80 % après 3 heures et 100 % après 10 heures),
- Débit de pointe : env. 4 500 m^3/s

L'hydrogramme du scénario est donné sur le graphique ci-après

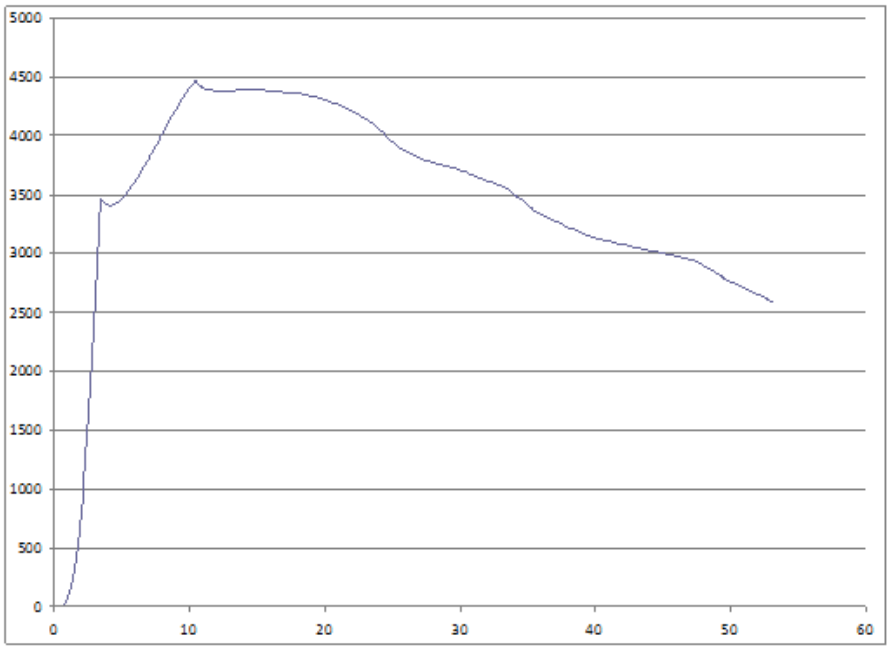


Figure 39. Hydrogramme de brèche (source EDD SNCF réseau et EGISeau [K107])

La durée de déversement est supérieure à 50 heures et le volume de déversement supérieur à 660 millions de m^3.

Les écoulements transitent par la brèche vers le sud et le canal du Vigueirat. Au bout de 5h, l'inondation atteint au sud les berges du Vigueirat et remonte au nord dans la plaine de Trébon jusqu'à la RN570. Au bout de 6h des débordements apparaissent sur les berges rive gauche du Vigueirat. Au bout de 9h toute la plaine au nord du Vigueirat est inondée jusqu'à la RD99 entre Tarascon et St Etienne du Grès (Petit Roubian), et les débordements au sud du Vigueirat atteignent le canal de la vallée des Baux. Après 15h, les inondations au nord atteignent Tarascon jusqu'à la RD80 et St Etienne du Grès jusqu'au mas de la Perrine et après 35h elles atteignent la voie ferrée au nord ouest et la RD80 au nord est.
Au bout de 18h au sud des berges du Vigueirat, toute la vallée des Baux est inondée et le canal déborde au sud ver la RN453, la zone de Fouchon en aval de la RN453, et l'aval de la RN113.

Des débordements se produisent aussi en rive droite du Vigueirat dans Arles à partir de 9h environ et inonde Arles jusqu'à la protection nord à 35h, la digue nord est elle-même submersible.
Sur la partie sud d'Arles, le Vigueirat commence à déborder sur des points bas en rive droite vers les Alyscamps à 15h.
La zone en aval de la RN113 est elle aussi inondée par le Vigueirat et le canal de la Vallée des Baux (Tronc commun).
Le canal d'Arles à Fos commence à déborder à 15h sur les points bas de la RN113 et la zone industrielle en aval de la RN113, suite aux apports du canal de la Vallée des Baux qui transitent par le siphon de Montcalde, et à 35 h toute la zone rive droite est inondée, et les débordements descendent vers le sud.
En aval d'Arles, des débordements ont lieu sur la rive droite du Vigueirat en amont de Meyranne et sur la rive gauche entre Moncalde et Meyranne.
Les débits maximum dans la zone inondée sont de 4460 m^3/s en sortie de la brèche, écrêtés à environ 3000 m^3/s surversant sur les berges du Vigueirat.
Environ 2000 m3/s transitent vers le canal de la vallée des Baux, et environ 2000 m^3/s remontent à l'est dans la vallée des Baux.
Le débit maximal dans le lit mineur du Vigueirat est de 100 m^3/s en aval de la digue nord d'Arles (le déversoir de rive gauche est noyé), puis à 88 m^3/s au droit de la RN 453 et 43 m^3/s en aval d'Arles.
Au droit de la RN 453, le débit dans le tronc commun est de 200 m^3/s et 980 m^3/s en rive gauche. Le débit en rive droite du Vigueirat est de 75 m^3/s.
Au droit de la RN113, le débit dans le tronc commun est d'environ 280 m^3/s et 350 m^3/s en rive gauche. Le débit en rive droite entre Vigueirat et Tronc commun est de 190 m^3/s.

Les hauteurs d'eau sont globalement les suivantes :

- environ 1 m dans le casier des Alpines à l'exception de l'extrémité sud,
- comprises en 0,5 m (nord) et 4 m (sud) dans la plaine du Trébon,
- comprises entre 3 et 4 m dans les anciens marais d'Arles et dans les marais de la vallée des Baux,
- environ 4 m dans le centre urbain d'Arles au nord au sud de la Roubine du Roy,
- environ 1 à 2,5 m dans le centre urbain d'Arles quartier des Alyscamp,
- environ 4 m en traversée de Fourchon et en aval de la RN113 jusqu'au siphon de Montcalde,
- environ 2 m dans Barriol,
- environ 2,5 m dans les marais de Meyranne.

Les cotes maximum atteintes ont été les suivantes :

- en aval direct de la brèche, 10 m NGF (10,5 m NGF dans le lit endigué),
- à 1 000 m de la brèche, entre 9 et 9,25 m NGF,
- dans les quartiers sud de Tarascon entre 8 et 8,25 m NGF,
- dans la plaine du Trébon nord et plaine de Tarascon, entre 7,5 et 8 m NGF,
- dans la plaine du Trébon sud, anciens marais d'Arles et les marais de la vallée des Baux entre 6,5 et 7,5 m NGF,
- dans le centre urbain d'Arles quartiers Nord au nord et au sud de la Roubine du Roy, entre 6,5 et 7,5 m NGF,

- dans le centre urbain d'Arles quartier des alyscamps, entre 5,5 et 6,5 m NGF,
- en traversée de Fourchon, entre 5,5 et 6,5 m NGF,
- Barriol, entre 5,5 et 6,5 m NGF,
- dans les marais de Meyrannes entre 5,5 et 6,5 m NGF,
- Mas Thibert, entre 2 et 3 m NGF

Les vitesses maximales dans la plaine sont en général inférieures à 0.5 m/s, sauf aux abords des canaux et de la brèche. Elles sont élevées à proximité des brèches, avec plus de 2 m/s à l'aval immédiat et deviennent inférieures à 1 m/s à plus de 1.2 km. Elles sont supérieures à 0.5 m/s le long des canaux du Vigueirat, Flèche, Vidange, Calade, vallée des Baux où elles peuvent dépasser 2 m/s.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est supérieur à 30 000 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est supérieur à 100 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est supérieur à 10 000 personnes.

Le nombre de victimes potentielles est inférieur à 10.

La classe de gravité retenue pour cet événement est de 5.

La probabilité d'occurrence de l'aléa est de 6.10^{-3} (Cf. rub n°2). La probabilité d'inondation pour l'aléa considéré est de 0.4 (Cf. rubrique 8b). La probabilité annuelle de ce scénario d'inondation est donc de 2.10^{-3}. Il est inacceptable au regard de la grille d'acceptabilité définie en rubrique n°2

Les figures suivantes illustrent les hauteurs (en m) et les cotes (en m NGF) maximums atteintes ainsi que les vitesses (en m/s) et temps de propagation de l'inondation. Ces cartes figurent également en format A3 dans la rubrique n°10.

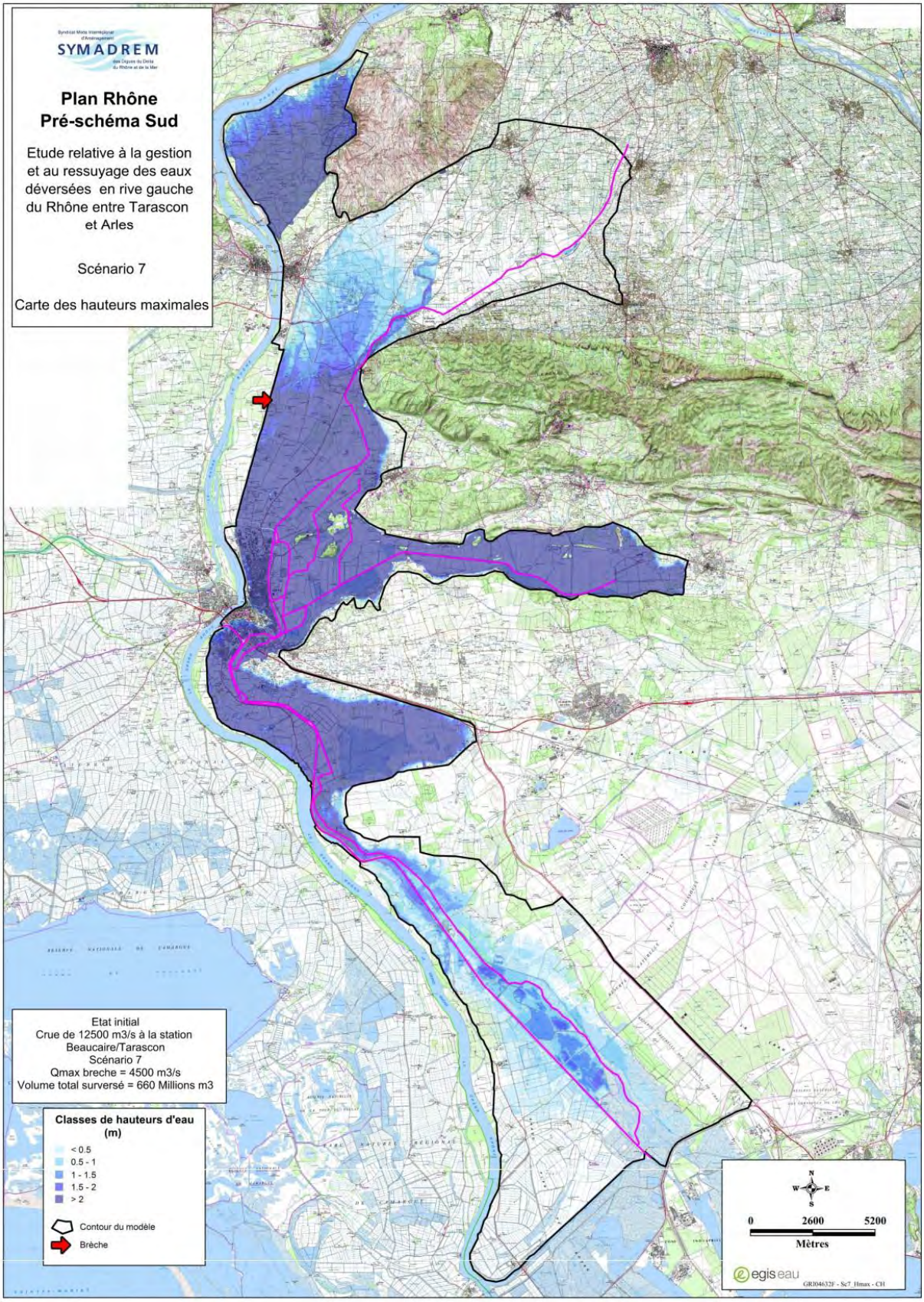


Figure 40. Scénario EI 08 – crue 12500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire hauteur d'eau maximum (en m)

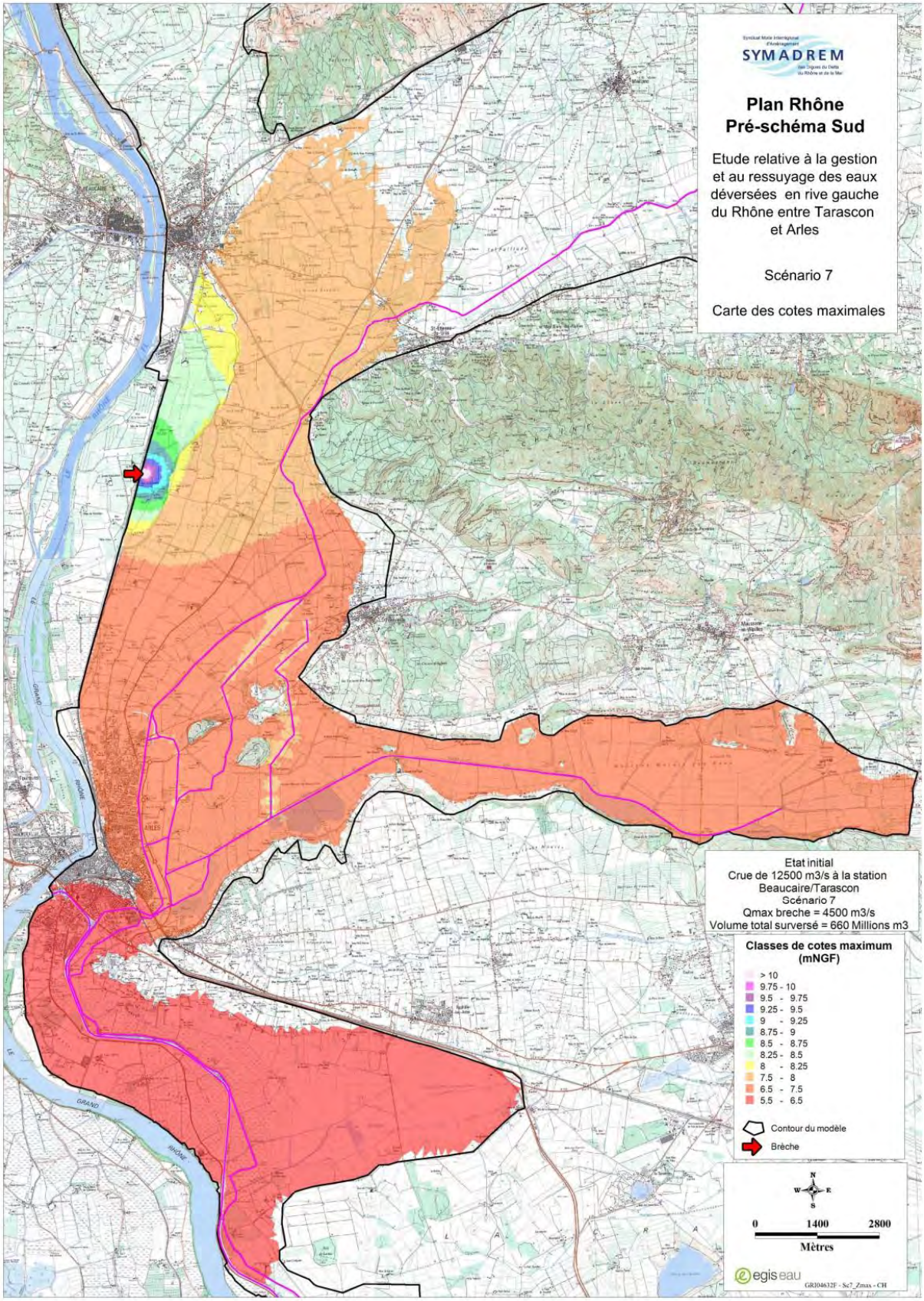


Figure 41. Scénario EI 08 – crue 12500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire cote maximum (en m NGF)

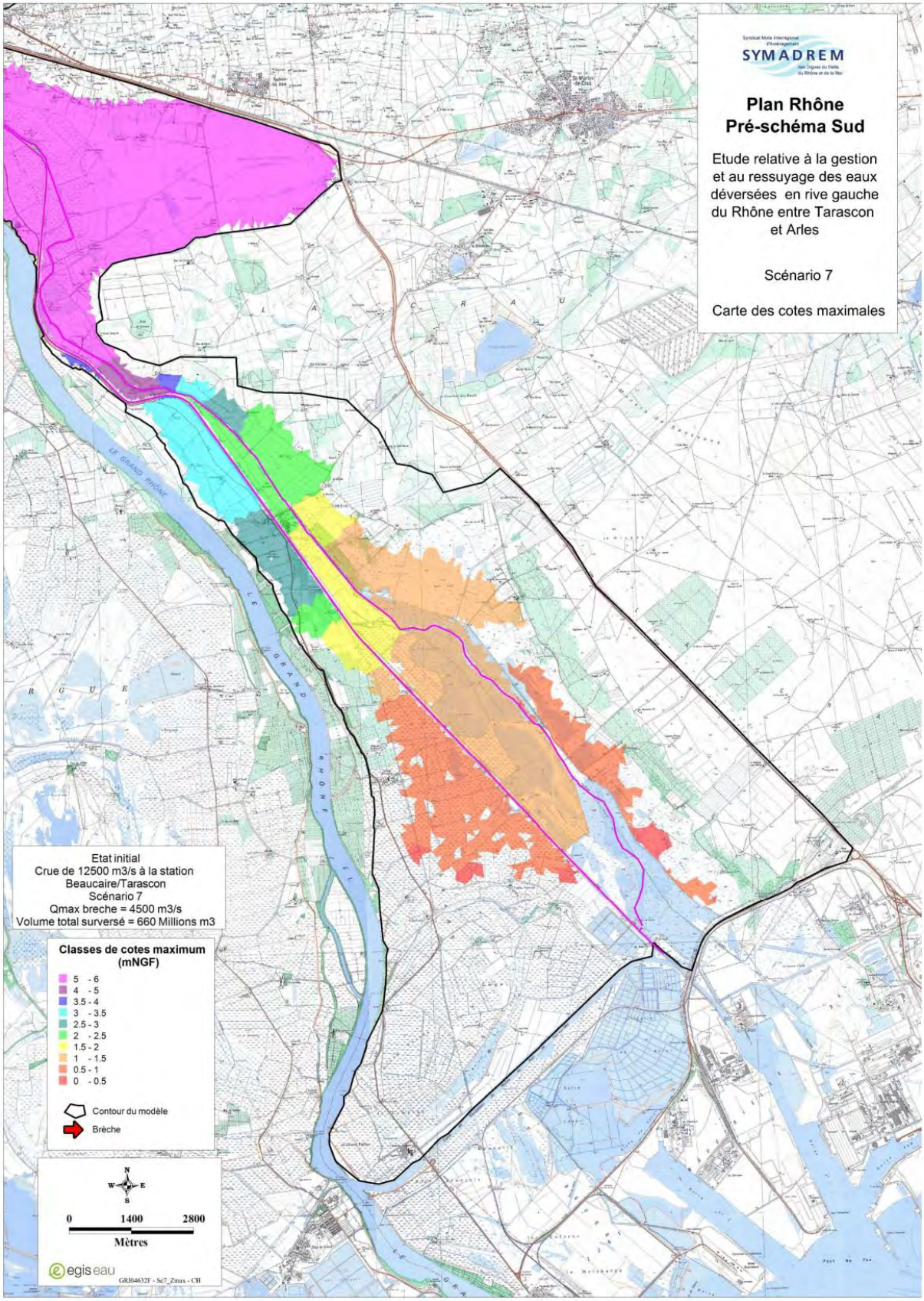


Figure 42. Scénario EI 08 – crue 12500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire cote maximum (en m NGF)

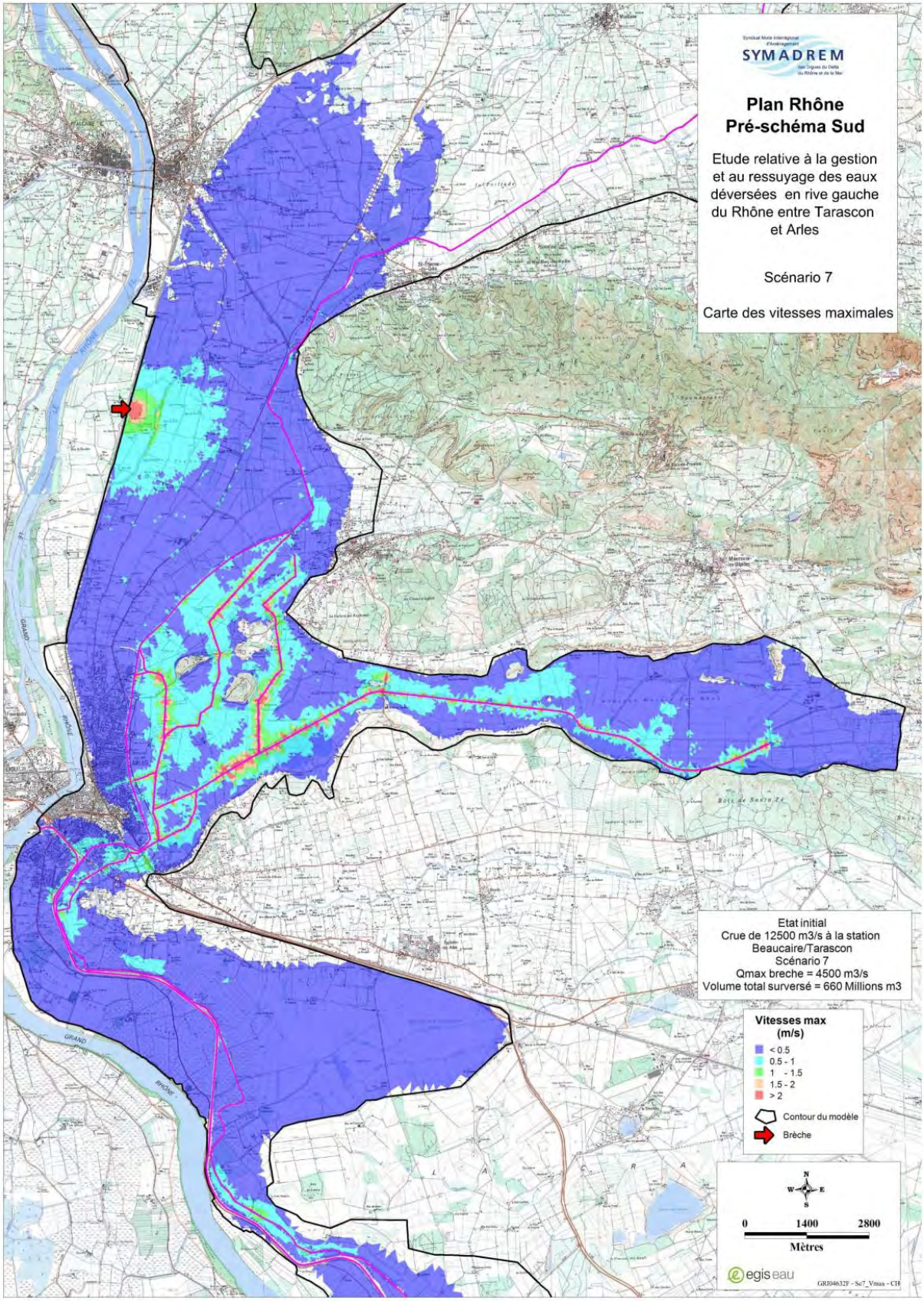


Figure 43. Scénario EI 08 – crue 12500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire vitesse des écoulements (en m/s)

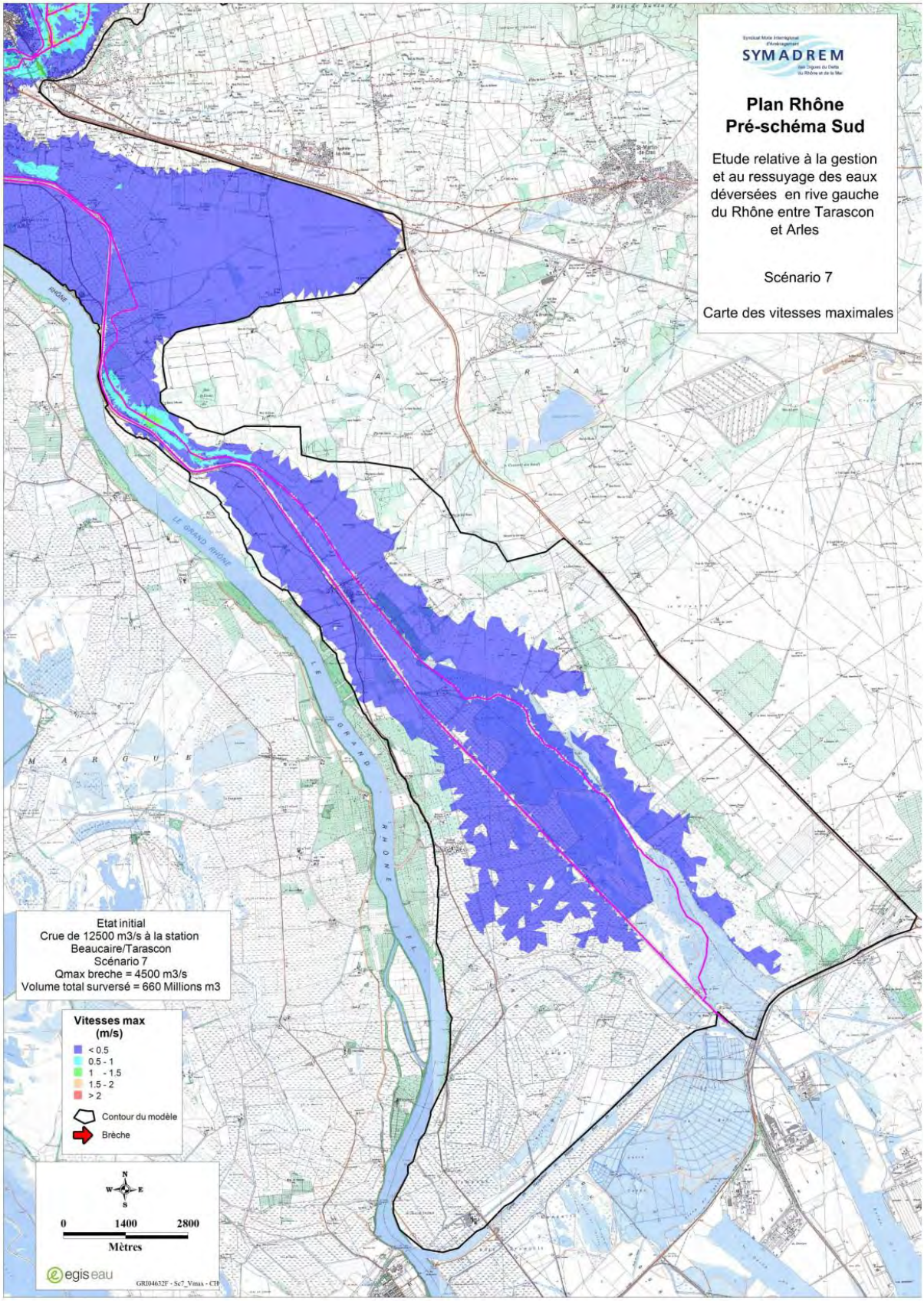


Figure 44. Scénario EI 08 – crue 12500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire vitesse des écoulements (en m/s)

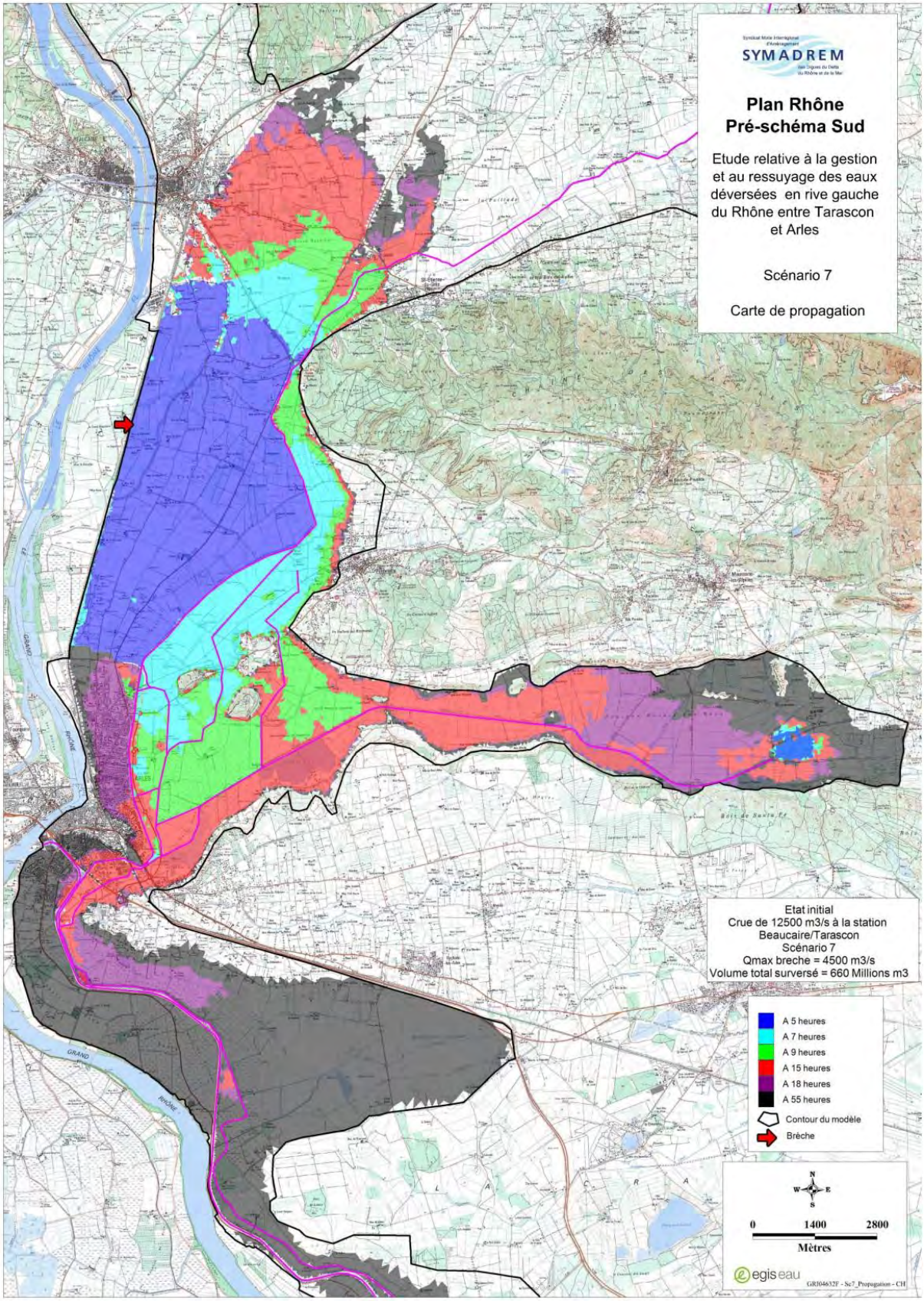


Figure 45. Scénario EI 08 – crue 12500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire temps de propagation (en h)

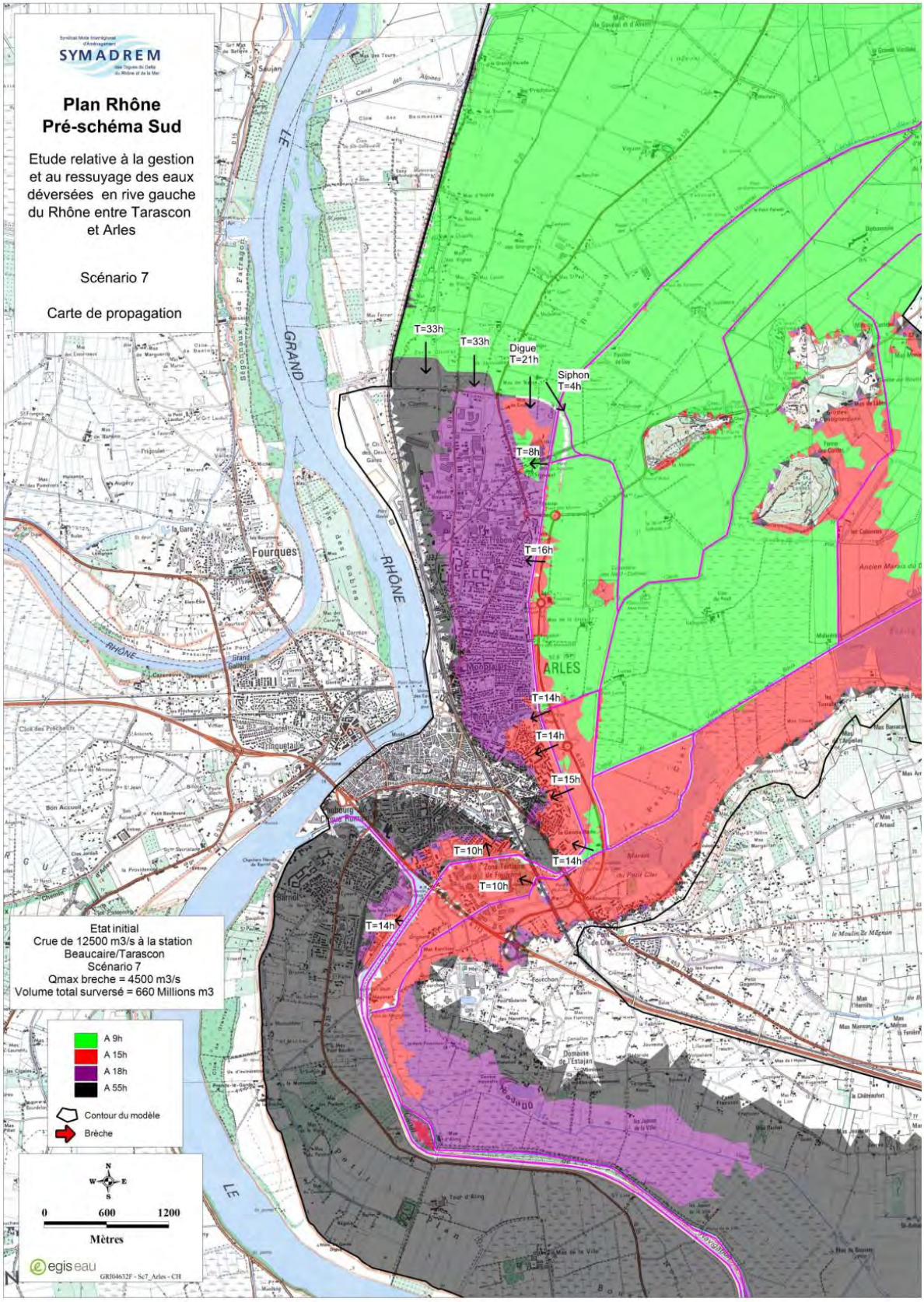


Figure 46. Scénario EI 08 – crue 12500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire temps de propagation (en h)

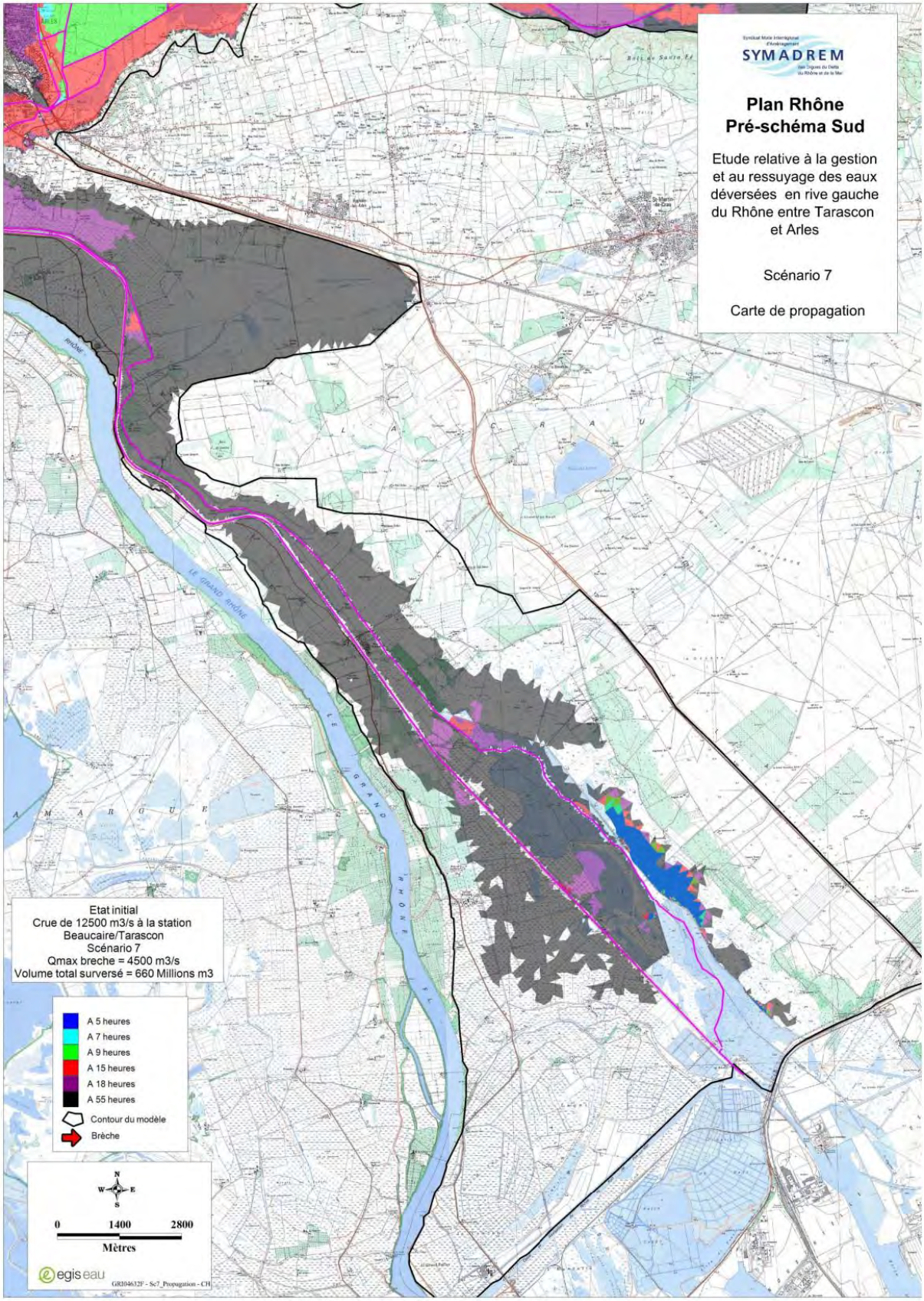


Figure 47. Scénario EI 08 – crue 12500 – brèche de 200 m dans le remblai ferroviaire temps de propagation (en h)

3.10 EI09 – 12500 – ETAT INITIAL – SCENARIO 10 - EDD SNCF

Ce scénario extrait de l'étude de dangers réalisée par la SNCF Réseau correspond, lors d'une crue 12500 (crue type mai 1856 sans brèche dans le système en dehors de la brèche considérée), à la formation d'une brèche par érosion dans le remblai ferroviaire entre le sud de la digue Nord et la digue du Mas Molin. L'inondation de la zone protégée est provoquée uniquement par la libération d'eau du Rhône en provenance de cette brèche.

Les caractéristiques de la brèche sont les suivantes :

- Largeur final : 400 mètres,
- Temps d'ouverture : 24 heures (5 % après 12 heures, 10 % après 14 h et 100 % après 24 heures),
- Débit de pointe : env. 4 750 m^3/s

L'hydrogramme du scénario est donné sur le graphique ci-après

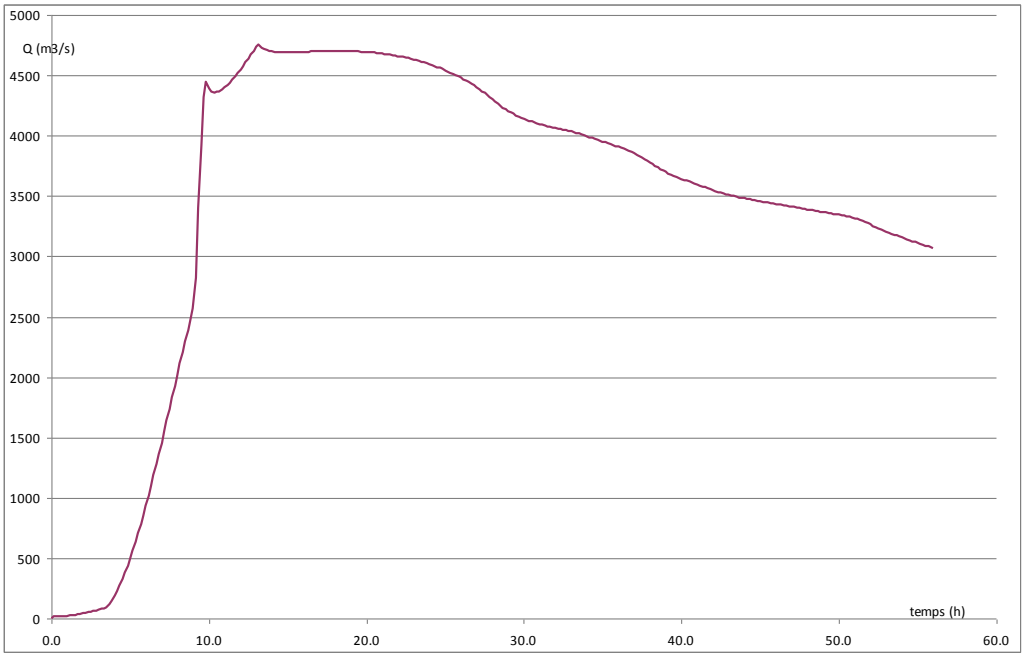


Figure 48. Hydrogramme de brèche (source EDD SNCF réseau et EGISeau [K107])

La durée de déversement est supérieure à 50 heures et le volume de déversement supérieur à 560 millions de m^3.

Les écoulements transitent par la brèche de part et d'autre de la digue nord d'Arles. Au bout de 10h, l'inondation remonte au nord jusqu'au canal des Alpines, au sud jusqu'à la RN 453 et à l'est jusqu'aux berges du canal de la vallée des Baux.
Après 15 h, les inondations atteignent au nord St Gabriel, à l'est remonte dans la vallée des Baux au-delà de la RD 33, et au sud jusqu'au siphon de Montcalde.
Après 1 j, les inondations au nord atteignent Tarascon jusqu'à la RD99 (St Etienne du Grès), toute la vallée des Baux à l'est et la plaine de Meyranne et la rive droite du canal d'Arles à Fos au sud.

Après 2 j, les inondations au nord atteignent Tarascon jusqu'à la RD80, et au sud, la plaine de Meyranne, la rive droite du canal d'Arles à Fos et les marais du Vigueirat.

Les débits maximum dans la zone inondée sont de 4700 m^3/s en sortie de la brèche. Environ 1500 m^3/s surversent sur les berges du Vigueirat au nord de la digue de protection d'Arles et 3200 m^3/s se propagent vers le sud de la digue de protection.
Environ 2000 m3/s transitent vers le canal de la vallée des Baux.
Le débit maximal dans le lit mineur du Vigueirat est de 90 m^3/s en aval de la digue nord d'Arles (le déversoir de rive gauche est noyé), toujours de 90 m^3/s au droit de la RN 453 et 55 m^3/s en aval d'Arles.
Au droit de la RN 453, le débit dans le tronc commun est de 270 m^3/s et 1250 m^3/s en rive gauche. Le débit en rive droite du Vigueirat est de 400 m^3/s.
Au droit de la RN113, le débit dans le tronc commun est d'environ 370 m^3/s et 430 m^3/s en rive gauche. Le débit en rive droite entre Vigueirat et Tronc commun est de 290 m^3/s.

Les hauteurs d'eau sont globalement les suivantes :

- environ 1 m dans le casier des Alpines à l'exception de l'extrémité sud où les hauteurs sont supérieures à 1 m,
- comprises en 0,5 m (nord) et 4 m (sud) dans la plaine du Trébon,
- environ 4 m dans les anciens marais d'Arles et dans les marais de la vallée des Baux,
- environ 4 m dans le centre urbain d'Arles au nord au sud de la Roubine du Roy,
- environ 1 à 4 m dans le centre urbain d'Arles quartier des Alyscamp,
- environ 4 m en traversée de Fourchon et en aval de la RN113 jusqu'au siphon de Montcalde,
- environ 3 à 4 m dans Barriol,
- environ 4 m dans les marais de Meyranne.

Les cotes maximum atteintes ont été les suivantes :

- en aval direct de la brèche, 8,5 à 9 m NGF (9,5 m NGF dans le lit endigué),
- à 500 m de la brèche, entre 8 et 8,5 m NGF,
- dans les quartiers sud de Tarascon entre 7,75 et 8 m NGF,
- dans la plaine du Trébon nord et plaine de Tarascon, entre 7,75 et 8 m NGF,
- dans la plaine du Trébon sud, anciens marais d'Arles et les marais de la vallée des Baux entre 7,75 et 8 m NGF,
- dans le centre urbain d'Arles quartiers Nord au nord et au sud de la Roubine du Roy, entre 7,75 et 8 m NGF,,
- dans le centre urbain d'Arles quartier des alyscamps, entre 6,5 et 6,75 m NGF,
- en traversée de Fourchon, entre 6,75 et 7 m NGF,
- Barriol, entre 6,5 et 6,75 m NGF,
- dans les marais de Meyrannes entre 6,25 et 6,5 m NGF,
- Mas Thibert, entre 2 et 3,5 m NGF

Les vitesses maximales dans la plaine sont inférieures à 0.5 m/s, sauf aux abords des canaux et de la brèche et dans Arles.

Elles sont élevées à proximité des brèches, avec plus de 2 m/s à l'aval immédiat et deviennent inférieures à 1.5 m/s à 700m. Elles sont comprises entre 0.5 et 1 m/s dans Arles, et le long des canaux du Vigueirat, Flèche, Vidange, Calade, vallée des Baux, où elles peuvent dépasser 2m/s.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est supérieur à 30 000 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est supérieur à 1 000 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est supérieur à 10 000 personnes.

Le nombre de victimes potentielles est supérieur à 10.

La classe de gravité retenue pour cet événement est de 5.

La probabilité d'occurrence de l'aléa est de 6.10^{-3} (Cf. rub n°2). La probabilité d'inondation pour l'aléa considéré est de 0.6 (Cf. rubrique 8b). La probabilité annuelle de ce scénario d'inondation est donc de 4.10^{-3}. Il est inacceptable au regard de la grille d'acceptabilité définie en rubrique n°2.

Les figures suivantes illustrent les hauteurs (en m) et les cotes (en m NGF) maximums atteintes ainsi que les vitesses (en m/s) et temps de propagation de l'inondation. Ces cartes figurent également en format A3 dans la rubrique n°10.

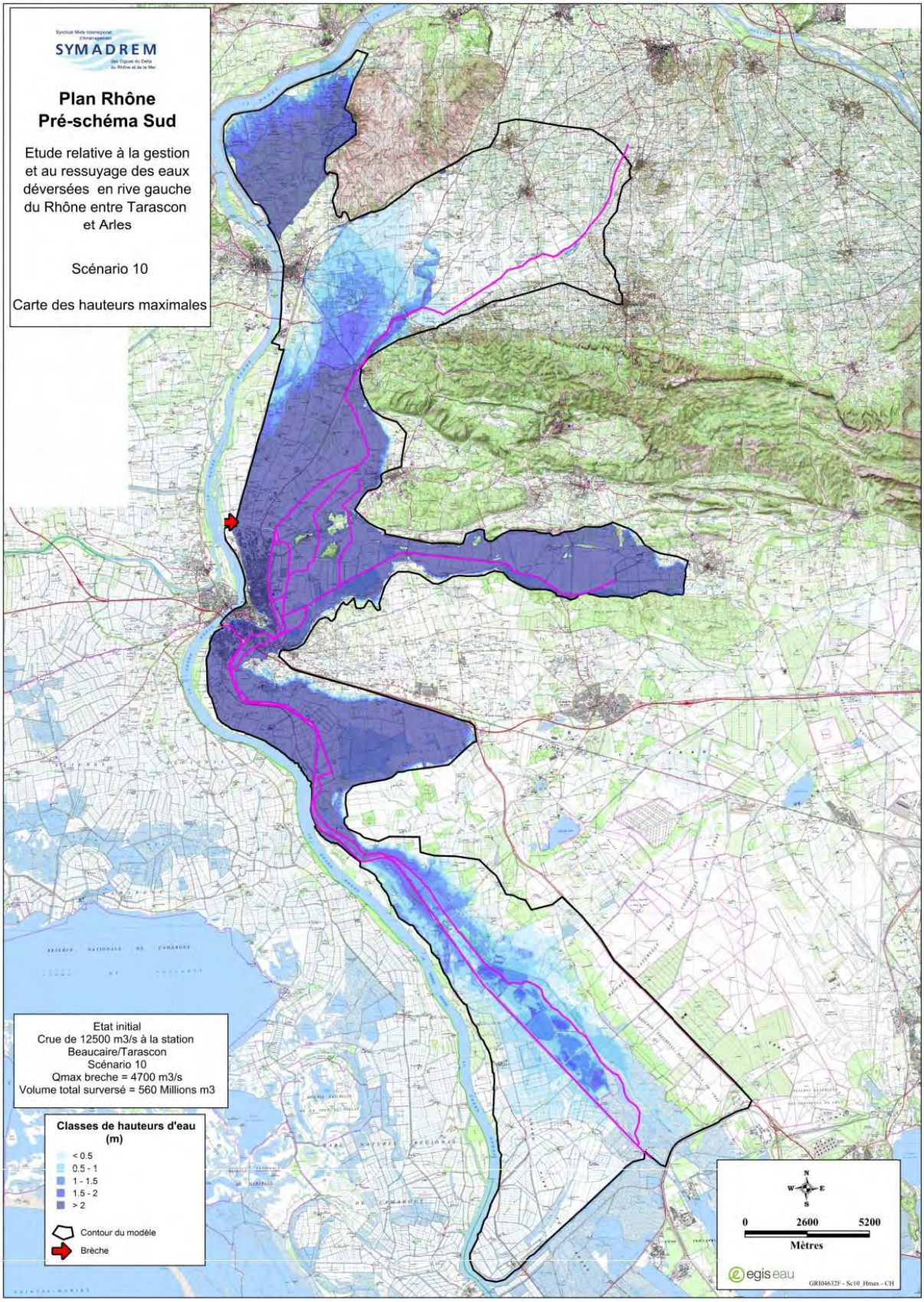


Figure 49. Scénario EI 09 – crue 12500 – brèche de 400 m dans le remblai ferroviaire hauteur maximum (en m)

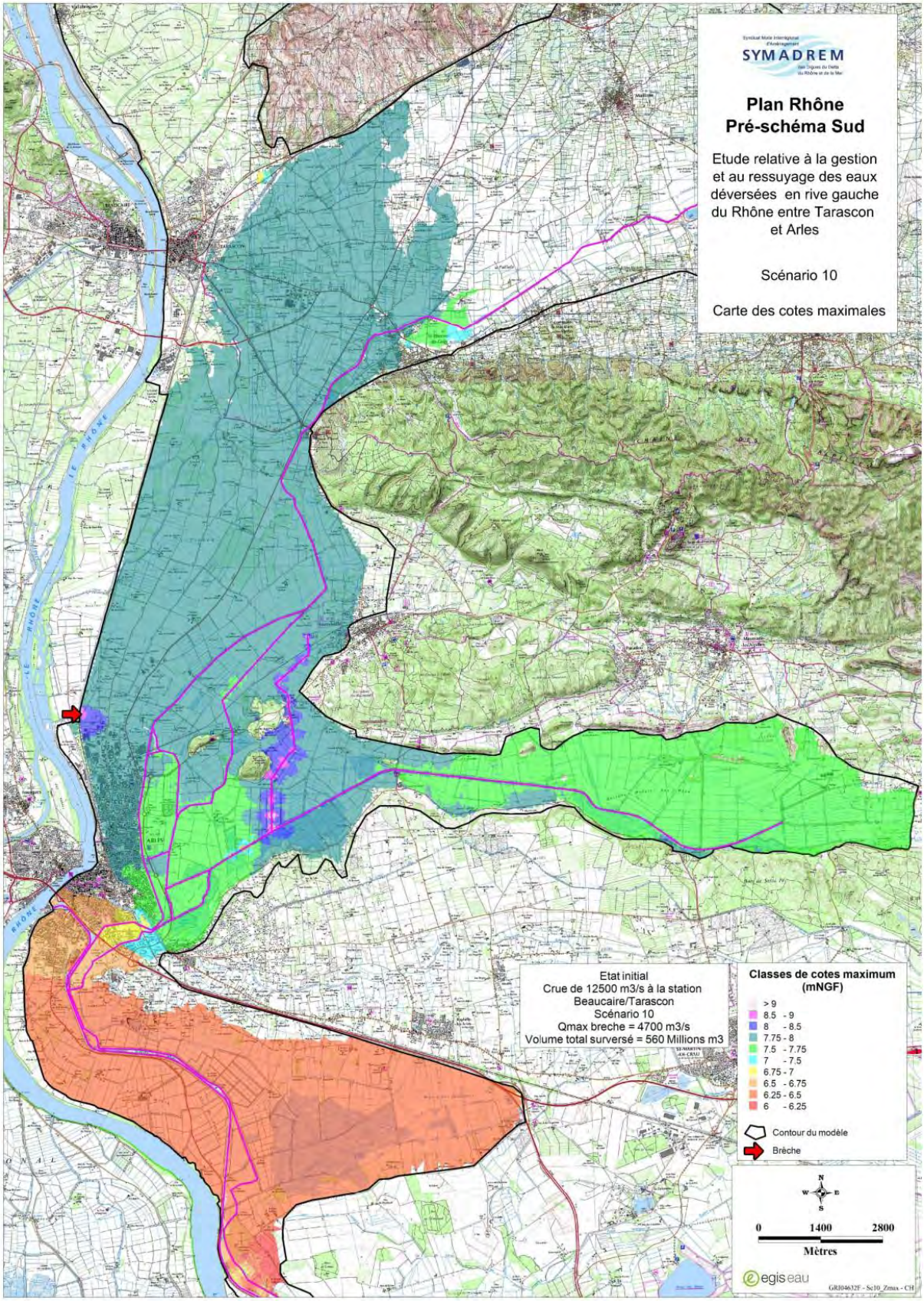


Figure 50. Scénario EI 09 – crue 12500 – brèche de 400 m dans le remblai ferroviaire cote maximum (en m NGF)

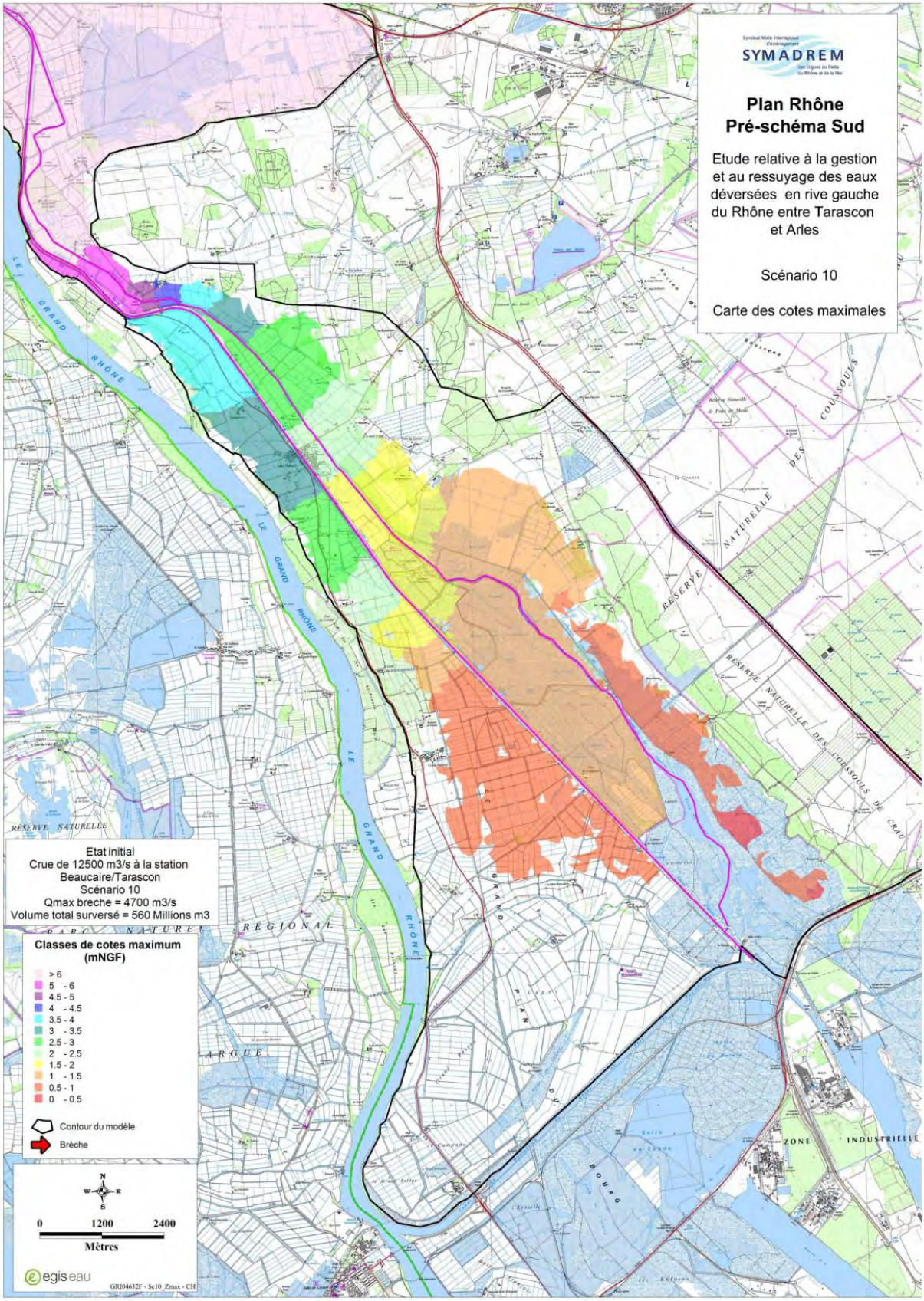


Figure 51. Scénario EI 09 – crue 12500 – brèche de 400 m dans le remblai ferroviaire cote maximum (en m NGF)

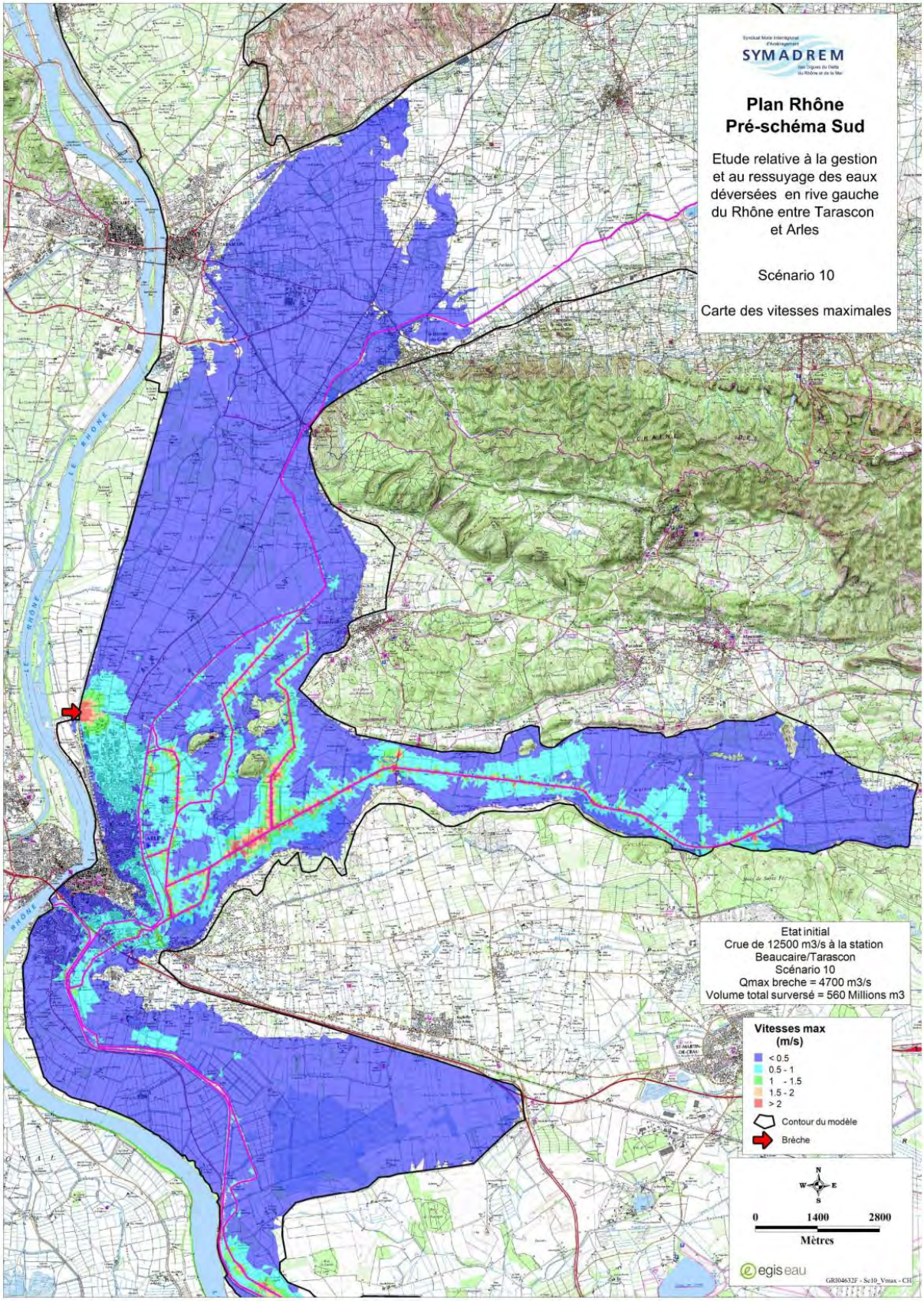


Figure 52. Scénario EI 09 – crue 12500 – brèche de 400 m dans le remblai ferroviaire vitesse des écoulements (en m/s)

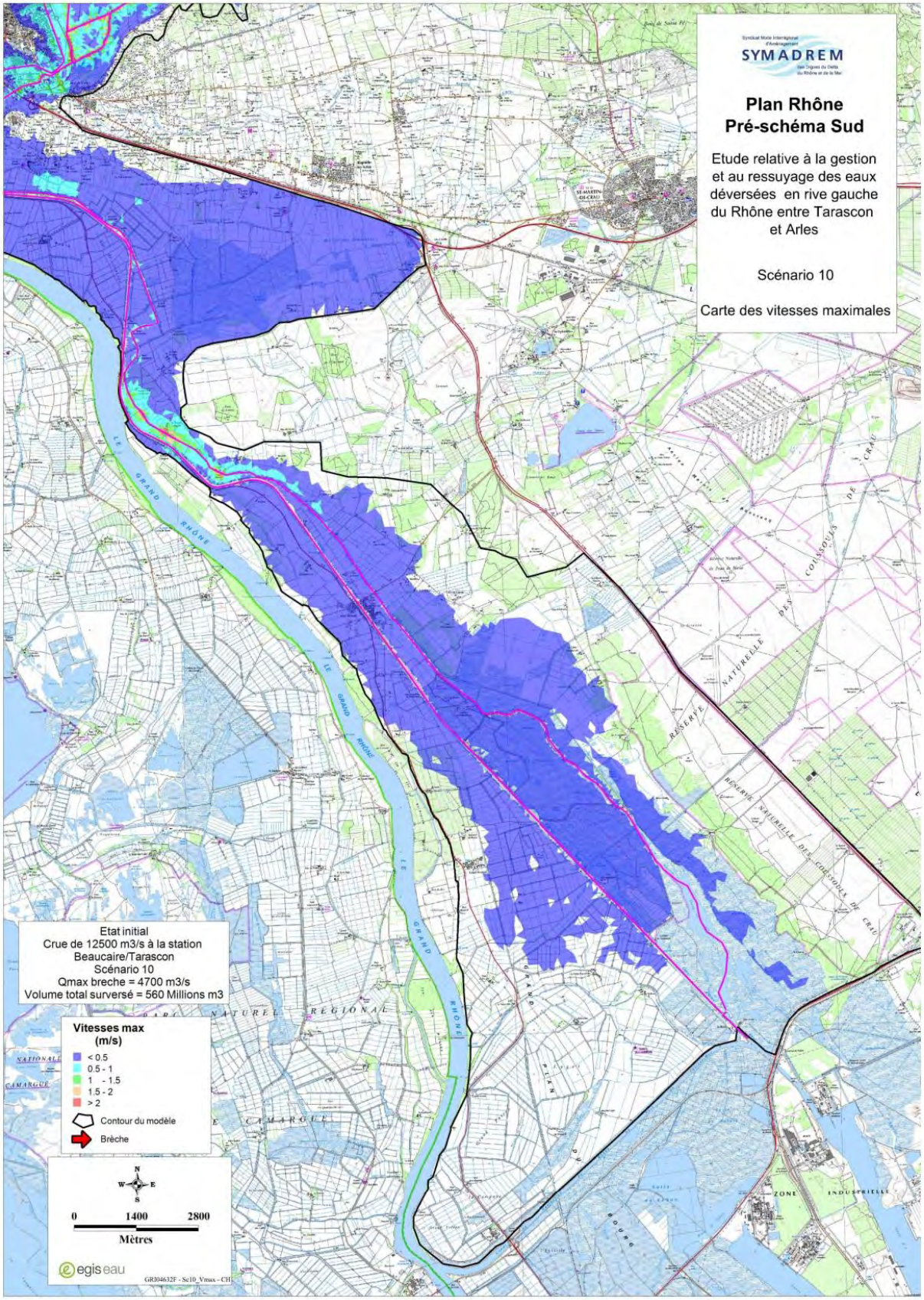


Figure 53. Scénario EI 09 – crue 12500 – brèche de 400 m dans le remblai ferroviaire vitesse des écoulements (en m/s)

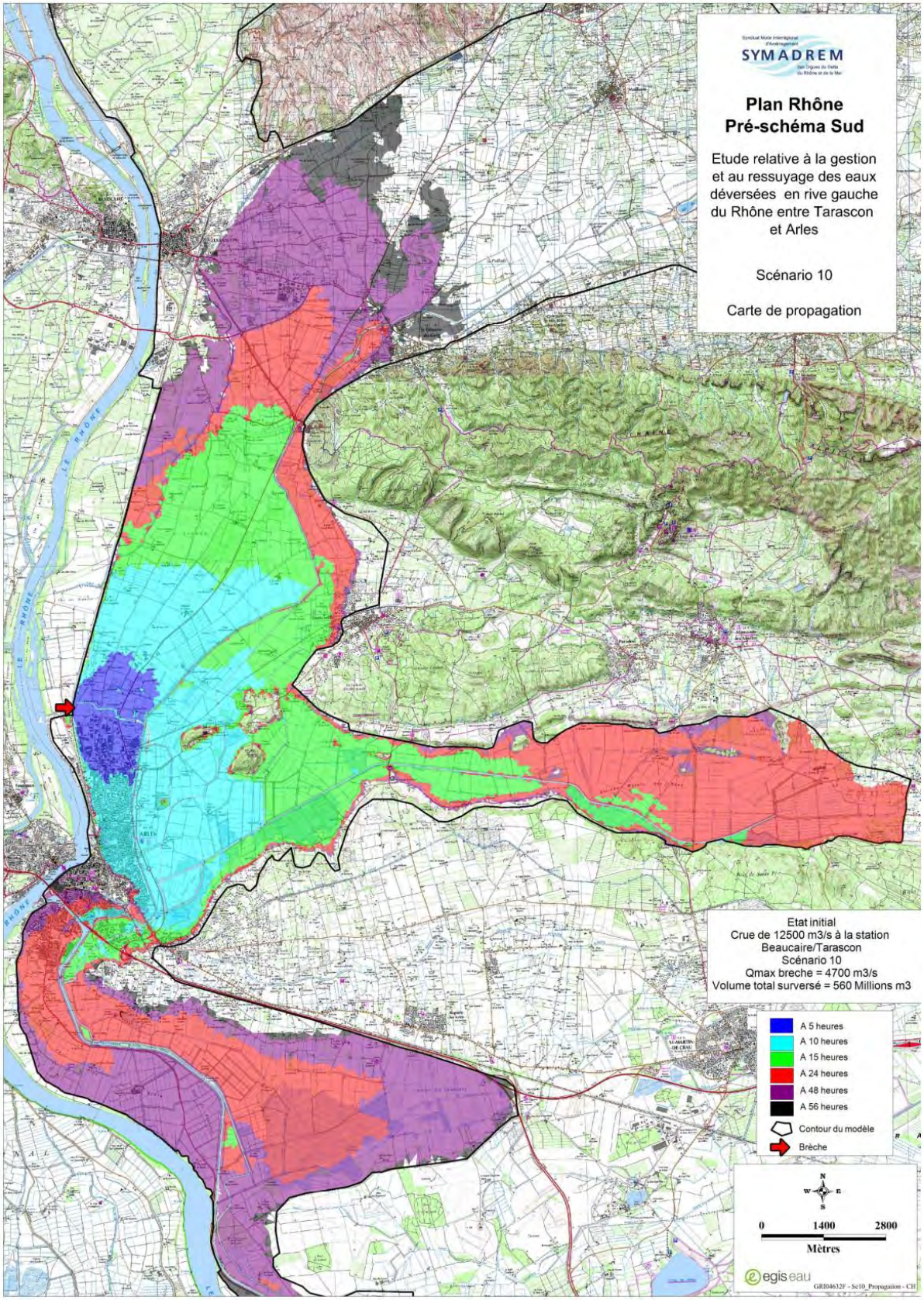


Figure 54. Scénario EI 09 – crue 12500 – brèche de 400 m dans le remblai ferroviaire temps de propagation (en h)

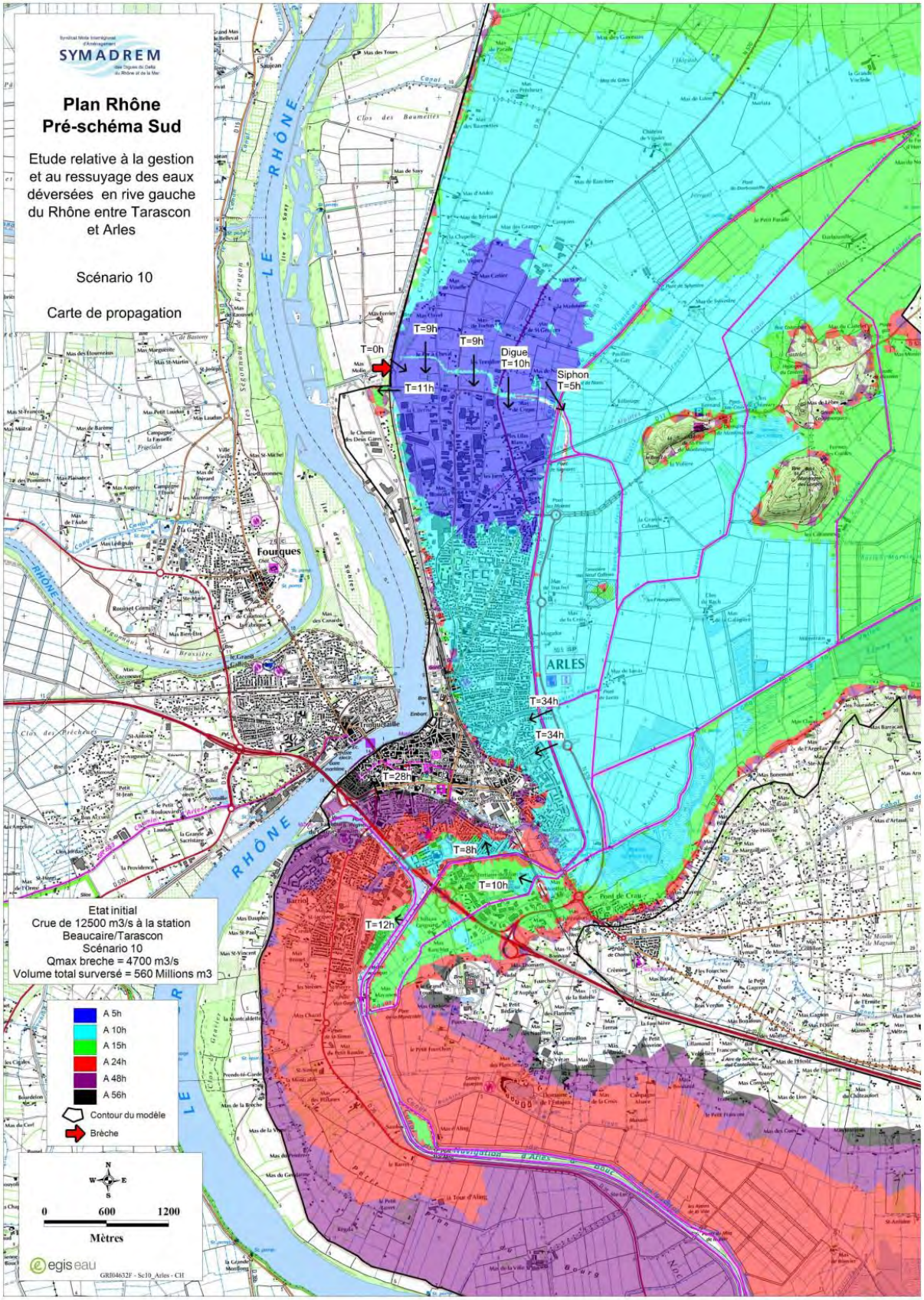


Figure 55. Scénario EI 09 – crue 12500 – brèche de 400 m dans le remblai ferroviaire temps de propagation (en h)

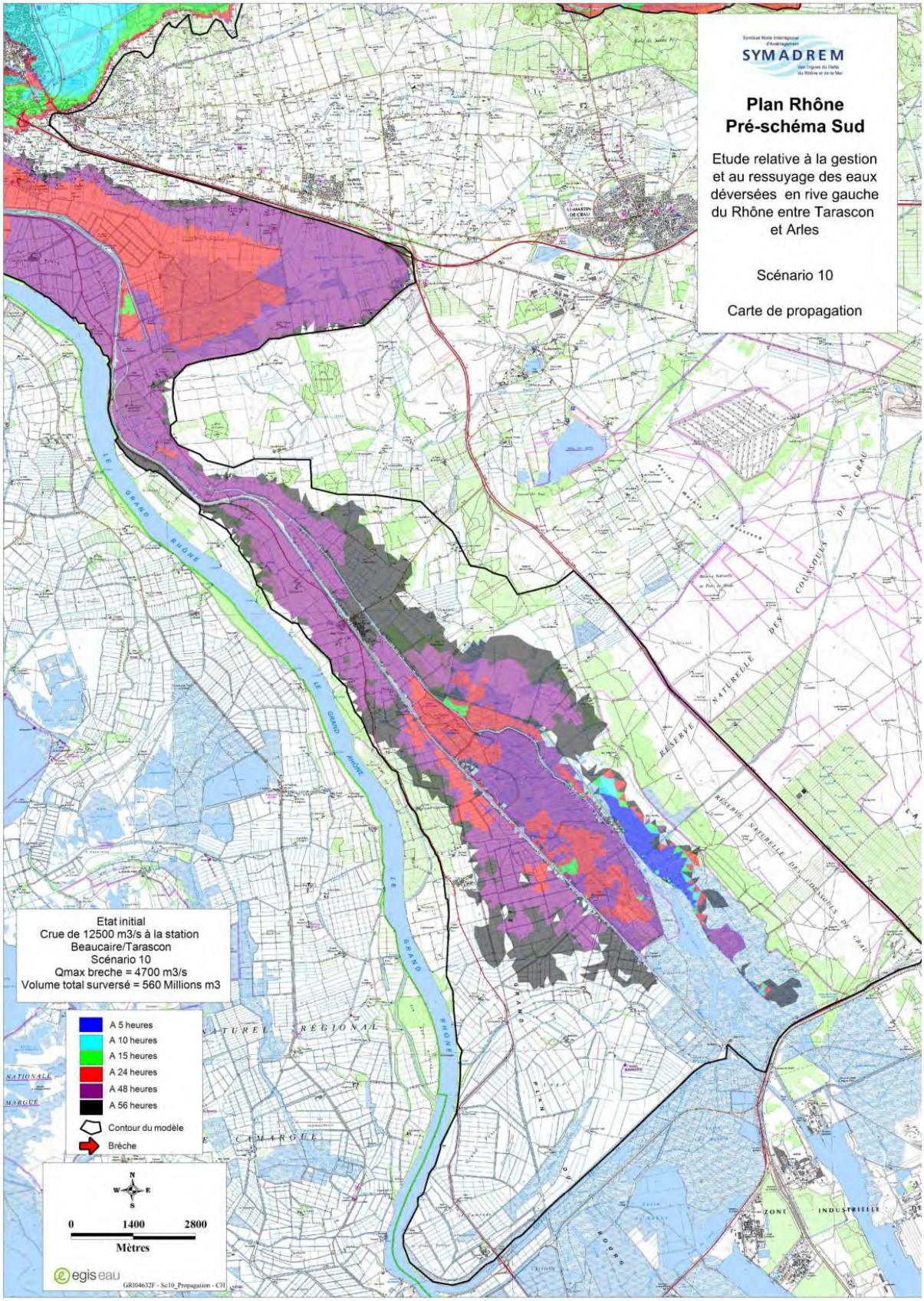


Figure 56. Scénario EI 09 – crue 12500 – brèche de 400 m dans le remblai ferroviaire temps de propagation (en h)

3.11 EI 10 – 9500 A 14 160 – BRECHE MAS DE L'ATILON

Plusieurs brèches ont été modélisées par EGISeau sur hypothèses définies par le SYMADREM. Elles font l'objet d'un rapport [K110].

Trois brèches ont simulées sur le modèle rive gauche de l'état initial :

- Prends té garde (PK 286)
- Mas de l'Atilon (PK299)
- Mas Parade (PK 311,5)

La brèche de Prend-té-Garde ne figure pas dans la présente EDD compte tenu du fait qu'elle est devenu extrêmement peu probable après les travaux réalisés en 2015.

Les largeurs de brèche sont de 200 m pour les crues 9500, 10500 et 11500, et de 400 m pour les crues 12500 et 14160.

Les brèches sont supposées s'ouvrir au maximum de la crue du Rhône (hypothèse optimiste en terme de volume et pessimiste en débit maximum). Le lit mineur du Rhône n'étant pas intégré dans le modèle, l'hydrogramme de la brèche a été calculé par une loi de seuil en considérant comme charge hydraulique la hauteur d'eau du Rhône par rapport au terrain naturel à l'arrière de la brèche (cette hypothèse est très pessimiste compte tenu de la relative faible charge hydraulique et de l'ennoiement de l'écoulement). Les limnigrammes du Rhône sont extraits de l'étude de calage. Les brèches sont été simulées sur le modèle représentant l'état initial avec la digue nord d'Arles.

Les principaux résultants pour la Brèche du Mas de L'Atilon figure dans le tableau ci-dessous

Tableau 5. EI 10 – Brèche Atilon

Crue	Cote TN (en m NGF)	Cote fleuve (en m NGF)	Largeur brèche (m)	Débit max (m^3/s)	Volume brèche (Mm^3)
9500	3.0	4.1	200	390	60
10500		4.5	200	570	55
11500		4.9	200	840	90
12500		5.1	400	2000	365
14160		5.2	400	2150	640

Les crues 9500 à 11500 donnent des résultats assez similaires. Les débits maximum transitant par la brèche de 200 ml sont sensiblement les mêmes pour les crues 9500 et 10500 (respectivement 390 et 570 m^3/s), et supérieur pour 2003 (840 m^3/s), de même pour les volumes (de l'ordre de 60 Mm^3 pour 9500 et 10500 et 90 Mm^3 pour 11500). Pour ces trois crues, la hauteur d'eau maximale au droit de la brèche est d'environ 1.5 m (70 cm d'écart entre la crue 9500 et 11500). L'emprise de la zone inondée s'étend jusqu'à la digue sud du canal du Rhône à Fos sur Mer, et jusqu'à l'est du canal de colmatage à l'est du Vigueirat, et au nord de Mas Thibert (pont Callada), puis remonte au nord dans les marais de la Meyranne, et dans Arles au sud de la RN113 et dans les anciens marais d'Arles.

Les hauteurs d'eau dans la zone inondable varient entre 0.5 m à 1.5 m dans les marais.

Pour la crue 9500, la partie de Mas Thibert à l'est du canal d'Arles à Fos est peu inondée (moins de 50 cm). Pour les autres crues Mas Thibert est inondé en totalité, avec 0.5 m (côté est) à 1 m (côté ouest) pour la crue 10500, et 0.5 m (côté est) à 1.5 m (côté ouest) d'eau pour 11500. Le secteur de Mas Thibert le plus touché est situé à l'ouest du canal d'Arles à Fos.
Les Marais de la Meyranne sont inondés avec 0.5 m. Le sud de la RN113 est inondé avec 0.5 m à l'ouest du canal d'Arles à Fos, et entre 0.5 et 1m sur les berges du Tronc Commun.
Les anciens marais d'Arles sont inondés avec 1 à 1.5 m.

Concernant les vitesses maximales, elles sont fortes (2 m/s) dans le champ proche de la brèche sur une distance d'environ 100 m. A environ 200 m de la brèche elles deviennent inférieures à 1 m/s et, au-delà de 500 m (au niveau de la route départementale 35) elles sont inférieures à 0.5 m/s. Au niveau de Mas d'Atilon situé à 300 m de la brèche, elles sont comprises entre 0.5 et 1 m/s.

Pour les brèches liées aux crues 12500 et 14160 de 400 ml, les débits maximum sont plus que doublés par rapport à 11500 (environ 2000 m^3/s) et les volumes atteignent plus de 300 Mm^3 pour 1856 à plus de 600 Mm^3 de m3 pour 1000 ans.

Ces valeurs paraissent largement sur-estimées compte tenu de l'ennoiement de l'écoulement et du mode de calcul des vitesses dans la brèche. Elles ont cependant été conservées dans l'attente d'autres modélisations.

Les hauteurs d'eau maximales sont sensiblement les mêmes pour les deux crues. Elles atteignent 2 m dans le champ proche de la brèche et dans la zone inondée située au sud de la brèche, c'est-à-dire sur les secteurs de mas Thibert et des marais du Vigueirat.

L'extension de la zone inondée est quasiment la même que pour les petites crues à l'est du Vigueirat (avec cependant des hauteurs d'eau beaucoup plus fortes). Au sud elle est toujours limitée par la digue du canal du Rhône à Fos et par la route de Fos sur Mer côté est. Les débits s'écoulent au sud uniquement par le canal d'Arles à Fos dans les darses du port de Fos sur Mer (débit maximal sortant 260 m^3/s).
Au nord de Mas Thibert par contre l'extension est plus importante dans les marais de la Meyranne et l'ouest du canal d'Arles à Fos. Dans Arles au sud de la RN113 et dans les anciens marais d'Arles, les hauteurs d'eau sont plus importantes. Les écoulements issus de la brèche atteignent en 1 heure les berges du canal d'Arles à Fos et au sud jusqu'en amont de Mas Thibert : les enjeux inondés en 1 heure sont les mas d'Atilon, Champtercier, Beynes, Entorches, ainsi que la route départementale 35.
Au bout de 2 heures, les écoulements issus de la brèche surversent sur les berges du canal d'Arles à Fos jusqu'aux berges du Vigueirat. Mas Thibert est inondé au bout de 2 h par débordement du canal d'Arles à Fos. Les écoulements transitent vers le sud, avec un débit maximal dans le canal d'Arles à Fos de 280 m^3/s à Mas Thibert et de 20 m^3/s dans le Vigueirat.
Au bout de 3 heures, les berges du canal d'Arles à Fos commencent à déborder dans Arles au niveau de la Coopérative agricole, puis à 6 h remontent au nord de la RN 113 vers les Alyscamps. Le débit maximal dans le canal qui remonte vers le nord au niveau du pont Van Gogh est de 80 m^3/s. Au bout de 4 h, le Tronc Commun (mis en charge par le siphon de Montcalde

Pour ces crues les données liées à la gravité et criticité des scénarios d'inondations figurent dans le tableau suivant :

Tableau 6. EI 10 – Brèche Atilon - Gravité et criticité des scénarios d'inondation

Crue	Probabilité			Nombre de personnes				Gravité
	Aléa	Inondation pour aléa	Annuelle inondation	Inondées	En danger zone de 3 h	En danger au-delà zone de 3 h	Victimes potentielles	
9500	0,032	0,008	3.10^{-3}	> 1000	< 1000	< 1000	1	4
10500	0,016	0,06	1.10^{-3}	> 1000	< 1000	< 1000	1	4
11500	0,008	0,2	2.10^{-3}	> 1000	> 1000	> 1000	1	5
12500	0,006	0,3	2.10^{-3}	< 10000	> 1000	< 10000	1	5
14160	0,001	0,3	3.10^{-4}	< 10000	> 1000	< 10000	< 10	5

Le risque est inacceptable au regard de la grille d'acceptabilité définie en rubrique n°2

Les cartes en pages suivantes illustres les hauteurs d'eau (en m) et les cotes (en m NGF). Ces cartes ainsi que les cartes avec les vitesses figurent en format A3 dans la rubrique n°10.

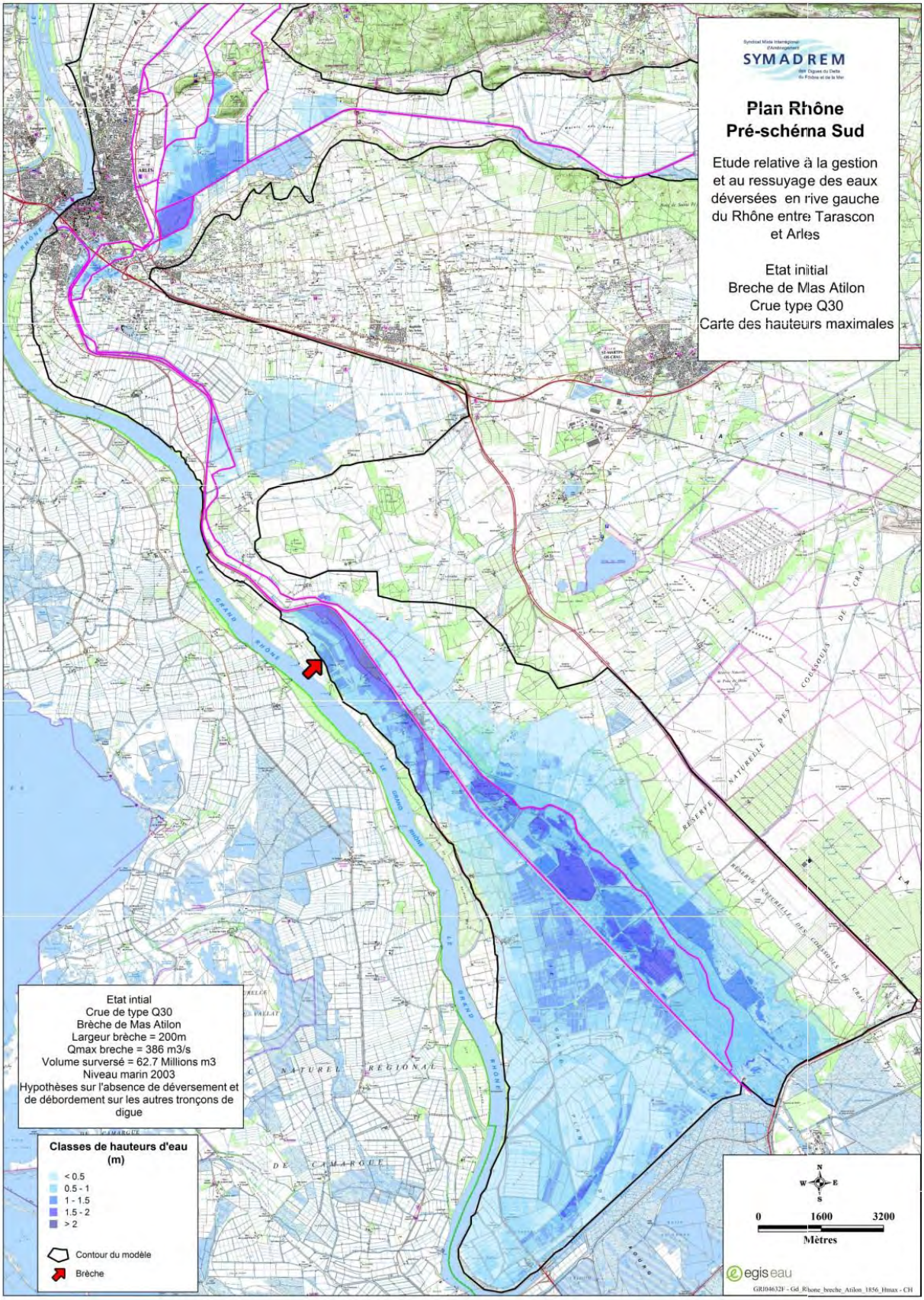


Figure 57. EI 10a – 9500 – Brèche Mas Atilon - hauteur d'eau (en m)

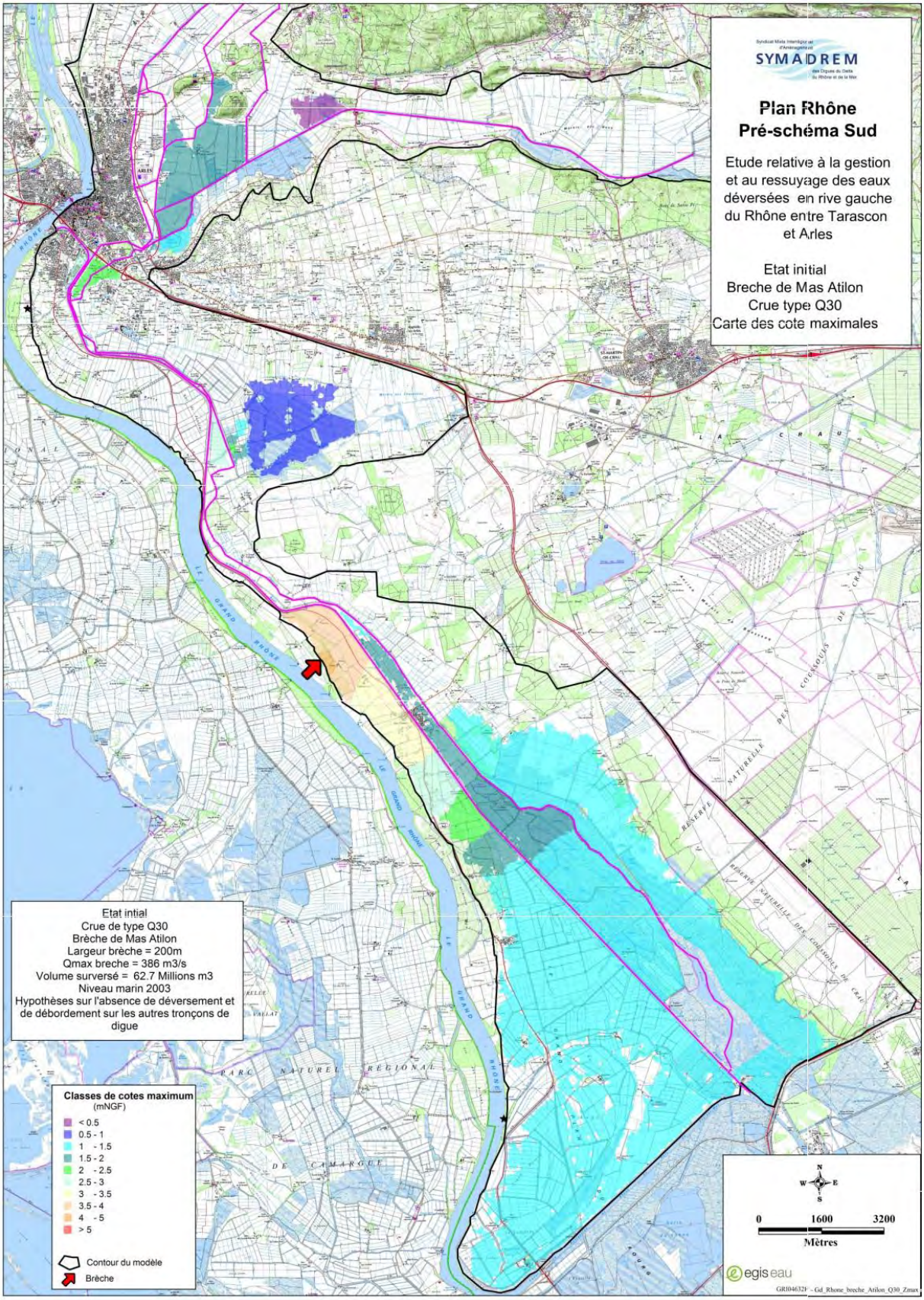


Figure 58. EI 10a – 9500 – Brèche Mas Atilon - cote (en m NGF)

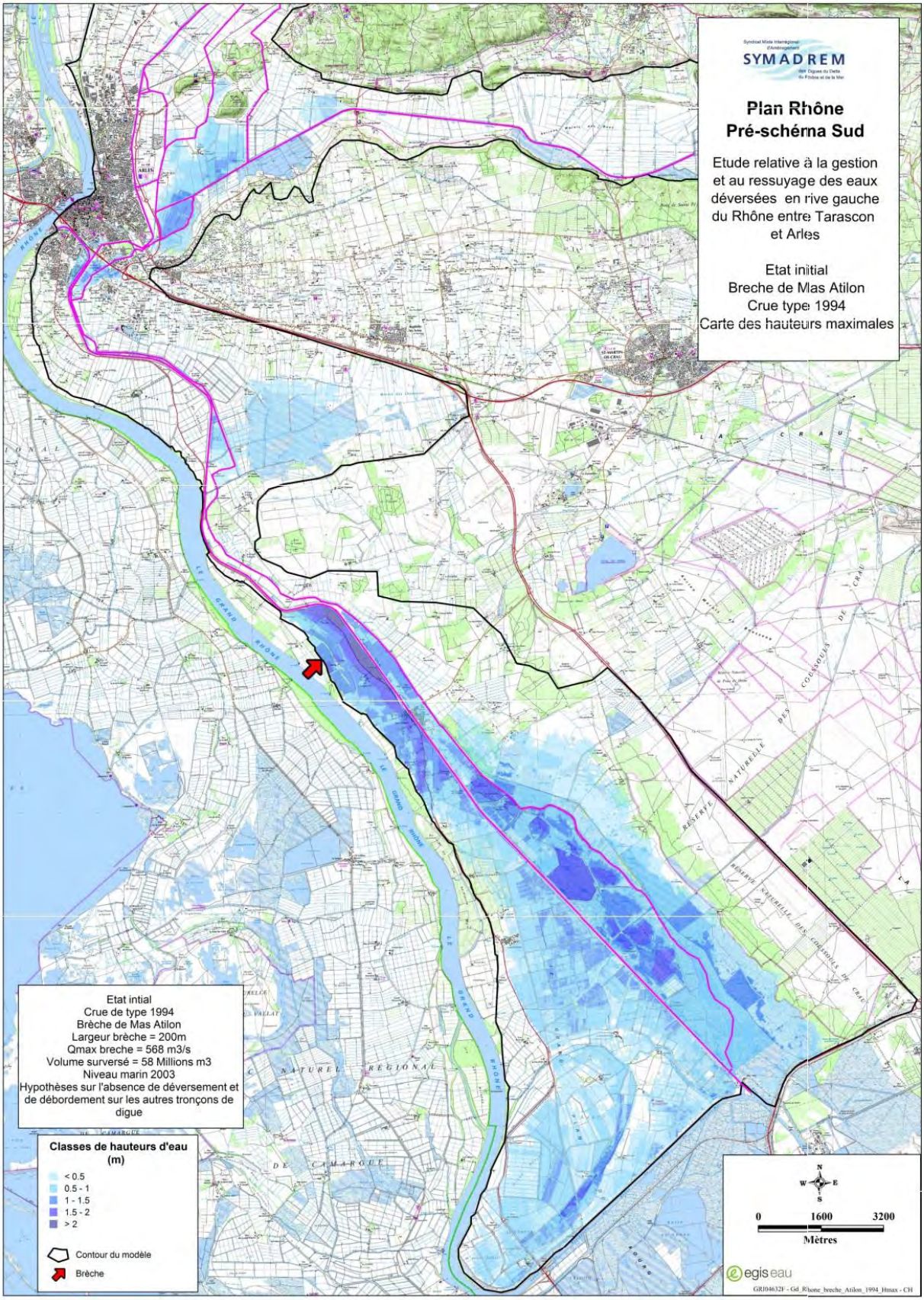


Figure 59. EI 10b – 10500 – Brèche Mas Atilon - hauteur d'eau (en m)

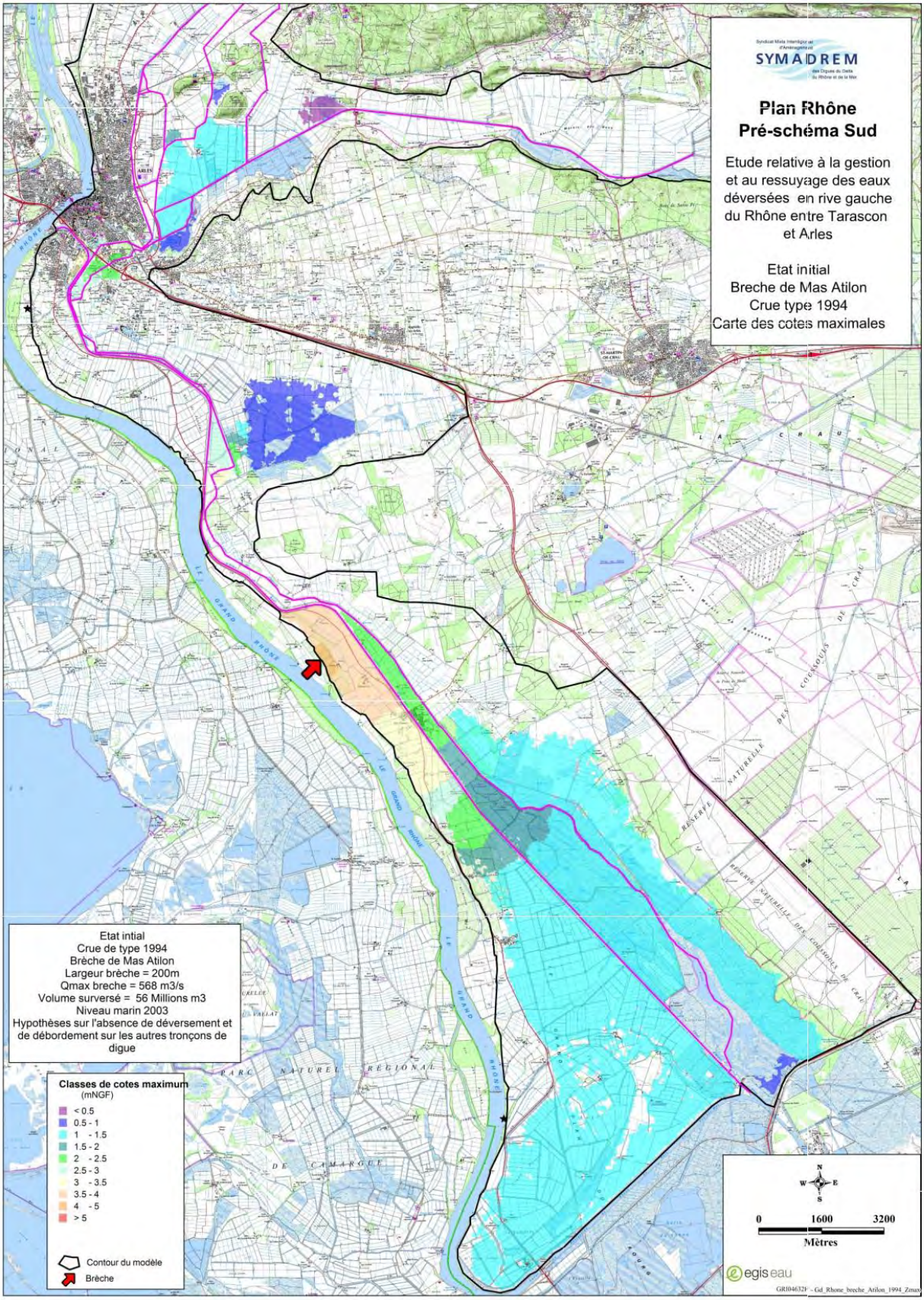


Figure 60. EI 10b – 10500 – Brèche Mas Atilon - cote (en m NGF)

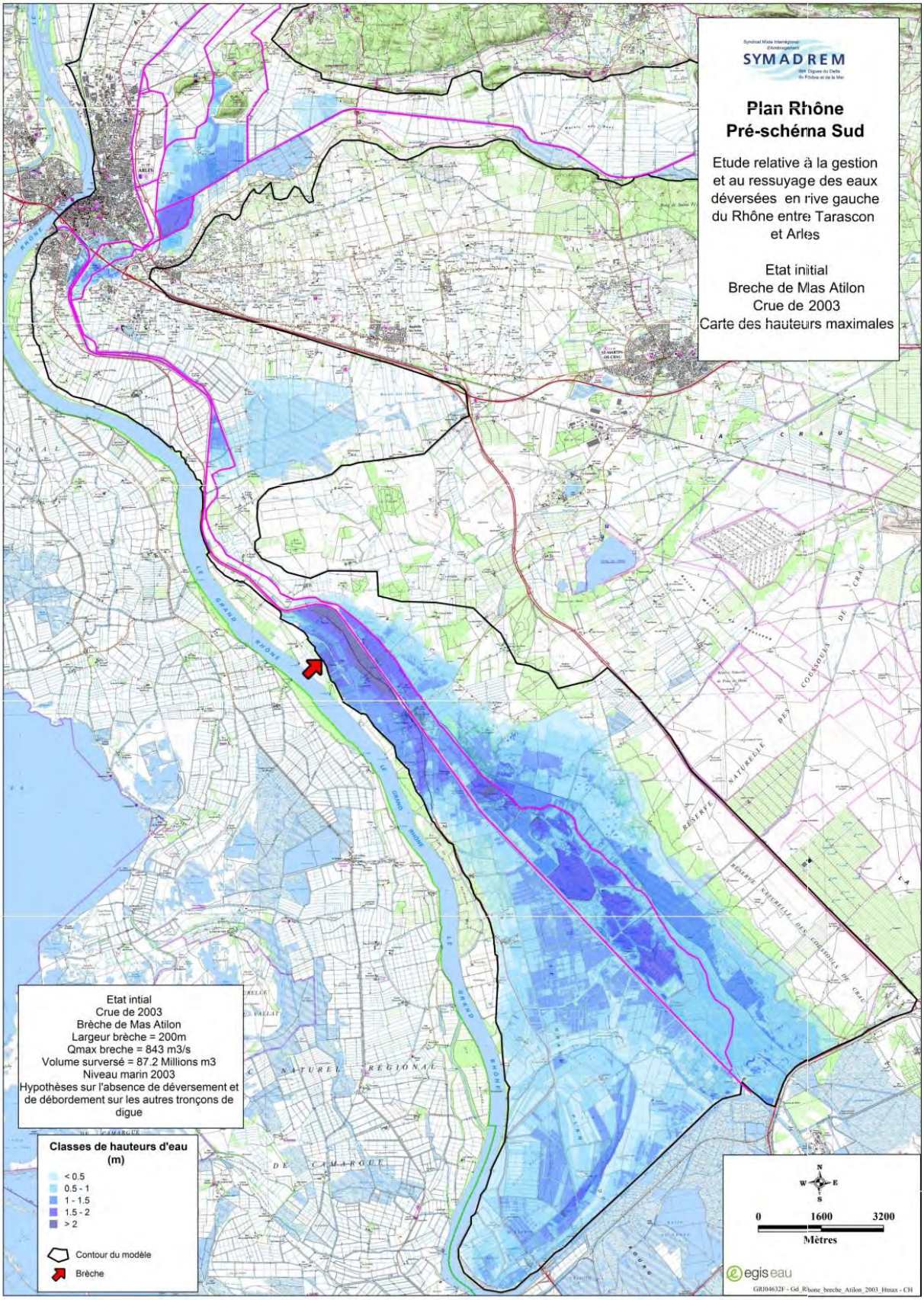


Figure 61. EI 10c – 11500 – Brèche Mas Atilon - hauteur d'eau (en m)

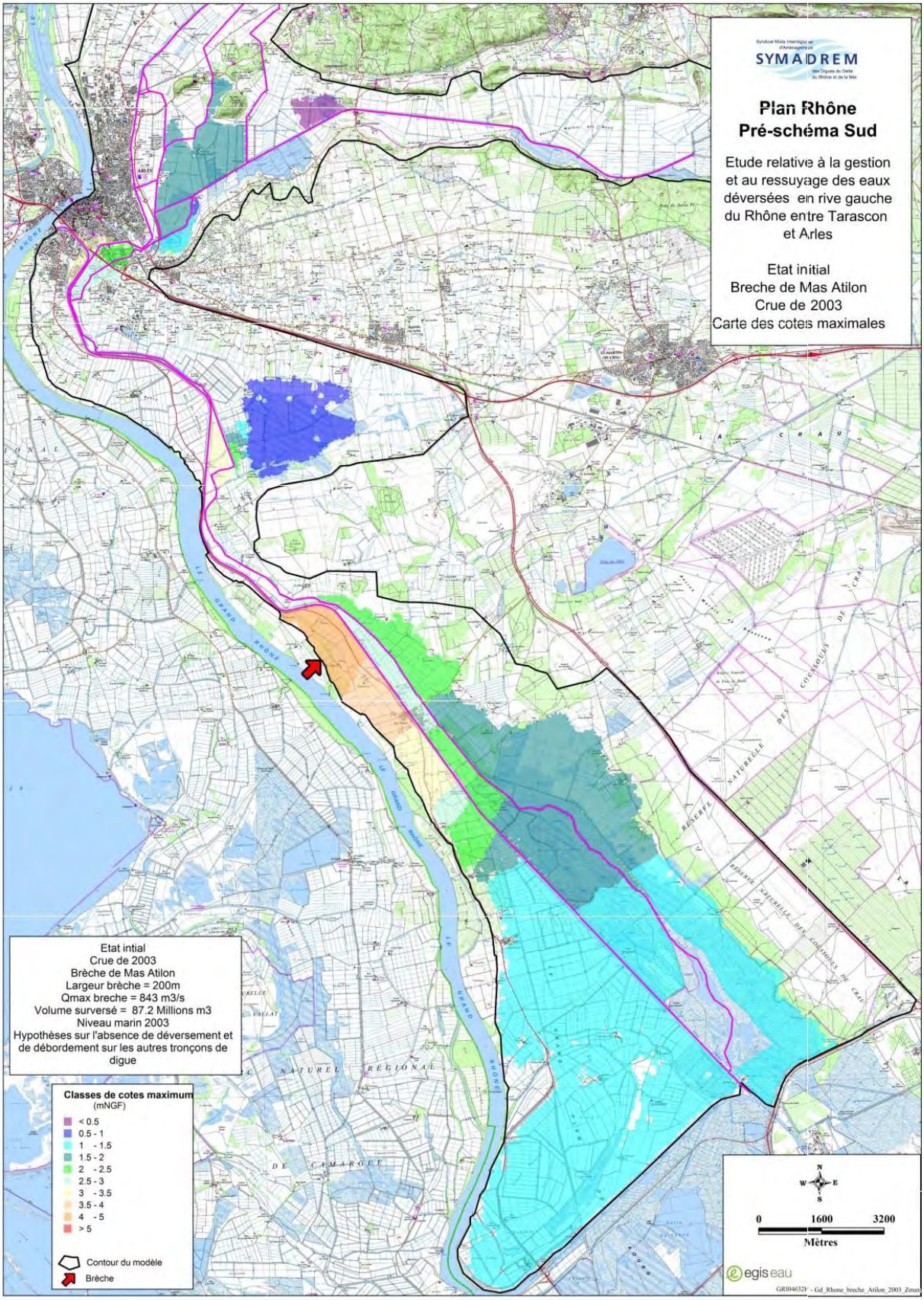


Figure 62. EI 10c – 11500 – Brèche Mas Atilon - cote (en m NGF)

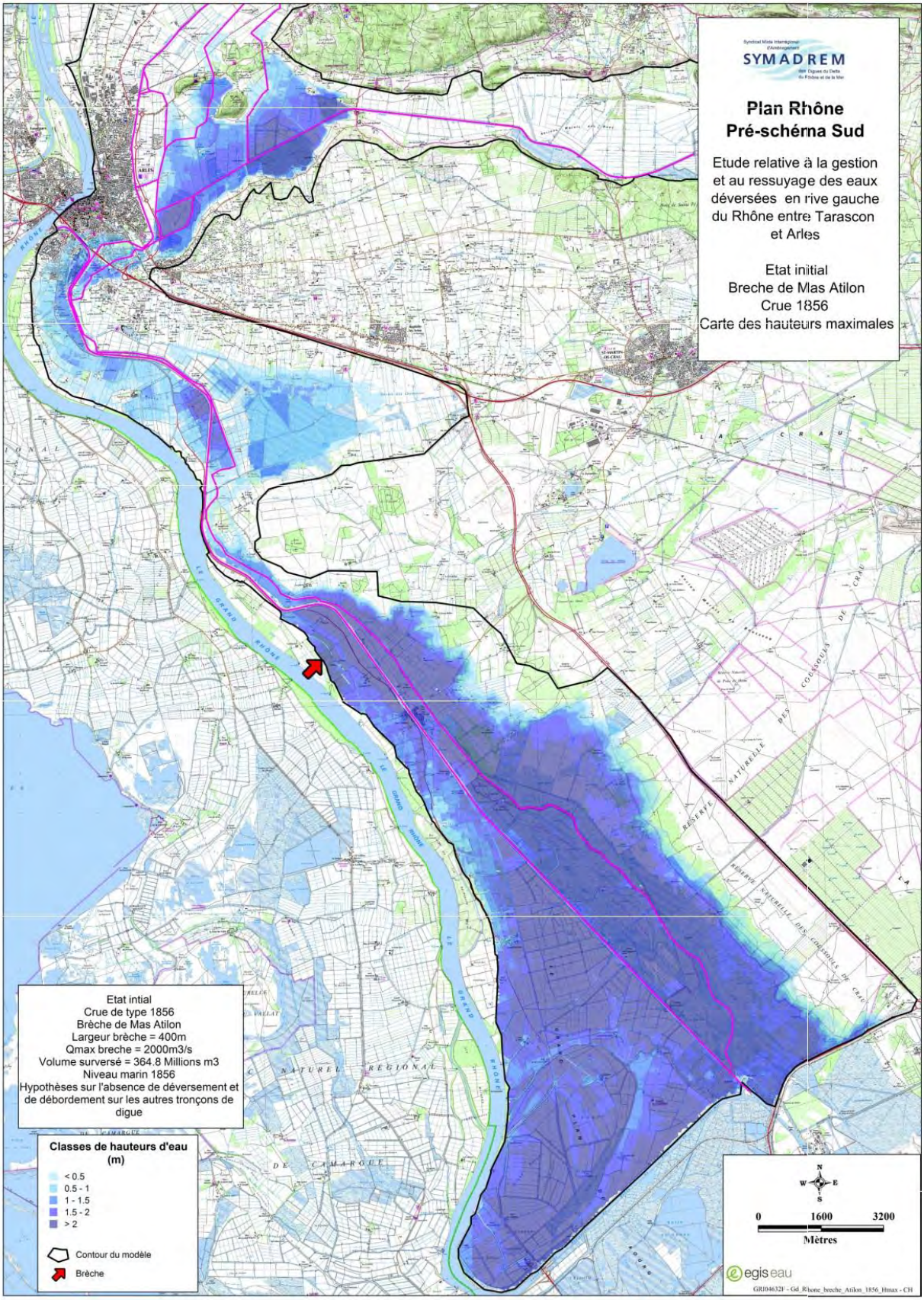


Figure 63. EI 10d – 12500 – Brèche Mas Atilon - hauteur d'eau (en m)

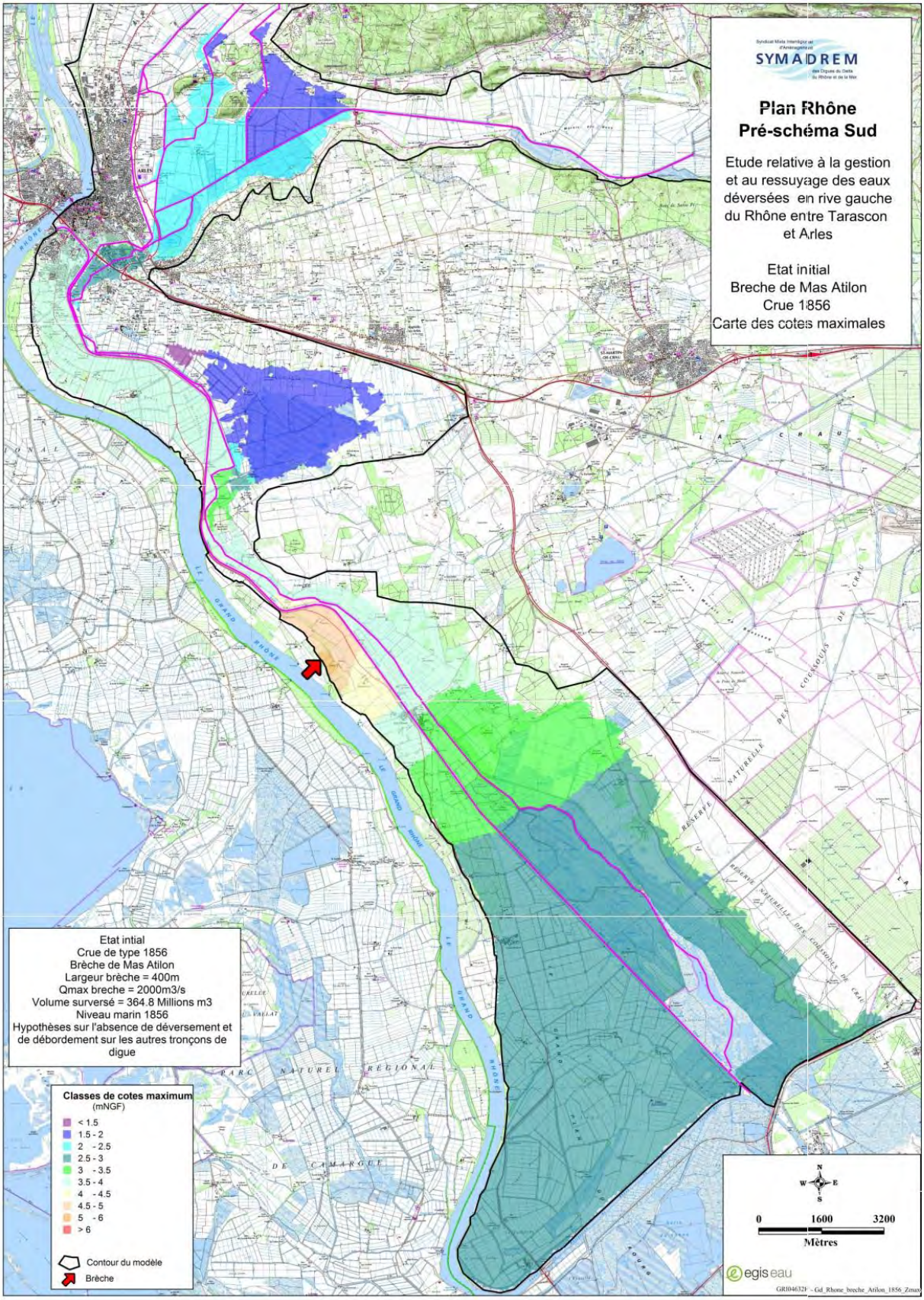


Figure 64. EI 10d - 12500 – Brèche Mas Atilon - cote (en m NGF)

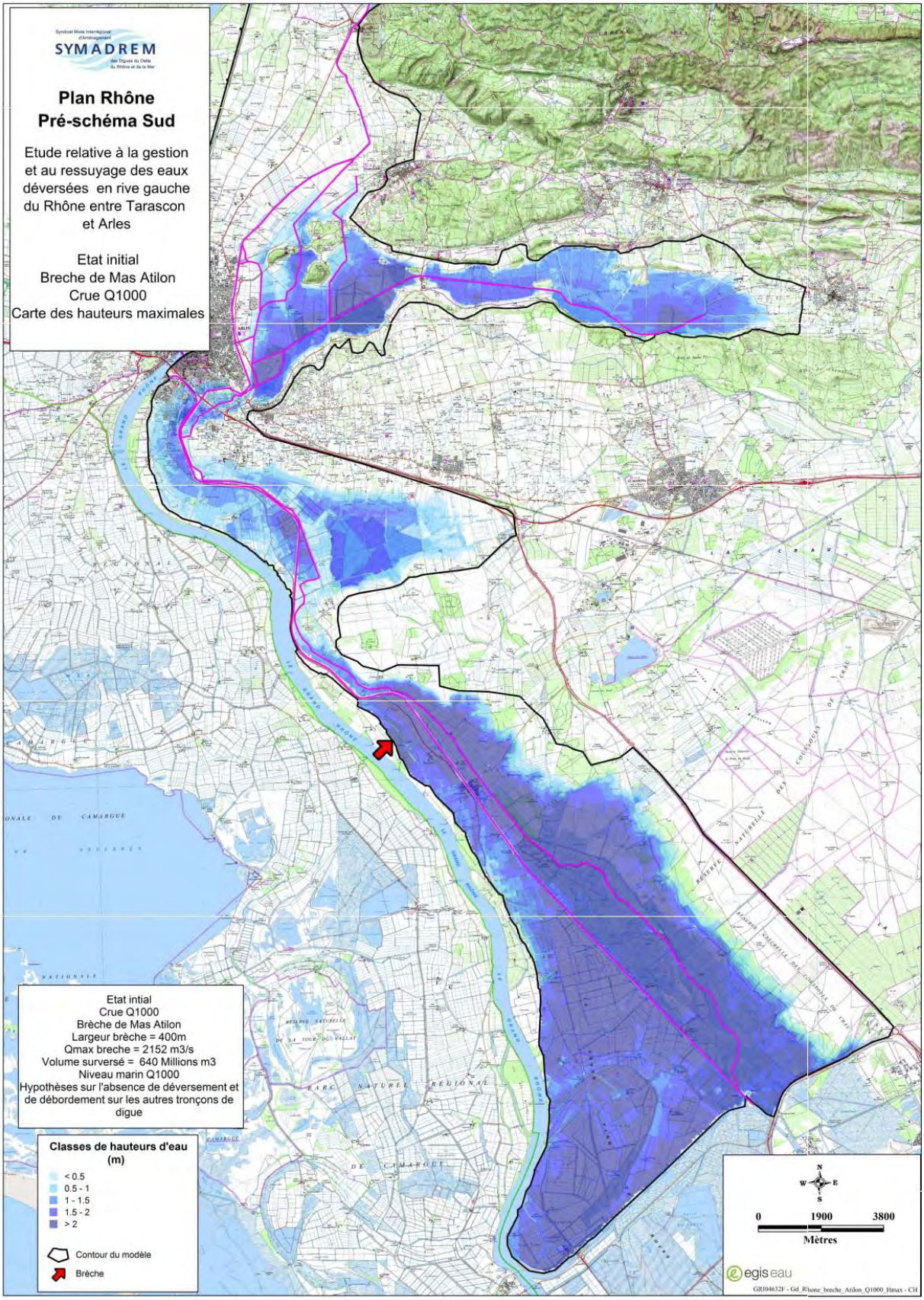


Figure 65. EI 10e – 14160 – Brèche Mas Atilon - hauteur d'eau (en m)

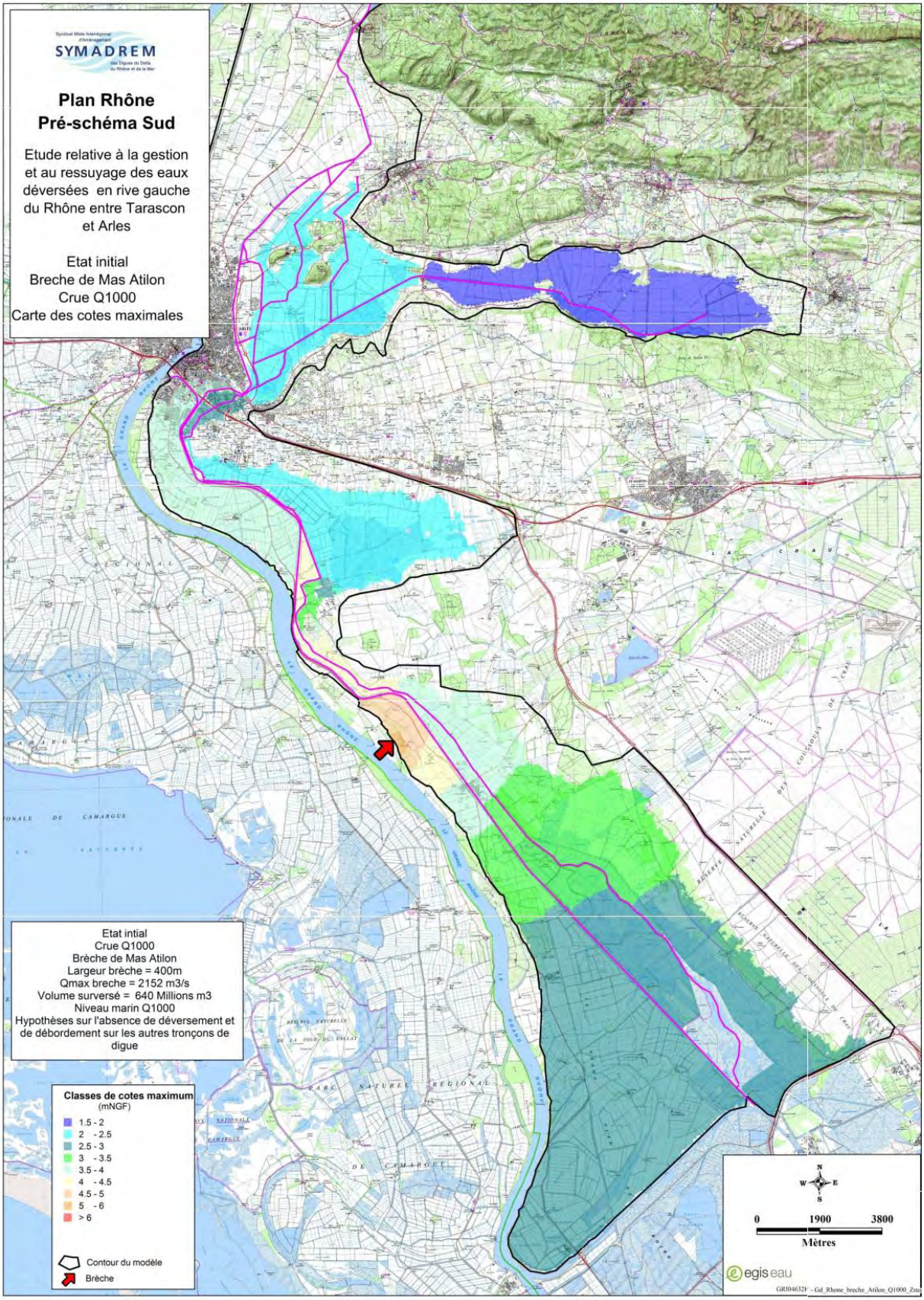


Figure 66. EI 10e – 14160 – Brèche Mas Atilon - cote (en m NGF)

3.12 EI 11 – 9500 A 14 160 – BRECHE MAS DE PARADE

Les caractéristiques de la brèche de Mas de Parade figurent ci-après. Les hypothèses sont les mêmes que pour la brèche du Mas de l'Atilon.

Tableau 7. EI 11 – Brèche Mas de Parade

Crue	Cote TN (en m NGF)	Cote fleuve (en m NGF)	Largeur brèche (m)	Débit max (m^3/s)	Volume brèche (Mm^3)
9500	1.3	3	200	740	90
10500		3.3	200	975	70
11500		3.7	200	1230	130
12500		3.8	400	2710	470
14160		3.9	400	2810	1300

Les crues 9500, 10500 et 11500, donnent des résultats assez similaires. Les débits maximum transitant par la brèche de 200 ml sont sensiblement les mêmes pour les crues 9500 et 10500 (respectivement 740 et 975 m^3/s), et supérieur pour 11500 (1230 m^3/s), de même pour les volumes (de l'ordre de 80 Mm^3 pour 9500 et 10500 et 130 Mm^3 pour 11500).
Pour ces trois crues, la hauteur d'eau maximale au droit de la brèche est d'environ 2 m (60 cm d'écart entre la crue 9500 et 11500).
L'emprise de la zone inondée s'étend jusqu'à la digue sud du canal du Rhône à Fos sur Mer, et jusqu'à l'est du canal de colmatage à l'est du Vigueirat, et au nord de Mas Thibert. Les hauteurs d'eau dans la zone inondable varient entre 0.5 m à 2 m dans les marais. Mas Thibert n'est pas inondé pour les crues 9500 et 10500, par contre est inondé avec moins de 0.5 m d'eau pour 11500.
Concernant les vitesses maximales, elles sont fortes (supérieures à 2m/s) dans le champ proche de la brèche sur une distance d'environ 100 m. A 200 m de la brèche elles deviennent inférieures à 1 m/s et, au-delà de la route départementale 35 située à 500 m, elles sont inférieures à 0.5m/s.

Pour les brèches de 12500 et 14160 de 400 ml, les débits maximum sont plus que doublés par rapport à 11500 (environ 2700 m^3/s) et les volumes atteignent 500 Mm^3 pour 12500 à plus de 1 Milliard de m^3 pour 14160.

Ces valeurs paraissent largement sur-estimées compte tenu de l'ennoiement de l'écoulement et du mode de calcul des vitesses dans la brèche. Elles ont cependant été conservées dans l'attente d'autres modélisations.

Les hauteurs d'eau maximales sont sensiblement les mêmes pour les deux crues. Elles atteignent plus de 2 m dans le champ proche de la brèche et dans la plus grande partie de la zone inondée.
L'extension de la zone inondée est quasiment la même que pour les petites crues à l'est du Vigueirat. Au sud elle est toujours limitée par la digue du canal du Rhône à Fos et par la route de Fos sur Mer côté est. Les débits s'écouleent au sud uniquement par le canal d'Arles à Fos dans les darses du port de Fos sur Mer (débit maximal sortant de 264 m^3/s).

Au nord de Mas Thibert par contre l'extension est plus importante et remonte jusqu'au niveau du pont Callada, puis dans les marais de la Meyranne et dans Arles au sud de la RN113 et dans les anciens marais d'Arles.
Les écoulements issus de la brèche atteignent en 1 heure le secteur du Laget : les enjeux inondés en 1 heure sont les mas Grand Passon, La Porcellette, Tour de Parade, ainsi que la route départementale 35.
Au bout de 2 heures, pratiquement tout le secteur de Grand Plan du Bourg est inondé touchant les mas de L'Hôpital, Laget, Favouillanne, Le Village, Rebatun, Petite Porcelette, le Radeau, petit et Grand Boisviel.
Au bout de 6 heures, les berges du canal d'Arles à Fos sont submergées, et les écoulements franchissent ensuite le Vigueirat au bout de 12 heures.
Les écoulements remontent ensuite vers le nord via le canal d'Arles à Fos et le Vigueirat (20 m^3/s qui remontent au maximum par le Vigueirat à Mas Thibert, et 37 m^3/s par le canal d'Arles à Fos). Au bout de 12 h les eaux sont au sud de mas Thibert, qui est inondé à partir de 14h.
Au bout de 24 h, le canal d'Arles à Fos déborde légèrement à Arles au sud de la RN113 (débit max 5 m^3/s), et le Tronc Commun (mis en charge par le siphon de Montcalde) déborde lui aussi légèrement au sud de la RN113 (débit max qui remonte dans le Tronc commun 30 m^3/s).

Les hauteurs d'eau maximales atteignent :

- Plus de 2 m dans Grand Plan du Bourg et les Marais du Vigueirat
- Environ 1 m à Mas Thibert
- Environ 0.5 m dans les marais de la Meyranne
- Environ 0.5 m dans Arles au sud de la RN113 (coopérative agricole, Mas Ranchier,
- Mas Grignard)
- Environ 1 m dans les anciens Marais d'Arles

Concernant les vitesses maximales, elles sont fortes (supérieures à 2 m/s) dans le champ proche de la brèche sur une distance d'environ 100 m. A 500 m de la brèche (au niveau de la route départementale) elles deviennent inférieures à 1 m/s, et au-delà de la route départementale 35 située à 500 m, elles sont comprises entre 0.5m/s et 1 m/s sur un rayon d'environ 1.2 km, puis deviennent inférieures à 0.5 m/s au-delà.
Pour ces crues les données liées à la gravité et criticité des scénarios d'inondations figurent dans le tableau suivant :

Tableau 8. EI 11 – Brèche Parade - Gravité et criticité des scénarios d'inondation

Crue	Probabilité			Nombre de personnes				Gravité
	Aléa	Inondation pour aléa	Annuelle inondation	Inondées	En danger zone de 3 h	En danger au-delà zone de 3 h	Victimes potentielles	
9500	0,032	0,3	1.10^{-2}	< 1000	< 100	< 1000	1	3
10500	0,016	0,5	8.10^{-3}	< 1000	< 100	< 1000	1	3
11500	0,008	0,6	5.10^{-3}	< 1000	< 100	< 1000	1	3
12500	0,006	0,6	4.10^{-3}	>1000	< 100	> 1000	1	4
14160	0,001	0,6	6.10^{-4}	>1000	< 100	> 1000	1	4

Le risque est inacceptable au regard de la grille d'acceptabilité définie en rubrique n°2

Les cartes en pages suivantes illustres les hauteurs d'eau (en m) et les cotes (en m NGF). Ces cartes ainsi que les cartes avec les vitesses figurent en format A3 dans la rubrique n°10.

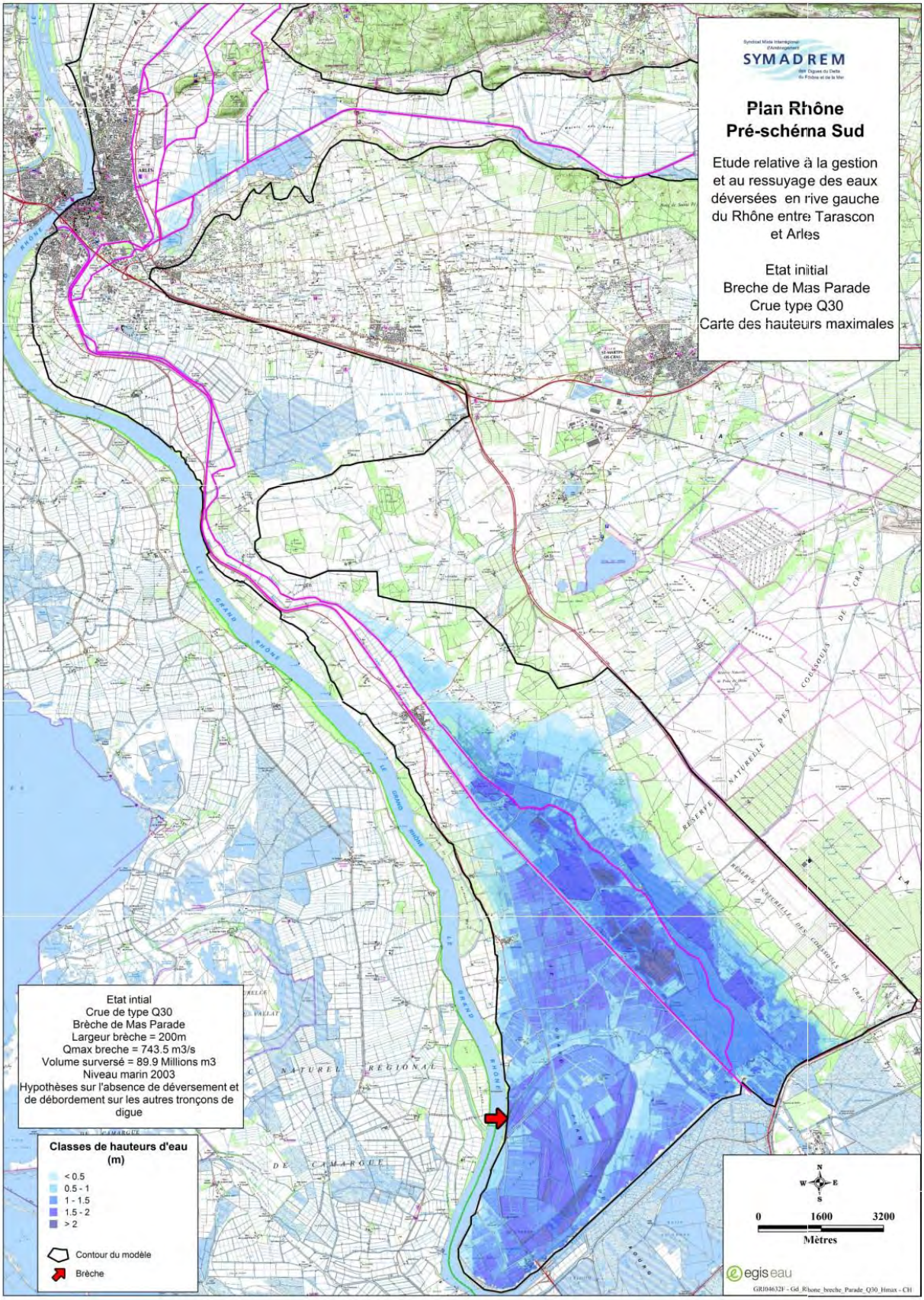


Figure 67. EI 11a – 9500 – Brèche Mas de Parade - hauteur d'eau (en m)

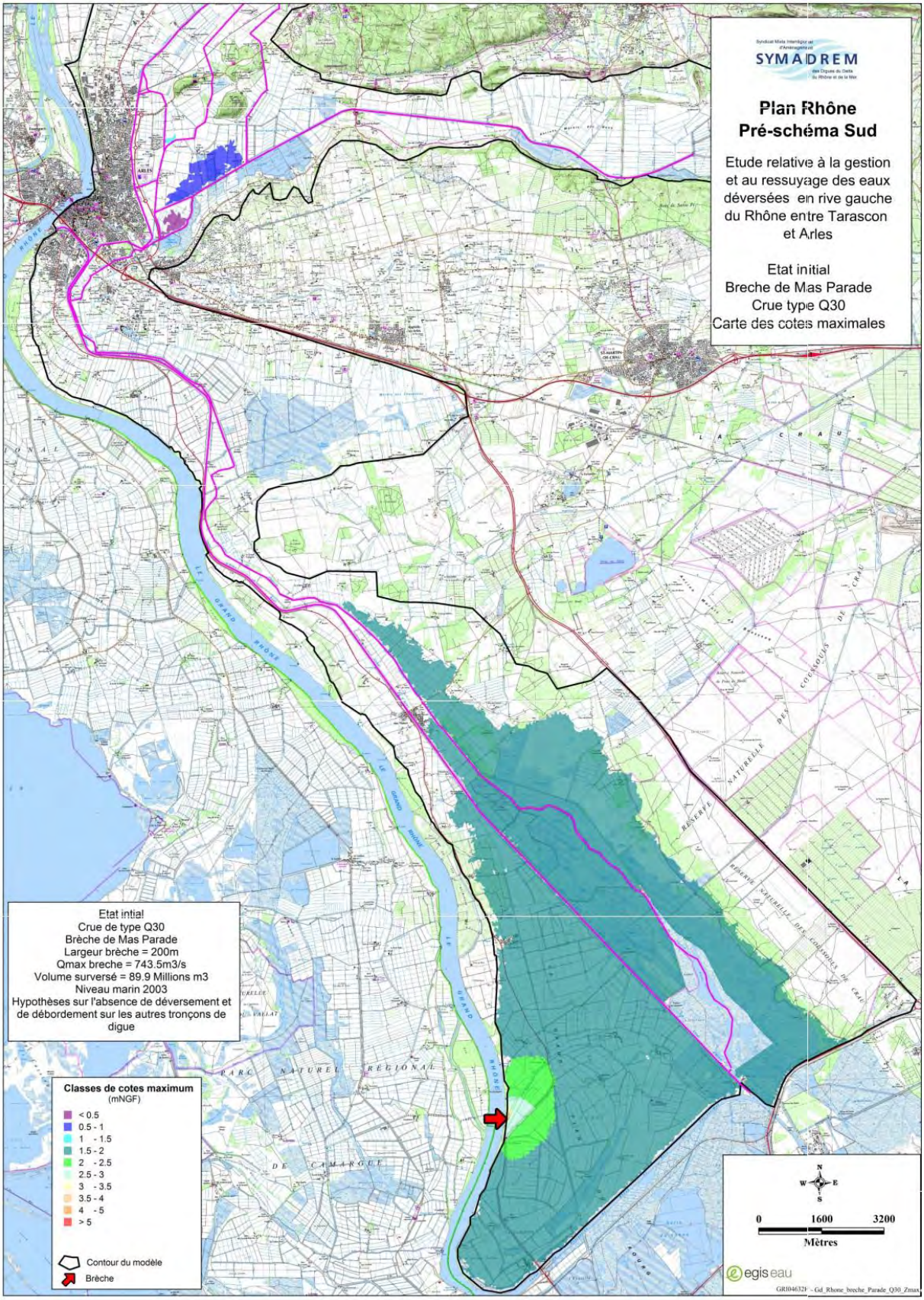


Figure 68. EI 11a – 9500 – Brèche Mas de Parade - cote (en m NGF)

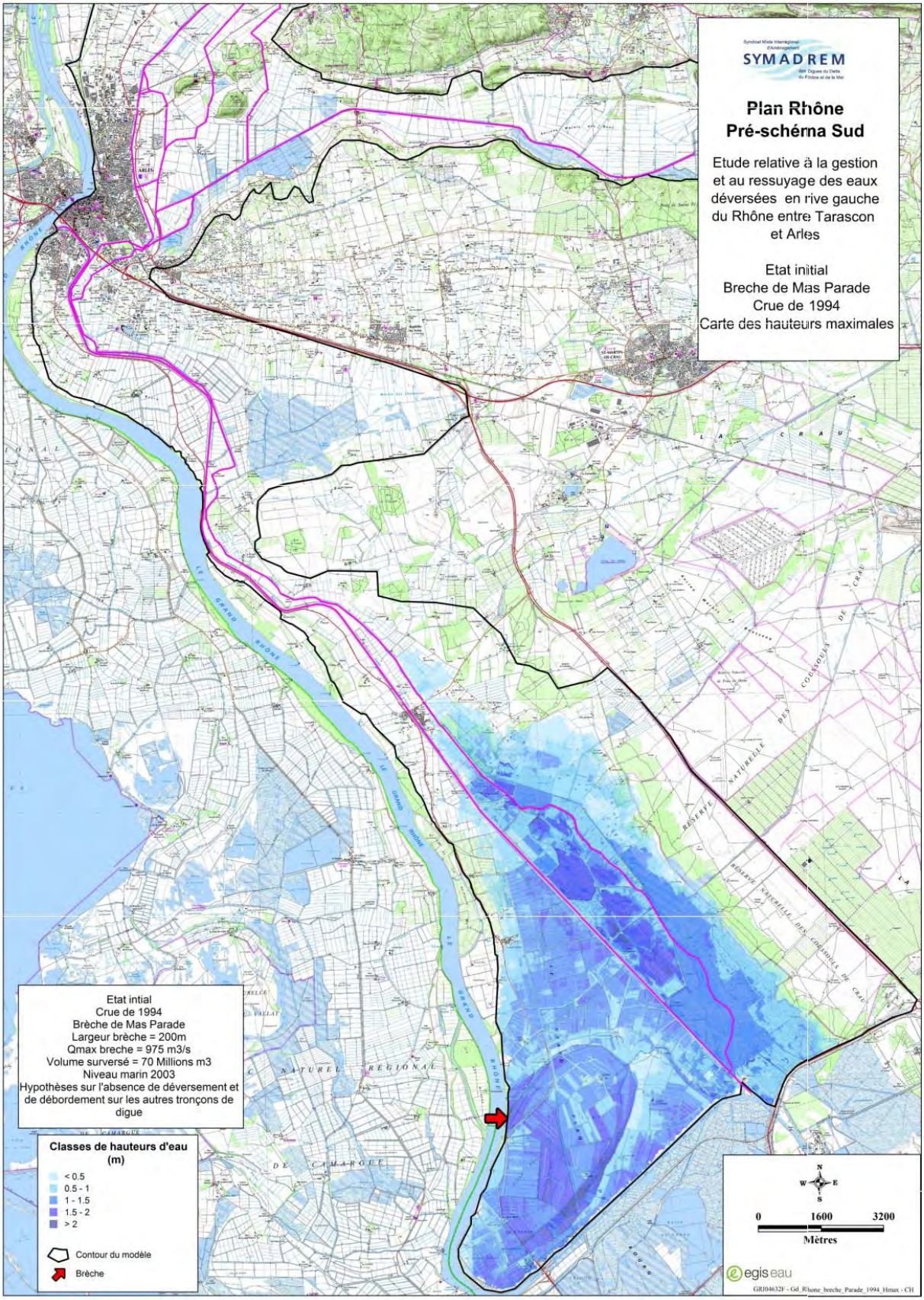


Figure 69. EI 11b – 10500 – Brèche Mas de Parade - hauteur d'eau (en m)

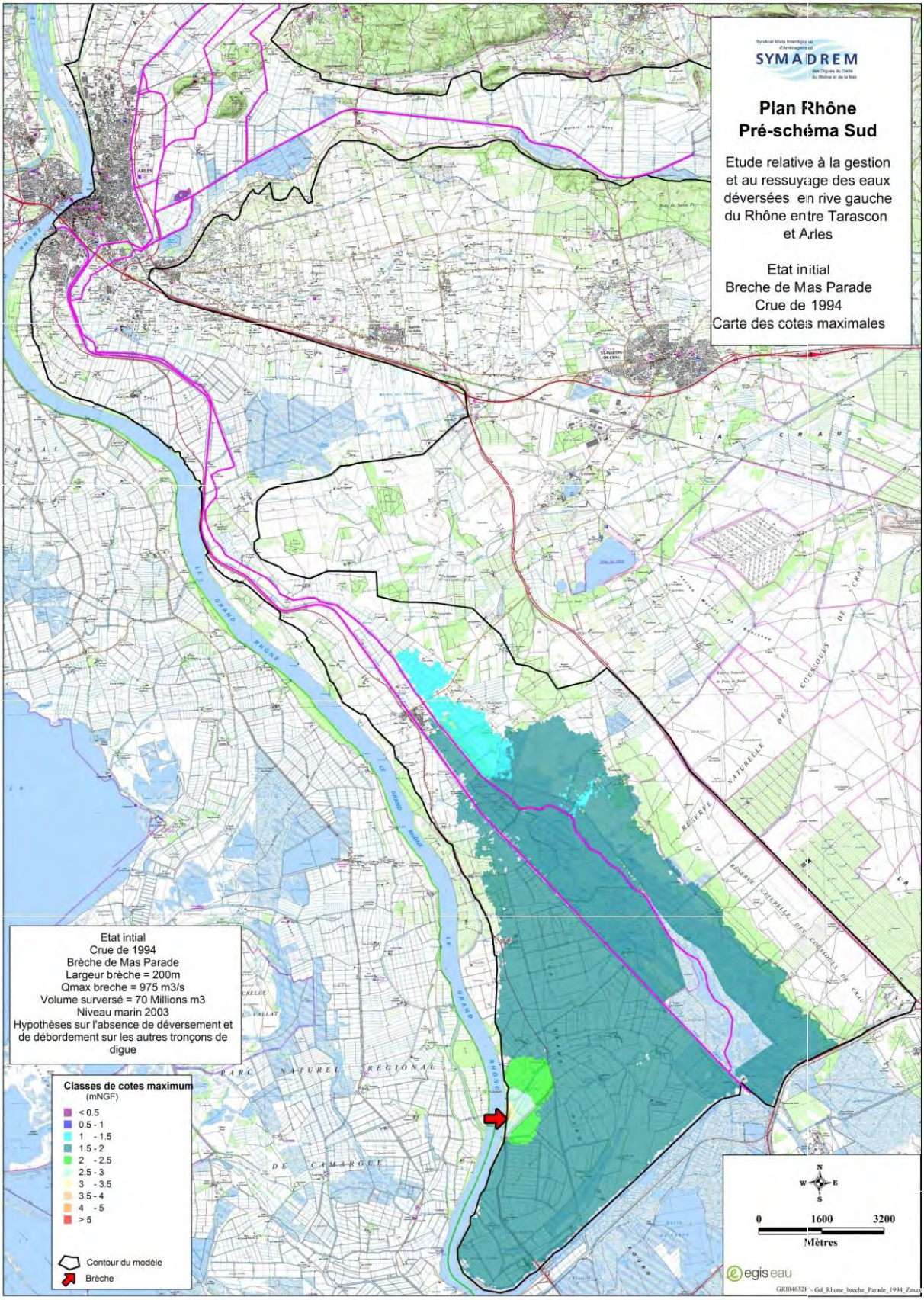


Figure 70. EI 11b – 10500 – Brèche Mas de Parade - cote (en m NGF)

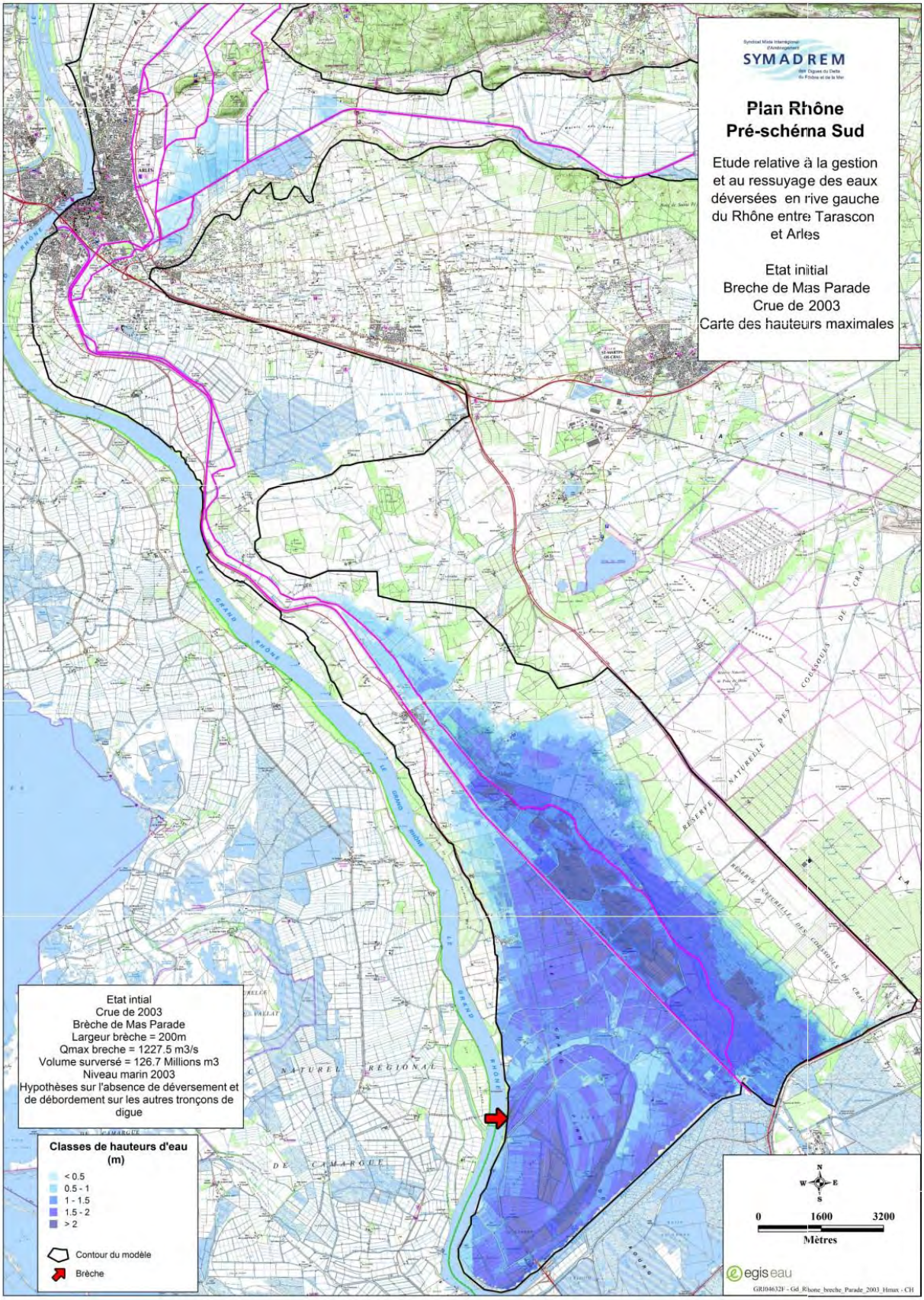


Figure 71. EI 11c – 11500 – Brèche Mas de Parade - hauteur d'eau (en m)

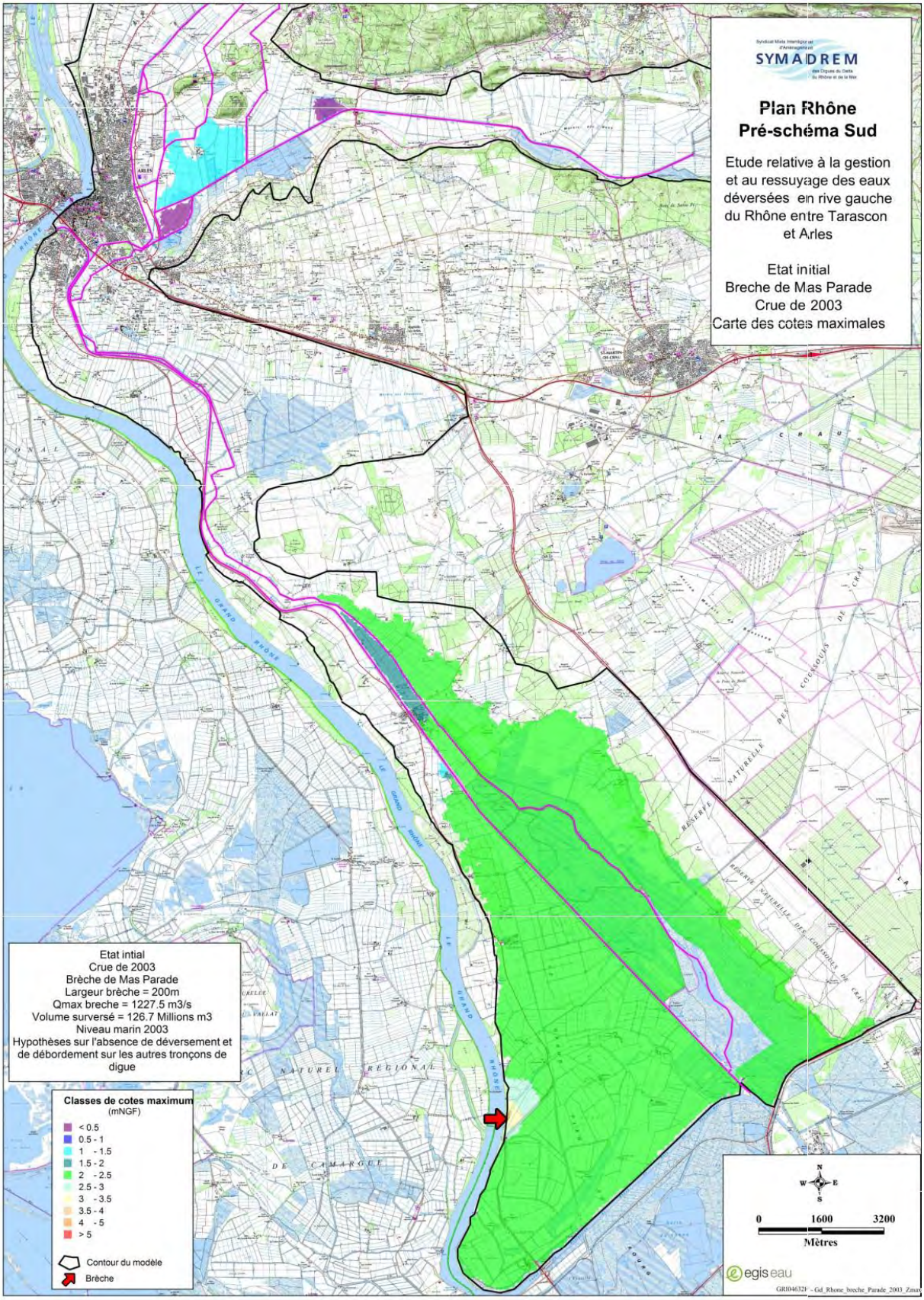


Figure 72. EI 11c – 11500 – Brèche Mas de Parade - cote (en m NGF)

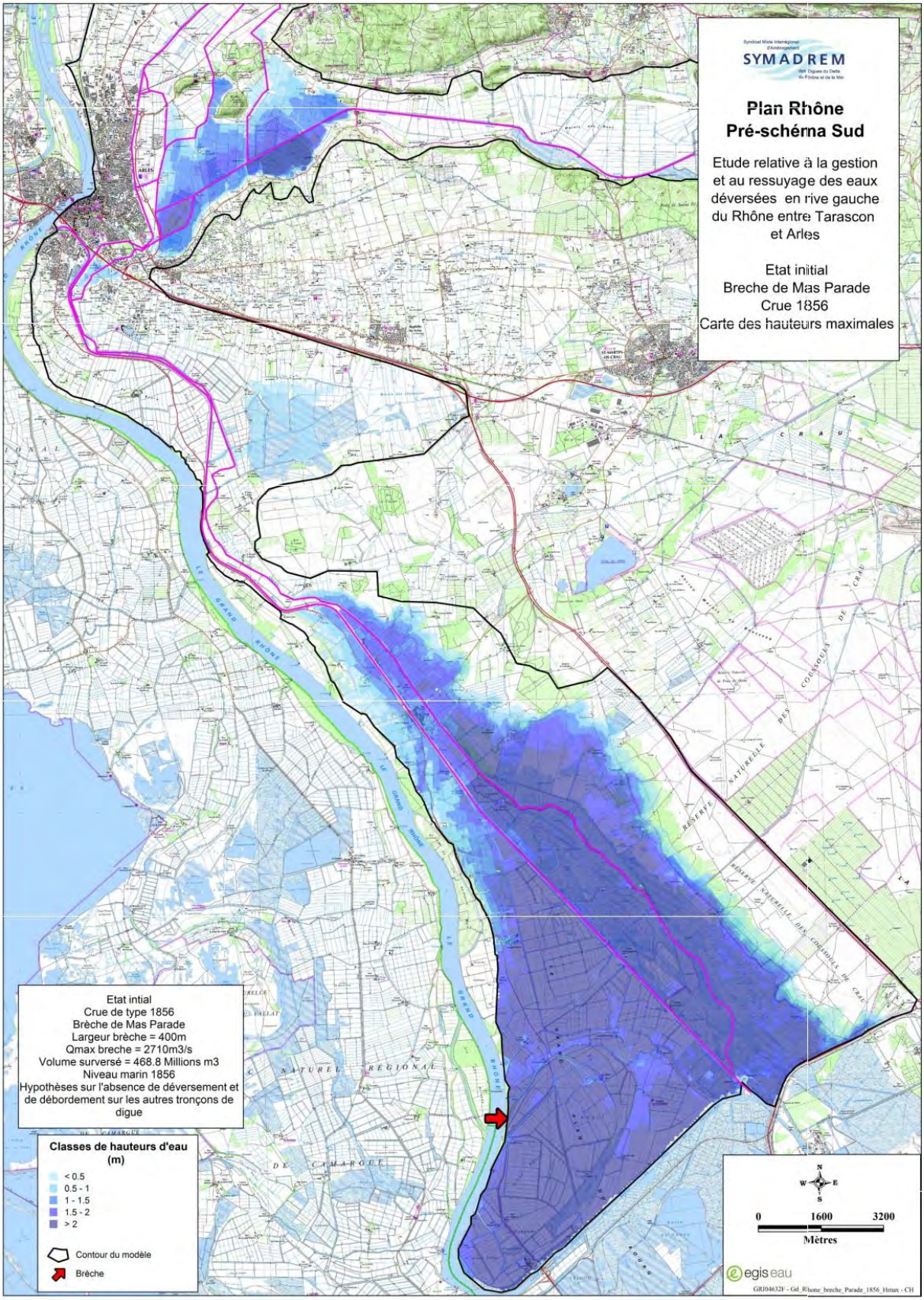


Figure 73. EI 11d – 12500 – Brèche Mas de Parade - hauteur d'eau (en m)

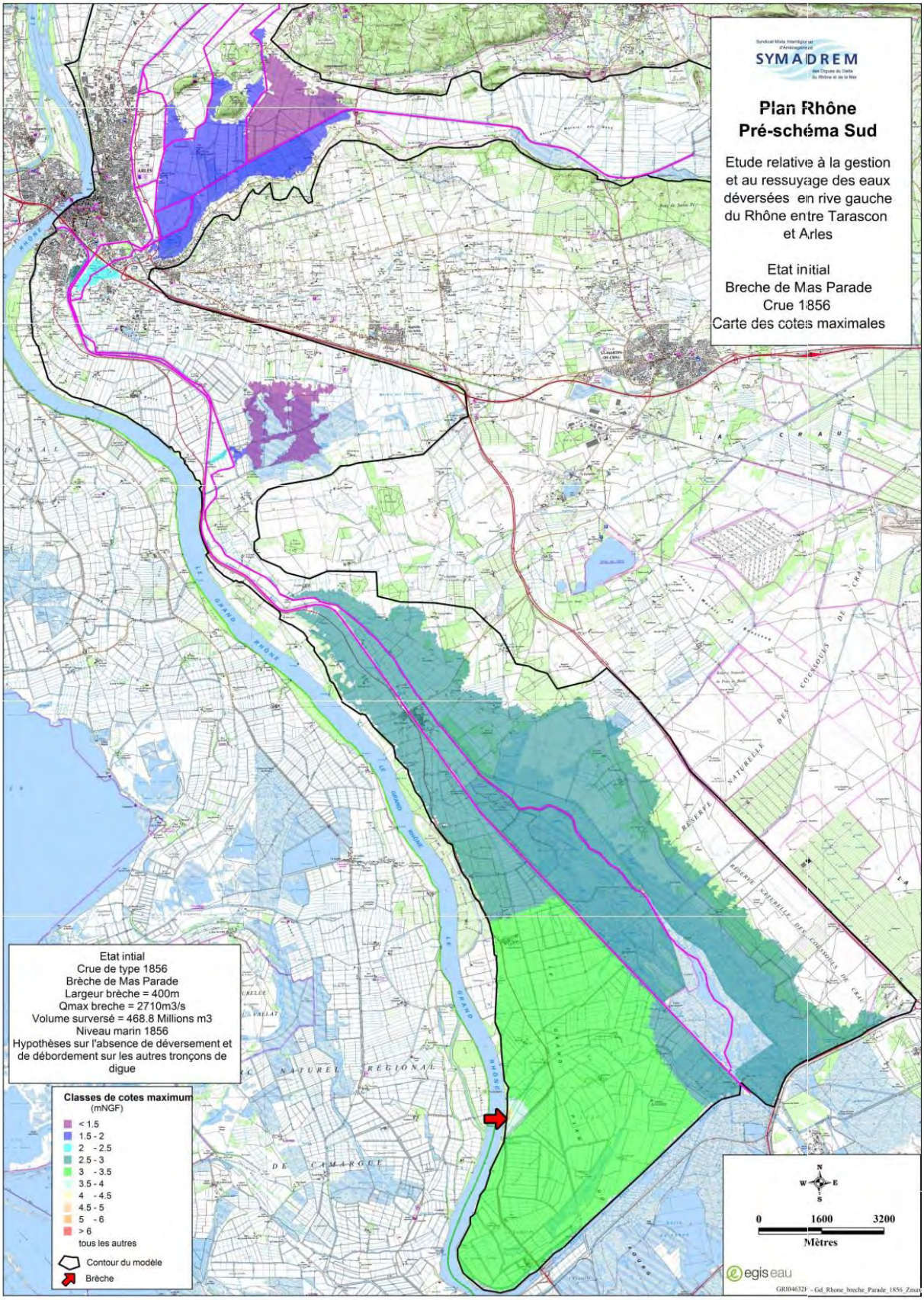


Figure 74. EI 11d - 12500 – Brèche Mas de Parade - cote (en m NGF)

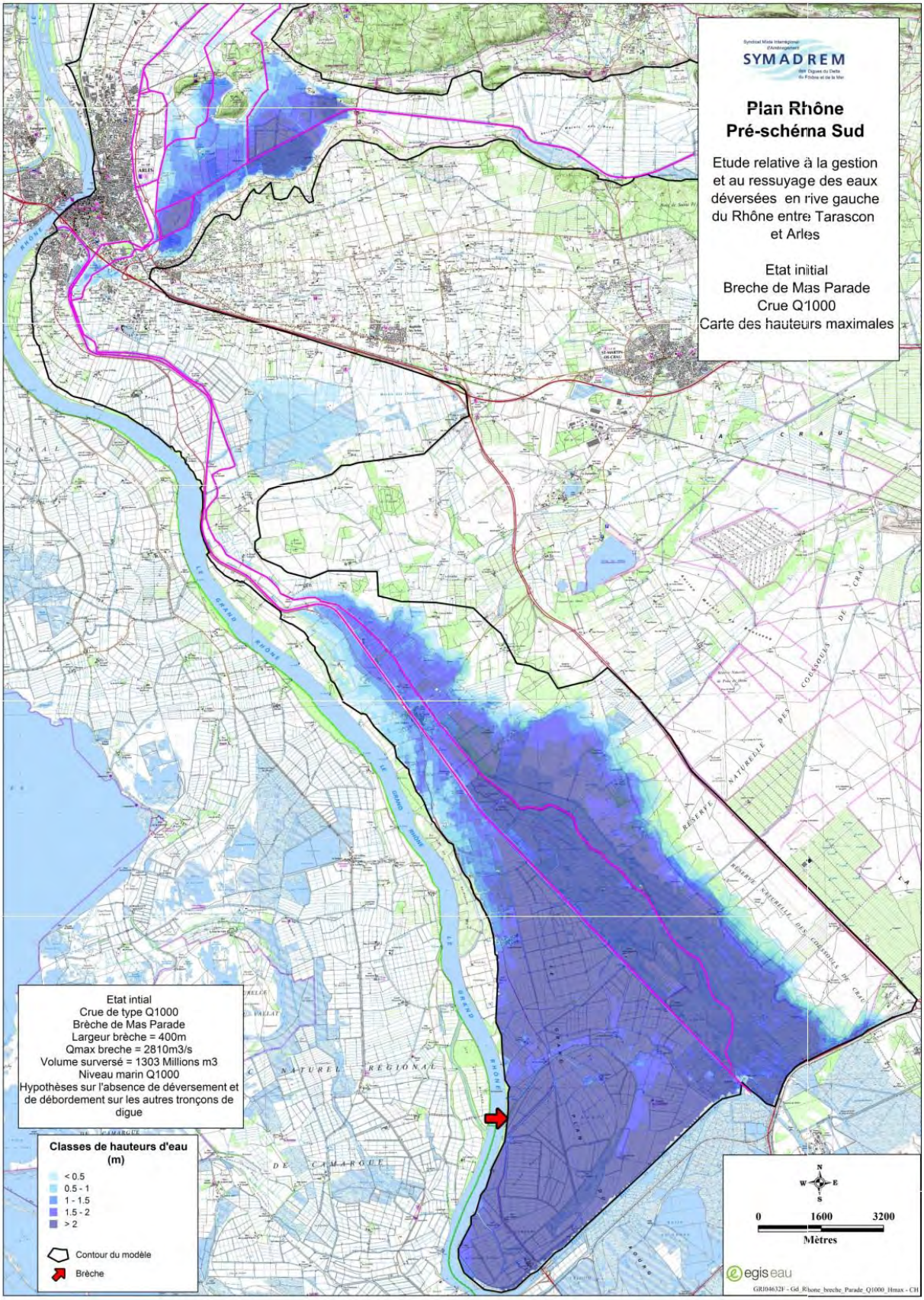


Figure 75. EI 11e – 14160 – Brèche Mas de Parade - hauteur d'eau (en m)

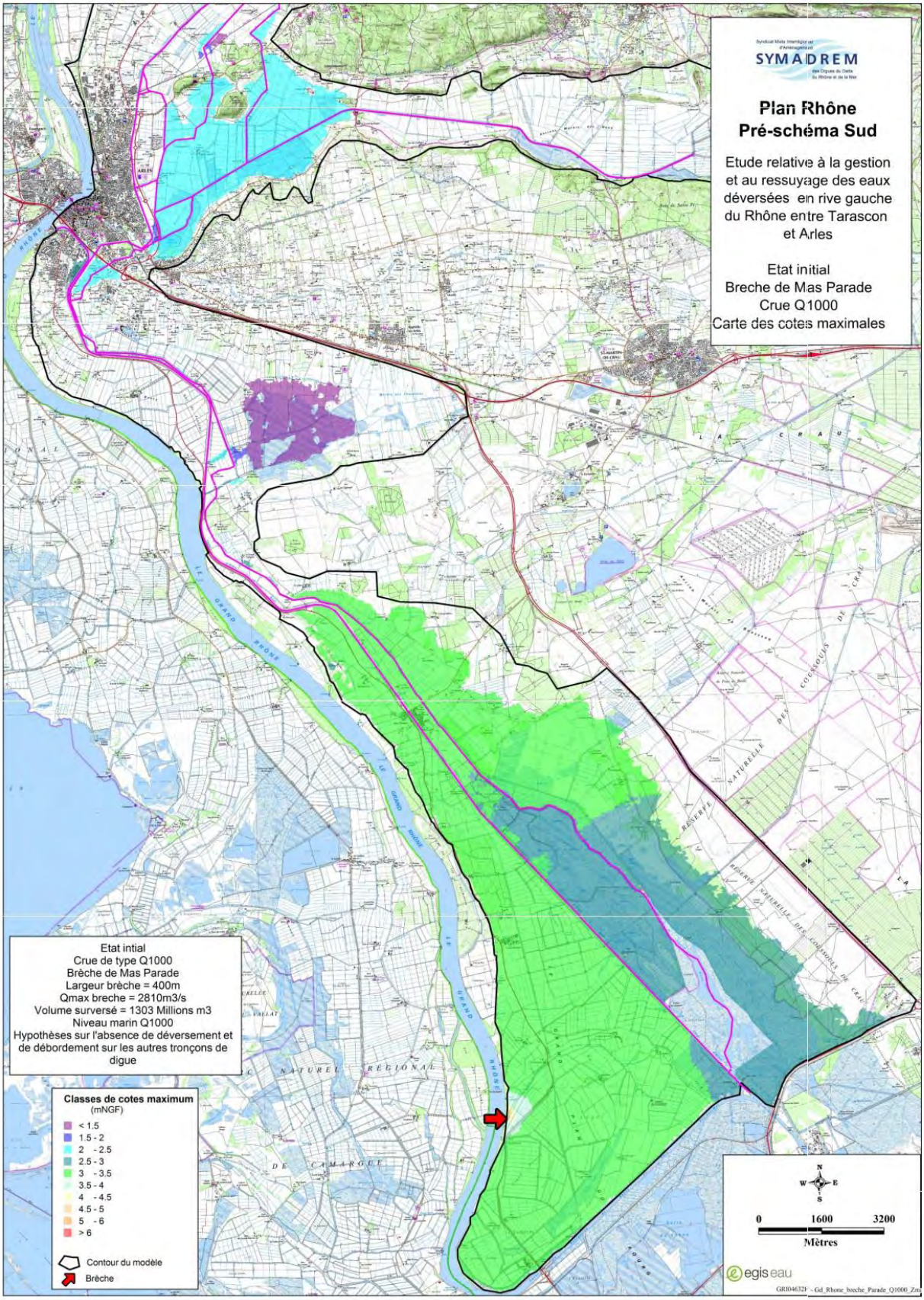


Figure 76. EI 11e – 14160 – Brèche Mas de Parade - cote (en m NGF)

3.13 EI 12 – 9500 A 14160 – SURVERSE DIGUE DE PORT-SAINT-LOUIS-DU-RHONE

Les figures ci-après montrent dans l'état initial le risque de surverse sans brèche pour les crues allant de 9500 à 10500, tout en restant prudent par rapport à l'influence du niveau marin qui joue un rôle prépondérant.

Pour ces crues les données liées à la gravité et criticité des scénarios d'inondations figurent dans le tableau suivant :

Tableau 9. EI 13 – Brèche Port Saint Louis - Gravité et criticité des scénarios d'inondation

Crue	Probabilité			Nombre de personnes				Gravité
	Aléa	Inondation pour aléa	Annuelle inondation	Inondées	En danger zone de 3 h	En danger au-delà zone de 3 h	Victimes potentielles	
9500	0,032	0,1	3.10^{-3}	0	0	0	0	0
10500	0,016	1	2.10^{-2}	< 10000	< 10	< 10	0	1
11500	0,008	1	8.10^{-3}	< 10000	< 10	< 10	0	1
12500	0,006	1	6.10^{-3}	< 10000	< 10	< 100	0	2
14160	0,001	1	1.10^{-3}	< 10000	< 10	< 10000	1	4

Pour ce scénario sans brèche, l'acceptabilité doit se regarder au regard de l'abaque dédié figurant en rubrique n°2. Au regard de ce dernier, le risque est inacceptable.

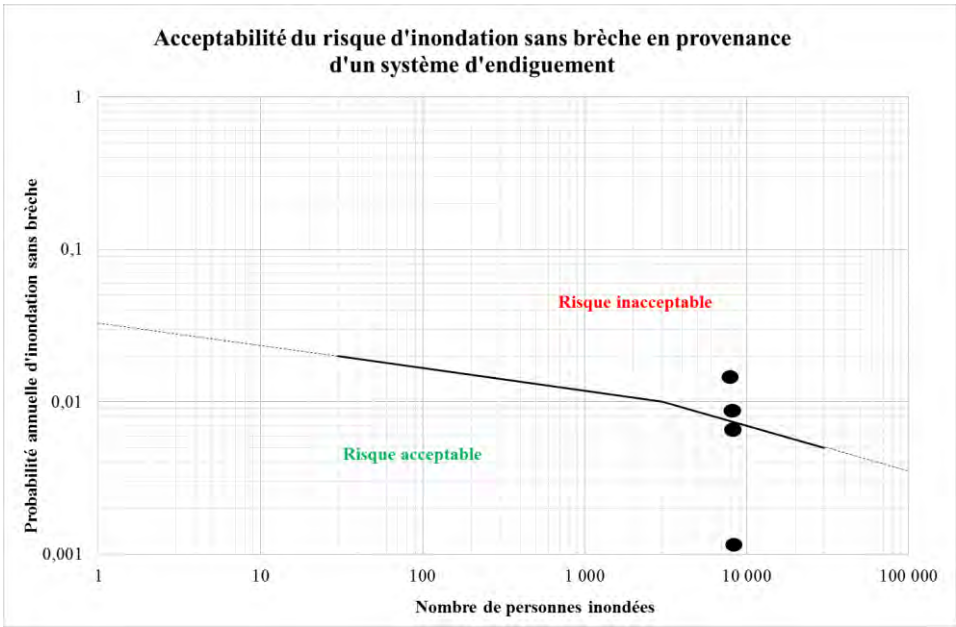


Figure 77. Acceptabilité du risque sans brèche

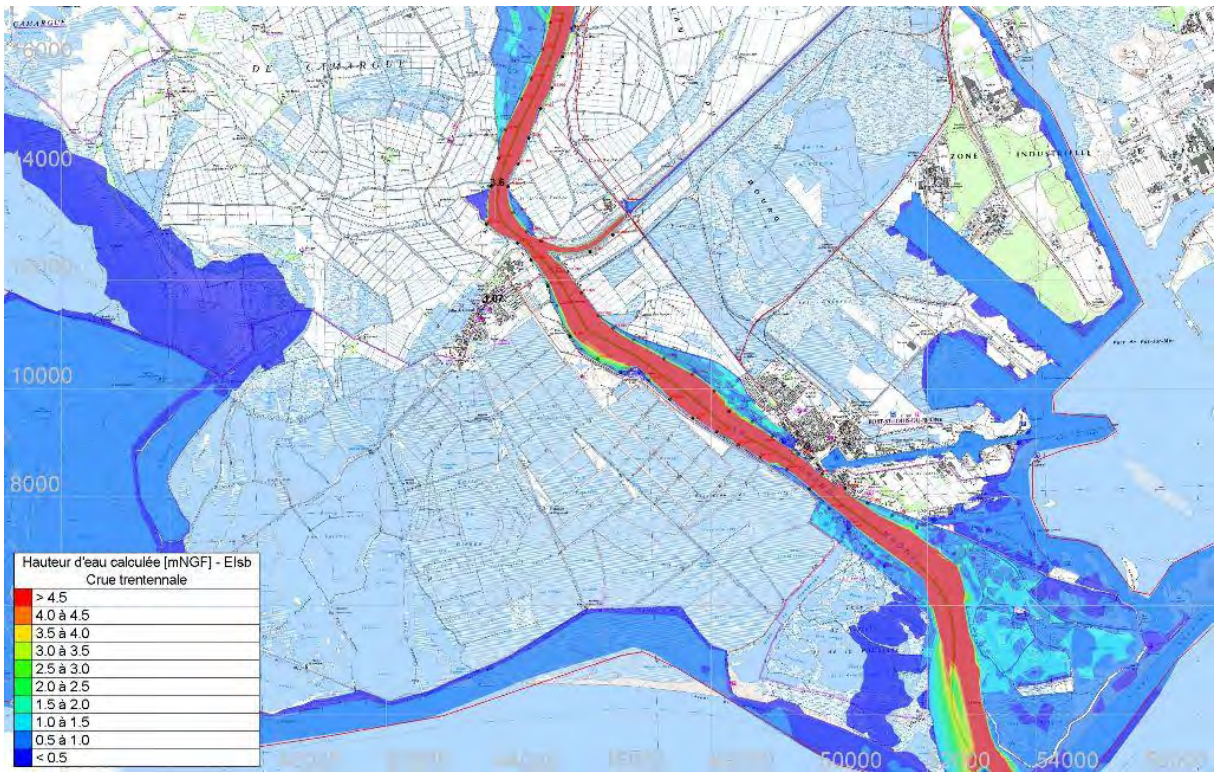


Figure 78. EI 12a – 9500 – Absence de surverse

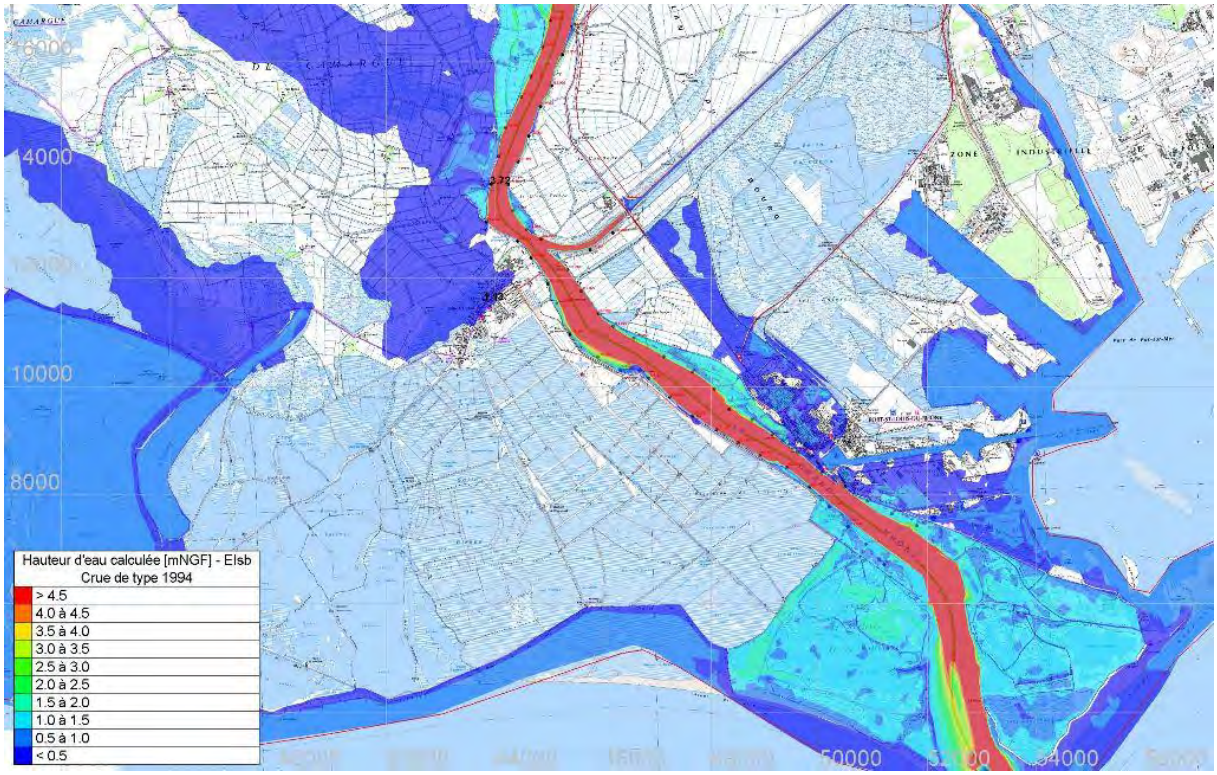


Figure 79. EI 12b – 10500 – Surverse sans brèche – Port-Saint-Louis – hauteur (en m)

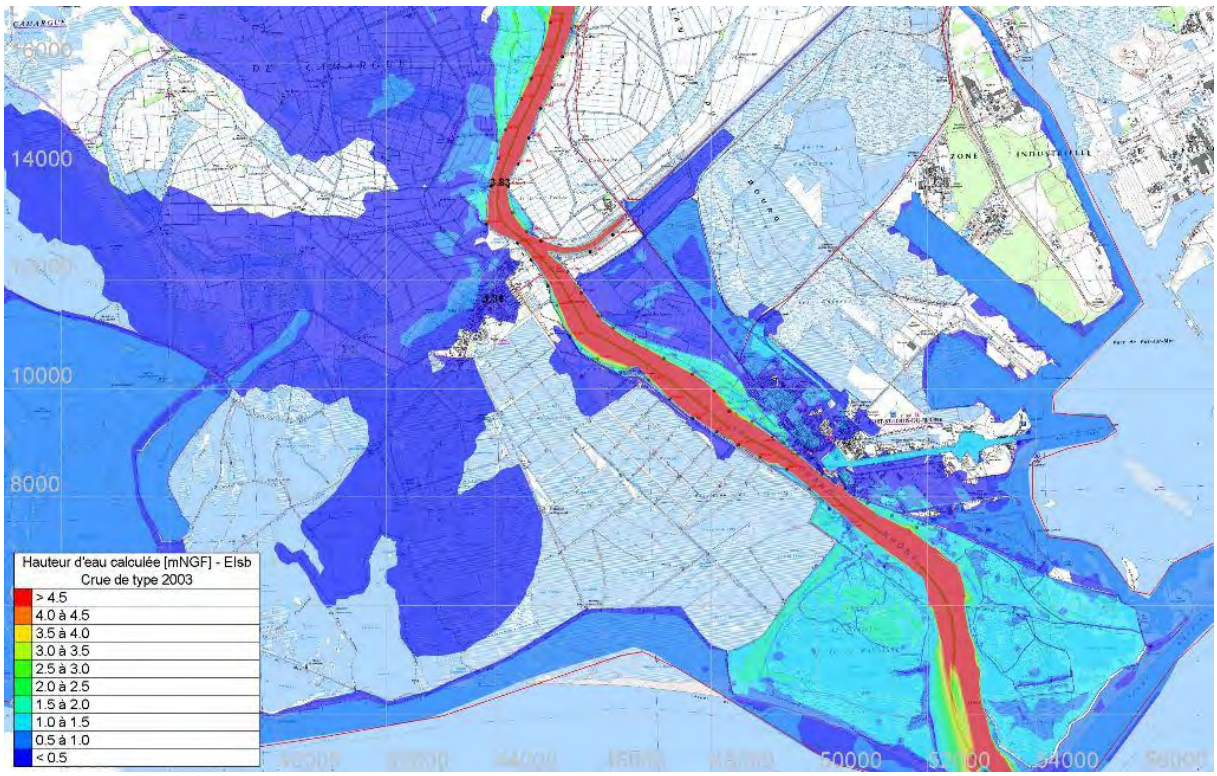


Figure 80. EI 12c – 11500 – Surverse sans brèche – Port-Saint-Louis – hauteur (en m)

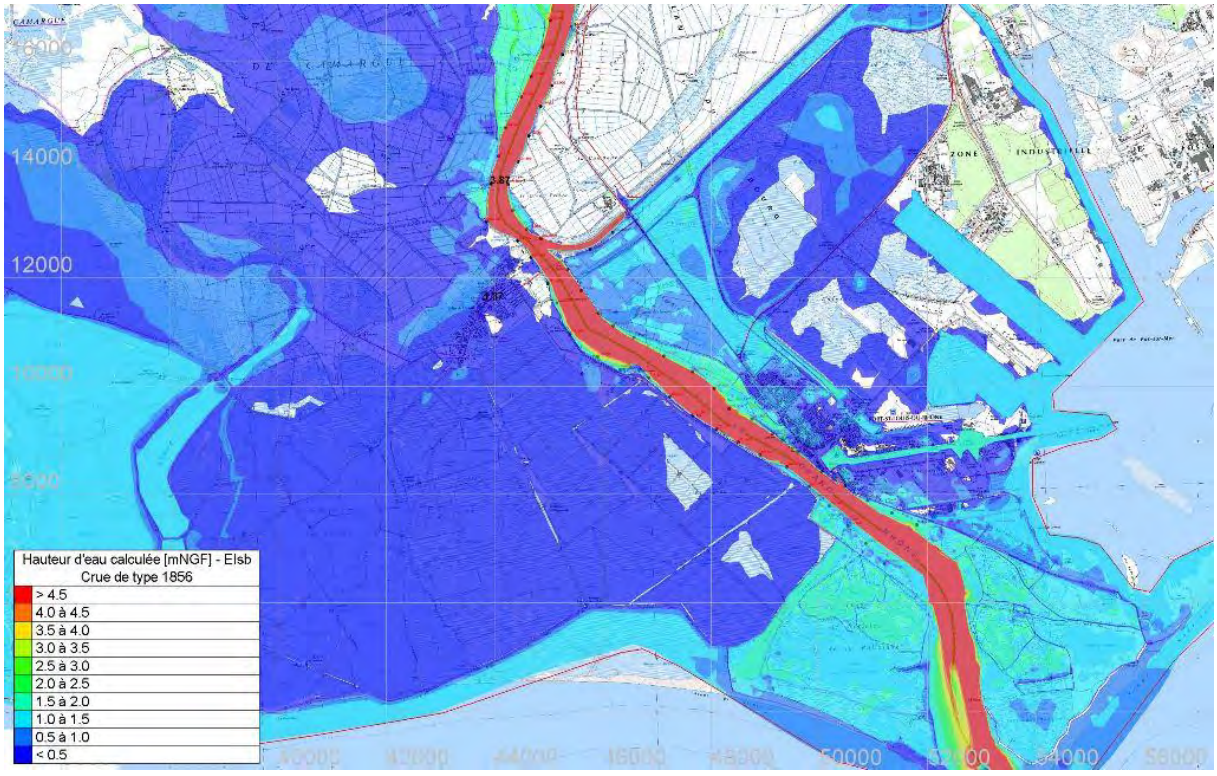


Figure 81. EI 12d – 12500 – Surverse sans brèche – Port-Saint-Louis – hauteur (en m)

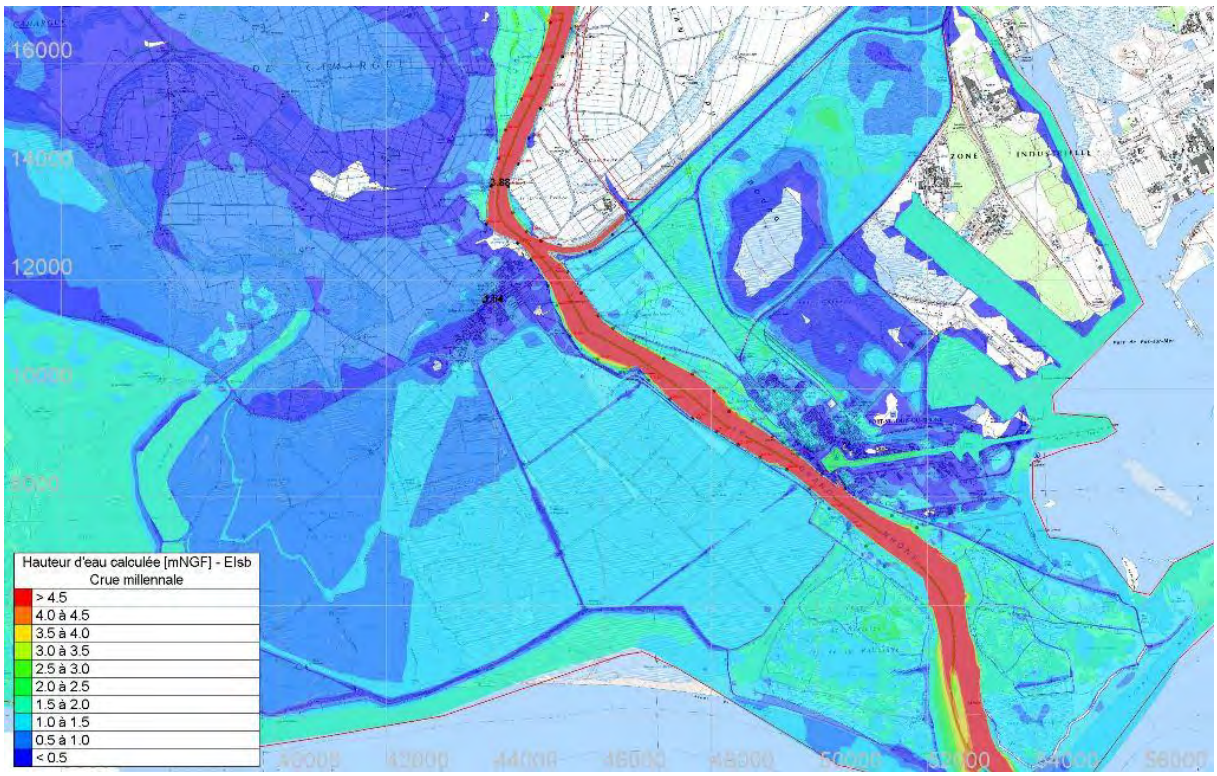


Figure 82. EI 12e – 14160 – Surverse sans brèche – Port-Saint-Louis – hauteur (en m)

3.14 EI 13 – 11500 ET 12500 – BRECHE DIGUE DE PORT-SAINT-LOUIS-DU-RHONE

Compte tenu de la faiblesse du tronçon « Bois François Sud », une brèche a été simulée pour les crues 11500 et 12500.

La carte des hauteurs d'eau figure ci-dessous. Les vitesses sont disponibles en rubrique 10. Elles sont toutes inférieures à 0,5 m.

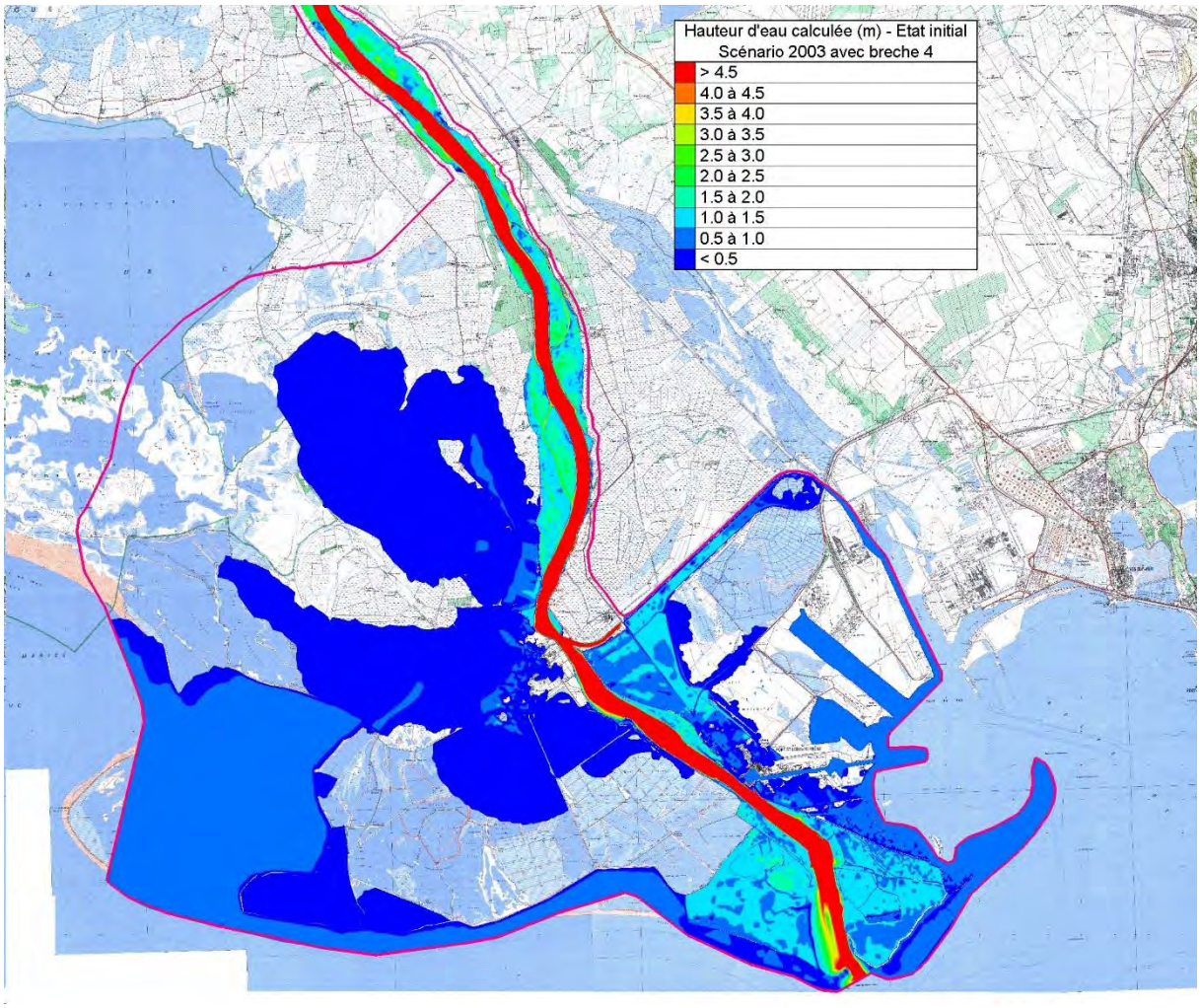


Figure 83. EI 13a – 11500 – Brèche Port Sain Louis

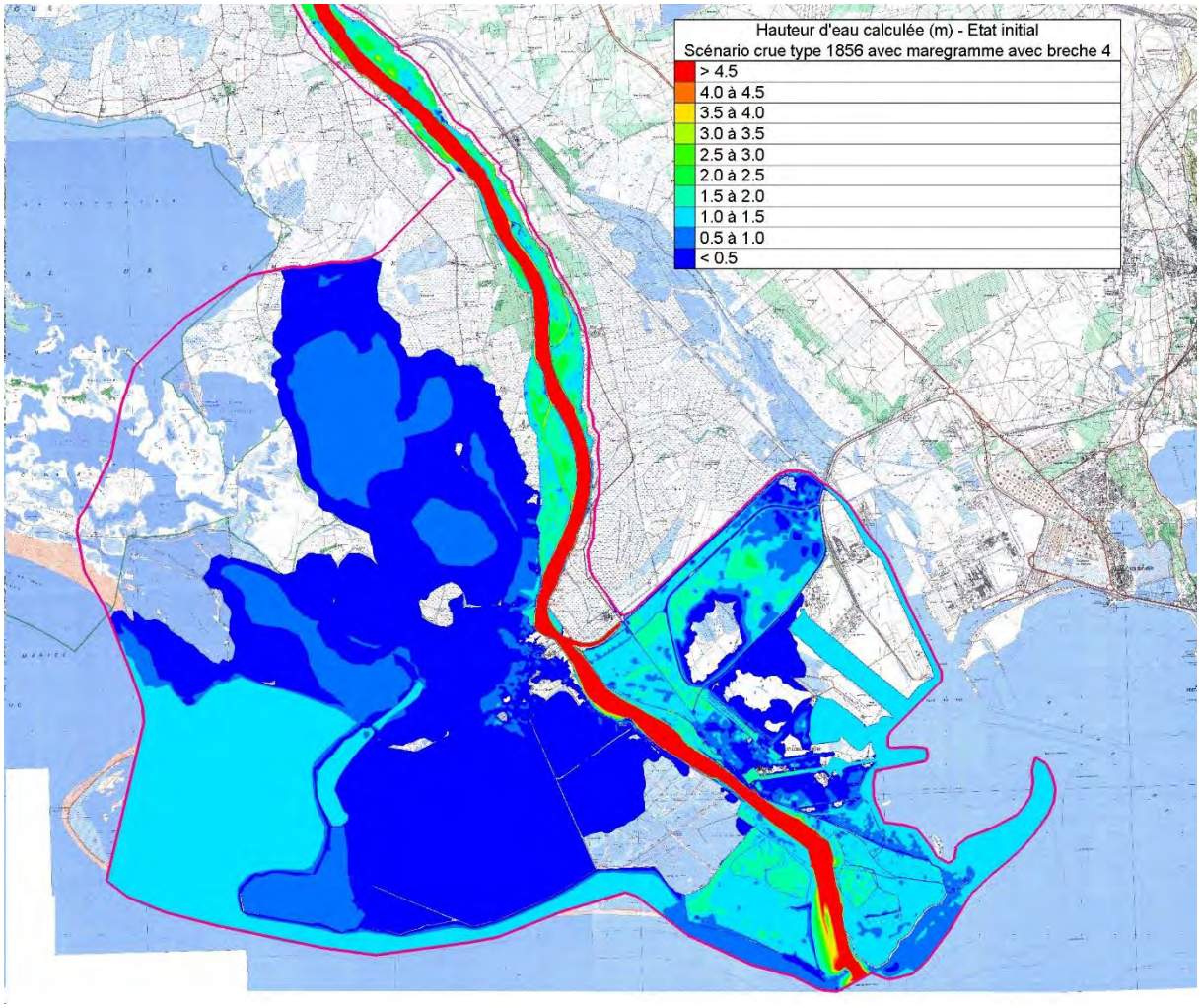


Figure 84. EI 13b – 12500 – Brèche Port Sain Louis

Pour ces crues les données liées à la gravité et criticité des scénarios d'inondations figurent dans le tableau suivant :

Tableau 10. EI 13 – Brèche Port Saint Louis - Gravité et criticité des scénarios d'inondation

Crue	Probabilité			Nombre de personnes				Gravité
	Aléa	Inondation pour aléa	Annuelle inondation	Inondées	En danger zone de 3 h	En danger au-delà zone de 3 h	Victimes potentielles	
11500	0,008	0,3	2.10^{-3}	< 10000	< 100	> 1000	1	4
12500	0,006	0,4	2.10^{-3}	< 10000	< 100	> 1000	1	4

Le risque est inacceptable au regard de la grille d'acceptabilité définie en rubrique n°2

3.15 EI 14 – 9500 A 14160 - FONCTIONNEMENT DE LA PLAINE DE BOULBON

La plaine de Boulbon est localisée en amont du système d'endiguement. Elle est alimentée par un déversoir de 400 m de long et calé à la cote 10,45 m NGF et protégée par les digues de la CNR. Le déversoir fonctionne pour des débits à la station de Beaucaire/Tarascon compris entre 8500 et 9000 m^3/s (période de retour > 10 ans).

Le ressuyage est assuré par les ouvrages dits « des eaux bleues » constitués de 2 vannes de 4 X 4 m. Ces vannes sont ouvertes au 1/3 dès que le Rhône redescend en dessous du niveau du déversoir.

Le fonctionnement de la plaine en crue et en décrue après travaux est abordé dans le scénario EF 12.

Le tableau ci-dessous donne quelques données caractéristiques

Tableau 11. Fonctionnement plaine de Boulbon – état initial

	Cote (m NGF)	**Vitesse vannes (m/s)**	**Qdéver. (m^3/s)**	**Qvannes (m^3/s)**	**Vdéver. (m^3)**	**Vvannes (m^3)**
9500	11,26	3,1	100	33	8,8	0.3
10500	11,68	4,7	325	50	15	7,2
11500	12,35	5,6	550	60	27,8	19,8
12500	12,8	1,6	210	17	40,8	34,2
14160	13,22	0,5	180	5	51,7	48,7

Les figures suivantes illustrent les hauteurs (en m) maximums atteintes ainsi que les vitesses (en m/s). Ces cartes figurent également en format A3 dans la rubrique n°10.

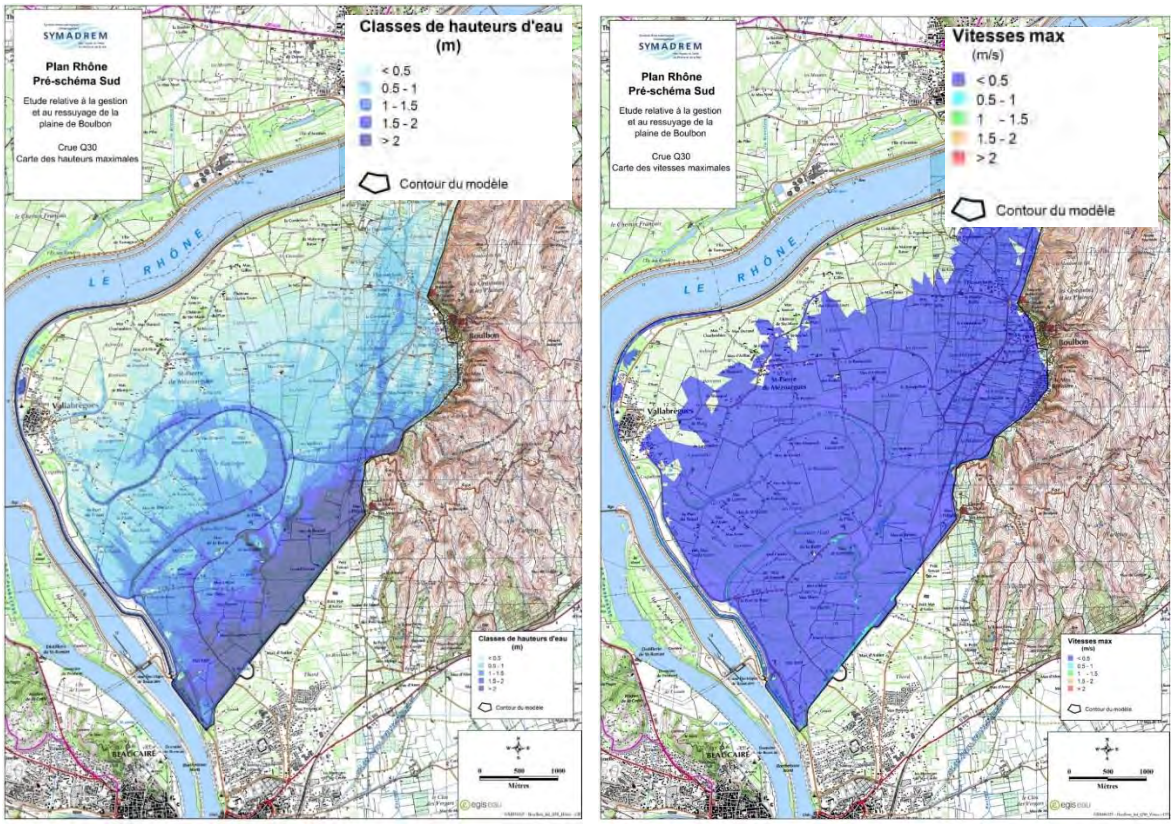


Figure 85. EI 14a – 9500 – Etat initial – Plaine de Boulbon – hauteurs (m) et vitesses (m/s)

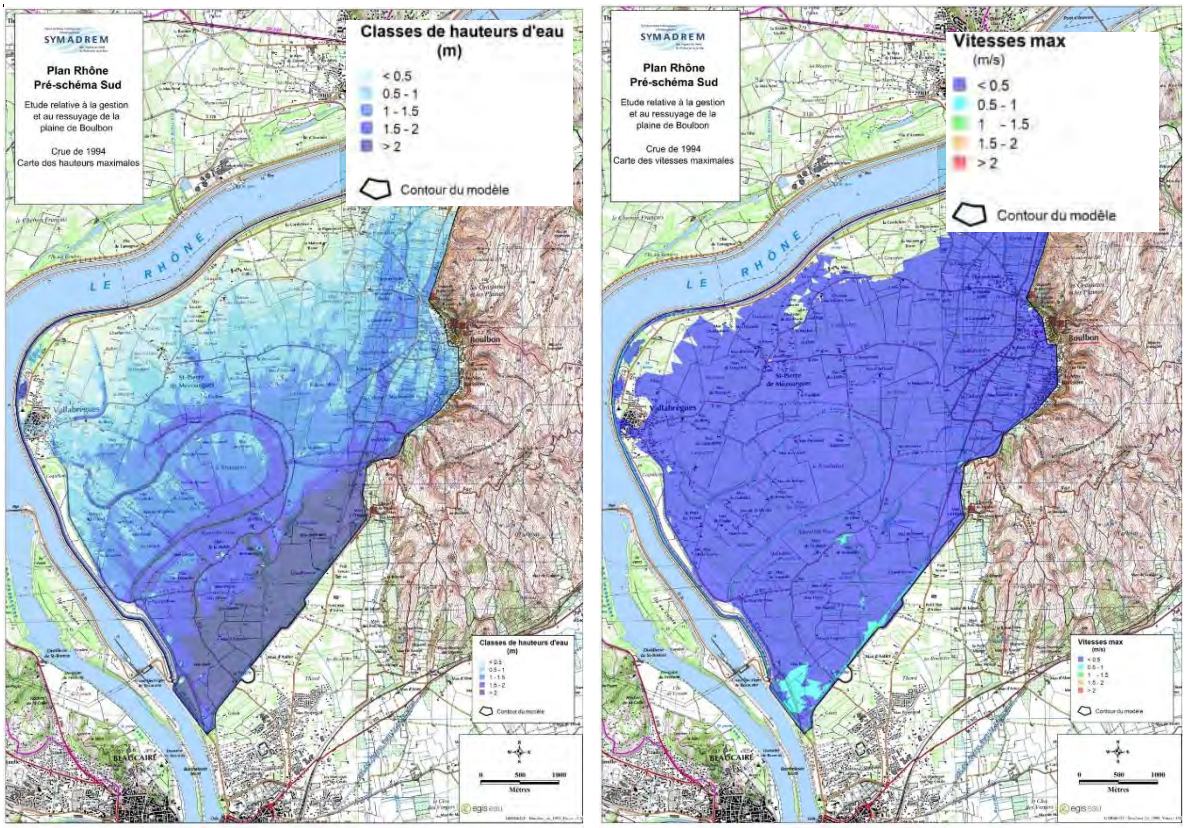


Figure 86. EI 14b – 10500 – Etat initial – Plaine de Boulbon – hauteurs (m) et vitesses (m/s)

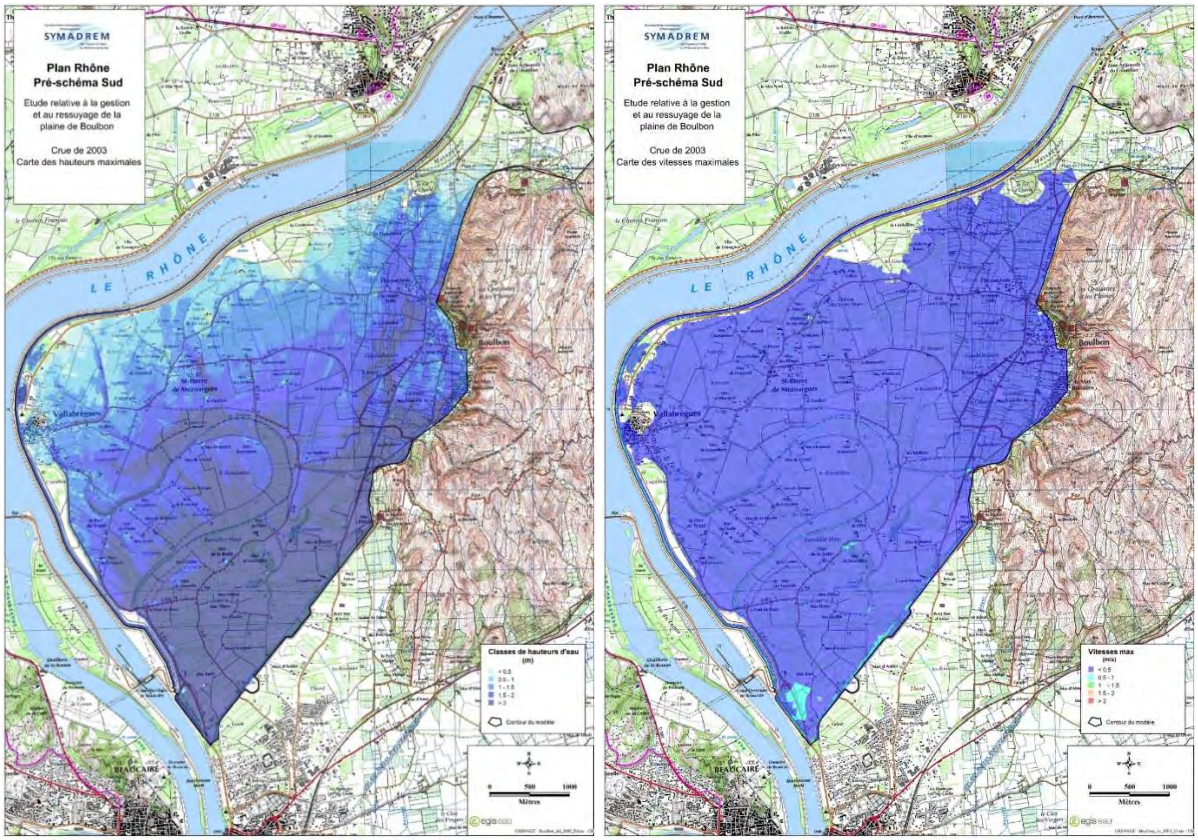


Figure 87. EI 14c – 11500 – Etat initial – Plaine de Boulbon – hauteurs (m) et vitesses (m/s)

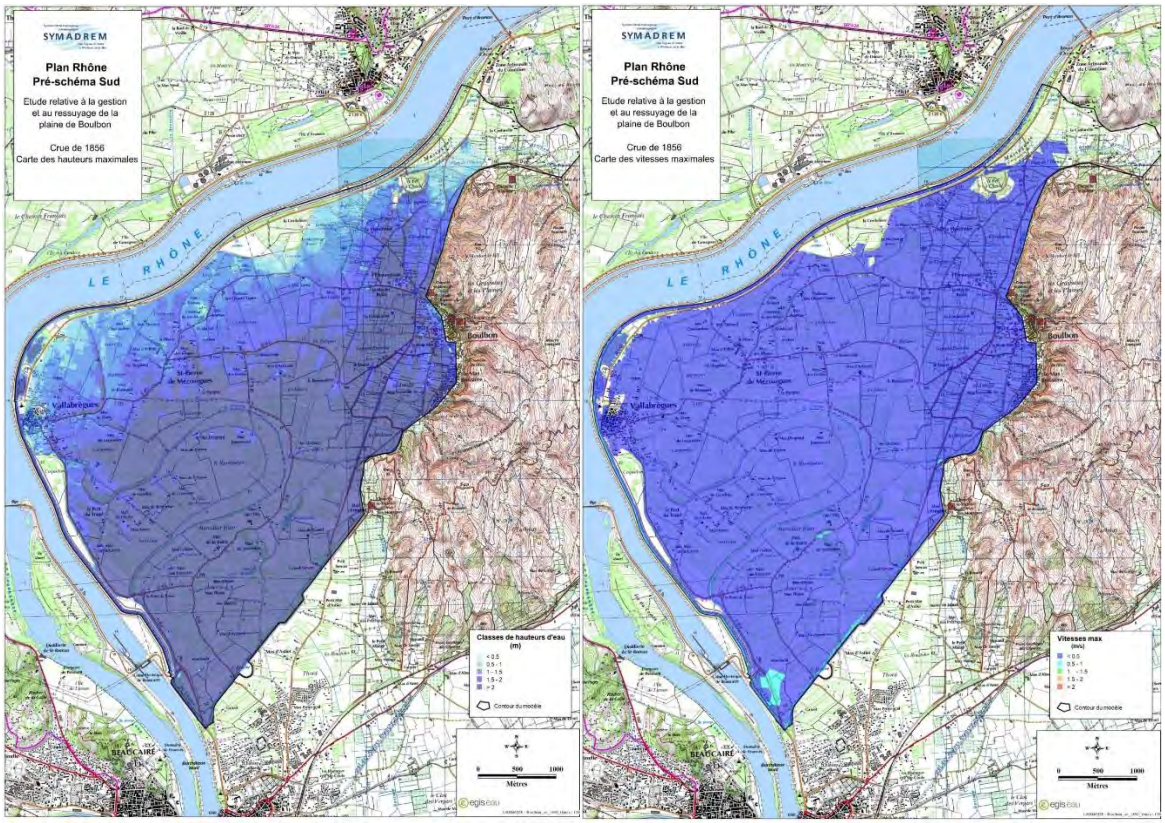


Figure 88. EI 14d – 12500 – Etat initial – Plaine de Boulbon – hauteurs (m) et vitesses (m/s)

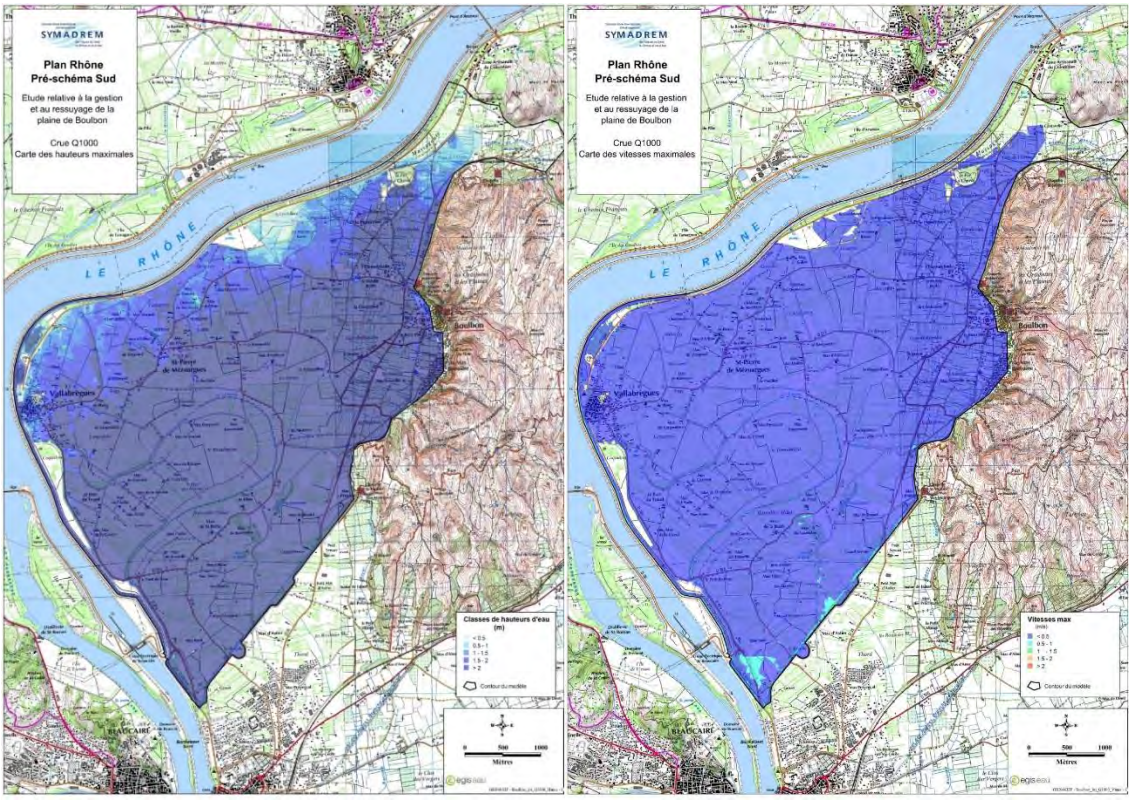


Figure 89. EI 14e – 14160 – Etat initial – Plaine de Boulbon – hauteurs (m) et vitesses (m/s)

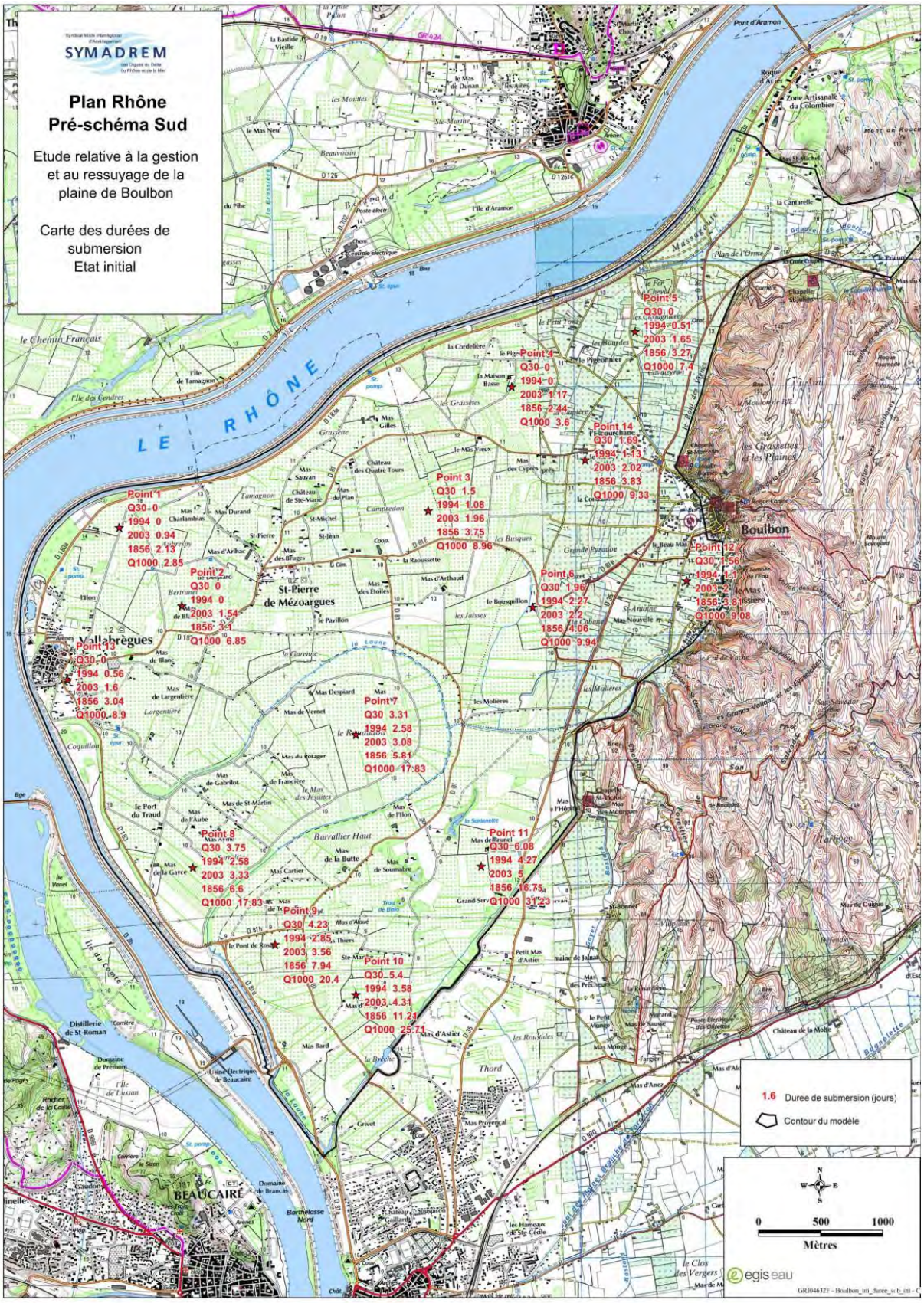


Figure 90. EI 14 – Etat initial – Plaine de Boulbon – durée de ressuyage (en jours)

4 FONCTIONNEMENT APRES SECURISATION DE L'ENSEMBLE DES DIGUES DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT

4.1 DESCRIPTION DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT SECURISE (ETAT FINAL)

Le système d'endiguement, après réalisation des travaux prévus entre Tarascon et Arles et réalisation de mesures structurelles de réduction du risque définies à la rubrique n°9, soit après réalisation des opérations suivantes du programme de sécurisation :

- création d'une digue entre Tarascon et Arles et mesures associées,
- mise à la cote de la digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône,
- renforcement et rehaussement des digues de Grand Mollégès à Barcarin.

sera constitué des ouvrages ci-dessous dont l'état de sécurisation est succinctement décrit :

Tableau 12. Système d'endiguement « Rive Gauche » final - tronçons de digue de 1er rang

N°	Libellé ouvrage	Etat de l'ouvrage	PR Digue		Exploitant
			début	Fin	
1	Digue de la Montagnette Nord	Sécurisé jusqu'à Q_{14000}	262,93	265,94	SYMADREM
2	Digue de Montagnette Ouest		265,94	266,93	
3	Quais de Tarascon Nord		266,93	267,07	
4	Château Royal de Provence		267,10	267,19	
5	Quais de Tarascon Sud		267,20	267,70	
6	Site-Industrialo-Fluvial de Tarascon		267,71	269,89	
7	Rideau de palplanches Fibre Excellence		269,84	270,29	
8	Digue millénale Nord		270,29	270,69	
9	Digue résistante à la surverse		270,69	275,88	
10	Digue millénale Sud		275,88	278,89	
11	Digue du Mas Molin		278,84	279,23	
12	Digue Est du Port d'Arles		279,23	280,84	
13	Chemin des ségonnaux		280,84	281,80	
14	Quais d'Arles		281,82	283,06	
15	Remblai de l'IRPA		283,09	283,59	
16	Ecluse d'Arles		283,59	283,73	VNF
17	Digue de Barriol		283,73	286,49	SYMADREM
18	Digue de Prends-té-Garde à Grand Mollégès		286,49	293,08	
19	RD 35		293,06	294,62	
20	Digue Mas Thibert Amont		294,61	301,25	
21	Digue de Mas Thibert à Boisviel		301,25	306,25	
22	Digue de Boisviel à Tour de Parade		306,25	309,13	
23	Digue de Tour de Parade à Barcarin		309,13	316,04	
24	Ecluse de Barcarin et digues de fermeture		316,04	316,70	CNR
25	Digue de Bois François Nord		316,70	319,53	SYMA DREM
26	Digue de Bois François Sud		319,53	321,21	
27	Digue de Port-Saint-Louis		321,21	322,29	

Tableau 13. Système d'endiguement « Rive Gauche » final- tronçons de digue de 2ème rang

N°	Libellé ouvrage	Etat de l'ouvrage	PR Digue		Exploitant fonction crues du Rhône
			début	Fin	
28	Barreau Nord	Sécurisé jusqu'à Q_{14000}	0	1.17	SYMADREM
29	Rocade Nord RD 570n		1.17	1.88	
30	Vigueirat rive droite Digue Nord à RD 453		1.81	6.40	
31	Vigueirat rive droite - RD 453 à RN 113		6.44	7.83	
32	Vigueirat rive gauche - RD 453 à RN 113		6.42	7.83	

4.2 EF01 – 11500 – ETAT FINAL - CRUE TYPE DECEMBRE 2003 SANS BRECHE DANS LE SYSTEME, SANS CRUE DU VIGUEIRAT ET SANS IMPLUVIUM LOCAL

Ce scénario correspond à toutes les crues du Rhône inférieures ou égales à une crue type décembre 2003 sans brèche dans le système pour l'état final, soit après sécurisation de l'ensemble des ouvrages du système d'endiguement et sans crue dans le Vigueirat ni apport d'impluvium local.

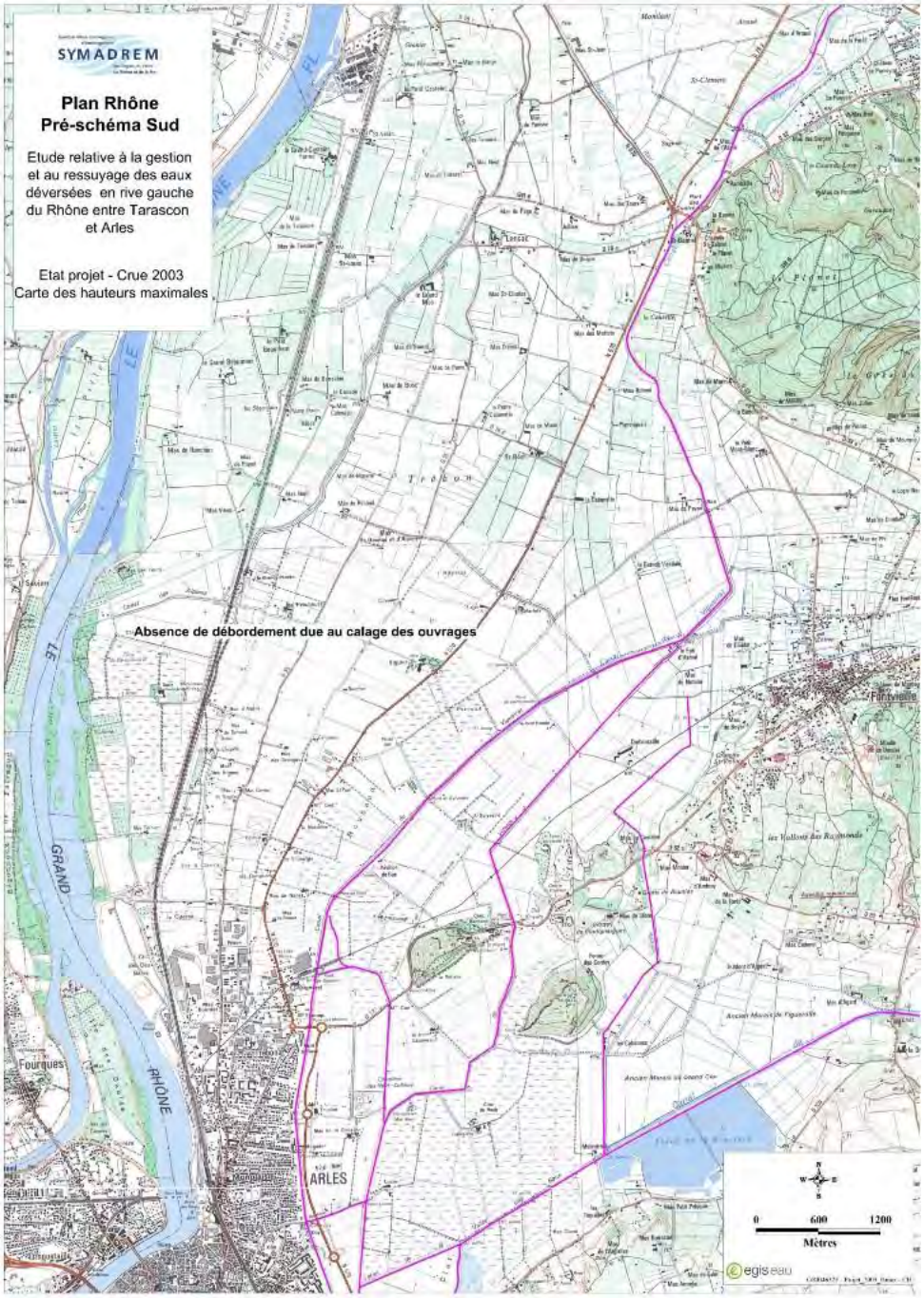


Figure 91. Scénario EF 01 – crue 11500 sans crue du Vigueirat ni apport de l'impluvium local hauteur d'eau (en m)

La classe de gravité est 0 .

4.3 EF02 – 11500 – ETAT FINAL - CRUE TYPE DECEMBRE 2003 SANS BRECHE DANS LE SYSTEME, AVEC CRUE DU VIGUEIRAT ET AVEC IMPLUVIUM LOCAL

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement pour toutes les crues du Rhône inférieures ou égales à une crue type décembre 2003 sans brèche dans le système avec une crue dans le Vigueirat équivalente à celle de 2003 mais sans brèche à Fort d'Herval, ce qui est une hypothèse très optimiste pour le Vigueirat en amont de la digue Nord mais conservatrice pour la traversée d'Arles (débit à Saint Gabriel de 45 m^3/s, volume de 23 millions de m^3) et avec un apport d'impluvium local (I.L.) équivalent à celui de 2003 (débit cumulé 658 m^3/s et volume de 21,4 millions de m^3). Les deux figures ci-après illustrent respectivement les hauteurs d'eau dans la zone protégée et les durées de ressuyage (p.m. sont également indiquées les durées de ressuyage sans les mesures de ressuyage). Les cartes figurent en format A3 en rubrique n°10. Figurent également en rubrique n°10, les cartes relatives aux vitesses.

La plaine de Trébon est inondée par les écoulements issus des débordements Vigueirat au nord de St Gabriel qui surversent en rive droite sur la route de Tarascon (débit 16 m^3/s qui s'écoule vers Trébon). La hauteur maximale dans la plaine de Trébon, au nord des berges du Vigueirat, varie de moins de 0.5 m au nord de la plaine à 1 m (sans ressuyage) au sud à proximité de la digue de protection nord d'Arles.
Les eaux qui surversent sur les berges du Vigueirat, et celles qui s'écoulent au sud par le siphon sous le Vigueirat dans la roubine de Flèche, inondent les anciens marais d'Arles et la vallée des Baux. Dans les anciens marais d'Arles, entre la roubine de Flèche et le canal de la vallée des Baux les hauteurs d'eau maximales sont de 0.5m à 1.5 m. Dans l'est de la vallée des Baux les hauteurs d'eau sont de 1.5 à 2 m.
Des débordements ont lieu au sud de la vallée des Baux et du Tronc commun vers pont de Crau en amont de la RN453 (débordement du petit Clar en rive gauche dans le marais du petit Clar), et de légers débordements se produisent en rive gauche du Tronc commun entre la RN470 et la RN453.
Au sud d'Arles, la plaine de Meyranne est inondée par les apports de son bassin versant et les Marais du Vigueirat par débordement du Vigueirat sous l'influence du niveau de la mer.

Entre St Gabriel et la digue nord d'Arles, les berges du Viguierat surversent au pont Sylvestre et au pont de Nans (environ 3m^3/s en rive droite et autant en rive gauche pour les deux ponts).
Le débit du Vigueirat dans le lit mineur est écrêté à 26 m^3/s en amont de la digue nord d'Arles.
En aval de la digue nord d'Arles, le débit dans le Vigueirat est de 22 m^3/s après surverse de 4 m^3/s sur le déversoir rive gauche.
Le Vigueirat dans Arles ne déborde plus, sauf en rive gauche sur le déversoir de Flèche et en début de surverse dans le coude en amont de la RN453.
Le débit du Vigueirat en aval d'Arles est d'un peu plus de 21 m^3/s.
Le débit de la plaine de Trébon s'évacue par le siphon du projet de ressuyage (débit de 11 m^3/s) et par le siphon de transfert (débit de 1 m^3/s, contre 6 m^3/s sans mesure de ressuyage)
Les débits en provenance des surverses aux pont Sylvestre et au pont de Nans et des deux siphons transitent vers le canal de la vallée des Baux. Les écoulements surversent sur la berge nord de ce canal et 16 m^3/s (15 m^3/s sans ressuyage) s'écoulent en aval vers le sud dans le lit mineur du Tronc commun et dans le siphon de Montcalde.

Les durées de ressuyage sont de :

- 8 jours au nord de la plaine de Trébon (à Cantarelles),

- 2 jours au centre de la plaine de Trébon,
- 6 jours au sud de la plaine de Trébon.

Dans les marais d'Arles, les durées sont supérieures à 12 jours dans les zones basses, 2 jours pour les terrains plus hauts.

Ces résultats ne tiennent pas compte des pompages permettant de ressuyer les marais dans le canal de la vallée des Baux.

La figure ci-après permet d'illustrer le fonctionnement de part et d'autres des berges du Vigueirat.

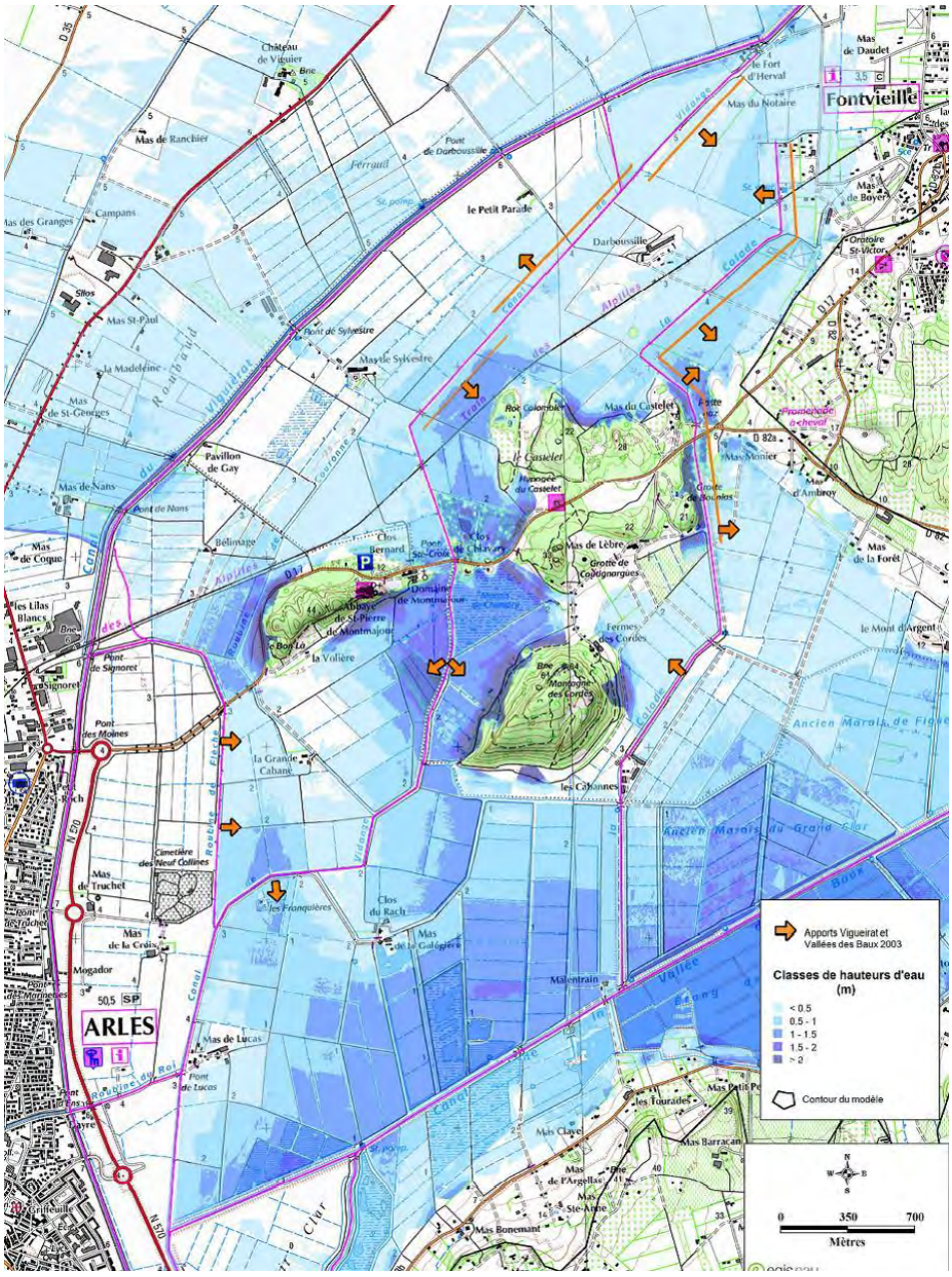


Figure 92. localisation des points de débordement dans les anciens marais d'Arles avec ressuyage pour les apports des bassins versants 2003

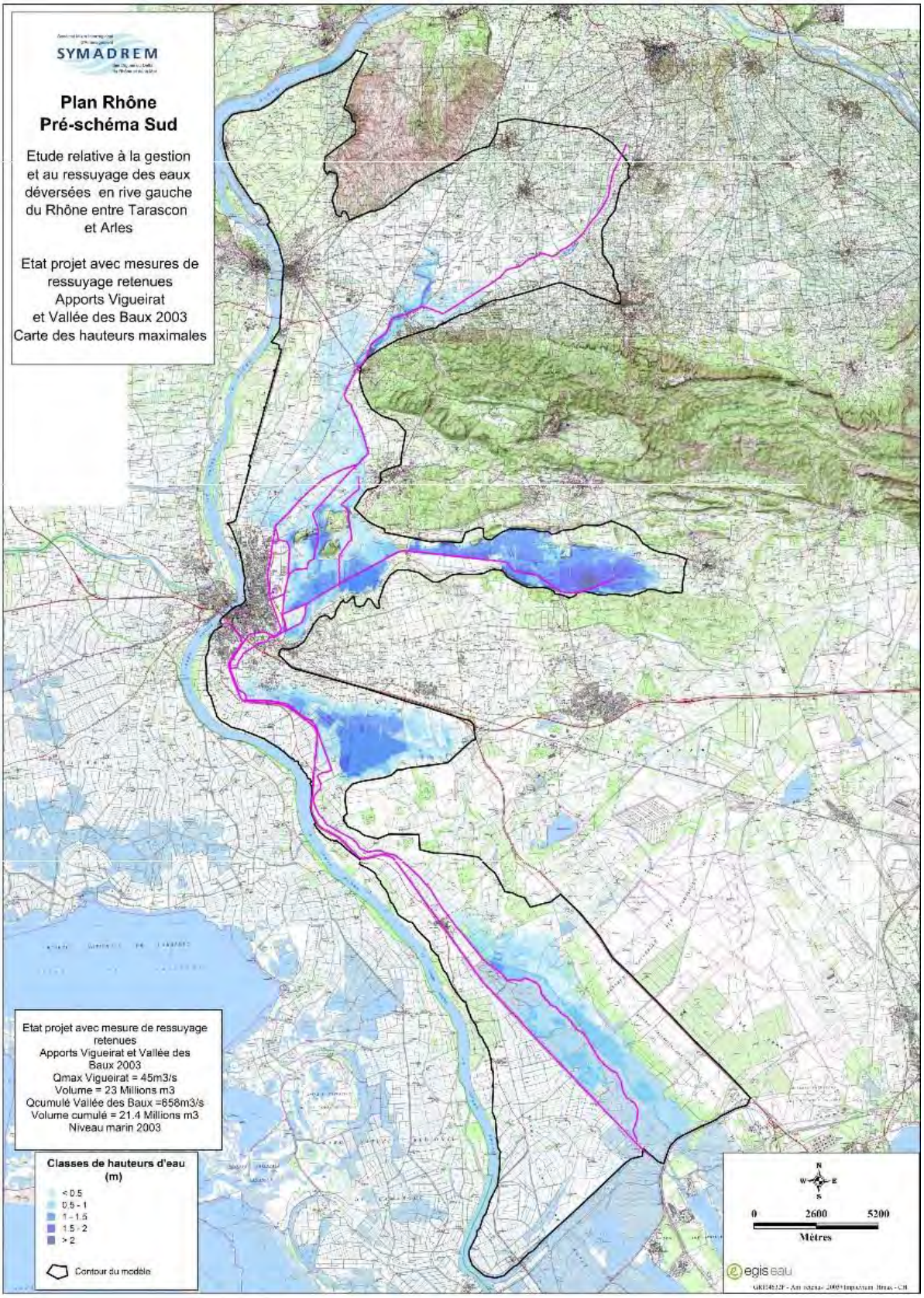


Figure 93. Scénario EF 02 – crue 11500 avec crue sans brèche du Vigueirat 2003 et apport de l'impluvium local de 2003 - hauteur d'eau (en m)



Figure 94. Scénario EF 02 – crue 11500 avec crue sans brèche du Vigueirat 2003 et apport de l'impluvium local de 2003 – durée de ressuyage (en jours)

4.4 EF03 – 12500 – ETAT FINAL - CRUE TYPE MAI 1856 SANS BRECHE DANS LE SYSTEME ET SANS CRUE DU VIGUEIRAT ET SANS IMPLUVIUM LOCAL

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement pour une crue type mai 1856 dans les conditions actuelles d'écoulement et sans brèche dans le système d'endiguement Delta du Rhône.

L'hydrogramme de la crue de 1856 déversant sur le tronçon de la digue de Tarascon-Arles renforcé à la surverse est issu de l'étude de calage réalisée par CNR (scénario d'aménagement EP16 modélisations supplémentaires). Le scénario EP16 comprend l'ensemble des ouvrages du programme de sécurisation. Il est quasiment identique au scénario intermédiaire d'aménagement correspondant à la sécurisation des ouvrages entre le Barrage de Vallabrègues et Arles (scénario EP13).
Le débit de pointe est de 316 m^3/s, et le volume de 21 Millions m^3 avec une sensibilité importante de ces valeurs suivant la lame d'eau déversante. Un débit de $3m^3/s$ est injecté dans le Vigueirat et de 5 m^3/s dans la vallée des Baux (en aval). La condition limite aval est le marégramme observé en décembre 2003 translaté pour atteindre un niveau maximum de 1,3 NGF. La durée de déversement est d'environ 35 heures.

Le débit total est injecté de façon linéaire sur toute la longueur de la digue résistante à la surverse. La hauteur d'eau dans l'espace inter remblai varie d'environ 2m au nord à 3 m.
Les écoulements transitent par les 10 ouvrages de transparence et les 3 trémies sous le remblai RFF. Les débits maximum transitant dans les ouvrages de transparence sont compris entre 19 et 37 m^3/s.

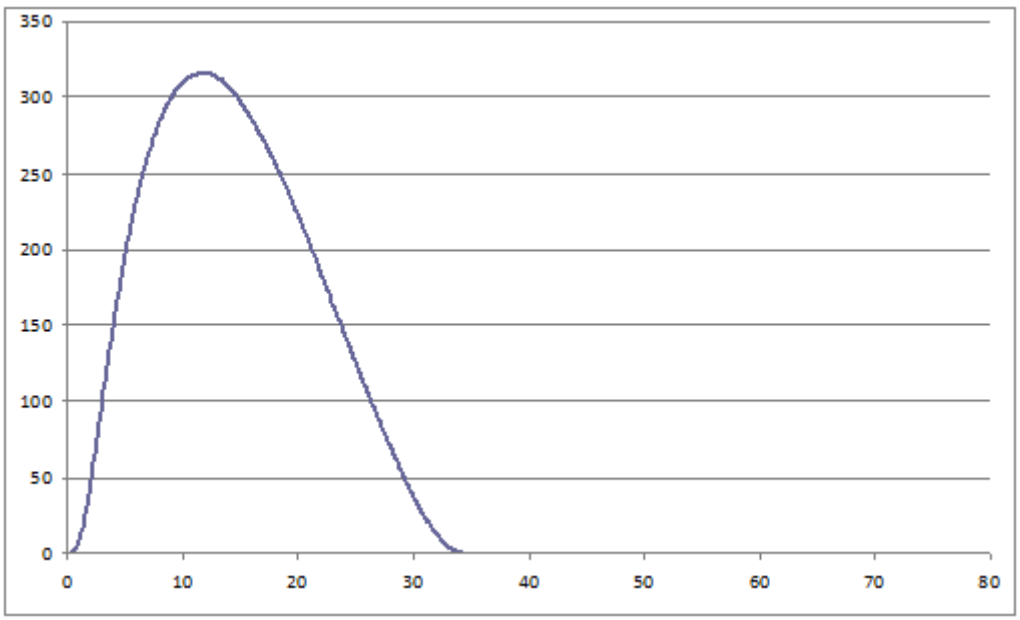


Figure 95. Scénario EF03 – hydrogramme de déversement sur la digue Tarascon-Arles

Les écoulements transitent vers le canal des Alpines en remblai, dont la partie sud est atteinte entre 2 et 3 h environ.

Au bout de 6 h, tout le linéaire du canal des Alpine est atteint (extension vers le nord), et les écoulements surversés sur la partie sud du canal transitent vers le sud de la plaine de Trébon et atteignent la berge du Vigueirat au sud.
Au bout de 12 h, l'extension quasi-maximale est atteinte en amont du canal des Alpines et remonte au nord jusqu'à la RD79e. Dans la plaine de Trébon, les écoulements atteignent tout le linéaire de la digue de protection nord d'Arles et les berges du Viguierat jusqu'à Fort d'Herval.
Au bout de 24 h, l'inondation atteint presque son extension maximale dans la plaine de Trébon, au nord jusqu'au niveau de Lansac et St Gabriel.
Un débit de 20 m^3/s transite au maximum dans le nouveau siphon de Saint Gabriel (même débit que dans le siphon de transfert), et se rejette dans le canal de Vidange qui déborde. Une partie des eaux rejoint la roubine de Calade à l'est et inonde les terrains à l'est de calade.

Les résultats dans le marais d'Arles sont pessimistes car les pompages permettant de ressuyer les marais dans le canal de la vallée des Baux ne sont pas modélisés.

Les hauteurs d'eau sont globalement les suivantes :

- inférieures à 1 m dans le casier des Alpines à l'exception de points très localisés,
- inférieures à 1 m dans le nord de la plaine du Trébon,
- supérieures à 1 m dans le sud de la plaine du Trébon,
- inférieures à 1 m dans le nord des anciens marais d'Arles, à l'exception des abords des canaux,
- supérieures à 1 m au nord du canal de la vallée des Baux,
- inférieures à 1 m dans les marais de Meyranne,
- inférieures à 1 m dans les marais du Vigueirat.

Toutes les autres parties du territoire ne sont pas inondées par le Rhône.

Les cotes maximum atteintes sont les suivantes :

- entre 7,5 et 8,5 m NGF dans la partie nord du casier des Alpines,
- entre 7 et 7,5 m NGF dans la partie sud du casier des Alpines,
- entre 5,5 et 5,75 m NGF dans la plaine du Trébon,
- entre 2 et 3,5 m NGF dans le nord des anciens marais d'Arles,
- inférieures à 2 m NGF au nord du canal de la Vallée des Baux.
- inférieures à 1 m NGF dans les marais du Vigueirat.

Les vitesses maximales dans la plaine sont toutes inférieures à 0.5 m/s à l'exception de l'espace inter remblai où elles sont de l'ordre de 0.4 à 1 m/s et au droit de la transparence du canal des alpines où elles sont de l'ordre de 0.5 à 1 m/s.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est inférieur à 1 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est inférieur à 10 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est inférieur à 100 personnes.

Dans le cas d'une défaillance des ouvrages, la classe de gravité retenue pour cet événement serait de 2 (accident grave). Compte tenu du caractère prévisible de ce scénario de déversement sans brèche, la mise en sécurité préventive des personnes susceptibles d'être mises en danger peut être aisément anticipée. Il est donc proposé de retenir une classe de gravité de 1 (accident).
Les figures en pages suivant illustrent respectivement les hauteurs d'eau (en m), les cotes atteintes (m NGF), les vitesses (en m/s), les temps de propagation (en h) et les durées de ressuyage (en j) avec pour mémoire les durées de ressuyage sans mesure de ressuyage et avec brèche (état initial).

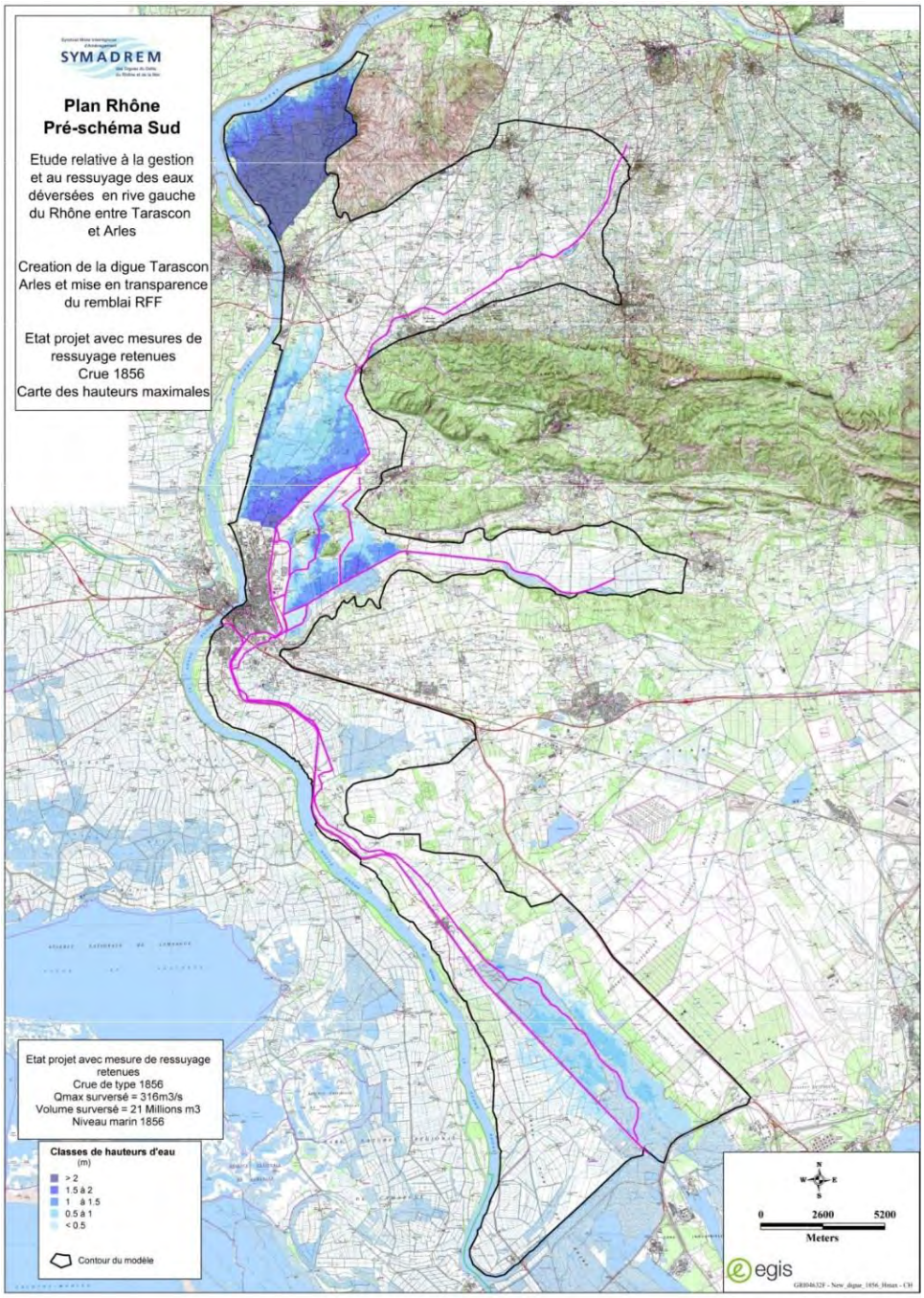


Figure 96. Scénario EF 03 – crue 12500 sans crue du Vigueirat et sans impluvium local hauteur d'eau maximum (en m)

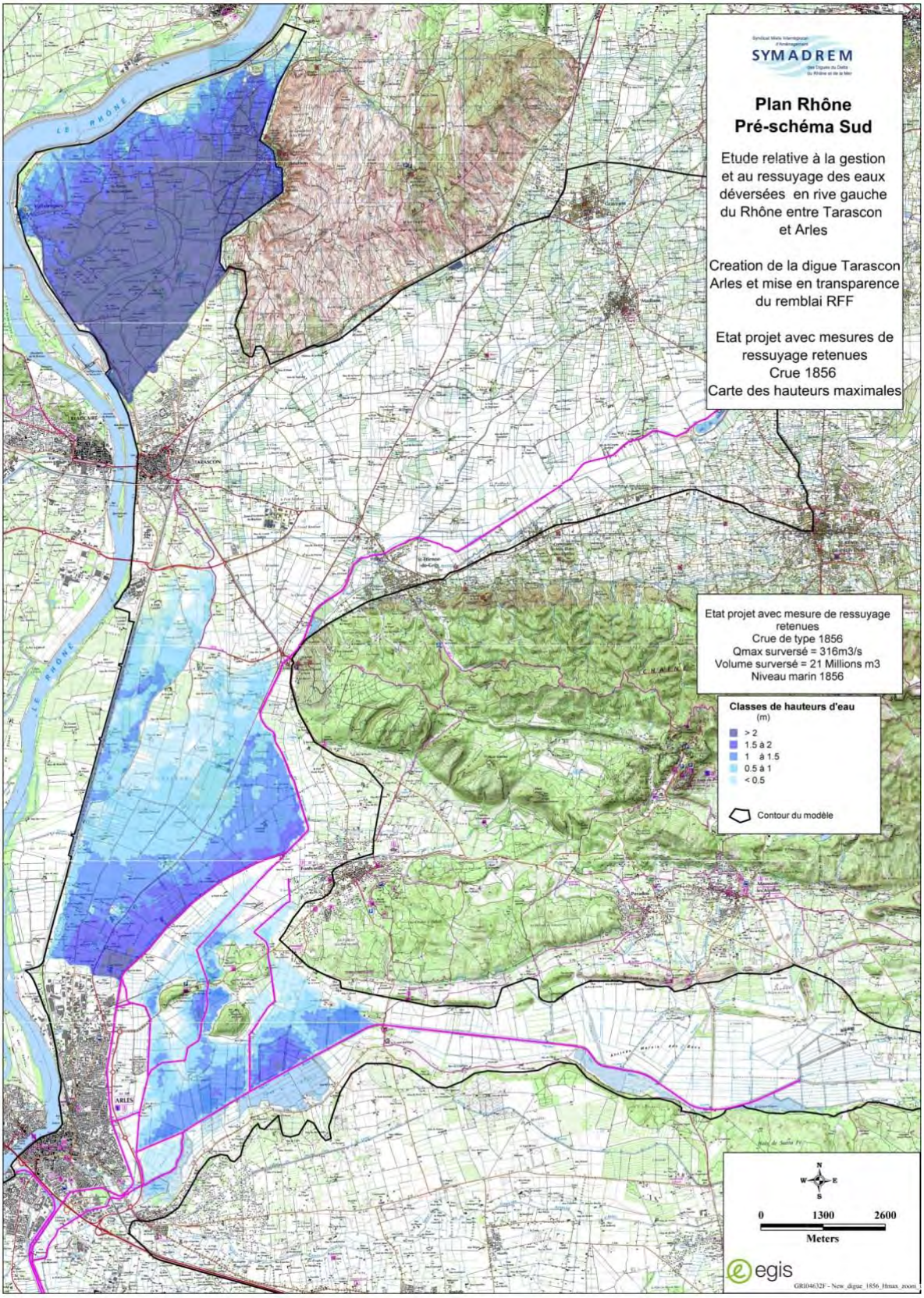


Figure 97. Scénario EF 03 – crue 12500 sans crue du Vigueirat et sans impluvium local hauteur d'eau maximum (en m)

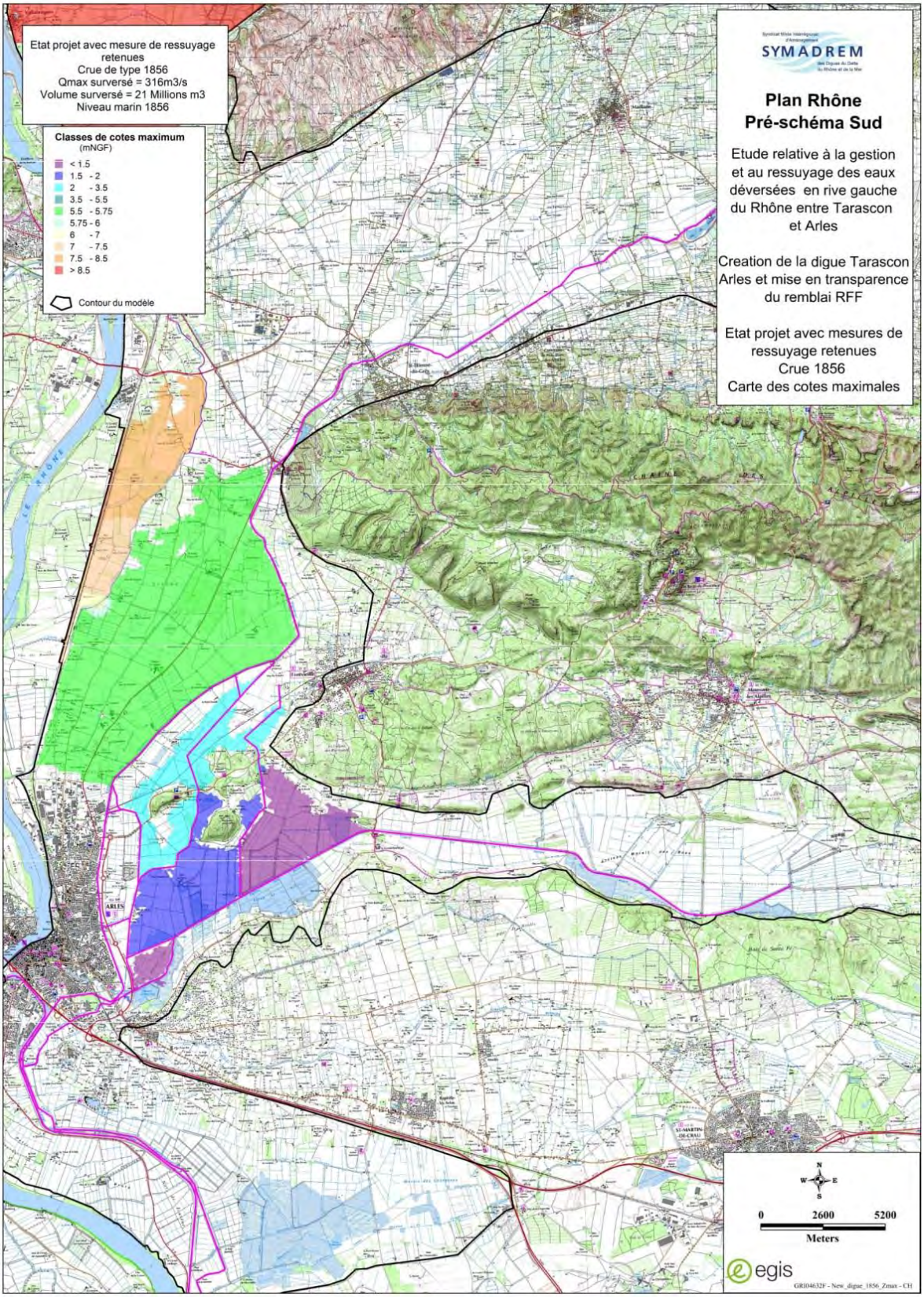


Figure 98. Scénario EF 03 – crue 12500 sans crue du Vigueirat et sans impluvium local cote d'eau maximum (en m NGF)

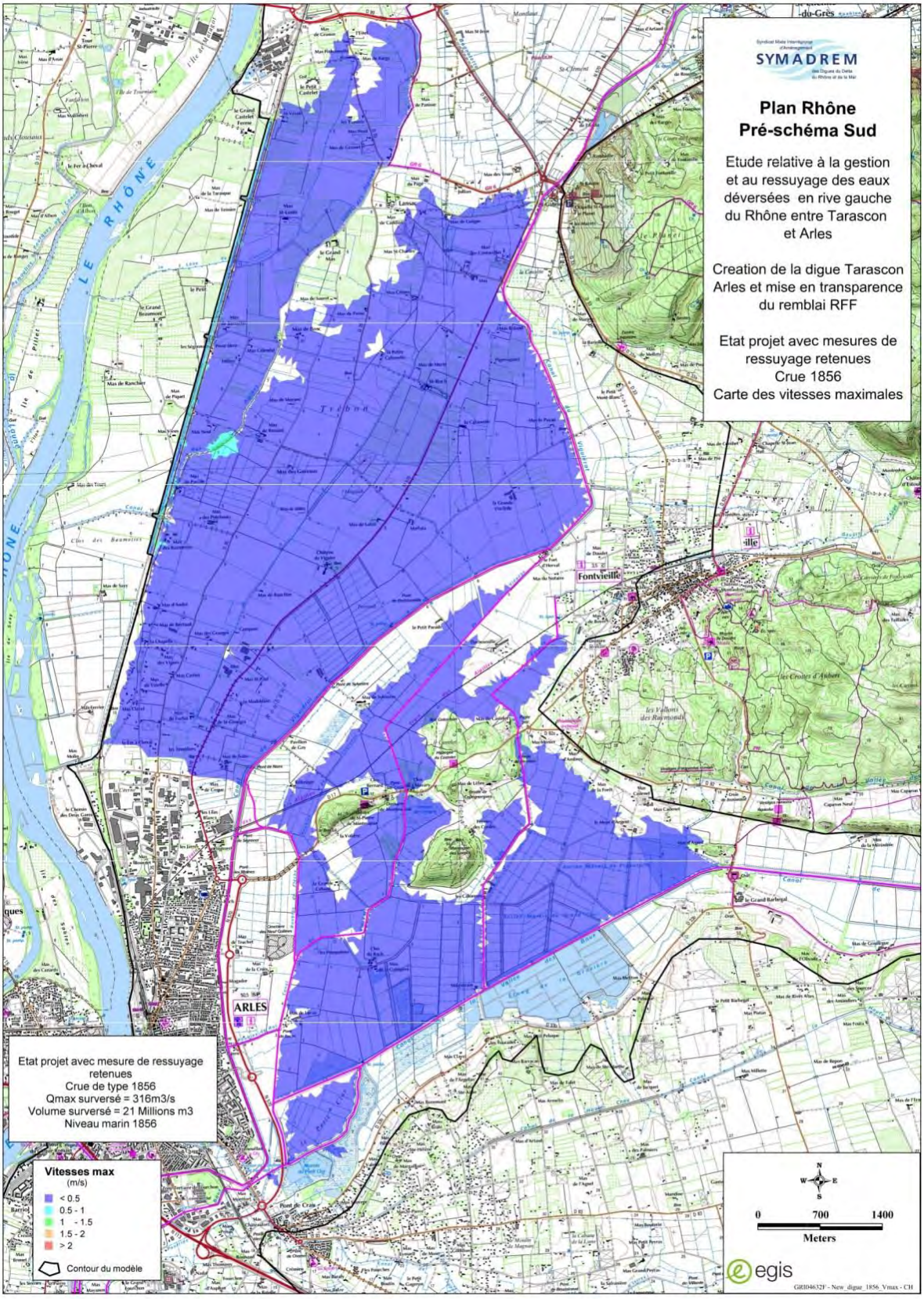


Figure 99. Scénario EF 03 – crue 12500 sans crue du Vigueirat et sans impluvium local vitesse maximum (en m/s)

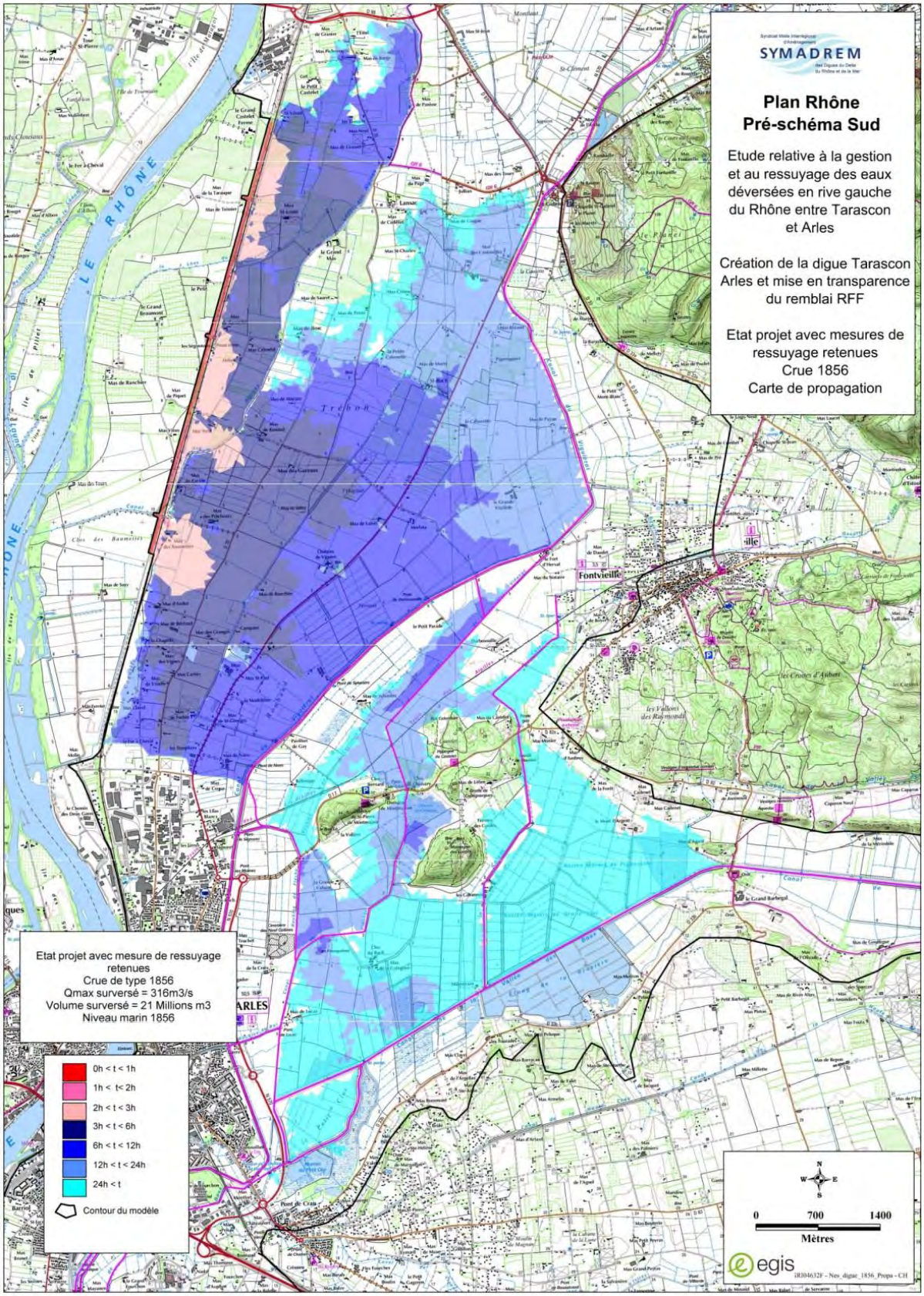


Figure 100. Scénario EF 03 – crue 12500 sans crue du Vigueirat et sans impluvium local temps de propagation (en h)

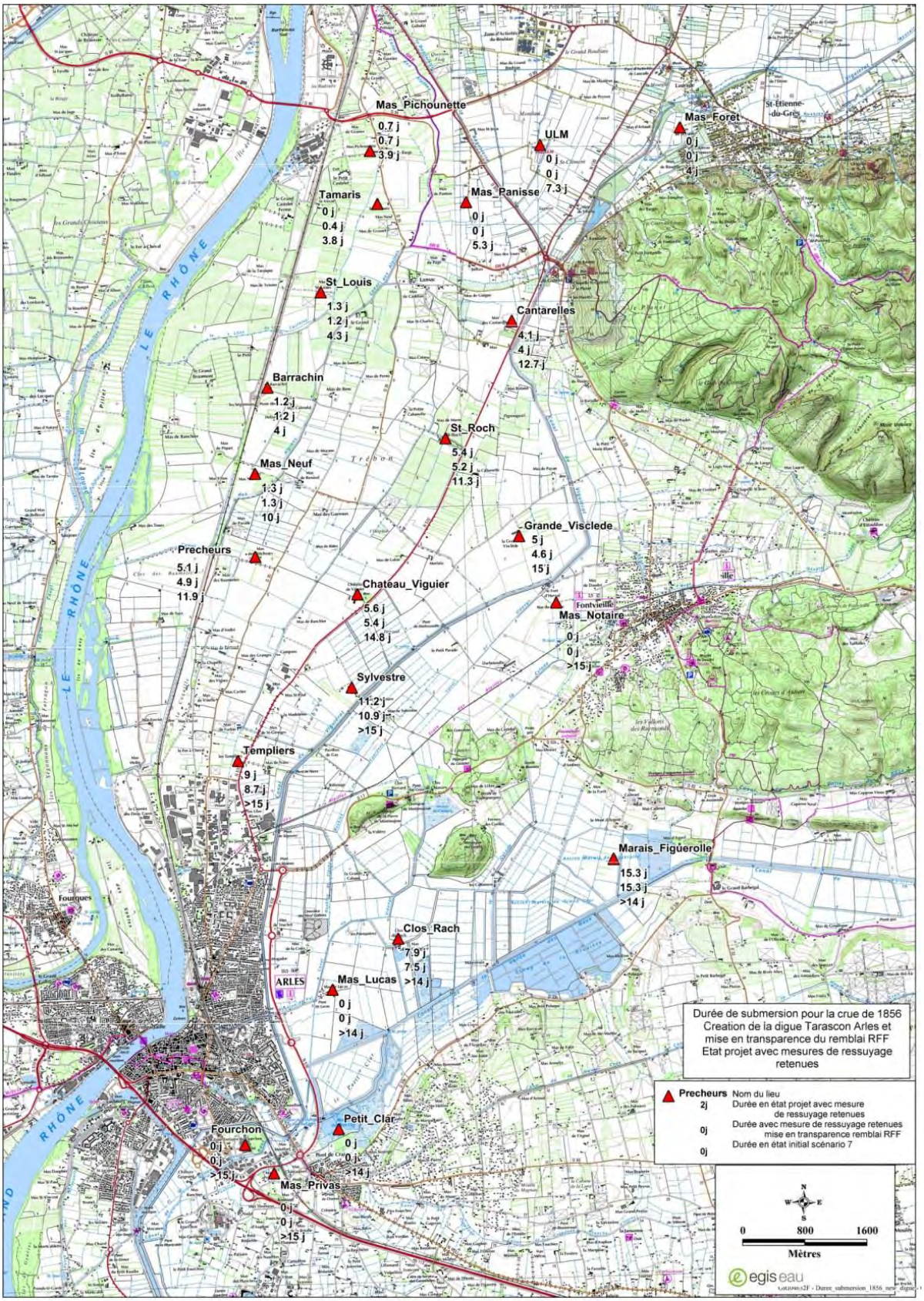


Figure 101. Scénario EF 03 – crue 12500 sans crue du Vigueirat et sans impluvium local durée de ressuyage (en j)

4.5 EF04 – 12500 – ETAT FINAL POUR UNE CRUE TYPE MAI 1856 AVEC CRUE DU VIGUEIRAT DE 2003 (BRECHE) ET IMPLUVIUM LOCAL DE 2003

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement pour une crue type mai 1856 dans les conditions actuelles d'écoulement et sans brèche dans le système d'endiguement Delta du Rhône avec en sus du précédent scénario une crue du Vigueirat équivalente à celle de 2003 avec une brèche à Fort d'Herval et l'impluvium local de 2003.

Les hauteurs d'eau sont globalement identiques à celles du scénario EF 03, à l'exception des anciens marais d'Arles, marais de Meyranne et surtout les marais de la Vallée des Baux qui sont inondées par la brèche du Vigueirat et les apports de l'impluvium local.

Les hauteurs d'eau les suivantes :

- inférieures à 1 m dans le casier des Alpines à l'exception de points très localisés,
- inférieures à 1 m dans le nord de la plaine du Trébon,
- supérieures à 1 m dans le sud de la plaine du Trébon,
- inférieures à 1 m dans le nord des anciens marais d'Arles, à l'exception des abords des canaux,
- supérieures à 1 m dans la majeure partie des marais de la vallée des Baux,
- supérieures à 1 m dans les marais de Meyranne,
- inférieures à 1 m dans les marais du Vigueirat (sauf points bas très locaux.

Toutes les autres parties du territoire ne sont pas inondées par le Rhône.

Les cotes maximum atteintes sont les suivantes :

- entre 7,5 et 8 m NGF dans la partie nord du casier des Alpines,
- entre 7 et 7,5 m NGF dans la partie sud du casier des Alpines,
- entre 5,5 et 6 m NGF dans la plaine du Trébon,
- entre 6 et 6,5 m NGF dans la plaine de Tarascon au sud du Roubian
- entre 7 et 8 m NGF vers Saint Etienne du Grès,
- entre 2 et 5,5 m NGF dans le nord des anciens marais d'Arles au droit de Fontvieille,
- inférieures à 2 m NGF dans les marais de la Vallée des Baux.
- inférieures à 2 m NGF dans les marais de Meyranne.
- inférieures à 1,5 m NGF dans les marais du Vigueirat.

Les vitesses maximales dans la plaine sont toutes inférieures à 0.5 m/s à l'exception de l'espace inter remblai où elles sont de l'ordre de 0.4 à 1 m/s et au droit de la transparence du canal des alpines où elles sont de l'ordre de 0.5 à 1 m/s.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est inférieur à 1 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est inférieur à 10 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà de la zone des 3 heures, est de l'ordre de 100 personnes.

Dans le cas d'une défaillance des ouvrages, la classe de gravité retenue pour cet événement serait de 2 (accident grave). Compte tenu du caractère prévisible de ce scénario de déversement sans brèche, la mise en sécurité préventive des personnes susceptibles d'être mises en danger peut être aisément anticipée. Il est donc proposé de retenir une classe de gravité de 1 (accident).
Les figures en pages suivant illustrent respectivement les hauteurs d'eau (en m), les cotes atteintes (m NGF), les vitesses (en m/s), les temps de propagation (en h) et les durées de ressuyage (en j).

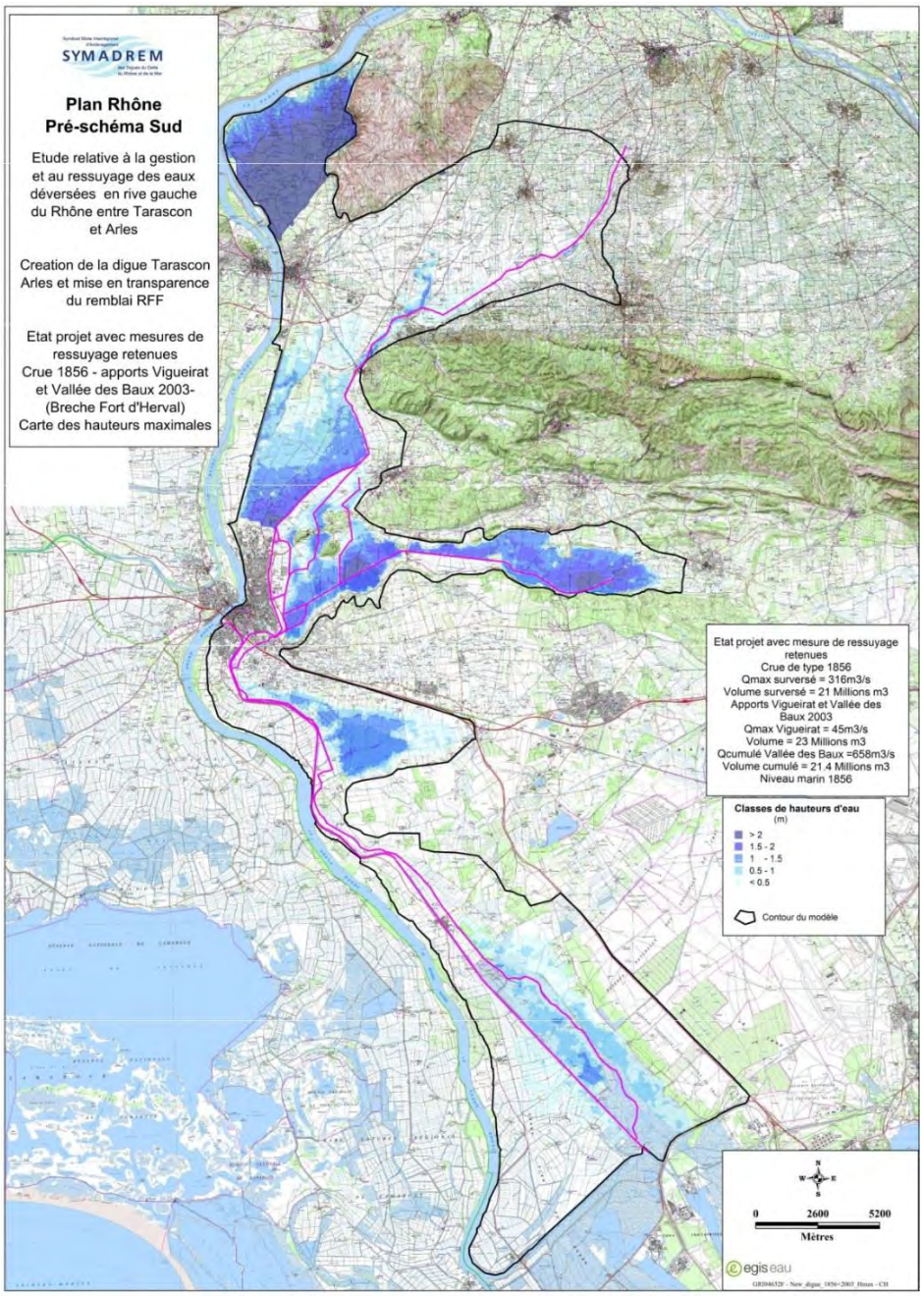


Figure 102. Scénario EF 04 – crue 12500 avec brèche 2003 du Vigueirat et impluvium local 2003 hauteur d'eau maximum (en m)

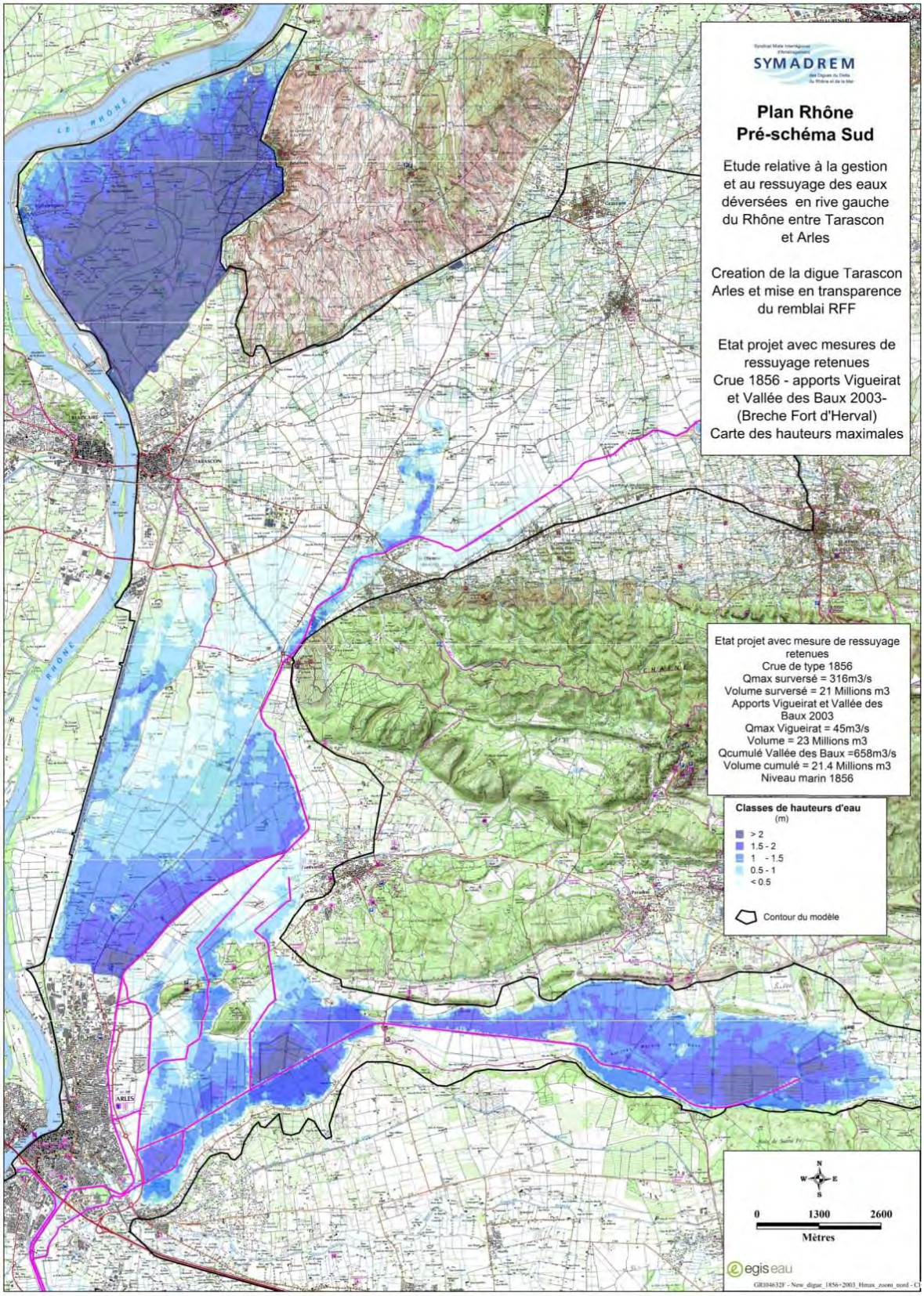


Figure 103. Scénario EF 04 – crue 12500 avec brèche 2003 du Vigueirat et impluvium local 2003 hauteur d'eau maximum (en m)

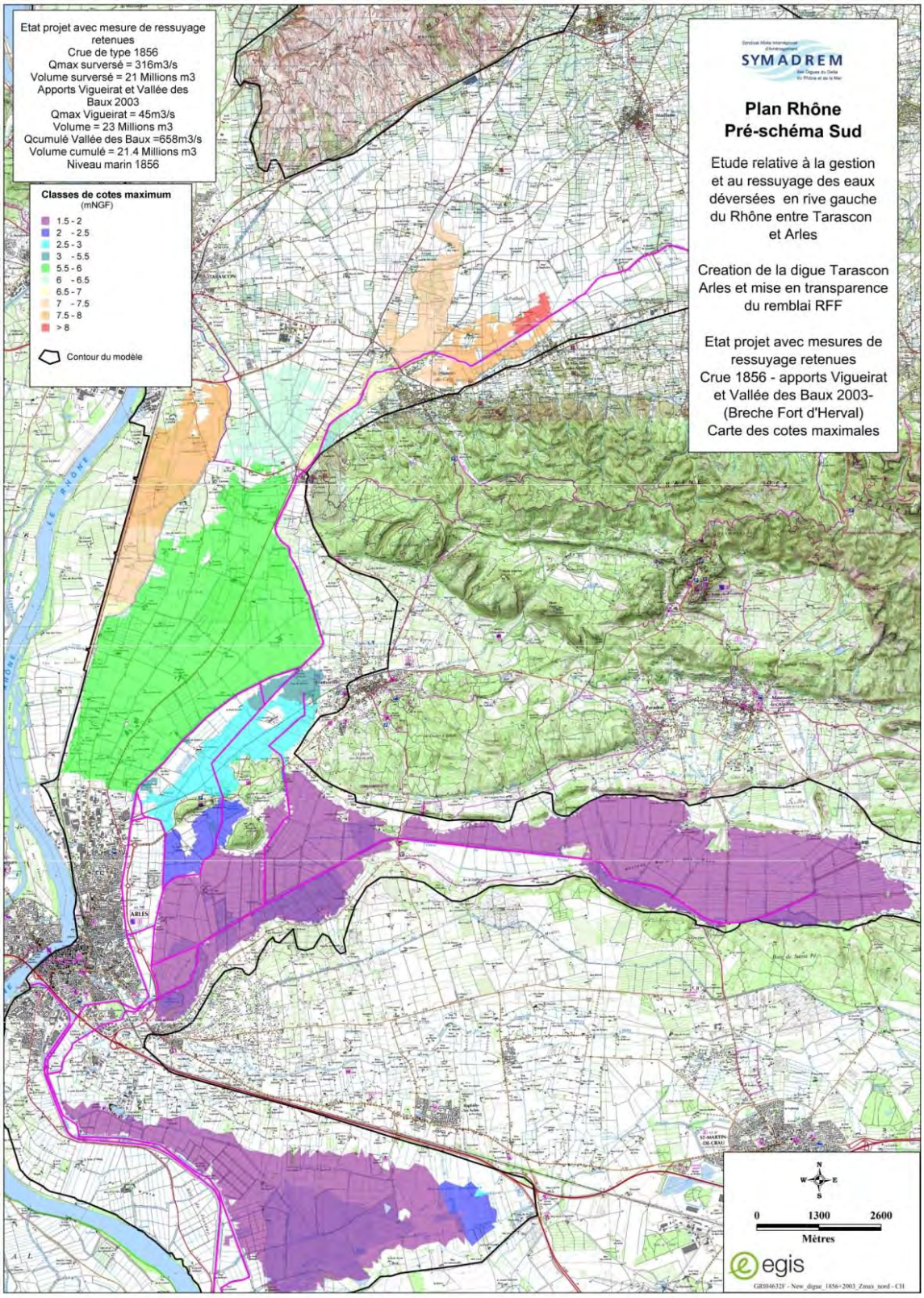


Figure 104. Scénario EF 04 – crue 12500 avec brèche 2003 du Vigueirat et impluvium local 2003 cote d'eau maximum (en m NGF)

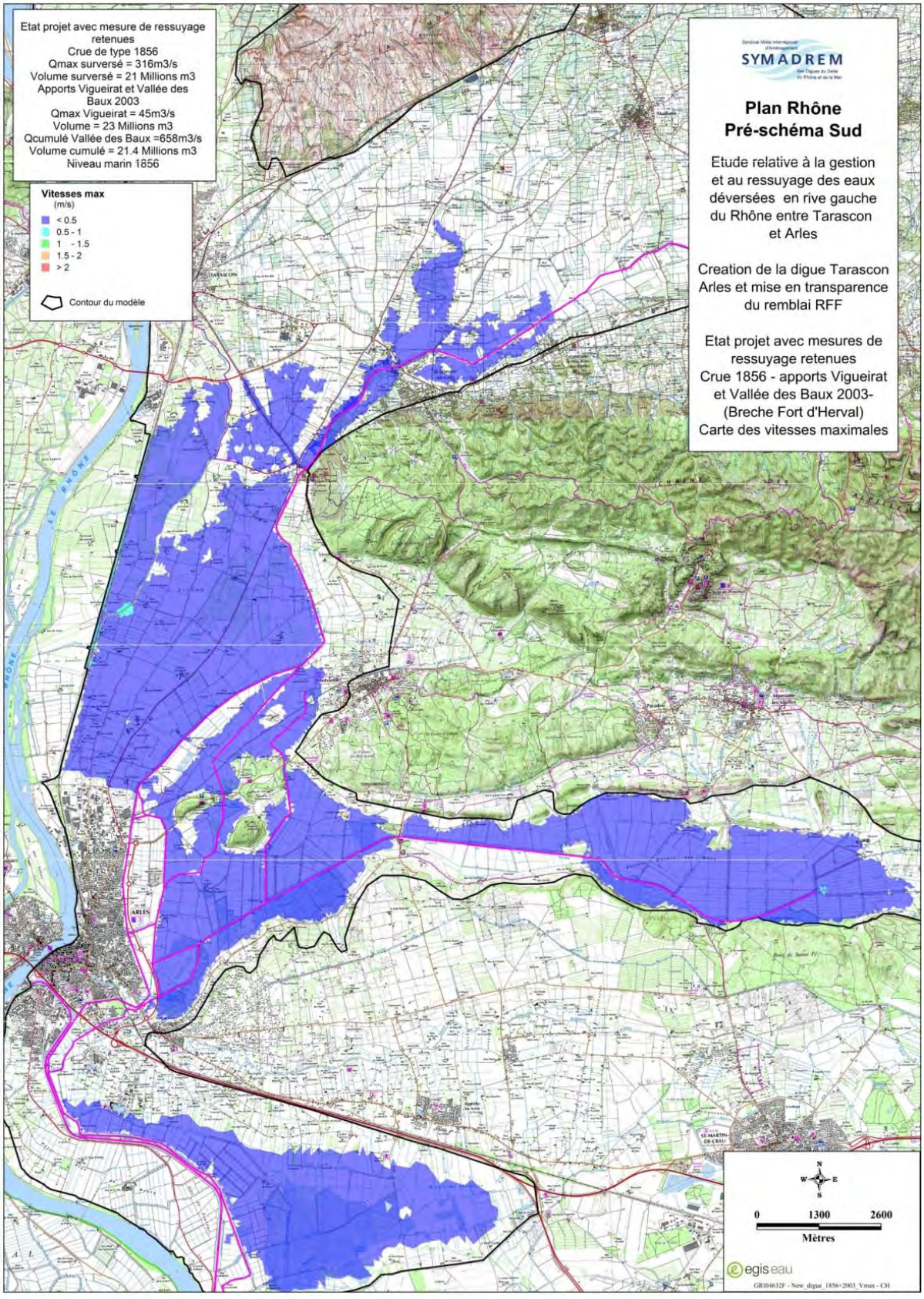


Figure 105. Scénario EF 04 – crue 12500 avec brèche 2003 du Vigueirat et impluvium local 2003 vitesse des écoulements (en m/s)

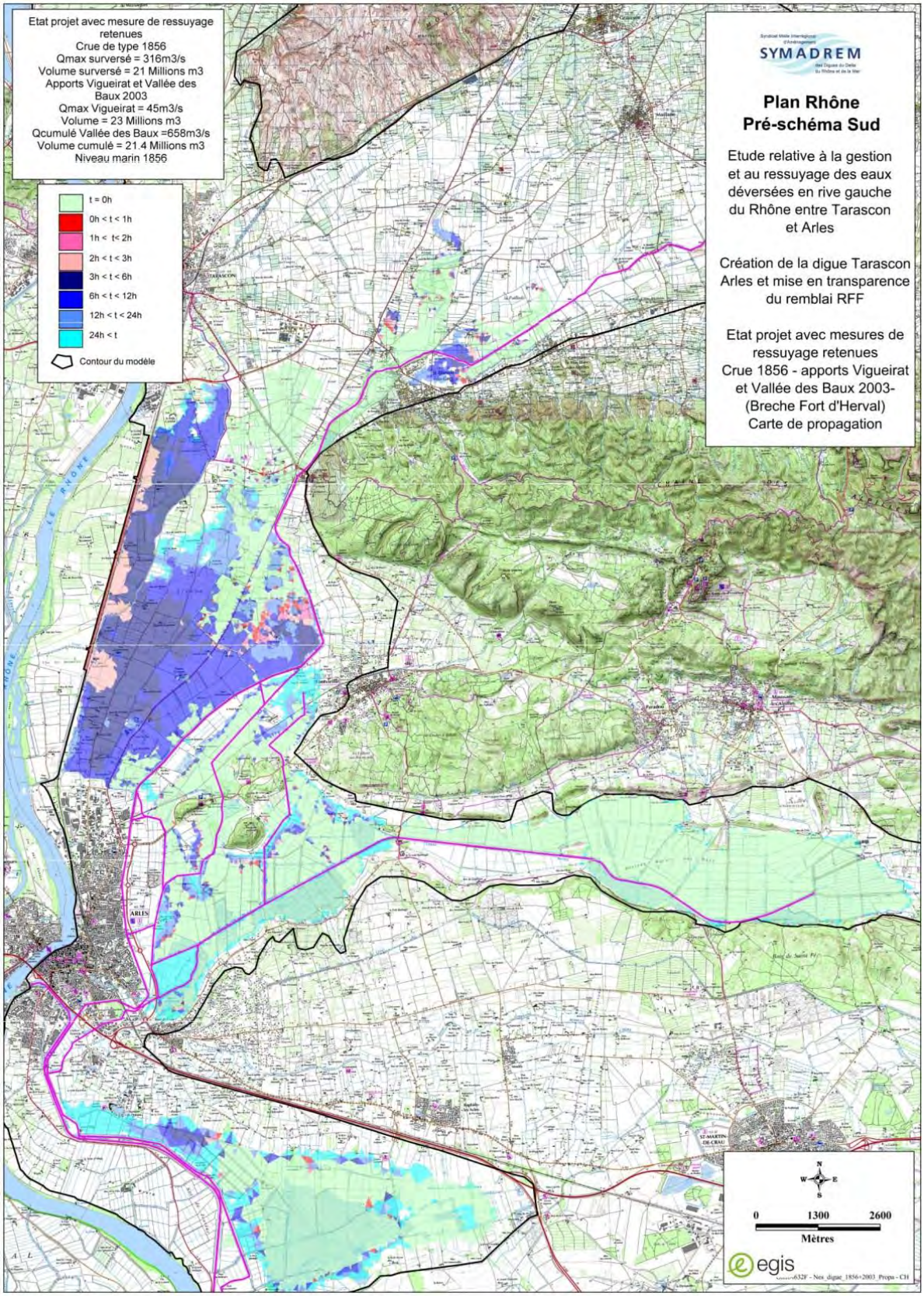


Figure 106. Scénario EF 04 – crue 12500 avec brèche 2003 du Vigueirat et impluvium local 2003 temps de propagation (en h)

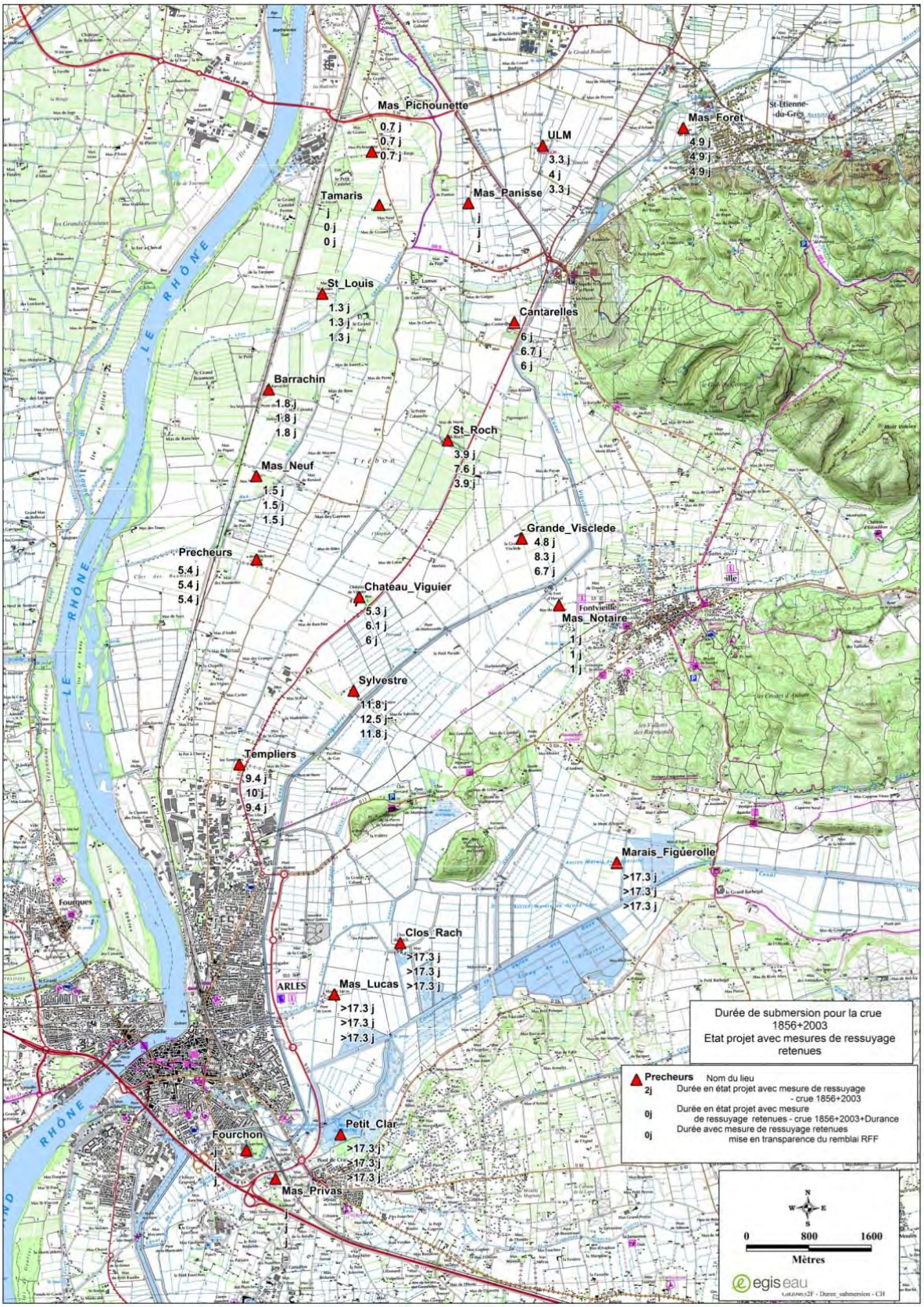


Figure 107. Scénario EF 04 – crue 12500 avec brèche 2003 du Vigueirat et impluvium local 2003 durée de ressuyage (en j)

4.6 EF05 – 12500 – ETAT FINAL POUR UNE CRUE TYPE MAI 1856 AVEC CRUE DU VIGUEIRAT DE 2003 (BRECHE) ET IMPLUVIUM LOCAL DE 2003 ET DURANCE EXCEPTIONNELLE SANS BRECHE

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement pour une crue type mai 1856 dans les conditions actuelles d'écoulement et sans brèche dans le système d'endiguement Delta du Rhône comprenant également les apports suivants : une crue du Vigueirat équivalente à celle de 2003 avec brèche à Fort d'Herval, l'impluvium local de 2003 et les apports de la Durance (crue exceptionnelle sans brèche de la Durance).
Les figures en pages suivantes illustrent respectivement les hauteurs d'eau (en m). Les cartes en format A3 figurent en rubrique n°10. Figure également en rubrique n°10 la cartographie des vitesses (en m/s) et les durées de ressuyage (en j). Le principal changement par rapport au scénario EF 04 précédent concerne la plaine de Graveson qui se retrouve inondée par la Durance. Pour mémoire, la crue exceptionnelle de la Durance en novembre 1843 (6 000 m^3/s) avait poursuivi son inondation jusqu'à la plaine du Trébon.

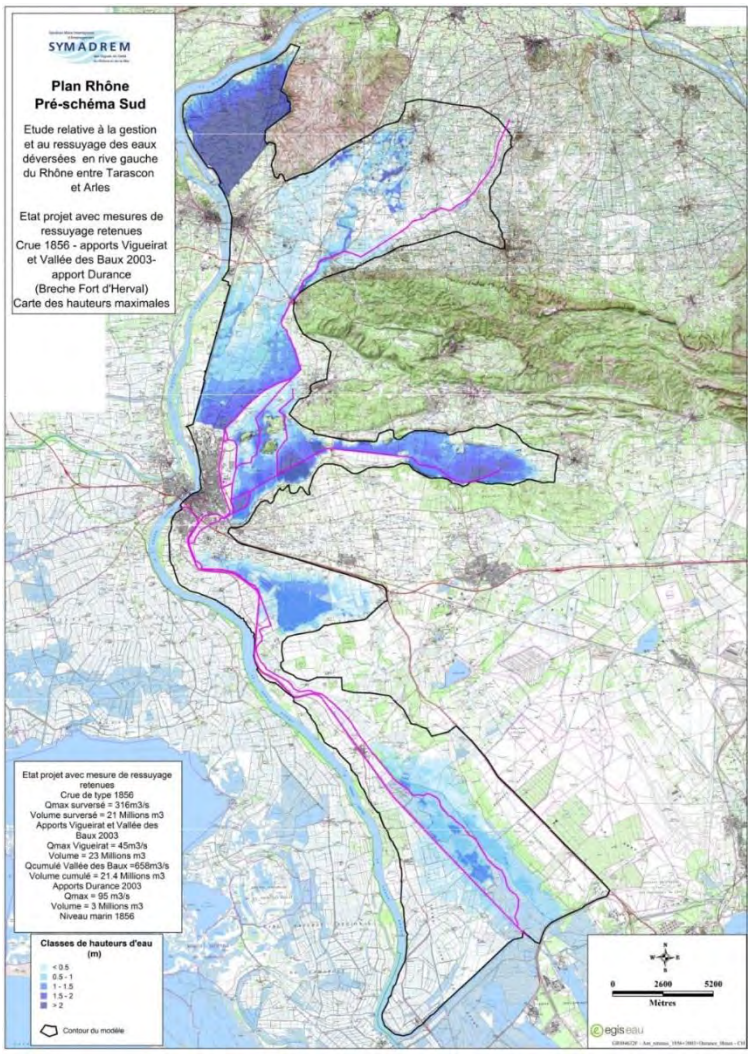


Figure 108. Scénario EF 05 – crue 12500 avec brèche 2003 du Vigueirat, impluvium local 2003 et crue exceptionnelle de la Durance sans brèche – hauteur d'eau maximum (en m)

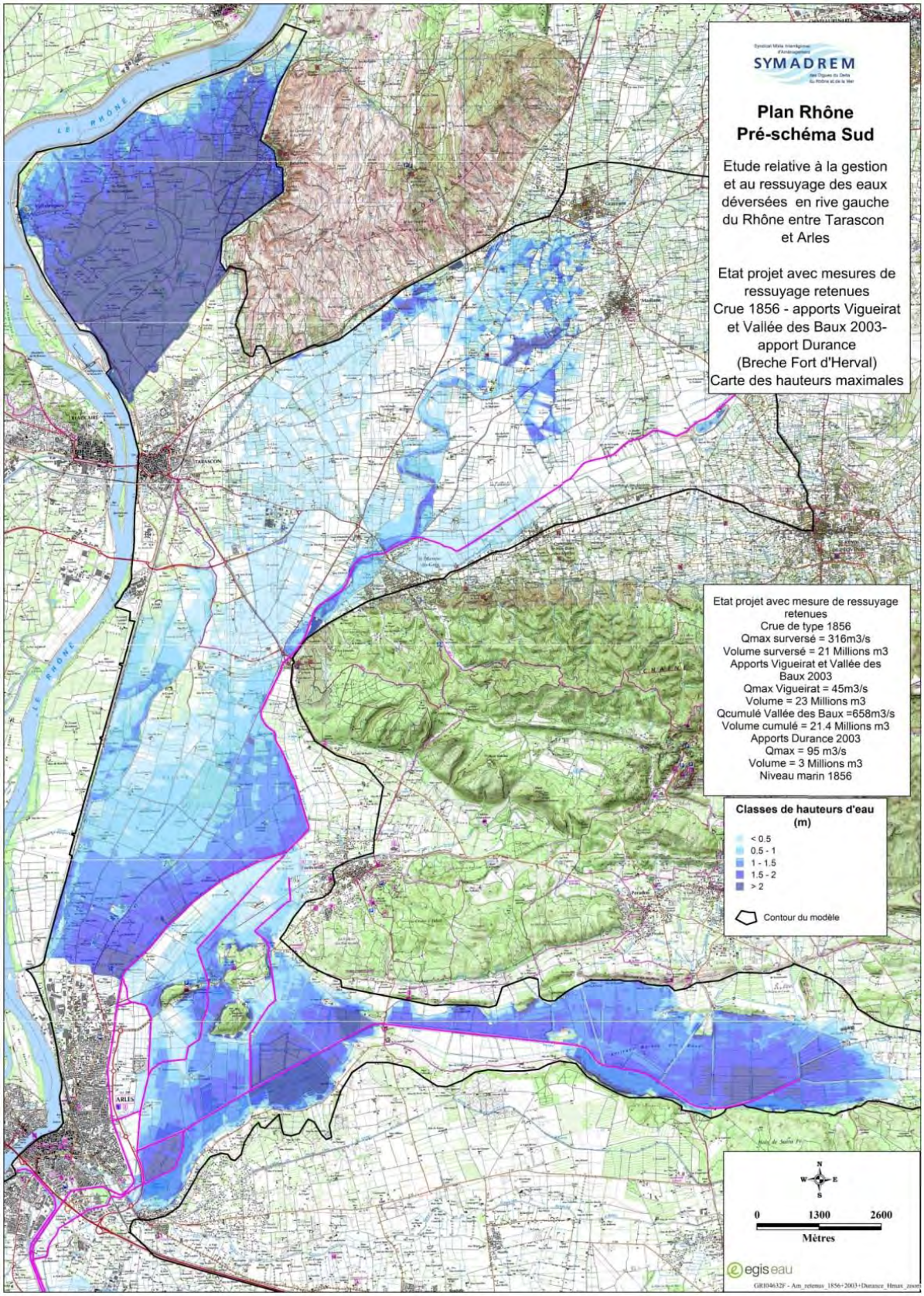


Figure 109. Scénario EF 05 – crue 12500 avec brèche 2003 du Vigueirat, impluvium local 2003 et crue exceptionnelle de la Durance sans brèche – hauteur d'eau maximum (en m)

4.7 EF06 – 12500 – ETAT FINAL - CRUE TYPE MAI 1856 SANS BRECHE DANS LE SYSTEME AU DROIT DE PORT-SAINT-LOUIS-DU-RHONE

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement pour une crue type mai 1856 dans les conditions actuelles d'écoulement et sans brèche dans le système d'endiguement Delta du Rhône au droit de Port-Saint-Louis-du-Rhône.

La figure suivante illustre la mise hors d'eau (inondation du Rhône) du centre urbain de Port-Saint-Louis-du-Rhône après sécurisation de l'ensemble du système d'endiguement.

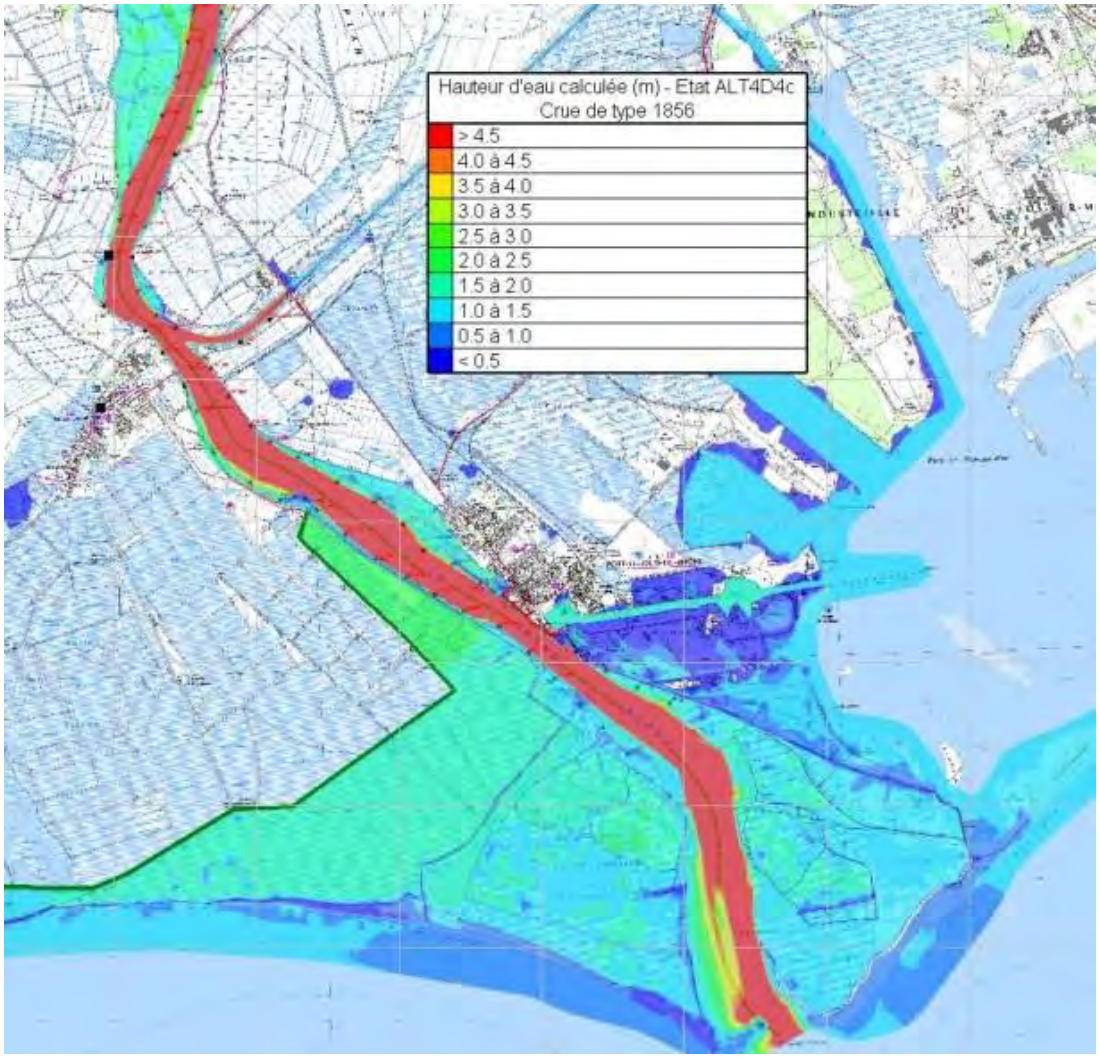


Figure 110. Scénario EF 06 – crue 12500 - Port-Saint-Louis-du-Rhône – hauteur d'eau maximum (en m)

La classe de gravité de ce scénario est 0.

4.8 EF07 – 14160 – ETAT FINAL POUR LA CRUE EXCEPTIONNELLE DU RHONE (CRUE DE SURETE) SANS AUTRE APPORT

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement pour la crue exceptionnelle du Rhône qui sera la crue de sûreté après sécurisation du système. Les autres apports tels que le Vigueirat ou l'impluvium local ne sont pas pris en compte.

L'hydrogramme de la crue exceptionnelle déversant sur le tronçon de la digue de Tarascon-Arles renforcé à la surverse est issu de l'étude de calage réalisée par CNR (scénario d'aménagement EP16 modélisations supplémentaires). Le scénario EP16 comprend l'ensemble des ouvrages du programme de sécurisation. Il est quasiment identique au scénario intermédiaire d'aménagement correspondant à la sécurisation des ouvrages entre le Barrage de Vallabrègues et Arles (scénario EP13).

Le débit de pointe est de 930 m^3/s, et le volume de 94 Millions m^3 avec une sensibilité importante de ces valeurs suivant la lame d'eau déversante retenue ; d'autres modélisations ont donné en effet un débit de 1110 m^3/s et un volume de 111 millions de m^3 confirmant l'extrême sensibilité de ces données de sortie.
A l'instar du scénario EF 03, un débit de 3 m^3/s est injecté dans le Vigueirat et de 5 m^3/s dans la vallée des Baux (en aval). La condition limite aval est un marégramme constant à 1,5 m NGF, ce qui pour conséquence d'inonder toutes les terrains en dessous de cette cote. La durée de déversement est d'environ 50 heures.

Le débit total est injecté de façon linéaire sur toute la longueur de la digue déversante. La hauteur d'eau dans l'espace inter remblai varie d'environ 3m au nord à 4m au sud.
Les écoulements transitent par les 10 ouvrages et les 3 trémies sous le remblai ferroviaire. Les débits maximum transitant dans les ouvrages de transparence sont compris entre 75 et 100 m^3/s.

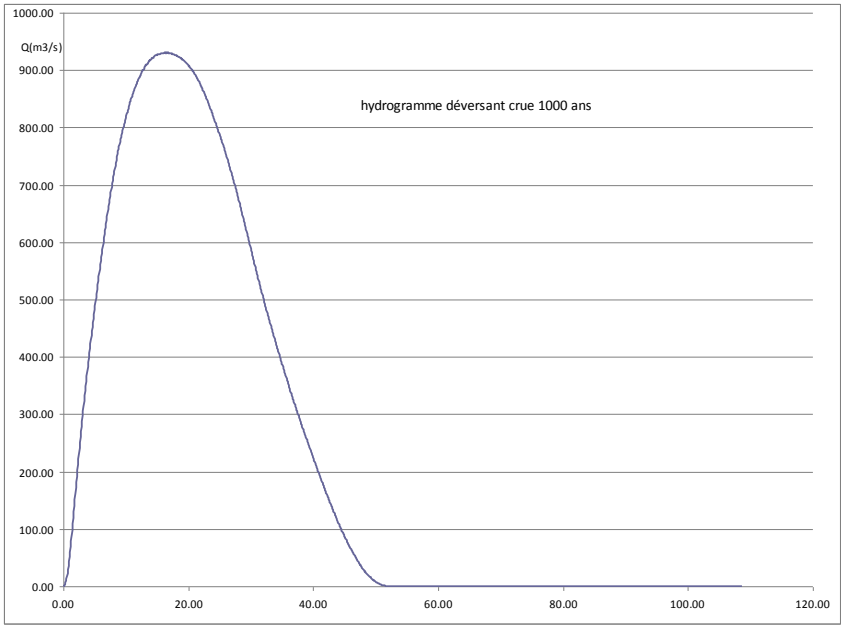


Figure 111. Scénario EF07 – hydrogramme de déversement sur la digue Tarascon-Arles

Les écoulements transitent vers le canal des Alpines en remblai, dont la partie sud est atteint au bout de 2 h environ. Les berges en remblai de ce canal créent une surélévation des niveaux d'eau en amont diminuée par la transparence hydraulique réalisée.
Au bout de 8h, l'inondation atteint le canal des Alpines au nord, et au sud jusqu'aux berges du Vigueirat. Au bout de 17 h, toute la plaine au nord du Vigueirat est inondée. Après 1 jour, les inondations au nord franchissent la route de St Gabriel.
Les eaux sont bloquées par les berges du Vigueirat, et s'écoulent au sud dans un premier temps par les siphons sous le Vigueirat puis la crue du Rhône surverse sur les digues du Vigueirat. Le siphon de Saint-Gabriel abaisse les cotes d'eau dans la plaine de Trébon et contribue à diminuer les surverses vers les marais d'Arles.

Dans ce nouveau siphon, 23 m^3/s transitent au maximum (environ le même débit que dans le siphon de transfert), et se rejette dans le canal de Vidange qui déborde.
Les débordements dans les marais d'Arles remontent dans la vallée des Baux, une partie surverse sur la berge nord du canal de la vallée des Baux, et s'écoule dans le canal.
Il faut noter que les résultats dans le marais d'Arles sont pessimistes car les pompages permettant de ressuyer les marais dans le canal de la vallée des Baux ne sont pas modélisés.
Au sud de la RN 453, la zone commerciale de Fourchon est inondée par débordement du Vigueirat et du canal de la vallée des Baux.
Au sud d'Arles au droit du quartier des Alyscamps, les débordements sur le Vigueirat sont évités par la rehausse des digues du Vigueirat.
La zone en aval de la RN113 est inondée par le Vigueirat et le canal de la Vallée des Baux (Tronc commun).
Le canal d'Arles à Fos commence à déborder sur les points bas de la RN113 et la zone industrielle en aval de la RN113, suite aux apports du canal de la Vallée des Baux qui transitent par le siphon de Montcalde.
En aval d'Arles, des débordements ponctuels ont lieu sur la rive gauche du Vigueirat en amont de Meyranne.
En aval, la zone des marais du Vigueirat est inondée sous l'influence du niveau en mer à 1.5 m NGF.
Le débit total déversé de 930 m3/s se répartit dans les 10 ouvrages et les 3 trémies sous le remblai RFF. Le débit est écrêté à 650 m^3/s sur les berges du Vigueirat.
Ces débits transitent vers le canal de la vallée des Baux, environ 500 m^3/s surversent vers le sud ouest et 180 m^3/s remontent à l'est dans la vallée des Baux, à Barbegal.
Le débit maximal dans le lit mineur du Vigueirat est écrêté à 40 m^3/s dans la traversée d'Arles.
Le débit transitant par le siphon est de 23 m^3/s, et celui par le déversoir rive gauche du Vigueirat environ 45 m^3/s.
Le Vigueirat surverse en rive gauche d'Arles au droit de plusieurs secteurs : la roubine de la Flèche (pont de Signoret), en aval du rond-point des Moines, à Mogador, et dans le coude en amont de la RN453.
Le débit du Vigueirat diminue à moins de 27 m^3/s au droit de la RN 453 (débordement en rive droite en amont de la RN453).
Le débit dans le Tronc Commun est d'environ 50 m^3/s. Le débit surversant en rive gauche du Tronc commun au droit de la RN 453 est de moins de 10 m^3/s (idem sans ressuyage).
Les surverses du Vigueirat en rive droite aux Alyscamps sont supprimées, mais le débit surversé avant rehausse, était très faible (0.5m^3/s).

La figure ci-après illustre les débordements du Vigueirat et du tronc commun avant prise en compte des rehaussements du projet.

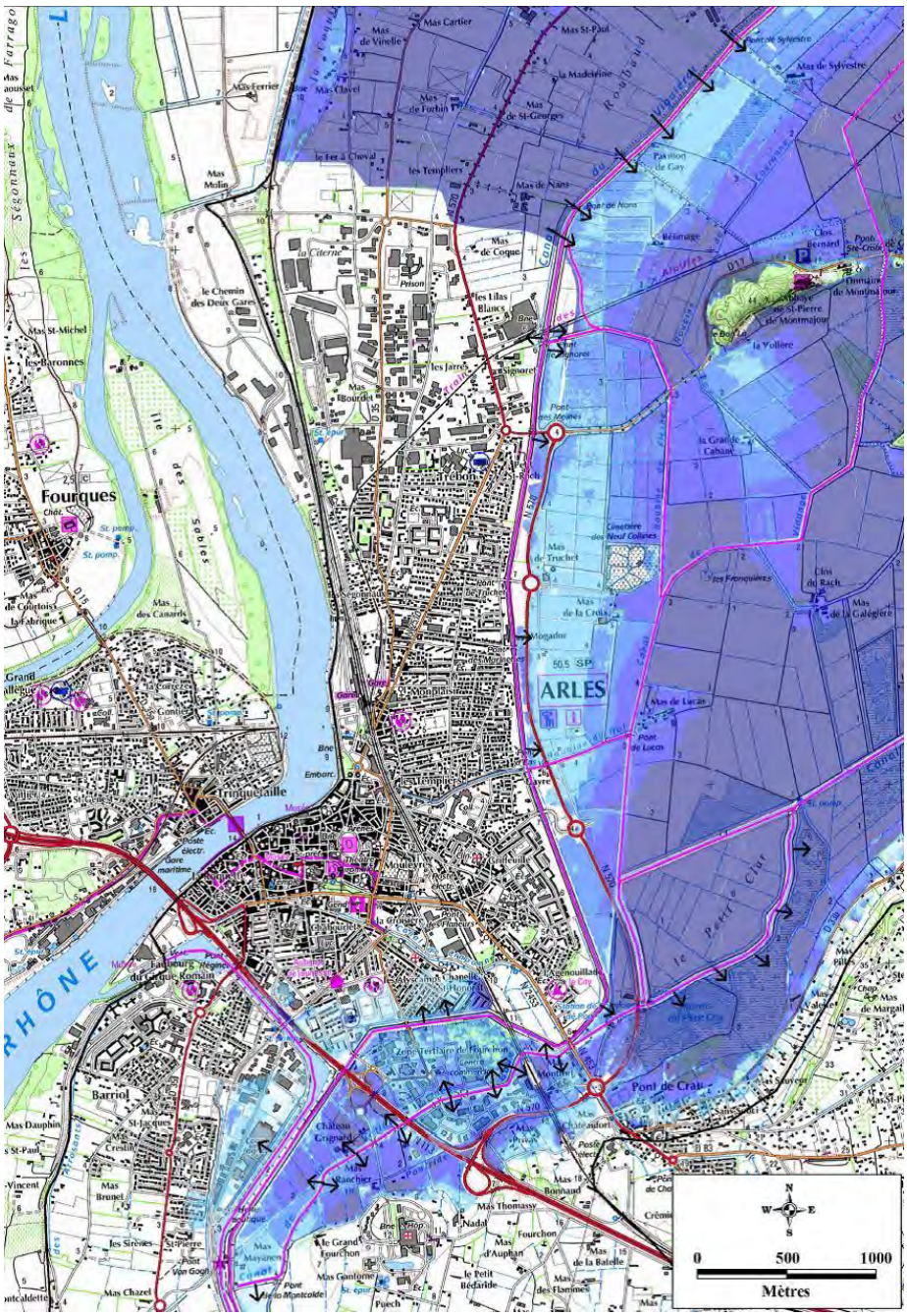


Figure 112. situation des points débordements du Vigueirat et du Tronc commun dans Arles pour la crue exceptionnelle avant mesures

La hauteur maximale au nord des berges du Vigueirat varie entre 0.5 m au nord de la plaine et plus de 3 m au sud à proximité de la digue de protection nord d'Arles.
Entre la roubine de Flèche et le canal de la vallée des Baux les hauteurs d'eau maximales sont de 50 cm à plus de 3m. Dans l'est de la vallée des Baux les hauteurs d'eau sont de 2 à 2.5m.
Le quartier de Fourchon entre le Vigueirat et le canal de la vallée des Baux (tronc commun) est inondé avec environ 0.5 m, ainsi que la berge rive gauche du Tronc Commun. Il en est de même en aval de la RN113 jusqu'au siphon de Montcalde, avec des hauteurs d'eau plus importantes de 1 à 1.5m.

Les hauteurs d'eau sont globalement les suivantes :

- supérieures à 1 m dans le casier des Alpines,
- supérieures à 1 m au sud du Hameau de Lansac (3 mètres au nord de la digue de 2ème rang) (plaine du Trébon),
- inférieures à 1 m au sud du Hameau de Lansac (plaine du Trébon),
- entre 0,5 et 3 m dans le nord des anciens marais d'Arles,
- entre 2 et 2,5 m dans la vallée des Baux,
- inférieures à 1 m en traversée de Fourchon
- inférieures à 1,5 m en aval de la RN113 jusqu'au siphon de Montcalde
- inférieures à 0,5 m dans les marais de Meyranne,
- inférieures à 1 m dans les marais du Vigueirat, sauf dépressions locales.

Toutes les autres parties du territoire ne sont pas inondées par le Rhône.

Les cotes maximum atteintes sont les suivantes :

- entre 7,5 et 8,5 m NGF dans le casier des Alpines,
- entre 6 et 6,5 m NGF dans la plaine du Trébon,
- 6,4 m NGF au droit de la digue Nord, soit 0,4 m de revanche sur le point bas de la rocade
- entre 4 et 6 m NGF dans le nord des anciens marais d'Arles (les quartiers bas de Fontvieille sont inondées)
- entre 3 à 3,5 m NGF dans la partie ouest de la vallée des Baux
- entre 2,5 à 3 m NGF dans la partie est de la vallée des Baux
- entre 3 à 3,5 m NGF en traversée de Fourchon
- inférieures 1,5 et 2 m NGF dans les marais du Vigueirat.

Les vitesses maximales dans la plaine sont presque partout inférieures à 0.5 m/s. Elles sont de l'ordre de 0.6 à 1.2m/s dans l'espace inter remblai. Elles sont supérieures à 0.5 m/s le long des canaux de Vidange et Calade.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est inférieur à 10 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est inférieur à 100 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est inférieur à 1 000 personnes.

Dans le cas d'une défaillance des ouvrages, la classe de gravité retenue pour cet événement serait de 3 (accident très grave). Compte tenu du caractère prévisible de ce scénario de déversement sans brèche, la mise en sécurité préventive des personnes susceptibles d'être mises en danger peut être aisément anticipée. Il est donc proposé de retenir une classe de gravité de 2 (accident grave).

Les figures en pages suivant illustrent respectivement les hauteurs d'eau (en m), les cotes atteintes (m NGF), les vitesses (en m/s), les temps de propagation (en h) et les durées de ressuyage (en j) avec pour mémoire les durées de ressuyage sans mesure de ressuyage et avec brèche (état initial).

Les figures en pages suivantes illustrent respectivement les hauteurs d'eau (en m), les cotes atteintes (m NGF), les vitesses (en m/s), les temps de propagation (en h) et les durées de ressuyage (en j) avec pour mémoire les durées de ressuyage avec les OHT SNCF en phase AVP.

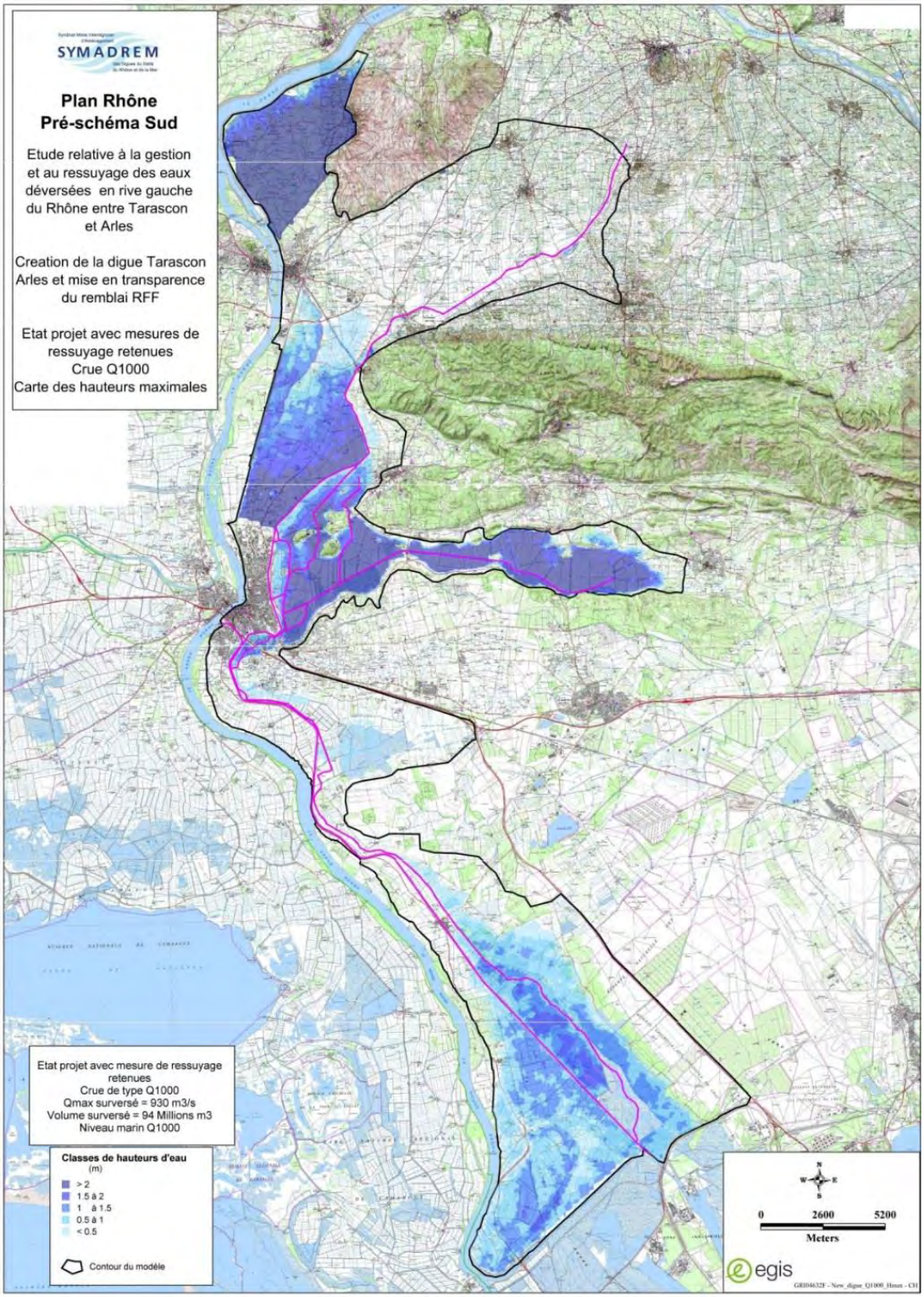


Figure 113. Scénario EF 07 – crue 14160 (sûreté) sans autre apport – hauteur d'eau maximum (en m)

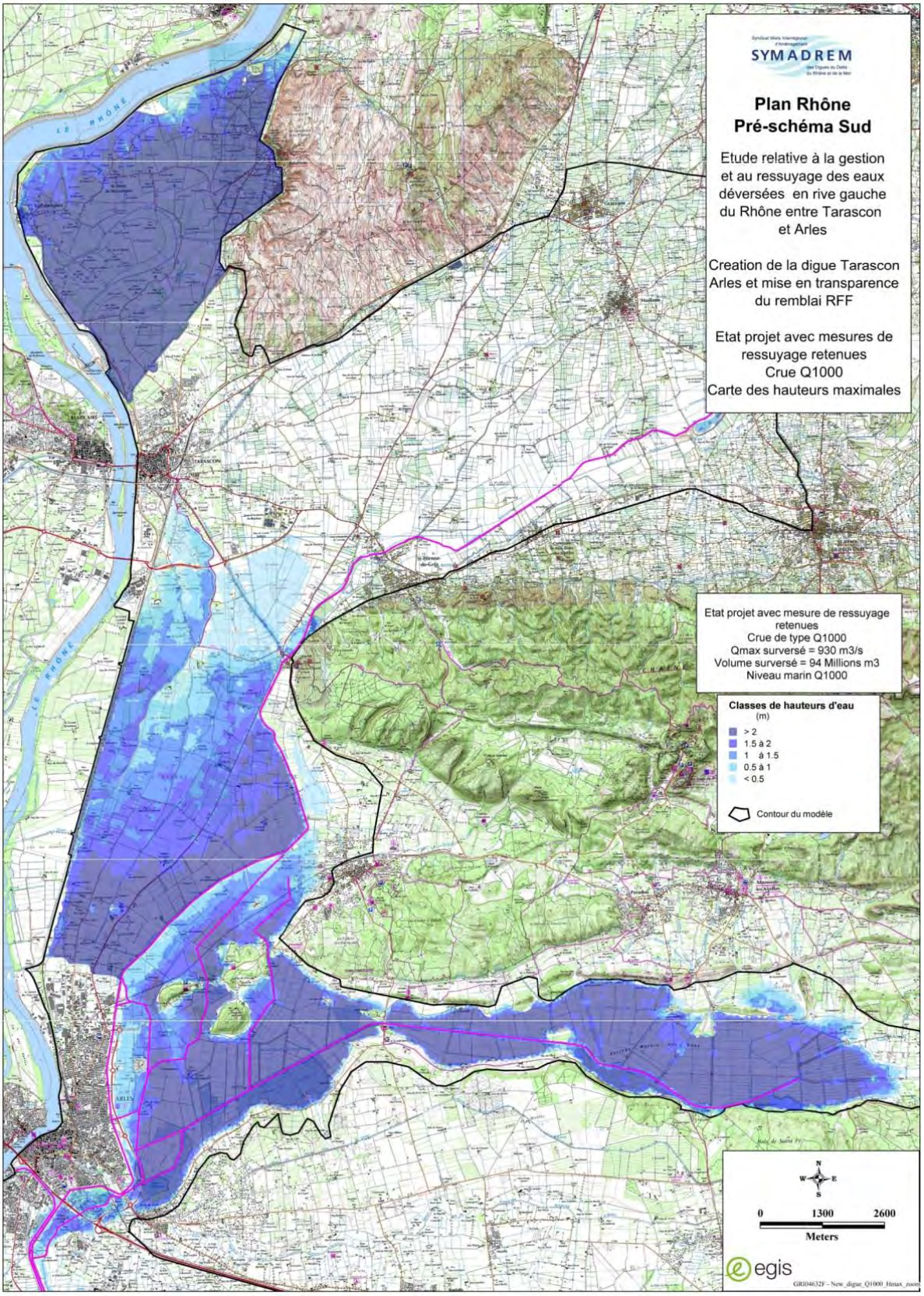


Figure 114. Scénario EF 07 – crue 14160 (sûreté) sans autre apport – hauteur d'eau maximum (en m)

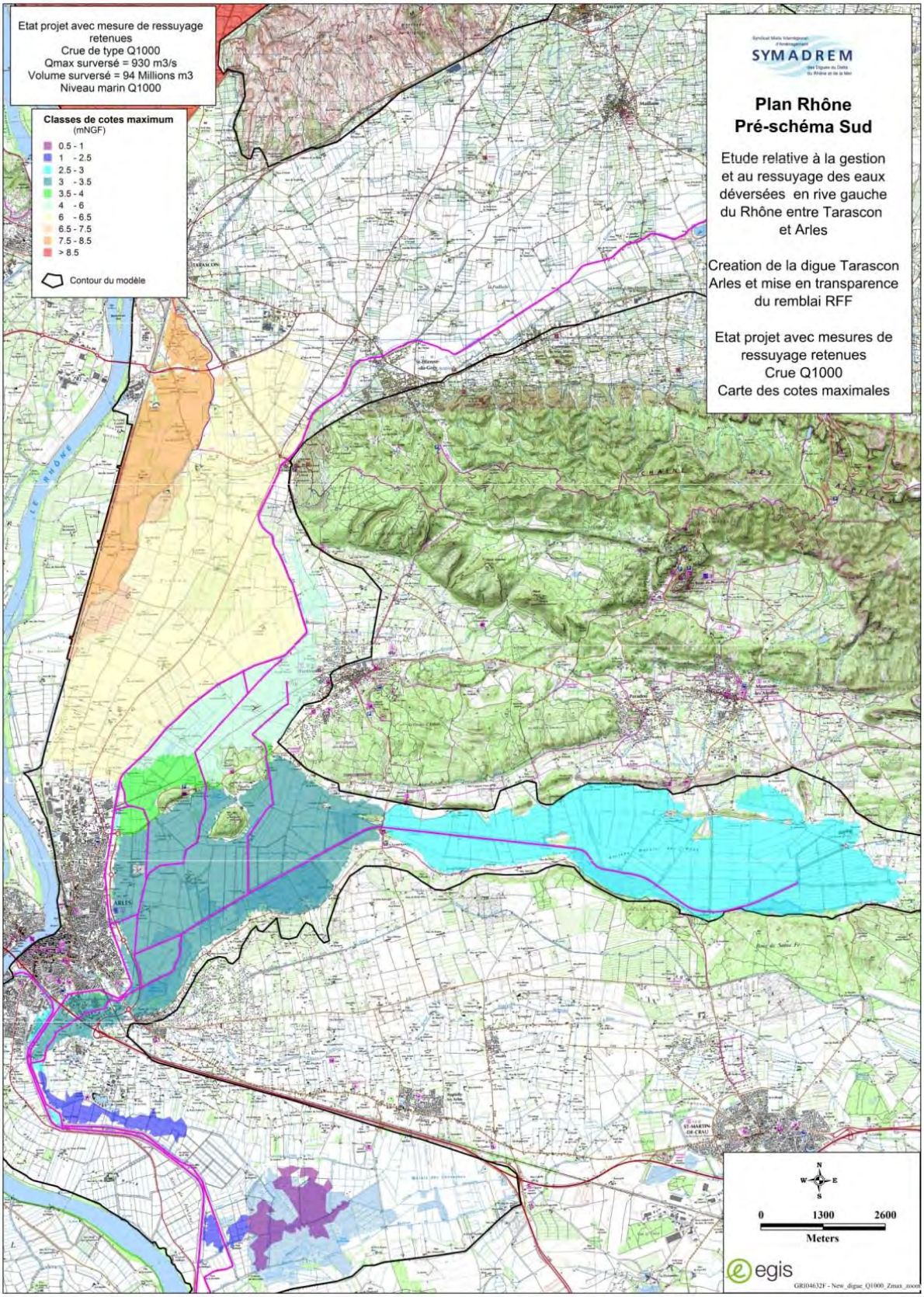


Figure 115. Scénario EF 07 – crue 14160 (sûreté) sans autre apport – cote d'eau maximum (en m NGF)

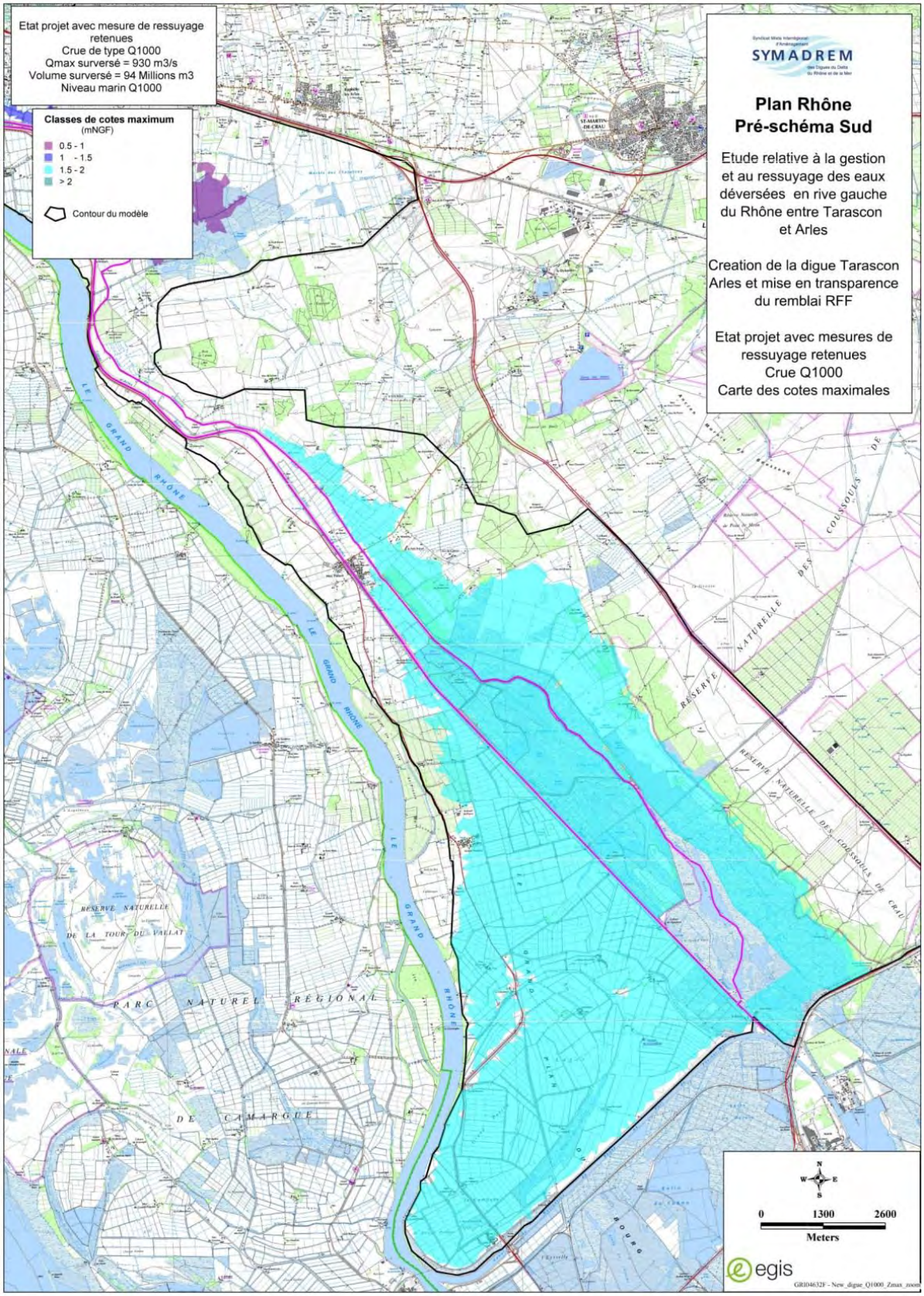


Figure 116. Scénario EF 07 – crue 14160 (sûreté) sans autre apport – hauteur d'eau maximum (en m)

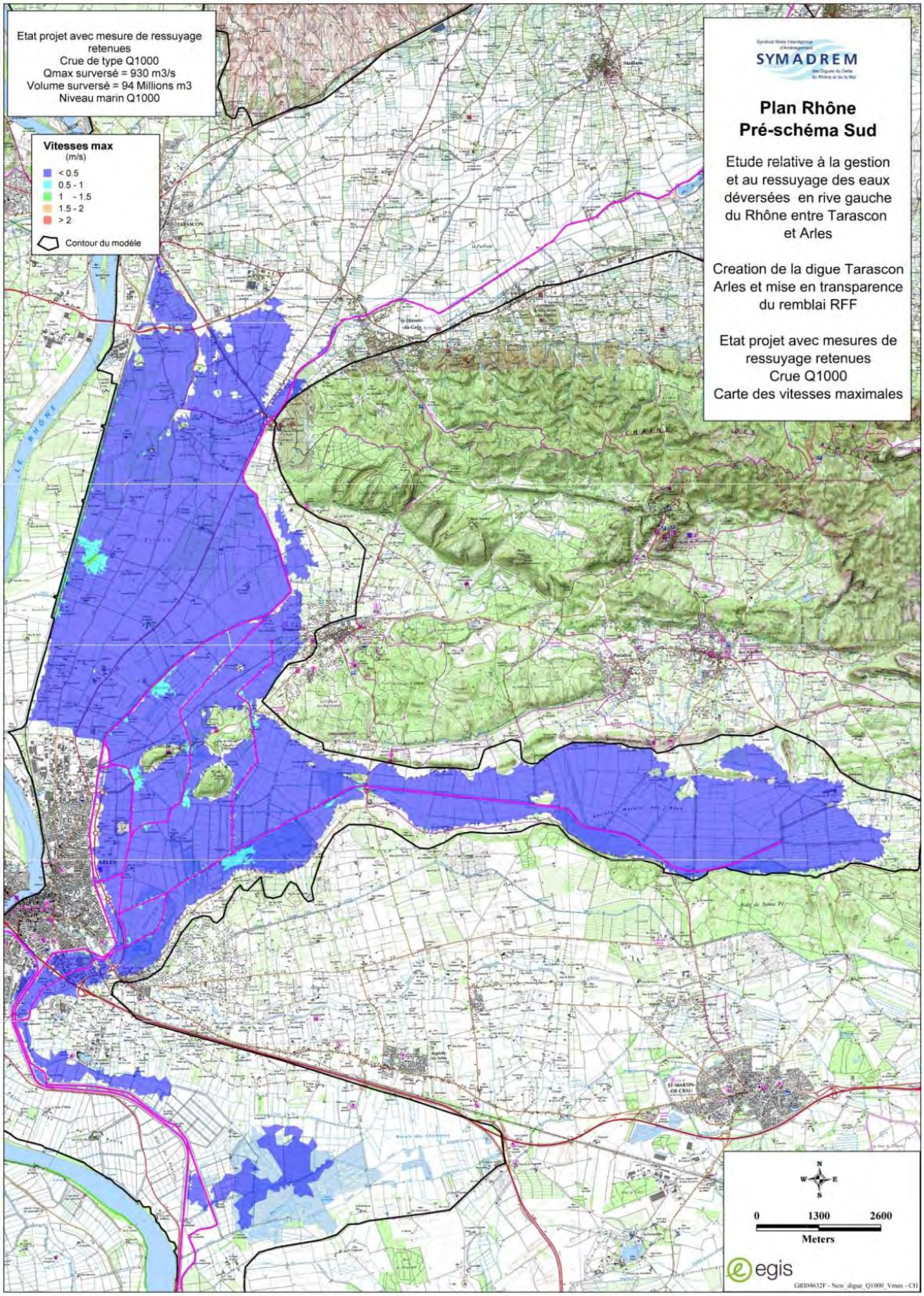


Figure 117. Scénario EF 07 – crue 14160 (sûreté) sans autre apport – vitesse (en m/s)

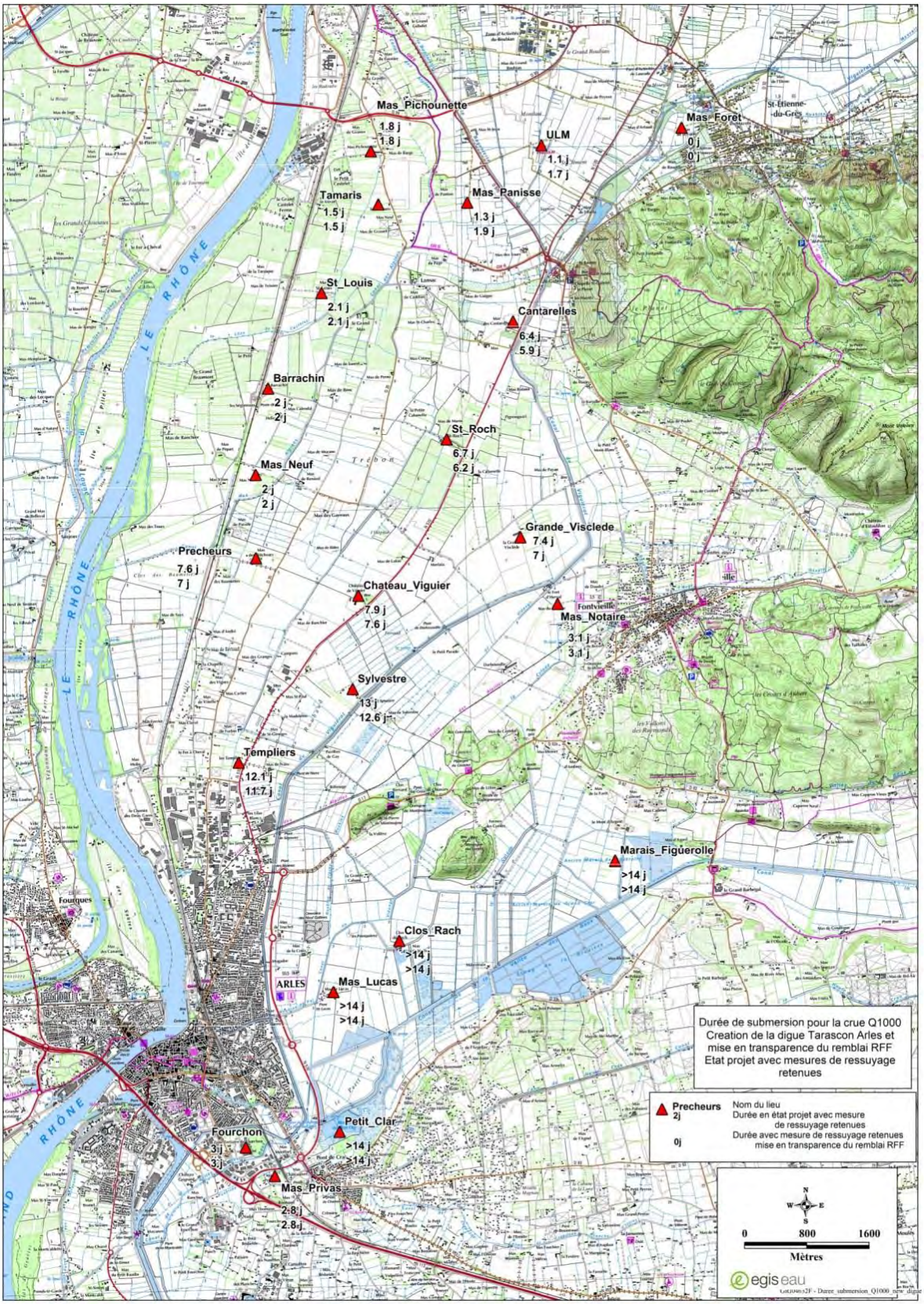


Figure 118. Scénario EF 07 – crue 14160 (sûreté) sans autre apport – durée ressuyage(en j)

4.9 EF08 – 14160 – ETAT FINAL - CRUE EXCEPTIONNELLE SANS BRECHE DANS LE SYSTEME AU DROIT DE PORT-SAINT-LOUIS-DU-RHONE

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement pour une crue exceptionnelle du Rhône au droit de Port-Saint-Louis-du-Rhône.

Les figures suivantes illustrent respectivement les hauteurs d'eau et vitesses dans le centre urbain de Port-Saint-Louis-du-Rhône après sécurisation de l'ensemble du système d'endiguement.

Dans la zone urbanisée, les hauteurs d'eau sont inférieures à 1 m. Hors zone urbanisées, elles sont supérieures à 1 m. Les vitesses sont inférieures à 0,5 m/s.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est inférieur à 10 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est inférieur à 10 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est inférieur à 100 personnes.

Dans le cas d'une défaillance des ouvrages, la classe de gravité retenue pour cet événement serait de 2 (accident grave). Compte tenu du caractère prévisible de ce scénario de déversement sans brèche, la mise en sécurité préventive des personnes susceptibles d'être mises en danger peut être aisément anticipée. Il est donc proposé de retenir une classe de gravité de 1 (accident).

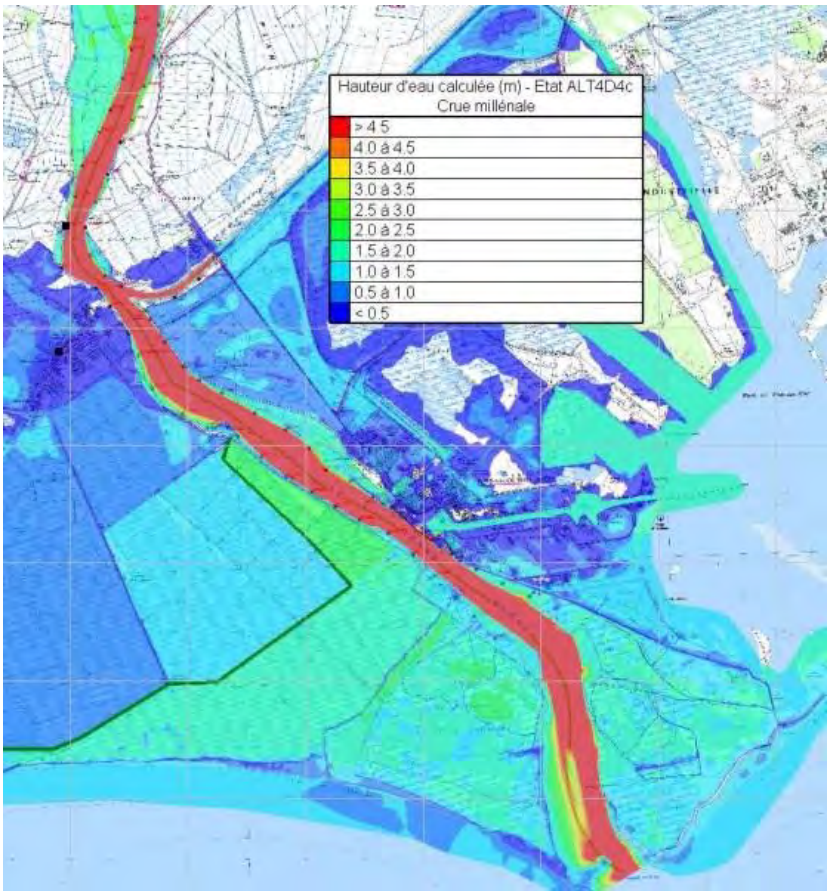


Figure 119. Scénario EF 08 – crue 14160 - Port-Saint-Louis-du-Rhône – hauteur d'eau maximum (en m)

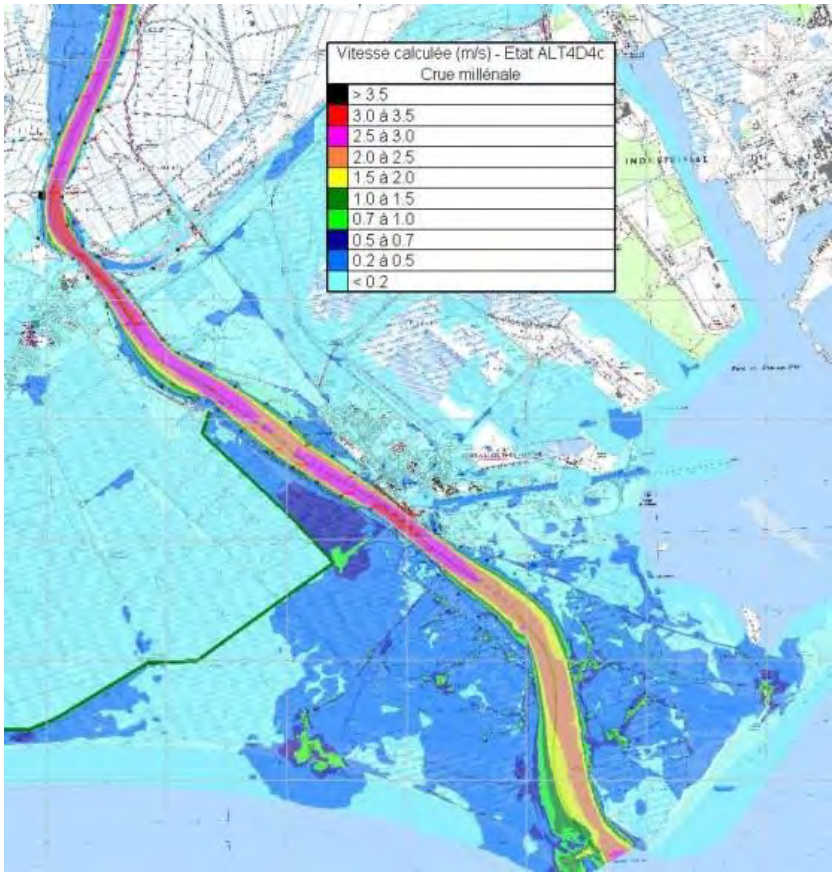


Figure 120. Scénario EF 08 – crue 14160 - Port-Saint-Louis-du-Rhône – hauteur d'eau maximum (en m)

4.10 EF09 – DANGER I - ETAT FINAL POUR LA CRUE DE DANGER DU SYSTEME (SCENARIO EXTREME I)

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement pour la crue de danger du système, soit avant les premiers débordements sur les digues millénales. Cette crue correspond à un scénario de crue extrême puisqu'il est supérieur à la crue de projet du programme de sécurisation du SYMADREM mais également à la crue de projet des digues de la CNR en amont du Barrage de Vallabrègues.

Pour sa détermination, plusieurs tests de débits ont été réalisés par SAFEGE sur le modèle de l'étude de calage précis. Une estimation prudente du débit de pointe de cette crue de danger système est de 15 500 m^3/s (il n'est pas tenu compte de la pierre de couronnement du parapet de la digue de la Montagnette).

La période de retour de cette crue est estimée à plus de 2000 ans. Le débit de 15 500 m^3/s correspond également à la borne supérieure de l'intervalle de confiance à 90 % du débit de la crue exceptionnelle (période de retour 800 ans).

Les tronçons résistant à la surverse ayant pour effet d'écrêter les crues en plafonnant la ligne d'eau aval, le surplus de débit en tête de Delta a pour effet d'exhausser la ligne d'eau en amont de ces tronçons résistant à la surverse. Le niveau du fleuve affleure la crête des ouvrages au droit du rideau fibre excellence et au droit de la digue de Montagnette notamment le long de la RD81a et sur la partie Ouest du tronçon nord (Cf. figure ci-dessous).

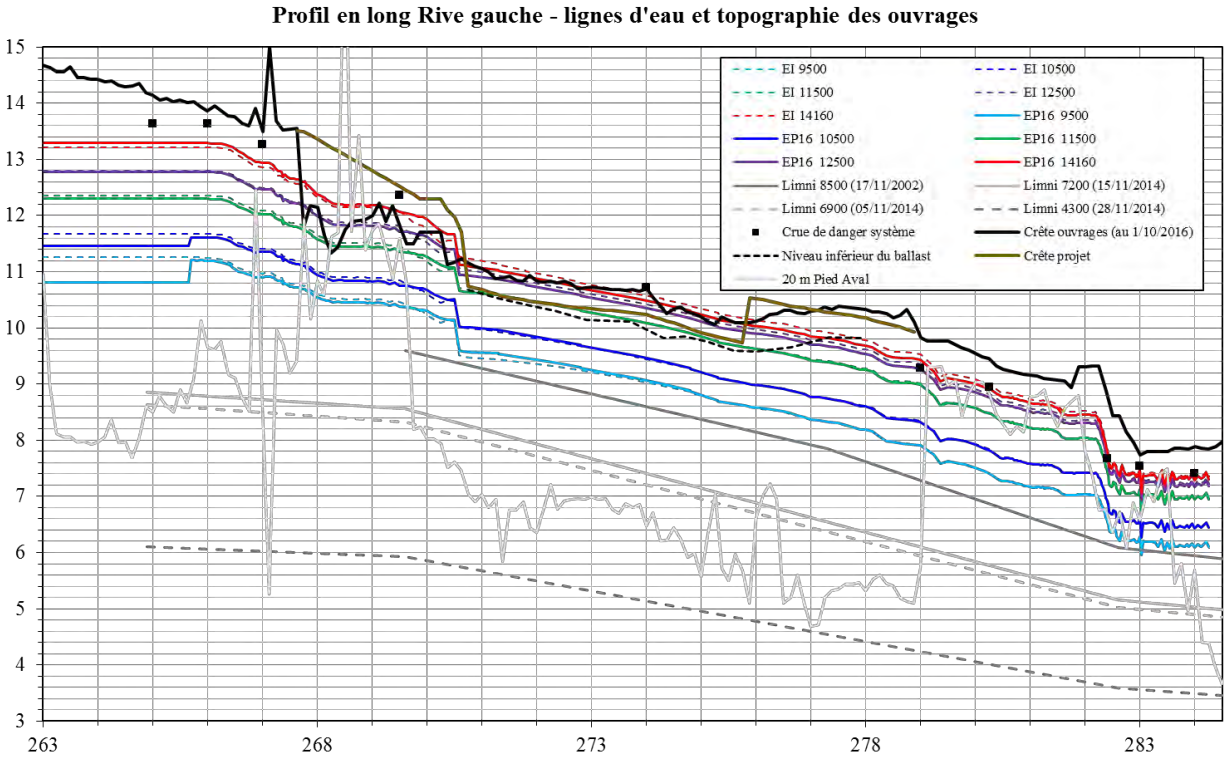


Figure 121. Profil en long rive gauche amont

Le débit maximal sur le tronçon résistant à la surverse est de 1 400 m3/s, soit 40 % de plus que le débit de projet. Le volume de déversement est de 189 millions de m^3, soit quasiment le double du volume pour la crue exceptionnelle. La propagation de la crue dans la zone protégée est similaire à celui de la crue de sûreté.

L'extension de la zone inondée au nord atteint les quartiers sud de Tarascon et de St Etienne du Grès sans toucher les centres urbains et la zone du Roubian. La digue Nord dispose encore d'une revanche. Le Rhône déborde légèrement sur les digues du Vigueirat au droit des Alyscamps et le canal d'Arles à Boucq dans la zone industrielle de Barriol.

Les cotes maximum atteintes sont les suivantes :

- entre 8 et 8,5 m NGF dans le casier des Alpines,
- entre 6,5 et 7 m NGF dans la plaine du Trébon,
- entre 4,5 et 5 m NGF dans le nord des anciens marais d'Arles (les quartiers bas de Fontvieille sont inondés)
- entre 4 à 4,5 m NGF dans la partie ouest de la vallée des Baux
- entre 3,5 à 4 m NGF dans la partie est de la vallée des Baux
- entre 3,5 à 4 m NGF en traversée de Fourchon (quartiers bas de Pont de Crau sont touchés)
- entre 2 et 3,5 m dans les alyscamps et la zone industrielle de Barriol,
- entre 1,5 et 2 m NFG dans les marais de Meyranne,
- inférieures 1,5 m NGF dans les marais du Vigueirat.

Les vitesses maximales dans la plaine sont presque en général inférieures à 0.5 m/s. Elles sont supérieures à 0.5 m/s au sud du canal des Alpines au droit de l'abaissement et le long du Vigueirat dans les zones de surverses sur berges et des canaux de Vidange et Calade.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est inférieur à 10 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est inférieur à 100 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est inférieur à 1 000 personnes.

Dans le cas d'une défaillance des ouvrages, la classe de gravité retenue pour cet événement serait de 3 (accident très grave). Compte tenu du caractère prévisible de ce scénario de déversement sans brèche, la mise en sécurité préventive des personnes susceptibles d'être mises en danger peut être aisément anticipée. Il est donc proposé de retenir une classe de gravité de 2 (accident grave).

Les figures en pages suivant illustrent respectivement les hauteurs d'eau (en m), les cotes atteintes (m NGF), les vitesses (en m/s), les temps de propagation (en h) et les durées de ressuyage (en j) avec pour mémoire les durées de ressuyage sans mesure de ressuyage et avec brèche (état initial).

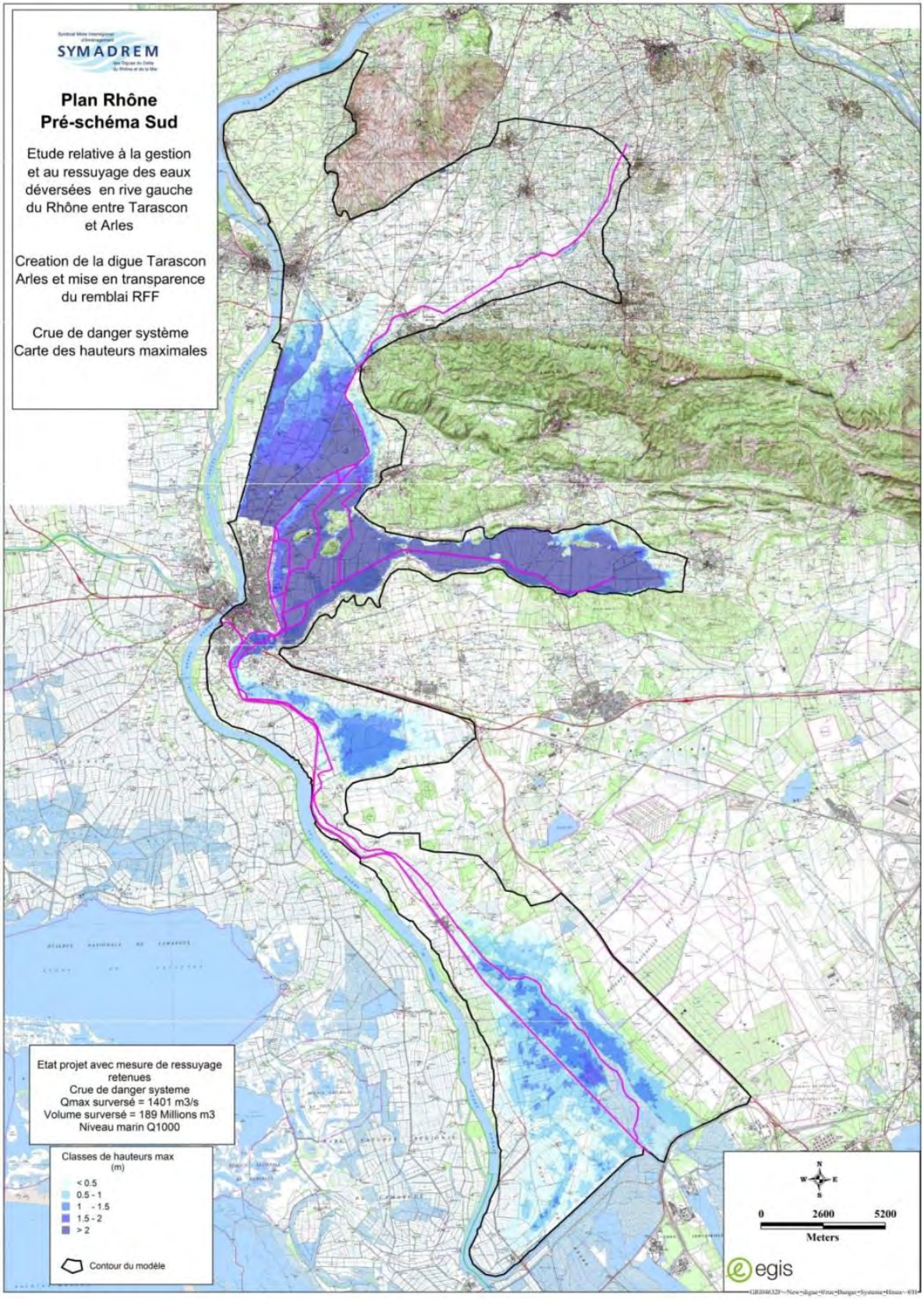


Figure 122. Scénario EF 09 – crue 15500 (danger) sans autre apport – hauteur d'eau (en m)

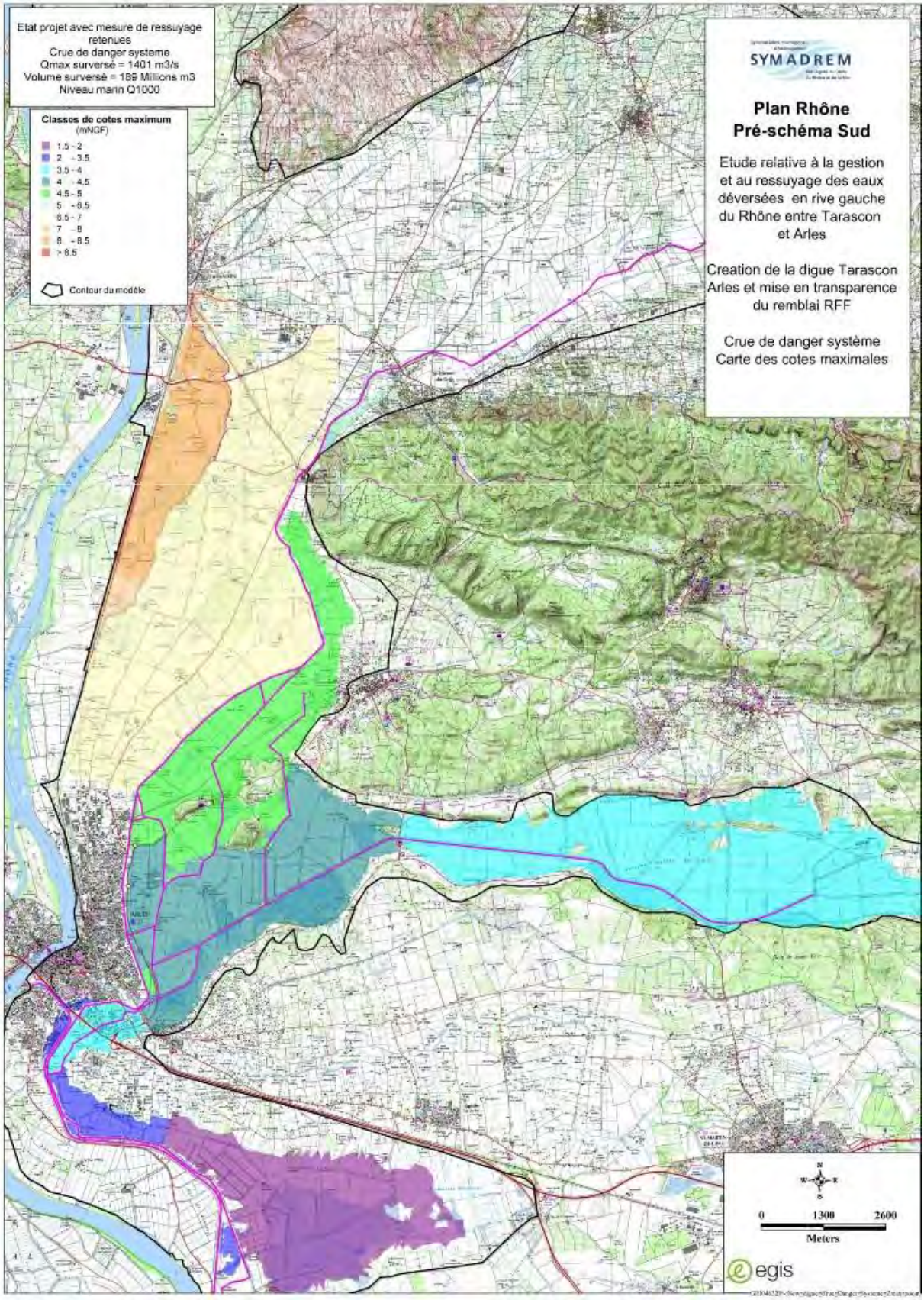


Figure 123. Scénario EF 09 – crue 15500 (danger) sans autre apport – cote d'eau maximum (en m NGF)

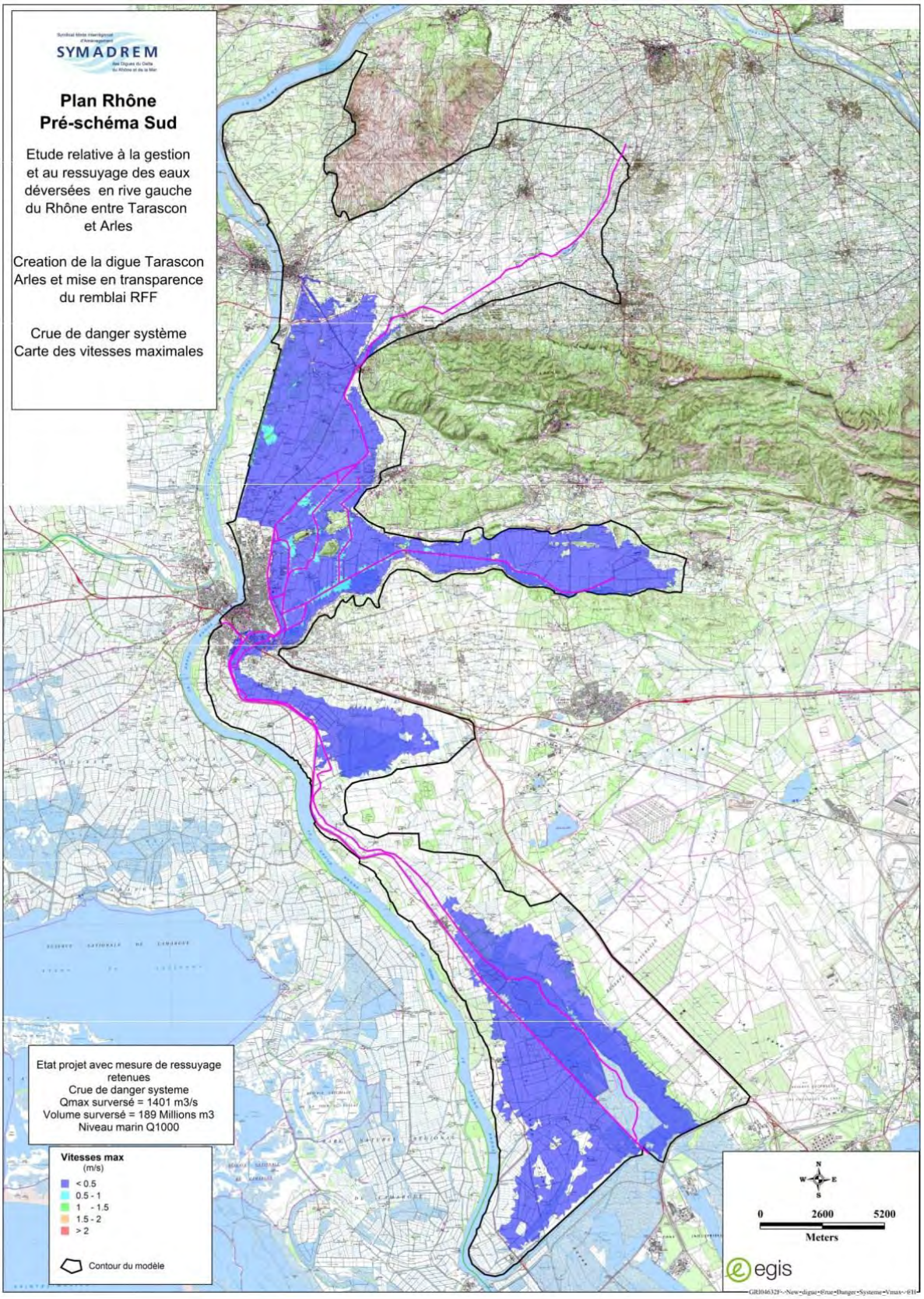


Figure 124. Scénario EF 09 – crue 15500 (danger) sans autre apport – vitesse (en m/s)

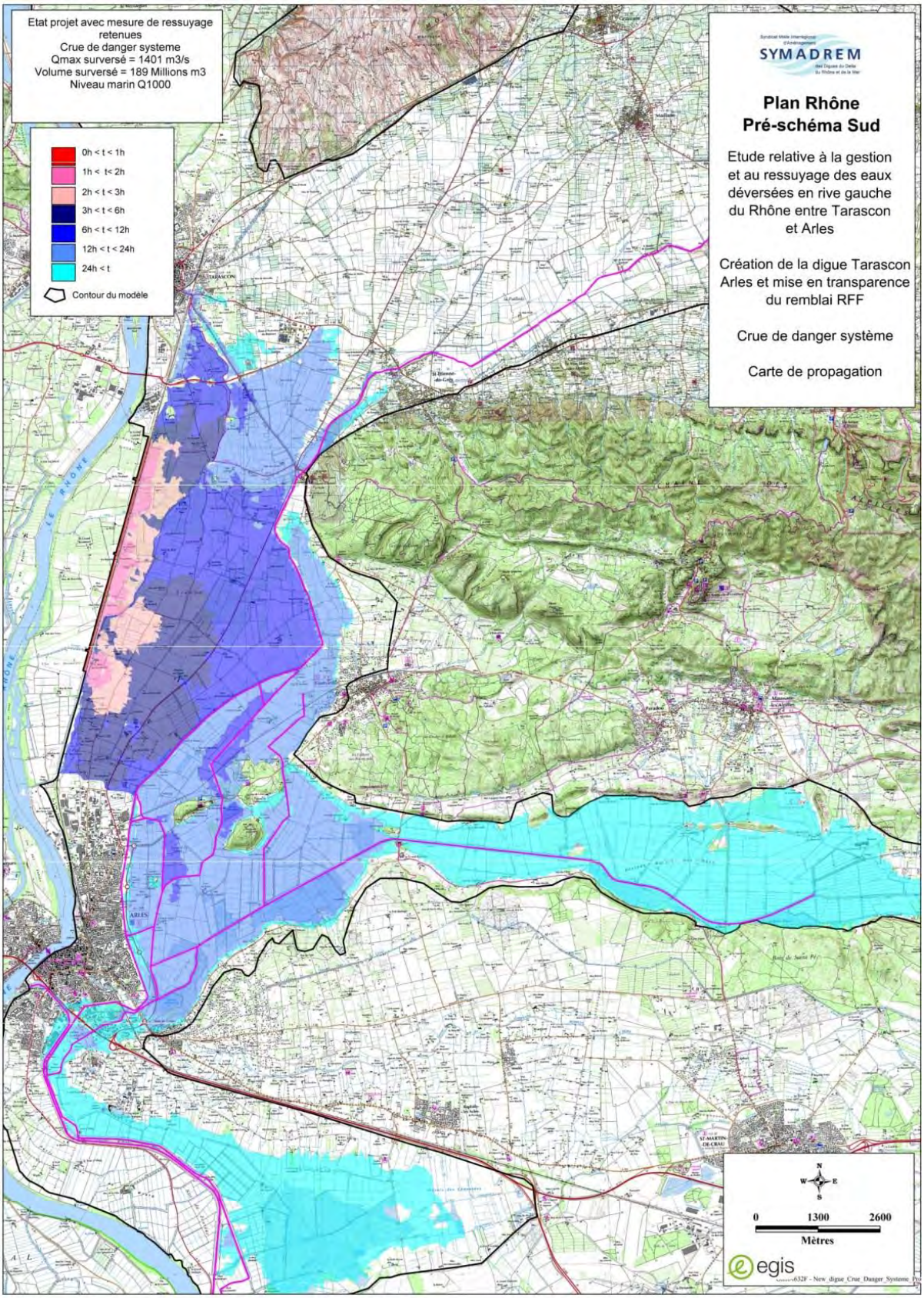


Figure 125. Scénario EF 09 – crue 15500 (danger) sans autre apport – propagation (en h)

4.11 EF10 – DANGER II - ETAT FINAL POUR LES CRUES SUPERIEURES A LA CRUE DE DANGER SYSTEME (SCENARIO EXTREME II)

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement pour des crues supérieures à la crue de danger du système. L'hypothèse a été prise d'une crue avec un débit de pointe de 24 000 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon. Cette crue correspond à la crue qui atteindrait la cote de la digue millénale juste au nord de la digue résistante à la surverse. Les figures en pages suivantes illustrent respectivement la propagation de crue en termes de hauteurs d'eau (en m), cotes atteintes (m NGF), vitesses (en m/s) et temps de propagation (en h) pour des débits variant de 16000 à 17000 m3/s. Les cartes en format A3 figurent dans la rubrique n°10.

La période de retour d'une crue atteignant 17 000 m^3/s est de 7000 ans. Ce débit correspond également à la borne supérieure de l'intervalle de confiance à 95 % de la crue de danger système.

Dans ce scénario, des déversements se produisent sur la digue de la Montagnette et le rideau de palplanches Fibre Excellence. Les hauteurs d'eau et vitesses au nord du viaduc ferroviaire de Tarascon restent inférieures au seuil critique de mise en danger des personnes à part aux abords du viaduc.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est inférieur à 10 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est inférieur à 100 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est compris entre 1 000 et 10 000 personnes.

Dans le cas d'une défaillance des ouvrages, la classe de gravité retenue pour cet événement serait de 4 (catastrophe). Compte tenu du caractère prévisible de ce scénario de déversement sans brèche, la mise en sécurité préventive des personnes susceptibles d'être mises en danger peut être aisément anticipée. Il est donc proposé de retenir une classe de gravité de 3 (accident très grave).

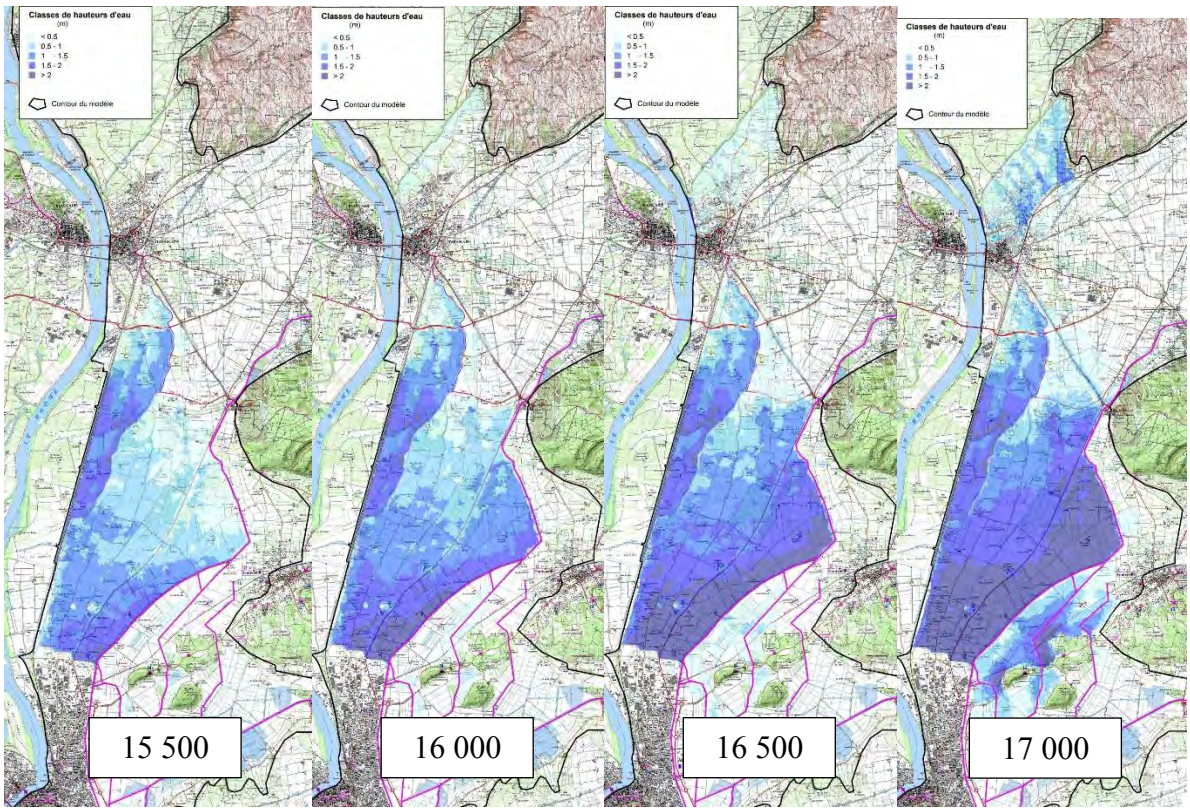


Figure 126. EF 10 – crue 24000 (danger ouvrage) sans autre apport – hauteur en phase de crue (en m)

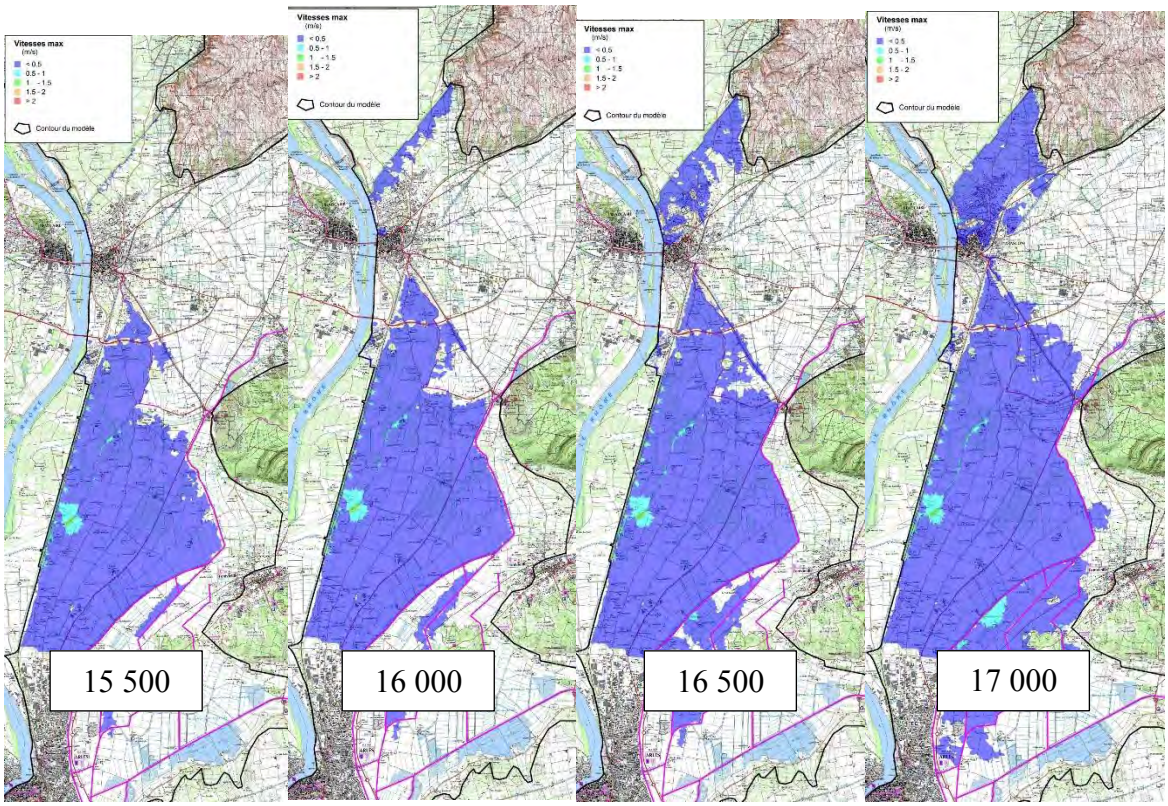


Figure 127. EF 10 – crue 24000 (danger ouvrage) sans autre apport – vitesse en phase de crue (en m/s)

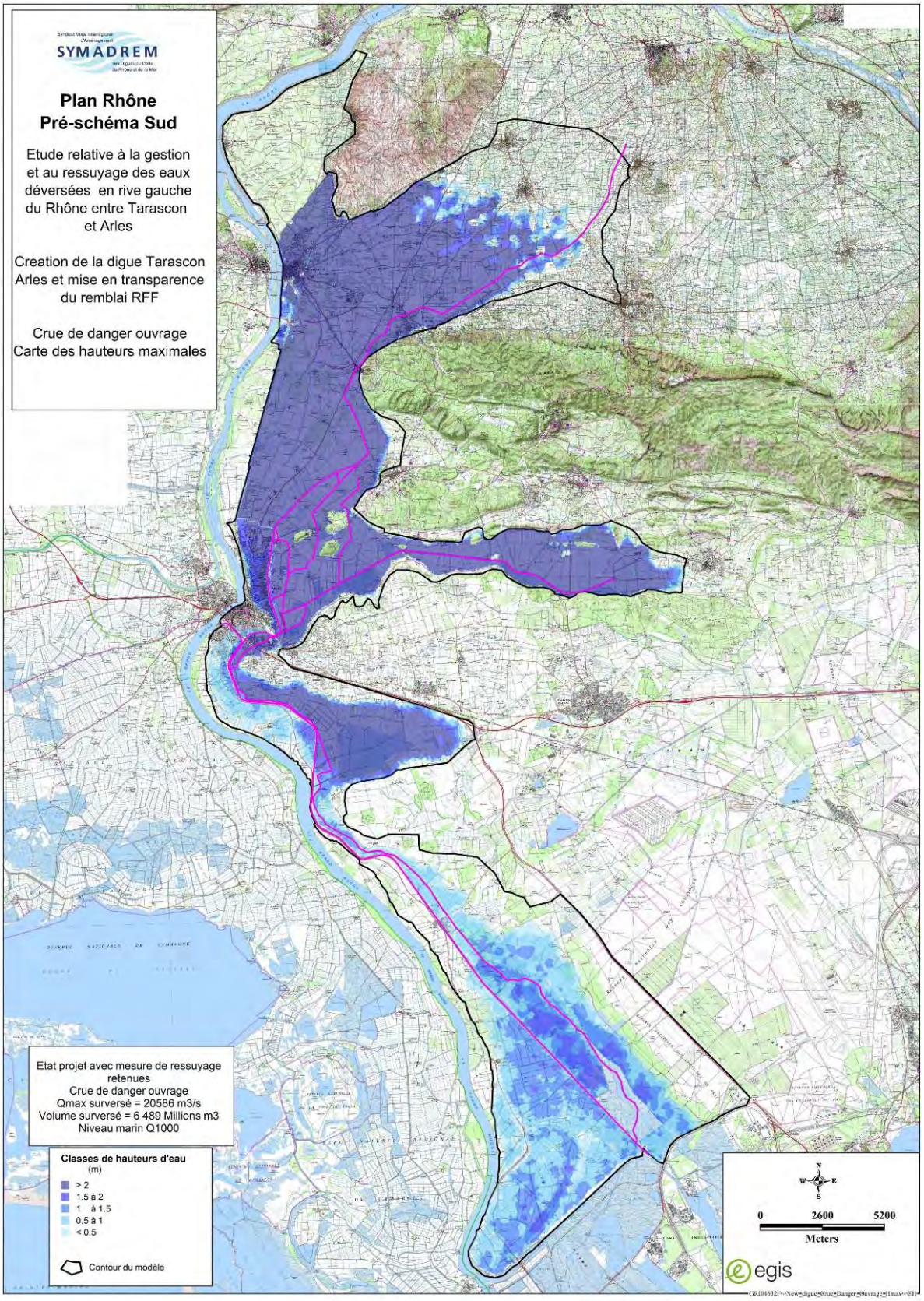


Figure 128. EF 10 – crue 24000 (danger ouvrage) sans autre apport – hauteur maximum (en m)

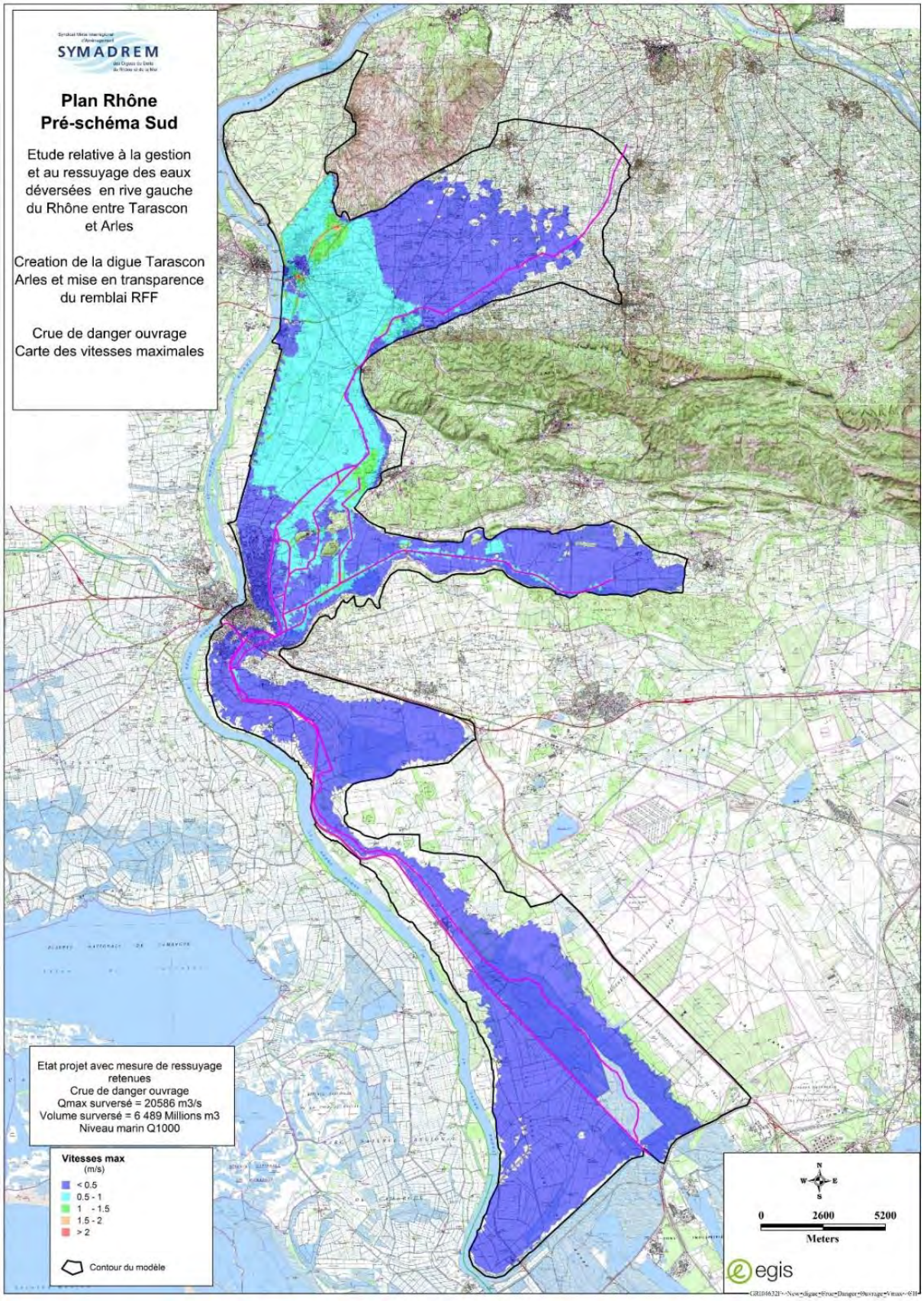


Figure 129. EF 10 – crue 24000 (danger ouvrage) sans autre apport – vitesse maximum (en m)

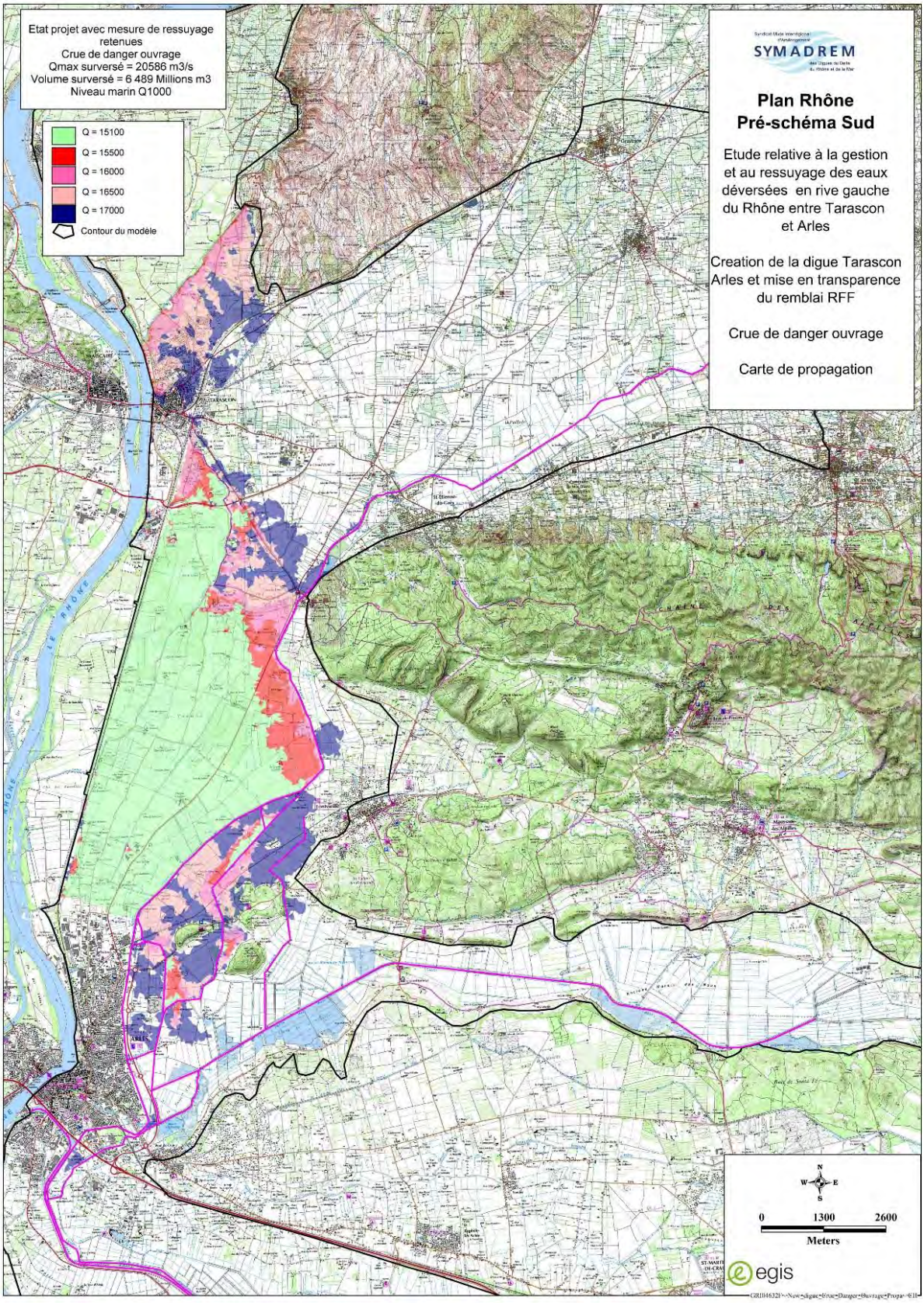


Figure 130. EF 10 – crue 24000 (danger ouvrage) sans autre apport - propagation (en h)

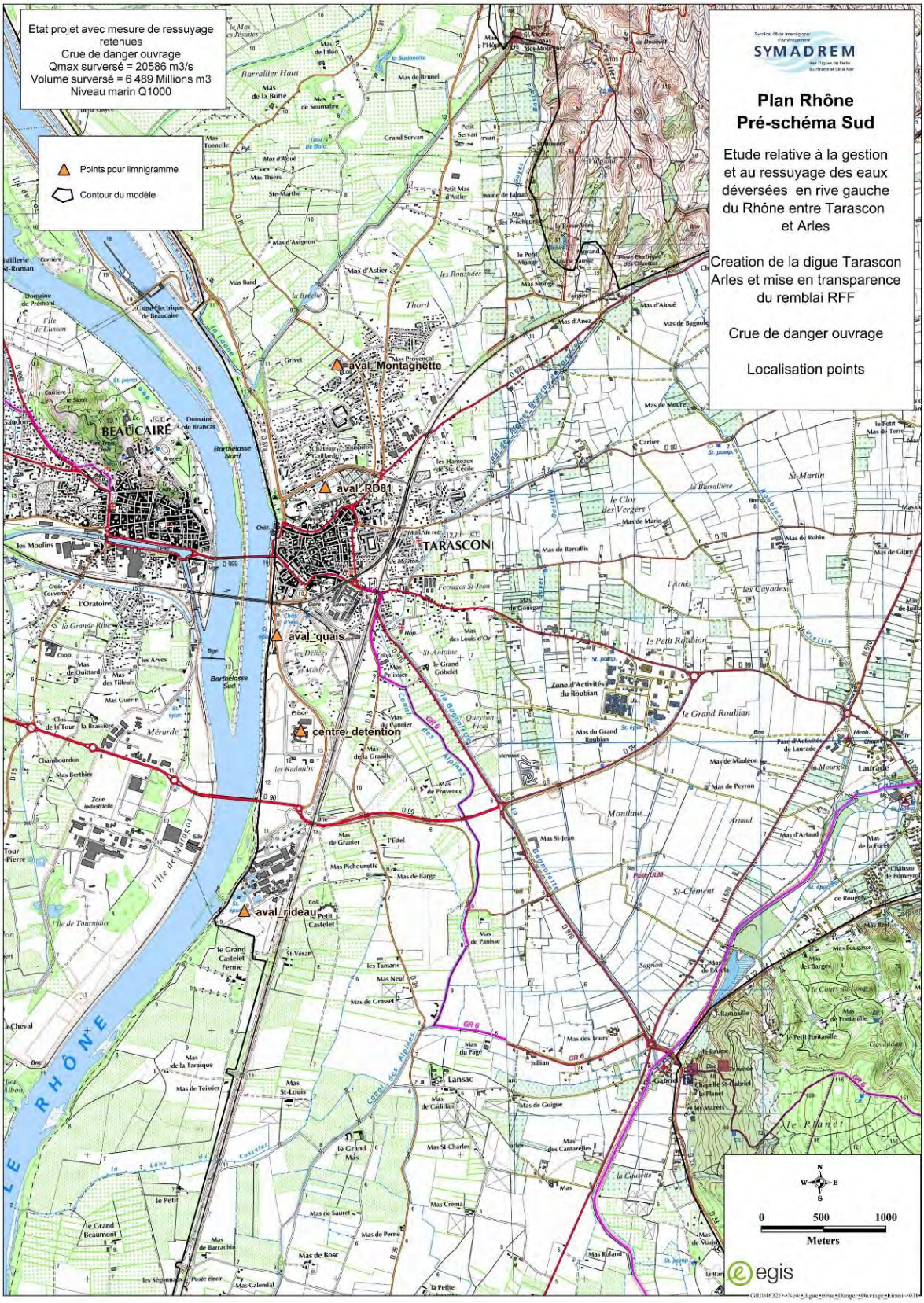


Figure 131. EF 10 – crue 24000 (danger ouvrage) sans autre apport – localisation limnigramme

4.12 EF11 - VIG – ETAT FINAL - FONCTIONNEMENT DU VIGUEIRAT HORS SYSTEME D'ENDIGUEMENT – CRUE 12500 AVEC APPORT 2003 SANS

Ces différents scénarios correspondent au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement avec des scénarios très probables de brèches dans les digues du Vigueirat.

Ces scénarios ont été modélisés dans le cadre de l'étude de ressuyage (EGISeau [K107]) avec un double objectif :

- identifier les tronçons de digues du Vigueirat à rehausser et renforcer et les tronçons des berges du tronc commun à rehausser
- identifier les différentes possibilités d'inondation autour de l'agglomération d'Arles

Sept scénarios de brèches du Vigueirat ont été modélisés pour la crue du Rhône de 1856 associée aux apports 2003.

Un premier scénario a été simulé sur le tronçon en amont de la digue nord d'Arles afin d'identifier les risques d'une inondation par libération des volumes d'eau du Rhône déversés dans la plaine du Trébon et contenus par les digues du Vigueirat.

Quatre scénarios de brèches ont été modélisés à Fourchon pour identifier les risques d'inondation de Fourchon en cas de crue du Rhône associée à une rupture du Vigueirat et identifier les digues du Vigueirat à rehausser et renforcer et les berges du tronc commun à rehausser pour mettre hors d'eau la zone de Fourchon une fois le programme de sécurisation réalisé.

Deux scénarios de brèches ont simulés à Barriol pour identifier les risques d'inondation de ce quartier en cas de crue du Rhône associée à une rupture du Vigueirat et pour identifier la nécessité ou non de poursuivre la sécurisation des digues du Vigueirat en aval de la RN113.

Les simulations ont été réalisées pour la crue du Rhône 1856 avec les apports du Vigueirat avec le scénario du déversoir de Fort d'Herval (et non la brèche à Fort d'Herval) car ce scénario est pessimiste pour l'hydrogramme de crue du Vigueirat (le débit de pointe est le même dans les deux cas mais l'hydrogramme de crue du Vigueirat est plus long dans le cas d'une absence de brèche de Fort d'Herval).

Les modélisations ont été réalisés avant les rehausses prévus dans les travaux.

4.12.1 Scénario EF11a : Brèches dans le Vigueirat au Nord d'Arles

Les 5 brèches sont positionnées en rives droite et gauche du Vigueirat au nord de la digue d'Arles :

- En rive gauche à Fort d'Herval sur une longueur de 90 ml
- en rive droite et gauche du Vigueirat, au pont Sylvestre sur un linéaire de 150 ml
- en rive droite et gauche du Vigueirat, au pont de Nans sur un linéaire de 150 ml

L'objectif est d'étudier le comportement d'une crue du Rhône de 1856, avec une brèche dans la berge rive droite du Vigueirat au paroxysme de l'inondation de la plaine de Trébon, et une brèche en rive gauche située en face de celle rive droite. Les brèches sont positionnées aux points de surverse du pont Sylvestre et du pont de Nans. Une brèche supplémentaire a été rajouté en amont rive gauche à Fort d'Herval afin de baisser le niveau d'eau dans le Vigueirat pour favoriser les débordements du Rhône dans le Vigueirat puis dans la plaine à l'est du Viguierat.
Les brèches en rive droite ont lieu au pic de niveau dans la plaine de Trébon, et celles de rive gauche un peu avant pour que la charge sur la digue soit maximale.

Brèche rive gauche Fort d'Herval :

La cote d'eau maximale pour la crue du Rhône 1856 avec apport Vigueirat de 2003 est de 5.7 m NGF, la cote de la digue rive gauche est d'environ 5.9 à 6.3 m NGF. La cote du Terrain naturel en pied de digue est de 3.7 m NGF. La brèche testée a pour largeur 90 m.
Le débit maximal dans la brèche est de 70 m^3/s en pointe, le volume apporté par la brèche sur 4 jours de simulation de 6.6 Millions de m^3.
Cette brèche a pour effet d'abaisser sensiblement le niveau d'eau dans le Vigueirat en aval et constitue une situation pessimiste pour les entrées du Rhône dans les brèches en aval.

Brèches rive droite et gauche Pont Sylvestre :

La cote d'eau maximale pour la crue du Rhône 1856 avec apport Vigueirat de 2003 est de 5.6 m NGF dans la plaine de Trébon. La cote de la digue rive droite est d'environ 5.6-6 m NGF et de 5.6m NGF en rive gauche. La cote du Terrain naturel en pied de digue en rive droite est de 3.3 m NGF et de 3.8 m NGF en rive gauche. Les brèches testées ont pour largeur 150 m.
Le débit maximal dans la brèche rive droite est de 350 m^3/s en pointe, le volume apporté par la brèche sur 4 jours de simulation de plus de 8.8 Millions de m^3.
Le débit maximal dans la brèche rive gauche est de 310 m^3/s en pointe, le volume apporté par la brèche sur 4 jours de simulation de plus de 8.8 Millions de m^3.

Brèches rive droite et gauche Pont de Nans :

La cote d'eau maximale pour la crue du Rhône 1856 avec apport Vigueirat de 2003 est de 5.6 m NGF dans la plaine de Trébon. La cote de la digue rive droite est d'environ 6 à 6.6 m NGF et de 6.10 m NGF en rive gauche. La cote du Terrain naturel en pied de digue en rive droite est de 3.0 m NGF et de 3.80m NGF en rive gauche. Les brèches testées ont pour largeur 150 m.
Le débit maximal dans la brèche rive droite est de 380 m^3/s en pointe, le volume apporté par la brèche sur 4 jours de simulation de plus de 8.5 Millions de m^3.
Le débit maximal dans la brèche rive gauche est de 350 m^3/s en pointe, le volume apporté par la brèche sur 4 jours de simulation de plus de 9.3 Millions de m^3.

Conséquences des brèches :

Le débit résiduel dans le Vigueirat à l'aval de la digue Nord, est de 3 m^3/s ; tout le débit du Vigueirat transitant par les brèches dans les anciens marais d'Arles.
Les écoulements sont écrêtés dans les anciens marais et surversent vers le canal de la vallée des Baux.

Le débit dans le Tronc Commun à Fourchon est de 32 m^3/s (contre 20 m^3/s sans brèche). Les écoulements issus des brèches ne mettent pas en charge les digues du Vigueirat dans la traversée d'Arles, qui n'est pas inondé.

Les cotes d'eau au droit des 3 siphons sous le Vigueirat dans Arles sont légèrement augmentées par rapport à la situation de référence :

- Siphon de Flèche : niveau d'eau 3.4 m NGF (au lieu de 3.3 m NGF)
- Siphon Quenin : niveau d'eau 2.5 m NGF (au lieu de 2.1 m NGF), inférieur au TN côté Arles
- Siphon Mollard : niveau d'eau 2.4 m NGF (pas d'eau en référence), inférieur au TN côté Arles

En revanche les hauteurs d'eau dans les anciens marais d'Arles sont supérieures à la situation sans brèche (hauteurs maximales de 2 m, supérieures de 1.2 m par rapport à la situation sans brèche).
La zone de Fourchon commence elle aussi à être inondée par débordement du Tronc commun avec des hauteurs d'eau de 0.3 m, ainsi que l'aval de la RN113 (Mas Ranchier et Mas Grignard). Les mas isolés commencent à être inondés (Mas Montfort : h = 0.25m, Mas Ranchier h = 0.25 - 0.4 m et Château Grignard h = 0.6m).

Ce scénario ne modifie pas la classe de gravité des scénarios sans brèche pour cette gamme de crue.

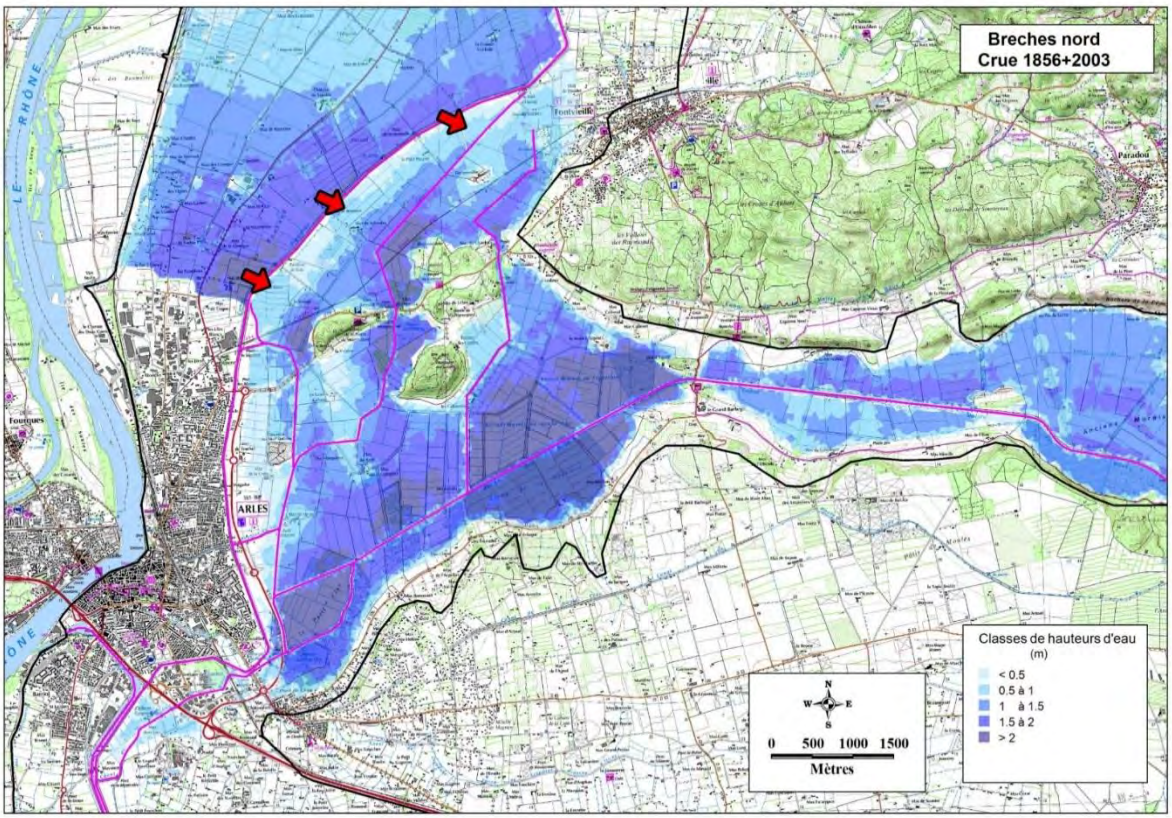


Figure 132. Etat final 11a – crue 1856 + apport 2003 sans brèche dans le système + brèches dans les digues du Vigueirat au nord de la digue Nord d'Arles

4.12.2 Scénario EF11b : Brèche Vigueirat Rive Gauche Aval de la RD453

La brèche est située en rive gauche en aval de la RN453.
La cote d'eau maximale pour la crue du Rhône 1856 avec apport Vigueirat (scénario déversoir de Fort d'Herval) est de 4.6 m NGF, le Vigueirat ne surverse pas (cote digue rive gauche environ 5.2 m NGF). La cote du Terrain naturel en pied de digue est de 2.5 m NGF (elle descend à 2 m NGF en aval de la voie SNCF).
La brèche testée a pour largeur 20 m, équivalente à la largeur de brèche à Fort d'Herval pour la crue de 2003.
Le débit maximal dans la brèche est de 40 m^3/s (en pic), le volume apporté par la brèche sur 4 jours de simulation de plus de 6 Millions de m^3.
Les écoulements issus de la brèche transitent pour une faible part au sud vers l'ouvrage SNCF, et pour la majeure partie surversent dans le Tronc commun (35 m^3/s en pic, 5.9 Millions de m^3).
Le quartier de Fourchon est inondé par les écoulements issus de la brèche, en aval de la voie ferrée jusqu'au centre commercial avec moins de 50 cm, l'essentiel du débit retournant dans le Tronc commun.
Le débit maximal dans le Tronc commun est augmenté par rapport à la situation sans brèche (32 m^3/s à la RN113 au lieu de 20 m^3/s) et transite avec des légers débordements en aval de la RN113 (30m^3/s arrive au siphon de Montcalde contre 20 m^3/s en référence).
Le Château Grignard est inondé avec 60 cm d'eau et Mas Ranchier avec 20 cm.

Bien que l'inondation de Fourchon soit modérée, ce scénario a justifié la la sécurisation des digues du Vigueirat en traversée de Fourchon et le rehaussement des berges du tronc commun.

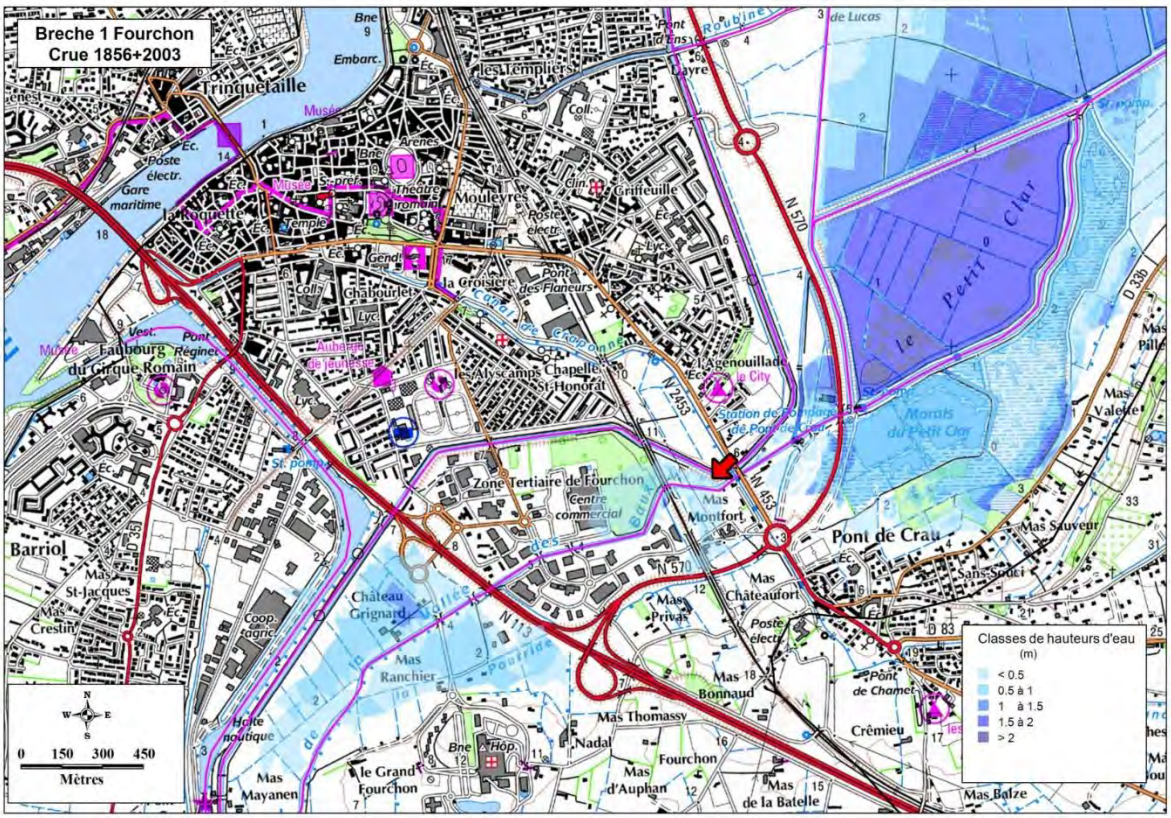


Figure 133. Etat final 11b – crue 1856 + apport 2003 sans brèche dans le système + brèche dans le Vigueirat juste en aval de la RD453

4.12.3 Scénario EF11c : Brèche Vigueirat Rive Gauche Amont de la RD453

Cette modélisation a été réalisée avec les mêmes objectifs. La brèche est située en rive gauche dans le coude en amont de la RN453.
La cote d'eau maximale pour la crue du Rhône 1856 avec apport Vigueirat (scénario déversoir de Fort d'Herval) est inférieure à 4.8 m NGF, le Vigueirat commence à surverser dans le coude (cote digue rive gauche environ 4.75 m NGF). La cote du Terrain naturel en pied de digue est de 2.3 m NGF. La brèche testée a pour largeur 20 m, équivalente à la largeur de brèche à Fort d'Herval pour la crue de 2003.
Le débit maximal dans la brèche est de 48 m^3/s (pic), le volume apporté par la brèche sur 4 jours de simulation de 7 Millions de m^3.
Les écoulements issus de la brèche transitent à l'est vers la RN570 (sans surverse sur la RN) et, au sud, surversent dans le Tronc commun (35 m^3/s en pic, 7 Millions de m^3).
Le Tronc commun déborde en rive gauche en amont de la RN453 comme dans la situation sans brèche. Au droit de Fourchon, le débit du Tronc commun est de plus de 31 m^3/s (20 m^3/s dans la situation sans brèche) et commence à déborder à Fourchon, et déborde légèrement en aval de la RN113 (31 m^3/s à la RN113 au lieu de 20 m^3/s, et 30m^3/s arrive au siphon de Montcalde contre 20 m3/s en référence). Le quartier de Fourchon est légèrement inondé (hauteur d'eau 20 cm) ainsi que l'aval de la RN113. Le Château Grignard est inondé avec 60 cm d'eau et Mas Ranchier avec 20 cm.
Ce scénario a justifié la rehausse des berges du tronc commun en traversée de Fourchon et la non nécessité de poursuivre la sécurisation des digues du Vigueirat rive gauche en amont de la RD453.

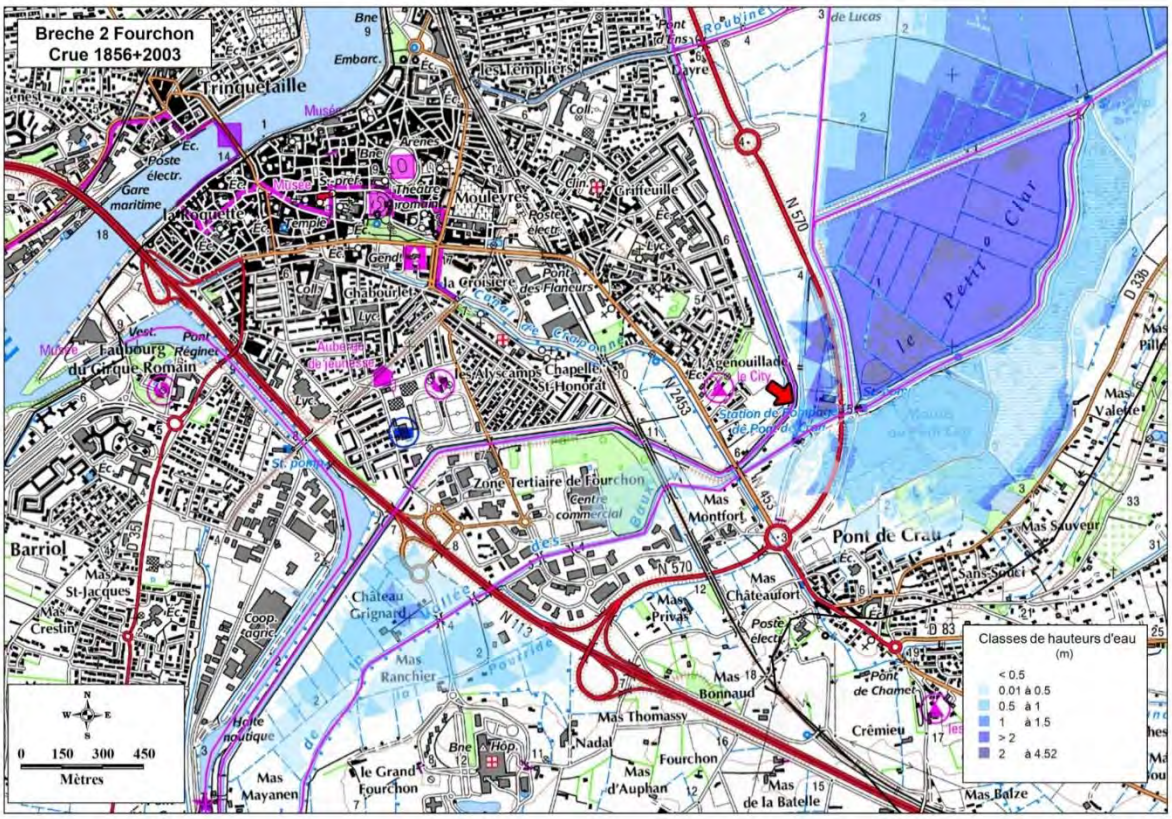


Figure 134. Etat final 11c – crue 1856 + apport 2003 sans brèche dans le système + brèche dans le Vigueirat rive gauche juste en amont de la RD453

4.12.4 Scénario EF11d : Brèche Vigueirat Rive Gauche Amont de la RD453 (Mollard)

Dans ce scénario, la localisation de la brèche a été déplacée au nord de la précédente au droit du siphon de Mollard. Les résultats sont quasiment les mêmes que pour le scénario précédent EF11c.

Le débit dans le tronc commun est légèrement plus élevé (39 m^3/s à la place de 35 m^3/s).

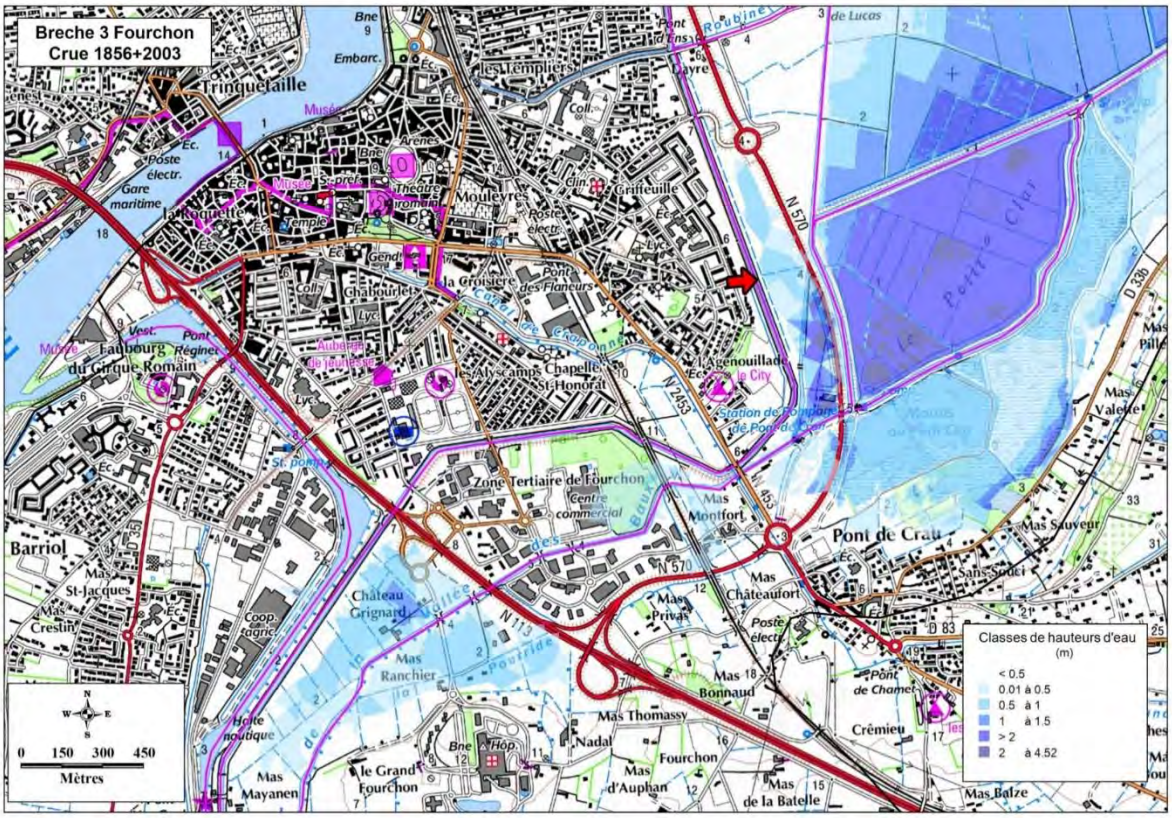


Figure 135. Etat final 11d – crue 1856 + apport 2003 sans brèche dans le système + brèche dans le Vigueirat rive gauche en amont de la RD453 (Mollard)

4.12.5 Scénario EF11e : Brèche Vigueirat Rive Gauche Aval de la RN113

La brèche est située en rive gauche en aval de la RN113.
La cote d'eau maximale pour la crue du Rhône 1856 avec apport Vigueirat (scénario déversoir de Fort d'Herval) est d'environ 4.5 m NGF, le Vigueirat ne surverse pas (cote digue rive gauche 4.7 à 5 m NGF). La cote du Terrain naturel en pied de digue est de 3 m NGF.
La brèche testée a pour largeur 20 m, équivalente à la largeur de brèche à Fort d'Herval pour la crue de 2003.
Le débit maximal dans la brèche est de plus de 30 m^3/s, le volume apporté par la brèche sur 4 jours de simulation de 5.8 Millions de m^3.
Les écoulements issus de la brèche transitent à l'est vers le Tronc commun (surverse dans le Tronc commun 18 m^3/s et 5.5 Millions de m^3) et, une très faible part remonte au nord dans l'ouvrage sous la RN113 (débit inférieur à $1m^3/s$).
Le débit dans le Tronc commun de plus de 30 m^3/s (contre 20 m^3/s sans brèche du Vigueirat).
Le quartier de Fourchon est inondé par remontée avec 20 cm.
Le Château Grignard est inondé avec 60 cm d'eau et Mas Ranchier avec 20 cm.

Ce scénario a justifié la rehausse des berges du tronc commun en traversée de Fourchon et la non nécessité de poursuivre la sécurisation des digues du Vigueirat rive gauche en aval de la RN113.

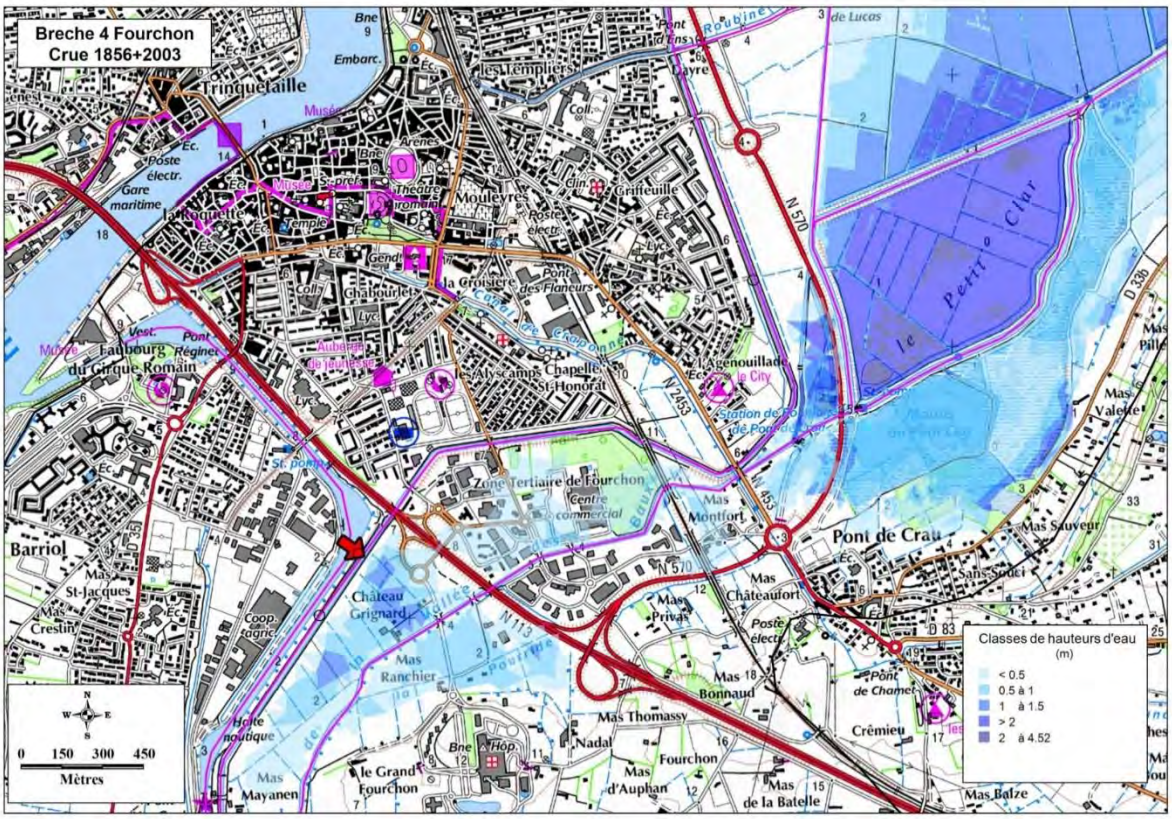


Figure 136. Etat final 11e – crue 1856 + apport 2003 sans brèche dans le système + brèche dans le Vigueirat rive gauche en aval de la RN113

4.12.6 Scénario EF11f : Brèche Vigueirat Rive Droite Aval de la RN113

La brèche est située en rive droite en aval de la RN113.
La cote d'eau maximale pour la crue du Rhône 1856 avec apport Vigueirat (scénario déversoir de Fort d'Herval) est d'environ 4.5 m NGF, le Vigueirat ne surverse pas (cote digue rive droite 5 m NGF). La cote du Terrain naturel en pied de digue est de 3.3 m NGF.
La brèche testée a pour largeur 20 m, équivalente à la largeur de brèche à Fort d'Herval pour la crue de 2003. Le débit maximal dans la brèche est de plus de 21 m^3/s, le volume apporté par la brèche sur 4 jours de simulation de plus de 2.2 Millions de m^3.
Les écoulements issus de la brèche transitent à l'ouest vers le canal d'Arles à Fos.
Le débit dans le canal d'Arles à Fos est de 17 m^3/s en amont des apports du siphon de Montcalde et 31 en aval (contre 1 m^3/s sans brèche du Vigueirat en amont des apports du siphon de Montcalde et 20 en aval).
Le quartier de Barriol n'est pas inondé, seules les berges du canal sont très légèrement inondées par débordement du canal d'Arles à Fos avec moins de 50 cm.
Le niveau d'eau dans le canal d'Arles à Fos au niveau de la brèche atteint au maximum 2 m NGF (contre 1.5 sans brèche).
L'augmentation du niveau dans le canal augmente la mise en charge du siphon de Montcalde et provoque de légers débordements du Tronc commun en aval de la RN113.
Le Château Grignard est inondé avec 10 cm d'eau et Mas Ranchier avec 10 cm.

Ce scénario a justifié la rehausse des berges du tronc commun en traversée de Fourchon et la non nécessité de poursuivre la sécurisation des digues du Vigueirat rive droite en aval de la RN113.

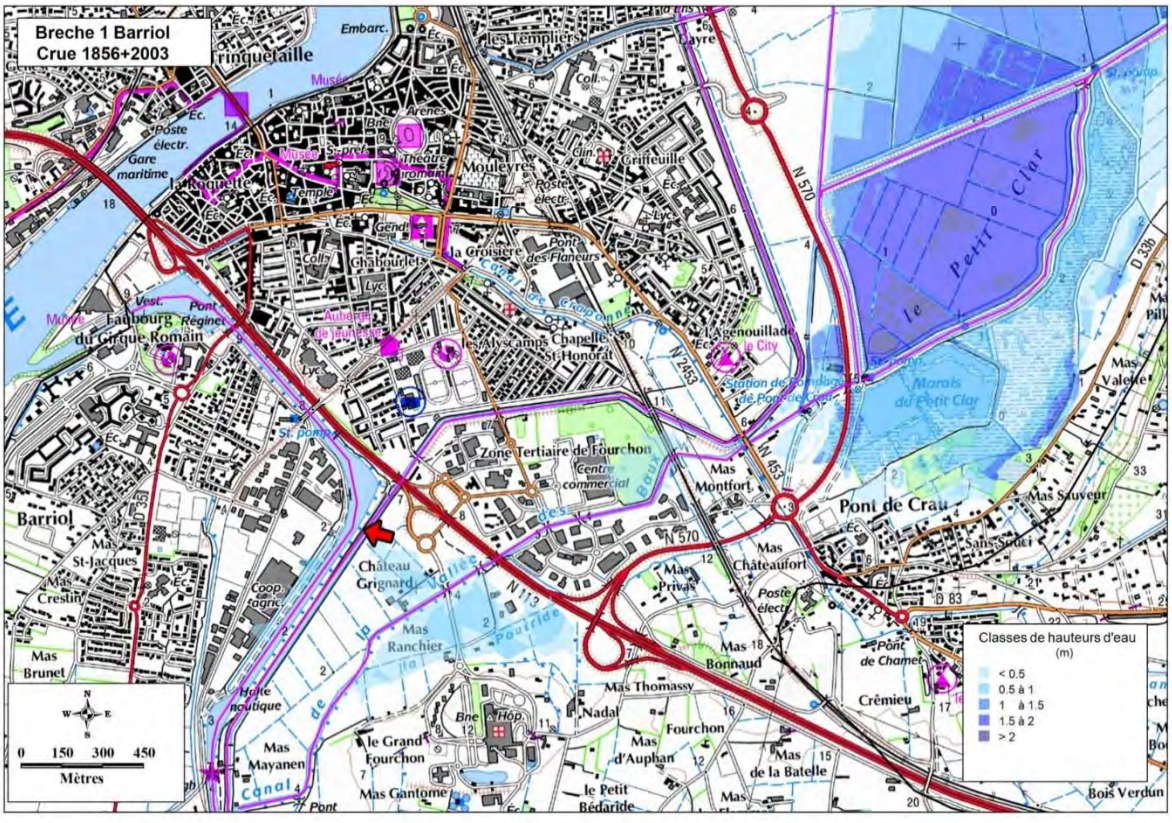


Figure 137. Etat final 11f – crue 1856 + apport 2003 sans brèche dans le système + brèche dans le Vigueirat rive droite en aval de la RN113

4.12.7 Scénario EF11g : Brèche Vigueirat Rive Droite Aval 2 de la RN113

Ce scénario a été modélisé dans le même état d'esprit que le précédent mais en déplacant plus au sud la brèche.

Les résultats sont du même ordre de grandeur que les résultats du scénario EF11f.

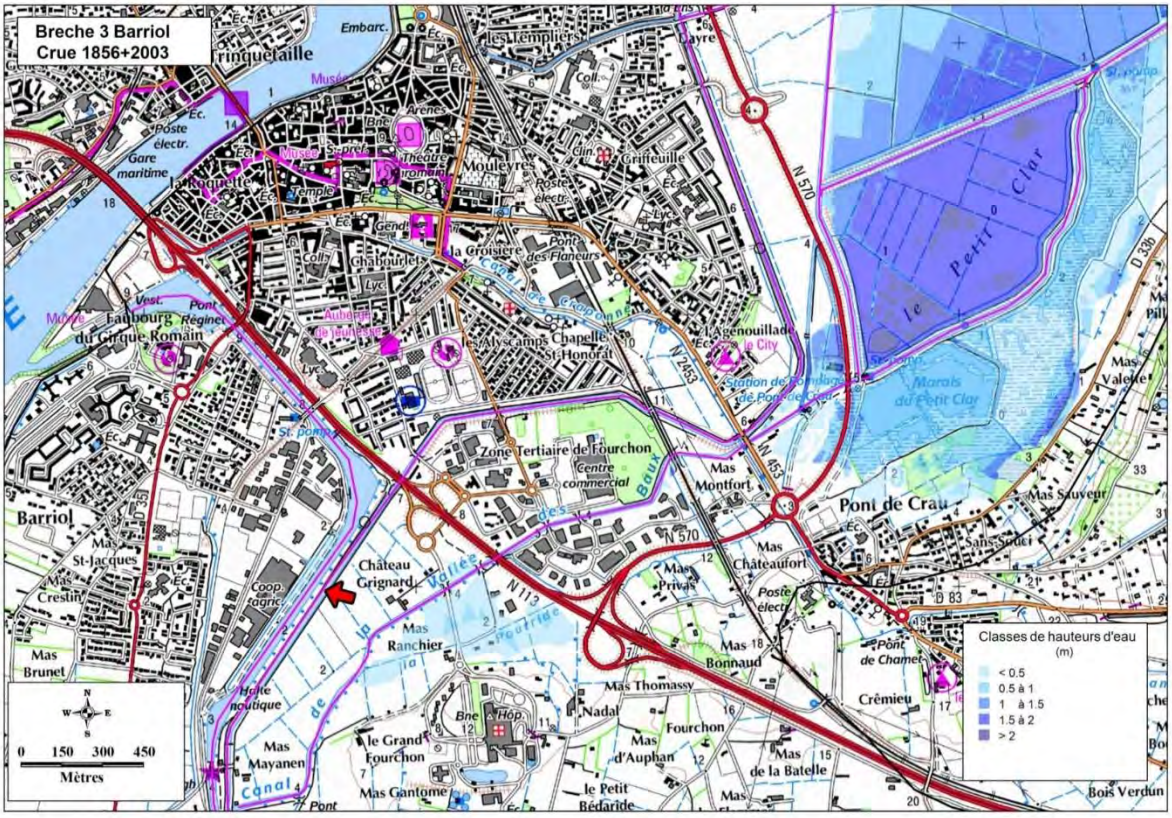


Figure 138. Etat final 11f– crue 1856 + apport 2003 sans brèche dans le système + brèche dans le Vigueirat rive droite en aval 2 de la RN113

4.13 EF12 – BOU – ETAT FINAL - FONCTIONNEMENT DE LA PLAINE DE BOULBON AU NORD DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT – CRUES 9500 A 14160

Ces scénarios correspondent au fonctionnement de la plaine de la plaine de Boulbon située au nord du système d'endiguement après réalisation de l'opération de création d'une digue entre Tarascon et Arles et des mesures associés et plus particulièrement de la rehausse du déversoir de Boulbon et de l'automatisation des vannes de la station de Barallier permettant d'optimiser le ressuyage. L'étude a été réalisée par EGISeau [K111].

Cinq scénarios de crues ont été modélisés (9500, 10500, 11500, 12500 et 14 160).

On rappelle que dans l'état initial, les 2 vannes (4 m X 4 m chacune) sont ouvertes au 1/3, quand le niveau du Rhône descend sous le niveau du déversoir (cote 10,45 m NGF)

Dans l'état projet (déversoir rehaussé à 10,85 m NGF), les 2 vannes (dimensions inchangées) sont ouvertes à 100 % dès amorce de la décrue.

Il est à noter que ces durées dépendent des hypothèses de durée de crues du Rhône. Les durées pour la crue 9500 sont légèrement supérieures à celles de 10500 et 11500.

Dans l'état initial, pour une crue type 9500, 10500 et 11500 ans le débit maximal dans les vannes est important (de l'ordre de 60 m^3/s pour 11500, 50 m^3/s pour 10500, 30 m^3/s pour 9500) car le niveau du Rhône descend rapidement, en revanche pour les crues 12500 et 14160, le débit par les vannes est très faible (environ 15 m^3/s).

Plusieurs scénarios ont été modélisés pour l'état projet (maintien des consignes actuelles, ouverture à 50 %). Le scénario consistant à ouvrir les vannes au maximum dès amorce de la décrue a été retenu pour accompagner la décrue du Rhône, diminuer le différentiel de charges entre la plaine et le fleuve et donc diminuer les vitesses tout en maximisant le débit de ressuyage et la durée de ressuyage.

Le tableau ci-dessous donne les durées de ressuyage pour l'état initial, l'état projet sans modification de consignes (ouverture à 1/3 des vannes), l'état projet avec ouverture à 50 % des vannes et ouverture à 100 % des vannes. On constat que la durée de ressuyage est systématiquement diminuée par cette nouvelle consigne malgré la rehausse du déversoir. Seuls 3 points (6, 8 et 9) éloignés des centres urbains, voient légèrement leur durée augmenter pour les crues 12500 et 14160.

Tableau 14. Comparaison durée de ressuyage état initial et états projets

point	durée (j) 30 ans						durée (j) 1994						durée (j) 2003						durée (j) 1856						durée (j) 1000 ans					
	initial	projet	projet vannes 50%	projet vannes 100%	écart /projet vannes 50%	écart /initial	initial	projet	projet vannes 50%	projet vannes 100%	écart /projet vannes 50%	écart /initial	initial	projet	projet vannes 50%	projet vannes 100%	écart /projet vannes 50%	écart /initial	initial	projet	projet vannes 50%	projet vannes 100%	écart /projet vannes 50%	écart /initial	initial	projet	projet vannes 50%	projet vannes 100%	écart /projet vannes 50%	écart /initial
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9	0,8	0,8	0,8	0,0	-0,1	2,1	2,0	2,0	2,0	0,0	-0,2	2,9	2,8	2,8	2,8	0,0	-0,1
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2	0,2	0,0	0,2	1,5	1,4	1,4	1,4	0,0	-0,1	3,1	2,9	2,9	2,9	0,0	-0,2	6,9	6,5	6,5	6,5	0,0	-0,4
3	1,5	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,3	1,1	1,1	1,1	1,0	-0,1	-0,1	2,0	2,1	2,0	2,0	-0,1	-0,1	3,8	3,8	3,8	3,8	0,0	-0,1	9,0	9,0	8,9	8,9	0,0	-0,2
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,4	1,2	1,1	1,1	1,1	0,0	-0,4	2,4	2,3	2,3	2,3	0,0	-0,2	3,6	3,4	3,4	3,4	0,0	-0,1
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,9	0,8	0,5	0,5	0,5	0,0	-0,5	1,7	1,6	1,6	1,6	0,0	-0,5	3,3	3,1	3,1	3,1	0,0	-0,2	7,4	7,3	7,3	7,3	0,0	-0,2
6	2,0	1,8	1,5	1,2	-0,3	-0,9	2,3	1,6	1,5	1,3	-0,2	-0,5	2,2	2,5	2,4	2,2	-0,2	-0,4	4,1	4,5	4,4	4,3	-0,1	-0,5	9,9	10,4	10,1	10,1	0,0	-0,1
7	3,3	3,9	3,2	2,4	-0,8	-0,9	2,6	2,7	2,3	1,9	-0,4	-0,5	3,1	3,4	3,1	2,7	-0,4	-0,4	5,8	6,5	6,0	5,5	-0,5	-0,5	17,8	15,3	15,3	15,5	0,2	-0,1
8	3,8	4,4	3,6	2,7	-0,9	-1,0	2,6	2,9	2,6	2,1	-0,5	-0,5	3,3	3,7	3,3	2,9	-0,4	-0,4	6,6	7,4	6,7	6,5	-0,2	-0,4	17,8	18,2	18,2	18,4	0,2	0,2
9	4,2	4,7	4,0	3,0	-1,0	-1,0	2,9	3,2	2,8	2,3	-0,5	-0,5	3,6	3,9	3,5	3,1	-0,5	-0,5	7,9	8,4	8,1	8,3	0,2	-0,4	20,4	20,7	20,7	20,9	0,2	-0,2
10	5,4	5,6	4,9	4,3	-0,6	-0,6	3,6	3,9	3,4	3,0	-0,5	-0,5	4,3	4,6	4,2	3,8	-0,4	-0,4	11,2	11,1	11,1	11,3	0,1	-0,1	25,7	25,5	25,6	25,7	0,2	-0,2
11	6,1	6,4	5,7	5,7	0,0	-0,6	4,3	4,6	4,2	3,7	-0,5	-0,6	5,0	5,3	4,9	4,5	-0,4	-0,5	16,8	16,6	16,6	16,6	0,0	-0,5	31,2	31,1	31,1	31,1	0,0	-0,5
12	1,6	0,5	0,2	0,2	0,0	-0,4	1,1	1,2	1,1	1,1	0,0	-0,1	2,0	2,2	2,1	2,0	-0,1	-0,1	3,8	3,9	3,8	3,8	0,0	-0,1	9,1	9,1	9,0	9,0	0,0	-0,1
13	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,4	0,6	0,5	0,5	0,5	0,0	-0,1	1,6	1,6	1,6	2,0	0,0	-0,1	3,0	3,2	3,1	3,1	0,1	-0,1	8,9	7,3	7,3	7,3	0,0	-0,2
14	1,7	1,1	0,9	0,8	-0,1	-0,9	1,1	1,3	1,2	1,1	-0,1	0,0	2,0	2,2	2,1	2,0	-0,1	0,0	3,8	4,0	4,0	3,9	0,1	0,0	9,3	9,5	9,3	9,3	0,0	-1,6

Le tableau ci-dessous donne pour l'état avant travaux et l'état après travaux, les cotes atteintes par le fleuve en m NGF, les vitesses maximum dans les vannes.

Tableau 15. Fonctionnement plaine de Boulbon – comparaison états initial et projet

Crue	Etat initial		Etat projet	
	Cote (m NGF)	Vitesse vannes (m/s)	Cote (m NGF)	Vitesse vannes (m/s)
9500	11,26	3,1	11,0	2,4
10500	11,68	4,7	11,56	3,4
11500	12,35	5,6	12,30	4,5
12500	12,8	1,6	12,78	2,1
14160	13,22	0,5	13,29	2

Le tableau ci-dessous donne l'état avant travaux et l'état après travaux, les débits et volumes transitant par le déversoir et les vannes en phase de décrue.

Crue	Etat initial				Etat projet			
	Qdéver. (m^3/s)	Qvannes (m^3/s)	Vdéver. (m^3)	Vvannes (m^3)	Qdéver. (m^3/s)	Qvannes (m^3/s)	Vdéver. (m^3)	Vvannes (m^3)
9500	100	33	8,8	0.3	18	76	8,3	13.5
10500	325	50	15	7,2	177	108	9,1	14,5
11500	550	60	27,8	19,8	473	134	9,6	18,3
12500	210	17	40,8	34,2	208	66	5,4	19,1*
14160	180	5	51,7	48,7	206	17	4,7	34.5

* : pour la crue 1856 le volume dans les vannes est donné pour les 15 premiers jours de simulations

Les cartes d'inondation et de la durée de ressuyage figurent en pages suivantes

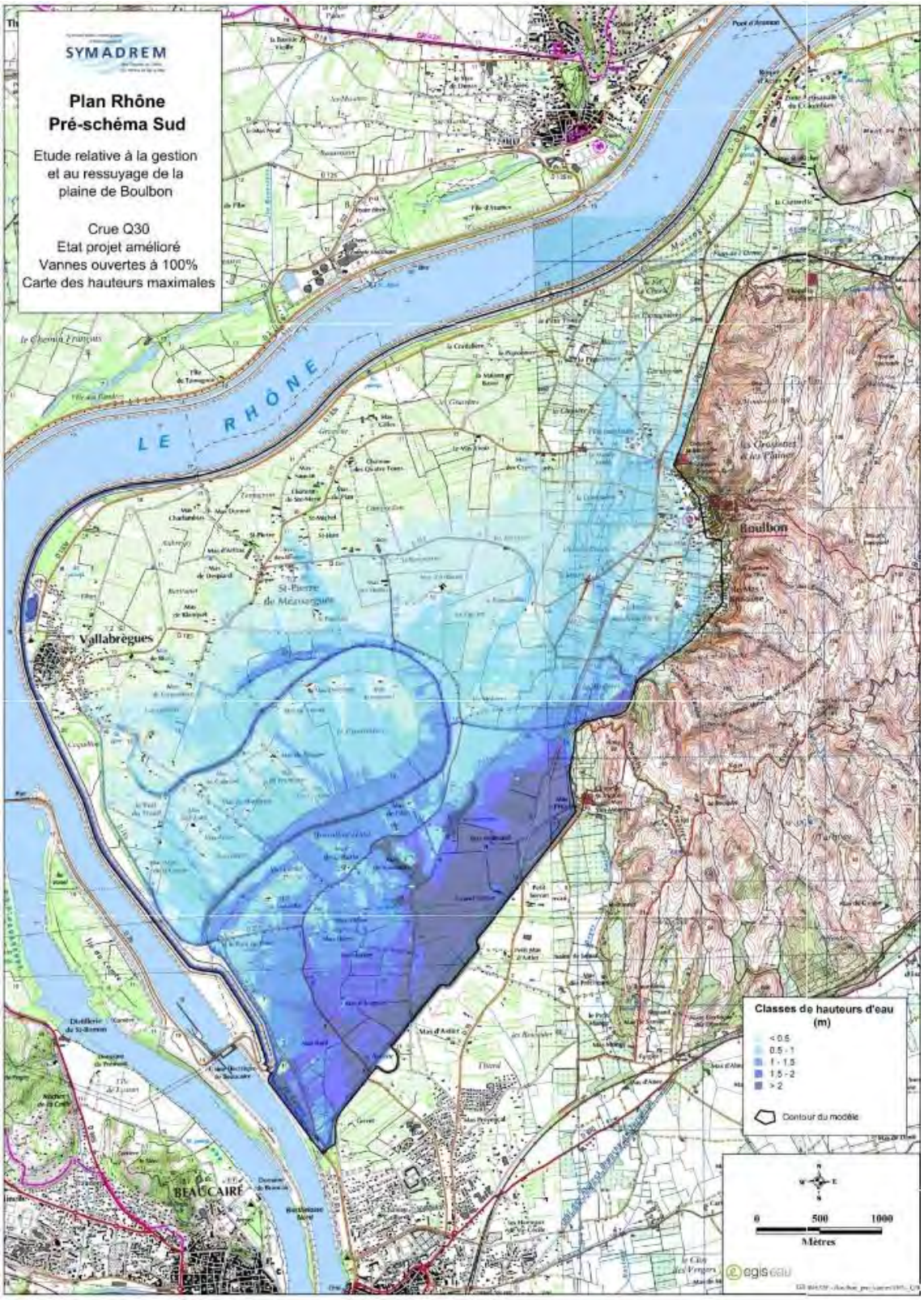


Figure 139. EF 12a – Plaine Boulbon – Crue 9500 – H_{eau} (m) après réhausse du déversoir

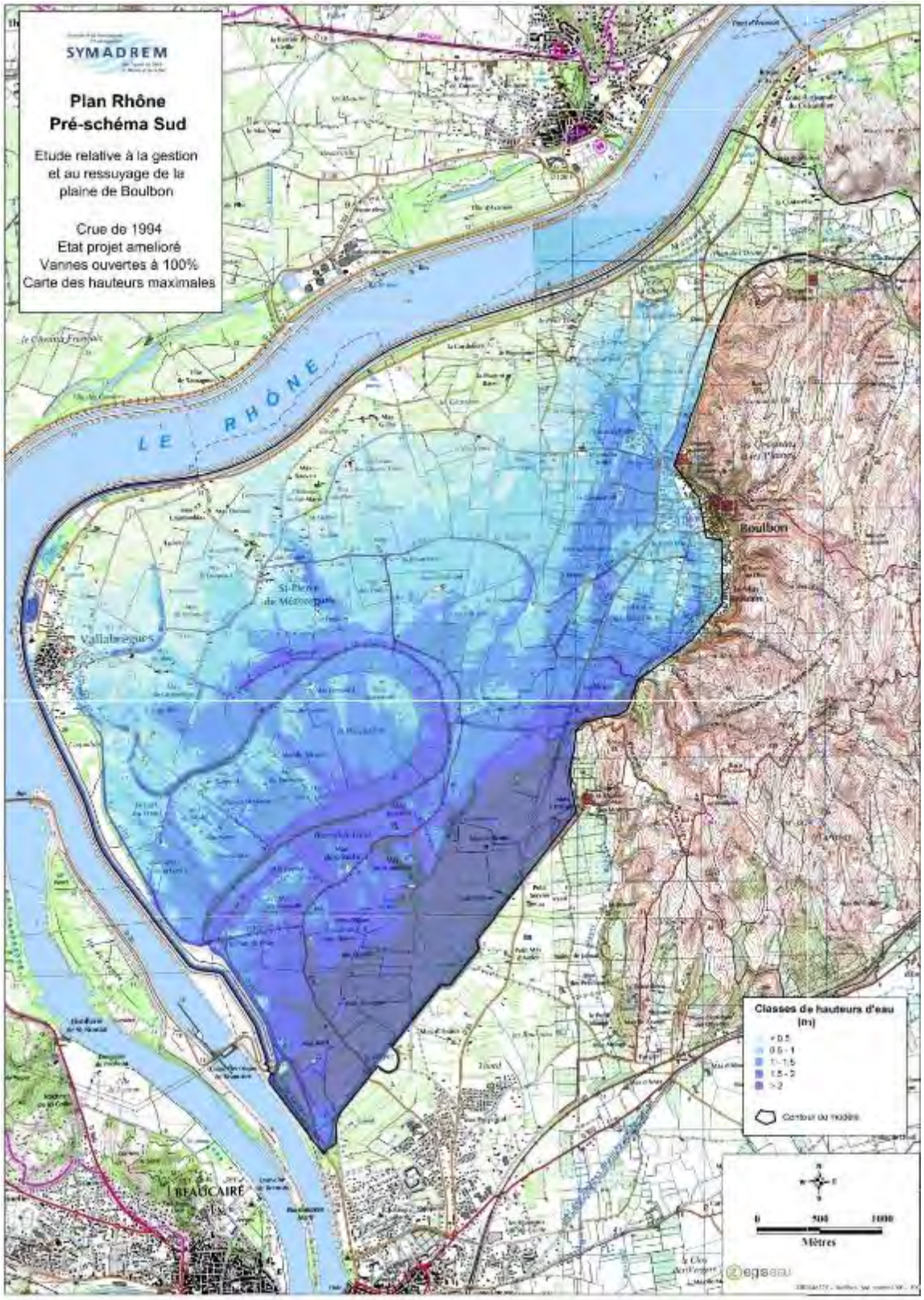


Figure 140. EF 12b – Plaine Boulbon – Crue 10500 – H_{eau} (m) après réhausse du déversoir

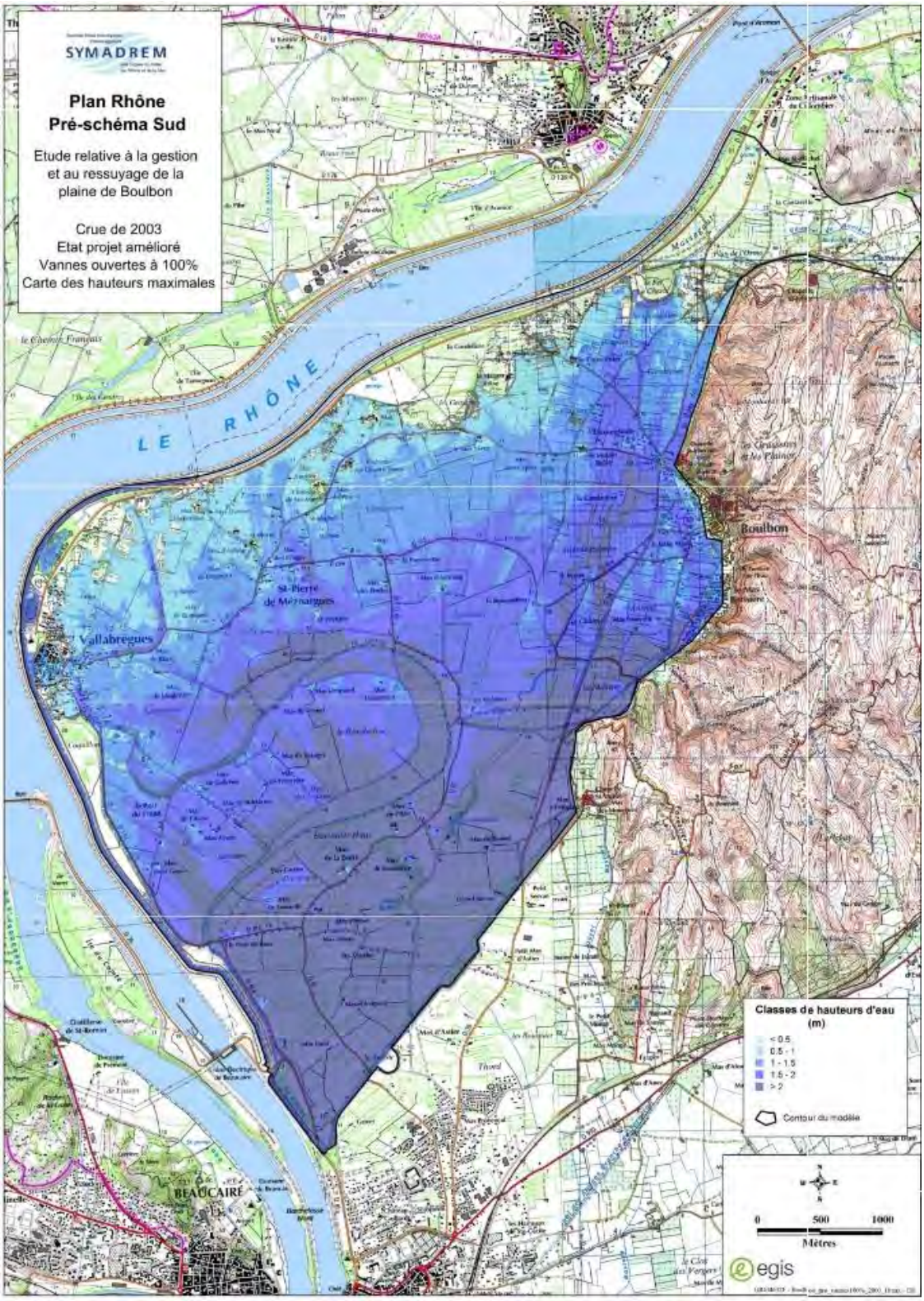


Figure 141. EF 12c – Plaine Boulbon – Crue 11500 – H_{eau} (m) après réhausse du déversoir

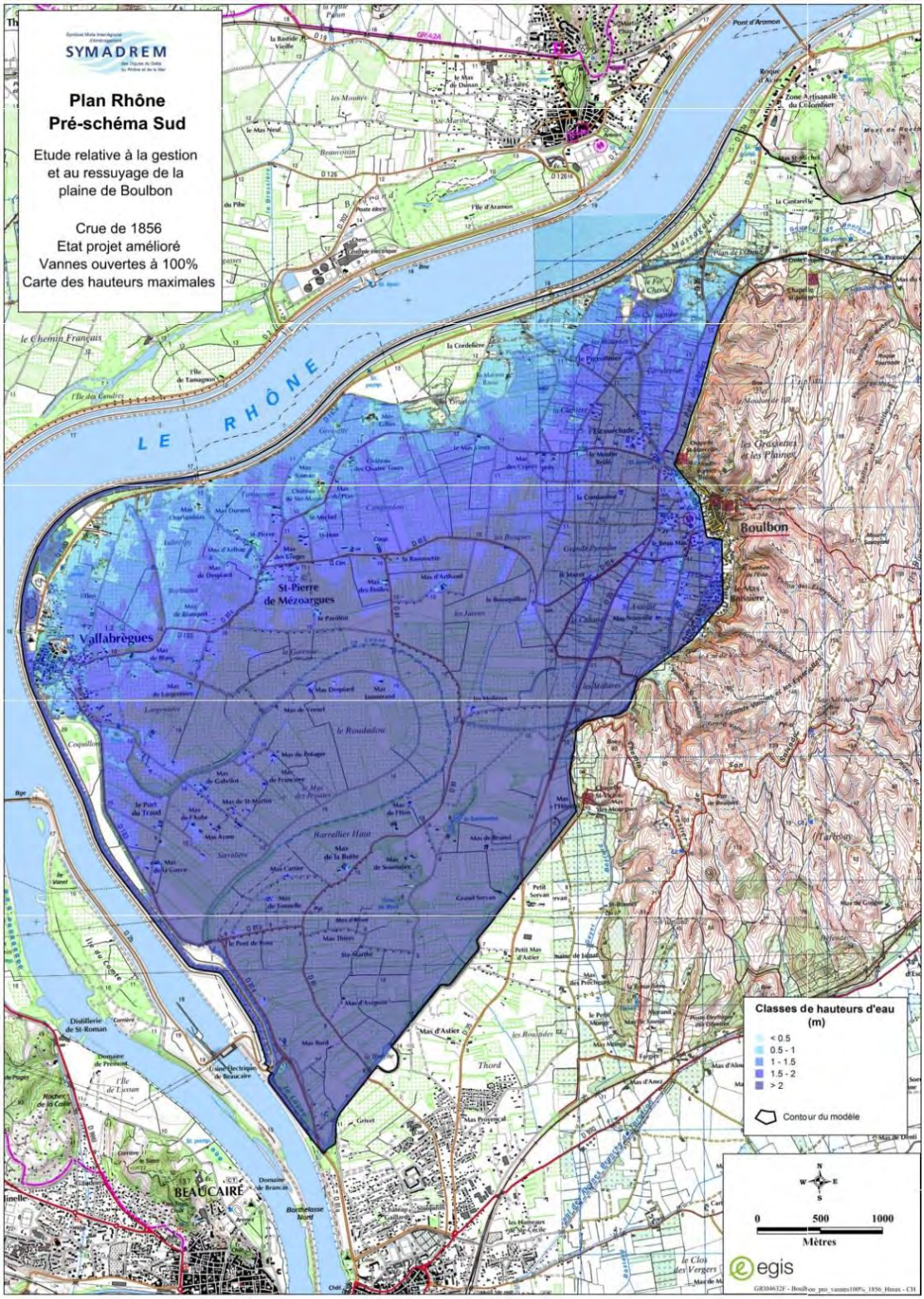


Figure 142. EF 12d – Plaine Boulbon – Crue 12500 – H_{eau} (m) après réhausse du déversoir

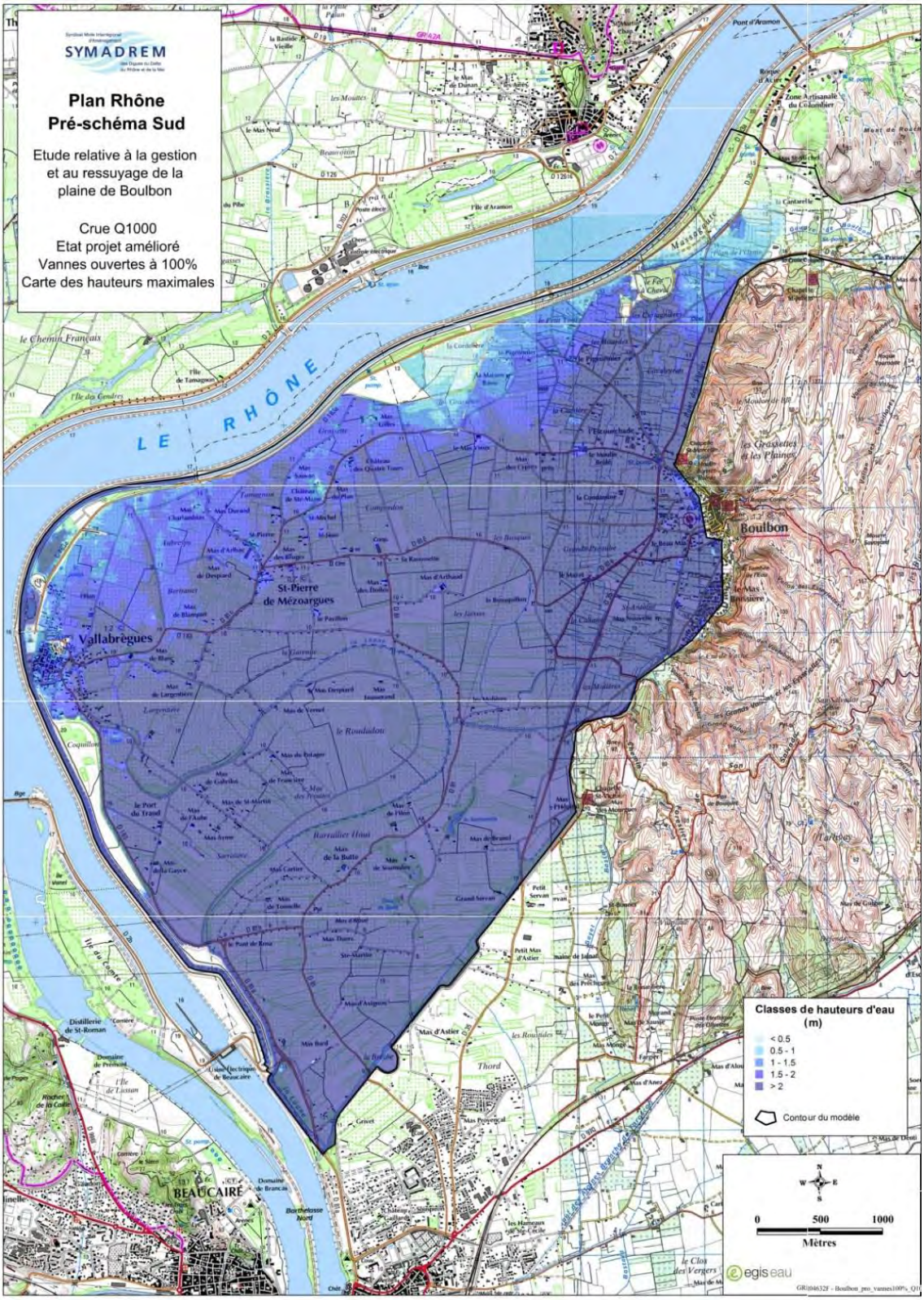


Figure 143. EF 12e – Plaine Boulbon – Crue 14160 – H_{eau} (m) après réhausse du déversoir

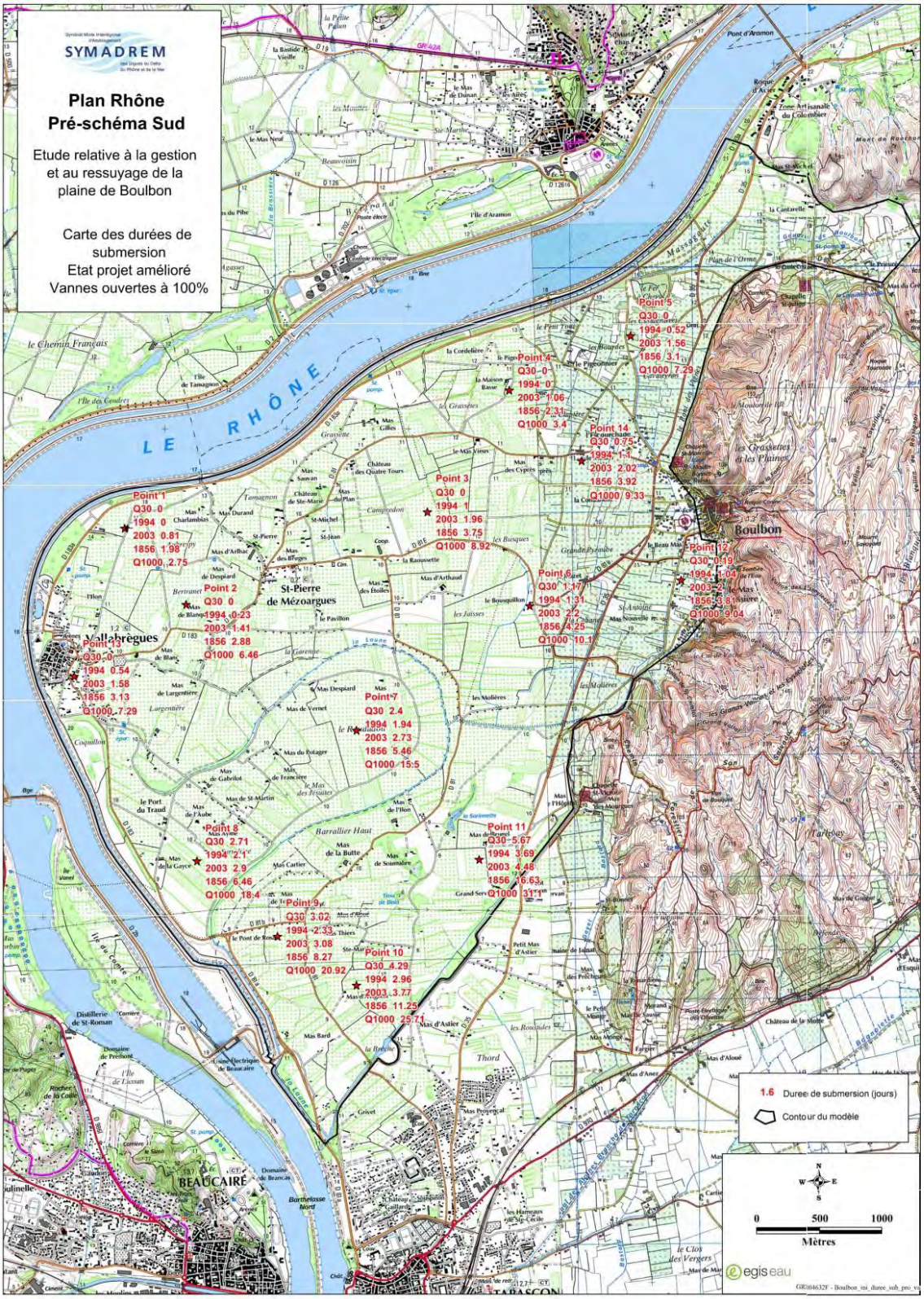


Figure 144. EF 12 – Plaine Boulbon – durée de ressuyage pour les 5 scénarios de crues (en jours)

Impact sur les niveaux d'eau au droit de la digue de Vallabrègues :

Depuis la réalisation des aménagements de la CNR, l'ancienne digue de Vallabrègues est mise en charge par le contre canal des digues CNR, alimenté, en période de crues, par l'aval depuis l'ouvrage de décharge situé en aval de l'usine hydro-électrique de Beaucaire. La digue peut être également mise en charge dans le sens inverse de son dimensionnement lors des inondations de la plaine de Boulbon par remous du Rhône.
En décembre 2003, les remontées du Rhône par le contre canal ont atteint le pied de la digue en maçonnerie, quand dans le même temps le village commençait à être inondé par remous du Rhône via le déversoir de Tarascon. Les niveaux maximum atteints dans le contre canal et dans la plaine de Vallabrègues ont été respectivement estimés à 12,3 NGF et 12,1 NGF (source CNR).

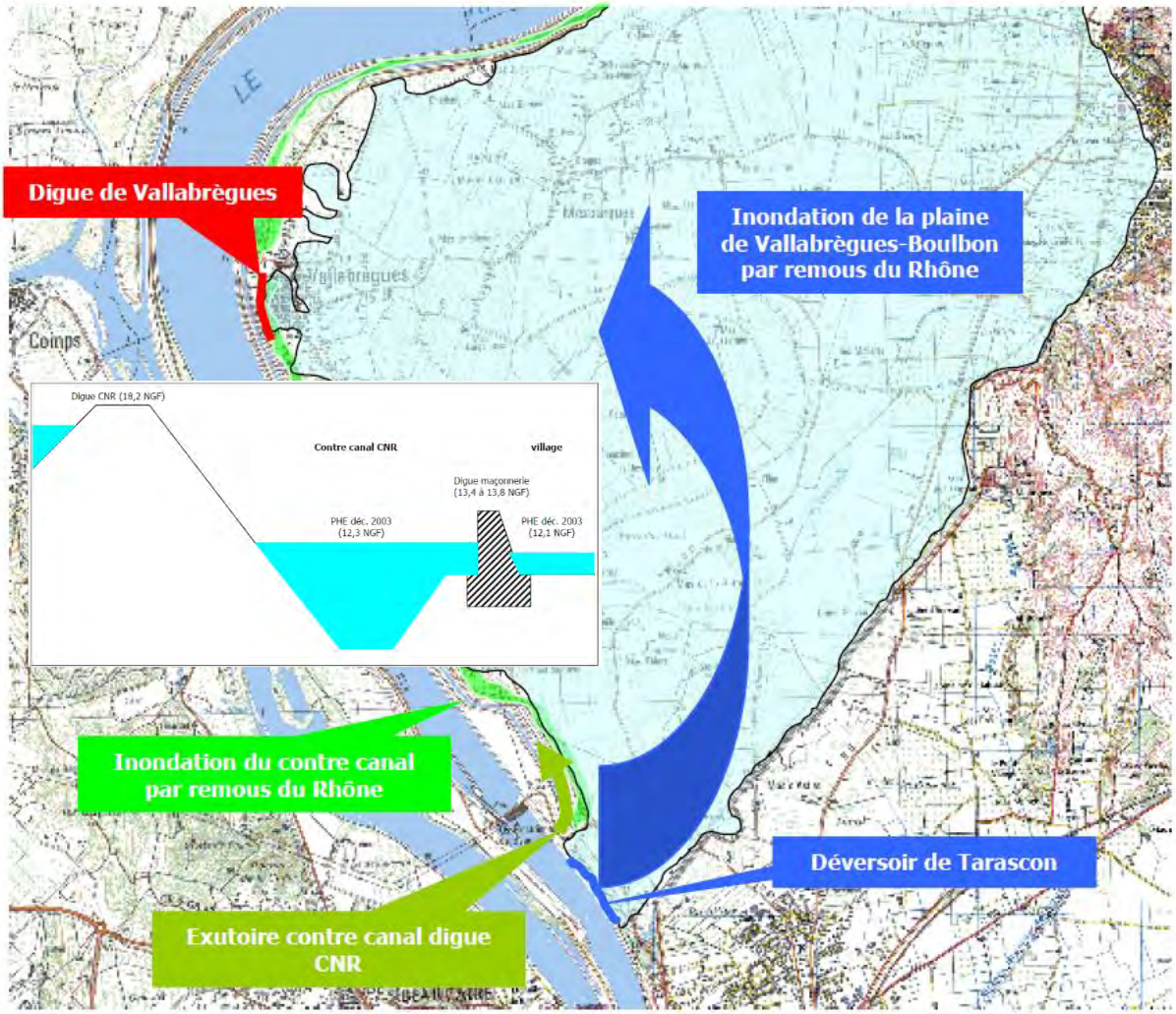


Figure 145. Cinétique de remplissage du contre canal CNR et de la plaine de Boulbon

Les graphiques suivants donnent les résultats des limnigrammes au droit de la digue de Vallabrègues côté plaine et côté contre canal en état initial et projet, pour les crues de 2003 et 1856.
En état projet, le début de submersion côté plaine est décalé de 6 h par rapport au début côté contre canal.

En état actuel il n'y a pas de différence de niveau d'eau de part et d'autre de la digue, en état projet le niveau côté contre canal peut être supérieur d'au maximum 30 cm par rapport au niveau côté plaine.

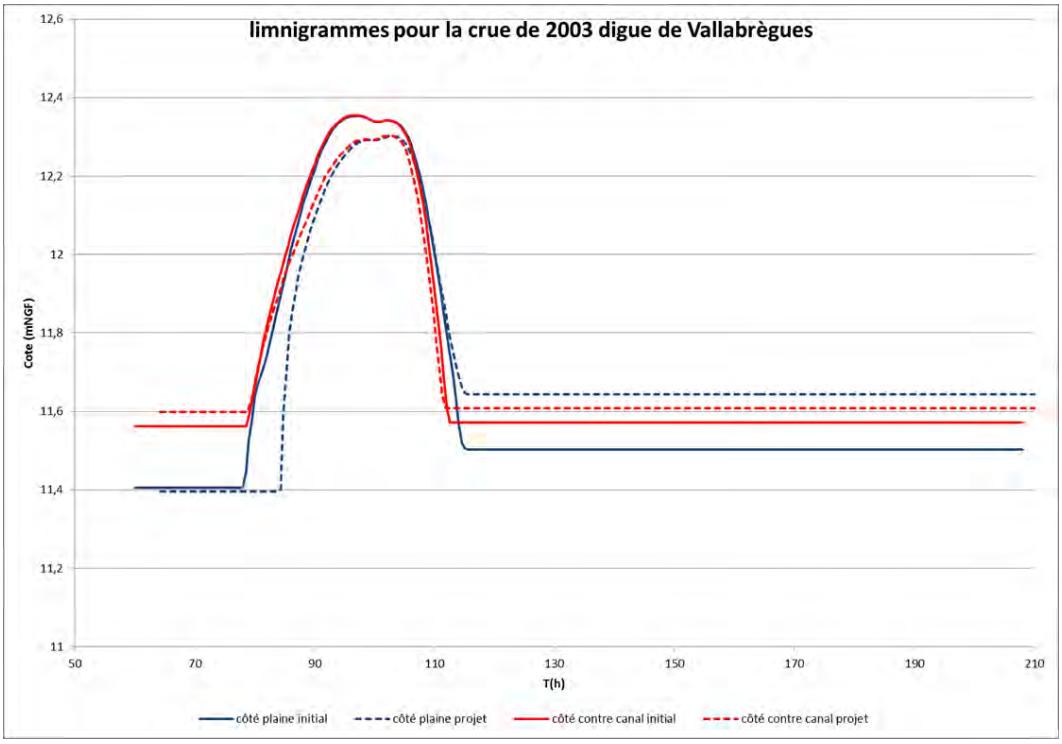


Figure 146. Impact au droit de l'ancienne digue de Vallabrègues crue 11500

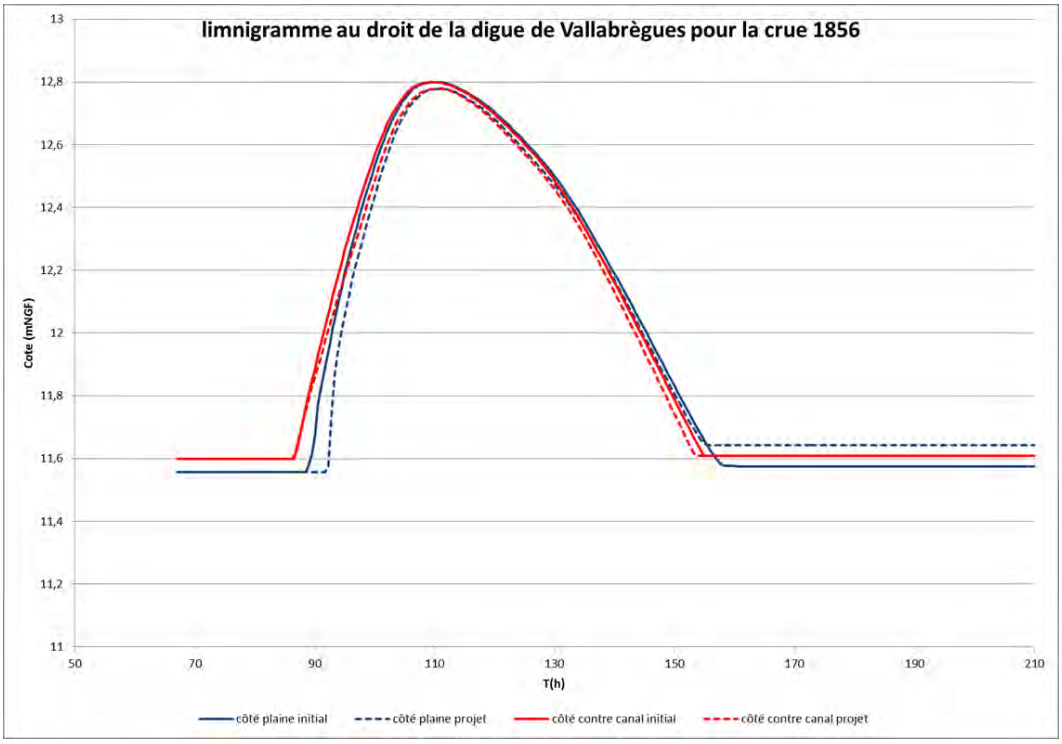


Figure 147. Impact au droit de l'ancienne digue de Vallabrègues crue 12500

4.14 EF13 – DEGRADE I – ETAT FINAL EN SITUATION DEGRADEE – BRECHE DANS LA DIGUE DE LA MONTAGNETTE POUR UNE CRUE 12500

Bien que la probabilité d'avoir une brèche dans la digue de la Montagnette est après travaux très improbable (probabilité annuelle < 10^{-4}), trois scénarios maximalistes ont cependant été modélisés. Ces derniers sont les suivants :

- Modélisation d'une brèche de 50 m avec ouverture en 3 heures
- Modélisation d'une brèche de 100 m avec ouverture en 6 heures
- Modélisation d'une brèche de 100 m avec ouverture en 12 heures

Ces scénarios sont maximalistes compte tenu du fait que même si une brèche était initiée dans la digue de la montagnette après travaux, le processus d'élargissement serait sensiblement ralenti d'une part par le perré en béton armé sur le talus amont et d'autre part par les enrochements sur le talus aval.

Pour toutes ces raisons, seul le scénario de brèche de 50 m avec ouverture en 3 heures a été pris en compte. Les cartes des autres scénarios sont données à titre indicatif en rubrique n°10.

La brèche est modélisée pour la crue 1856 du Rhône. Les conditions aux limites du modèle sont le limnigramme du Rhône imposé en amont du déversoir de Boulbon et l'hydrogramme de surverse sur la digue Tarascon Arles (débit 316 m^3/s, volume 21 millions de m^3).
La largeur finale de la brèche est de 50 m, avec un démarrage au pic du niveau dans la plaine de Boulbon (à la cote 12.78 m NGF) et une ouverture progressive 3 heures.
Le débit maximal dans la brèche est de 468 m^3/s, le volume de l'hydrogramme de la brèche de 87 millions de m^3.
Les hydrogrammes et limnigrammes figurent ci-après.

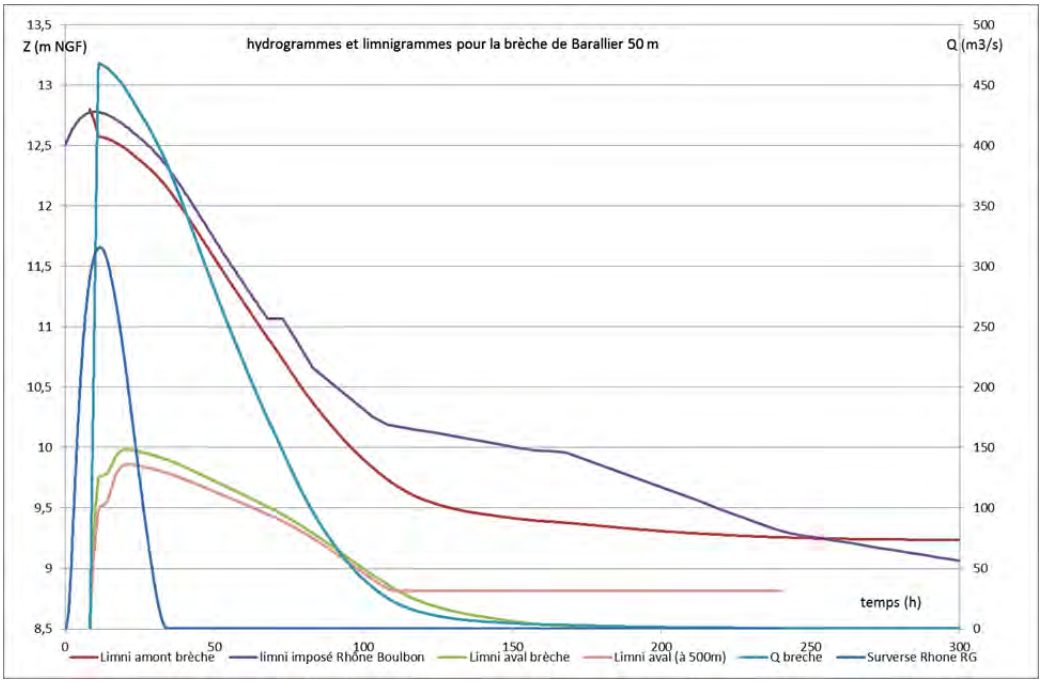


Figure 148. Limnigrammes et hydrogrammes de brèche (50 m)

La brèche démarre quand la plaine de Boulbon est inondée à son maximum et que la plaine de Trébon est inondée par la surverse sur la digue Tarascon-Arles.

Les écoulements par la brèche transitent vers le sud et atteignent en 1 h les zones habitées de Tarascon situées dans une emprise d'environ 1 km (Collège, RD 35, lotissements, etc).
Au bout de 2 h les écoulements arrivent à la voie ferrée et commencent à transiter sous la voie ferrée vers les Hameaux de Ste Cécile.
Au bout de 3 h, les inondations touchent le centre-ville de Tarascon. Tout le centre-ville de Tarascon et toute la zone comprise entre la digue de la Montagnette et la voie ferrée sont inondée en 6 h.

Les écoulements franchissent le canal des Alpines en 6 h et remplissent en 12 h la plaine du Roubian (ZAC du Roubian) jusqu'à la RN 570 au sud et la RD970 à l'Ouest.
Les écoulements rejoignent en 24 h les débordements de la plaine du Trébon issus de la surverse du Rhône sur la digue.
Des débordements supplémentaires (par rapport à la situation sans brèche) se produisent au-delà de 24 h en rive gauche du Vigueirat, entre la roubine de Flèche et la RN570, dans la vallée des Baux, à Fourchon, en aval de la RN113 et en rive droite du canal VNF au quartier Barriol.

En aval de la brèche la hauteur d'eau maximale est supérieure à 1 m, et supérieure à 1.5 m au droit des secteurs habités, avec des hauteurs maximales supérieures à 2 m en amont de la voie ferrée et du canal des Alpines. Seul le quartier de Château Gaillard est moins inondé avec des hauteurs inférieures à 1m. Le centre-ville de Tarascon est inondé avec des hauteurs de l'ordre de 1.5 m.
Au sud du canal des Alpines, les hauteurs d'eau sont plus faibles avec des hauteurs d'environ 1m, localement 1.5 m au Grand Roubian, et en bord du Vigueirat à St Etienne du Grès.
Dans la plaine de Trébon, les hauteurs d'eau varient entre 1 m et plus de 2 m au sud, elles sont supérieures d'environ 0.6 m par rapport à la situation sans brèche (cote d'eau moyenne sans brèche : environ 5.6 m NGF, avec brèche entre 6.4 et 6.2 m NGF).
En rive gauche du Vigueirat les hauteurs d'eau dans les zones inondées par la brèche sont de 0.5 à 1 m, ainsi que dans le secteur entre la roubine de Flèche et la RN570.
Dans les anciens marais d'Arles et la vallée des Baux, les hauteurs d'eau dépassent 2 m.
Dans les zones bâties de pont de Crau, Fourchon, en aval de la RN113 et en rive droite du canal VNF, les hauteurs d'eau varient entre 0.5 et 1.5m.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est supérieur à 10 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est légèrement inférieur à 10 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est supérieur à 10 000 personnes.

La classe de gravité retenue pour cet événement serait de 5 (Catastrophe Majeure).

Les figures en pages suivant illustrent respectivement les hauteurs d'eau (en m), les cotes atteintes (m NGF), les vitesses (en m/s), les temps de propagation (en h).

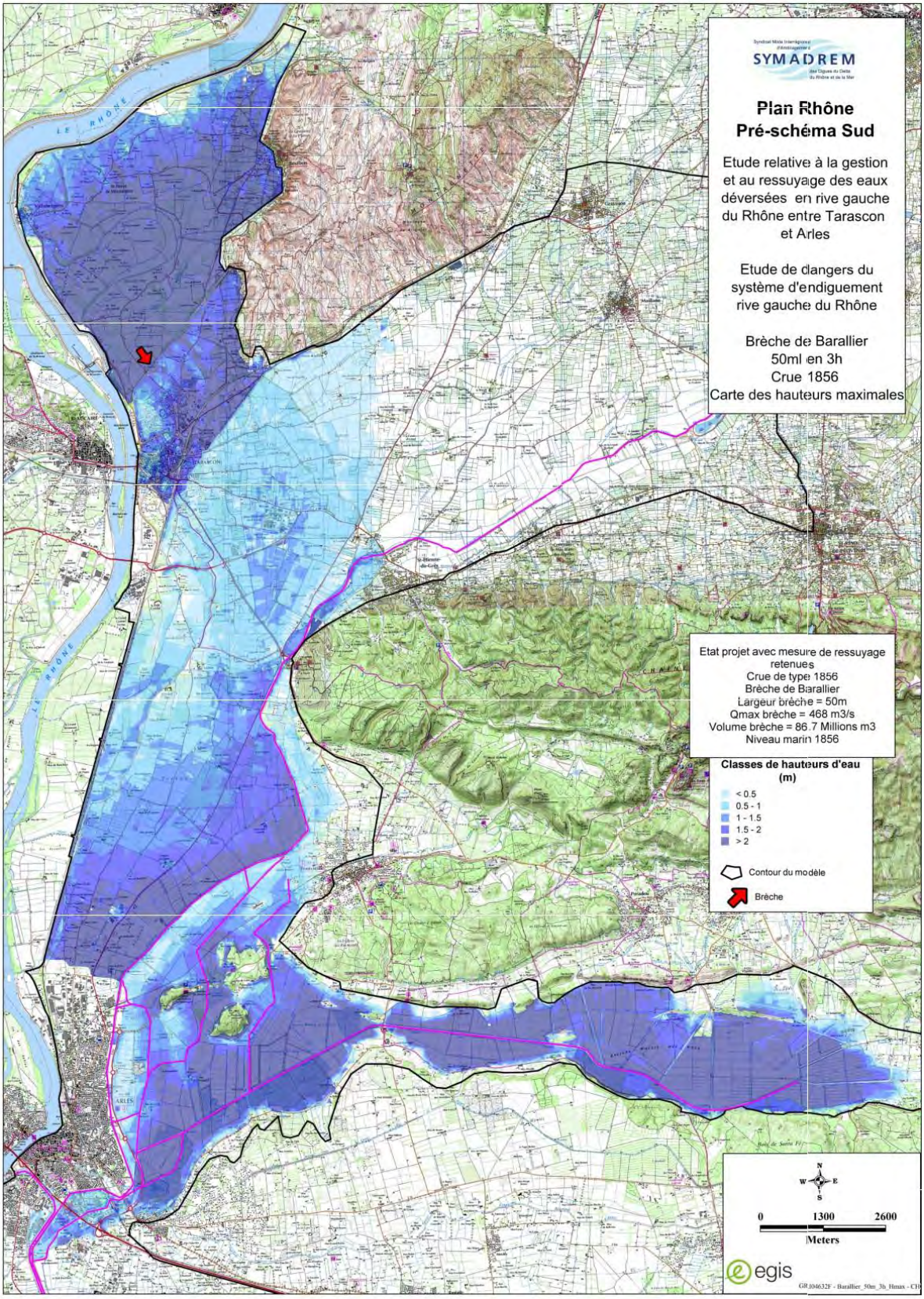


Figure 149. EF 13 – crue mai 1856 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Montagnette - ouverture 50 m en 3 h – hauteur d'eau (en m)

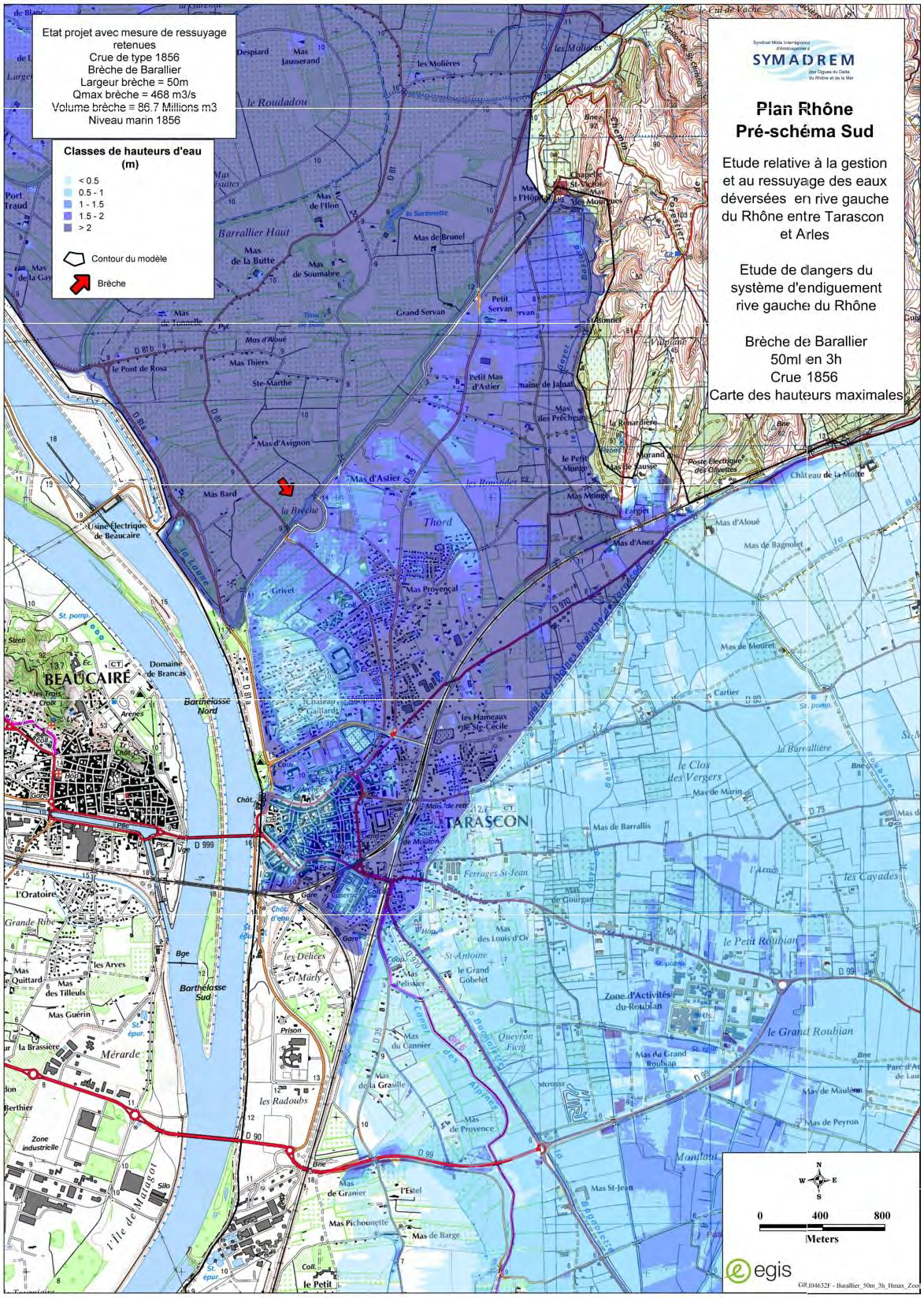


Figure 150. EF 13 – crue mai 1856 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Montagnette - ouverture 50 m en 3 h – hauteur d'eau (en m)

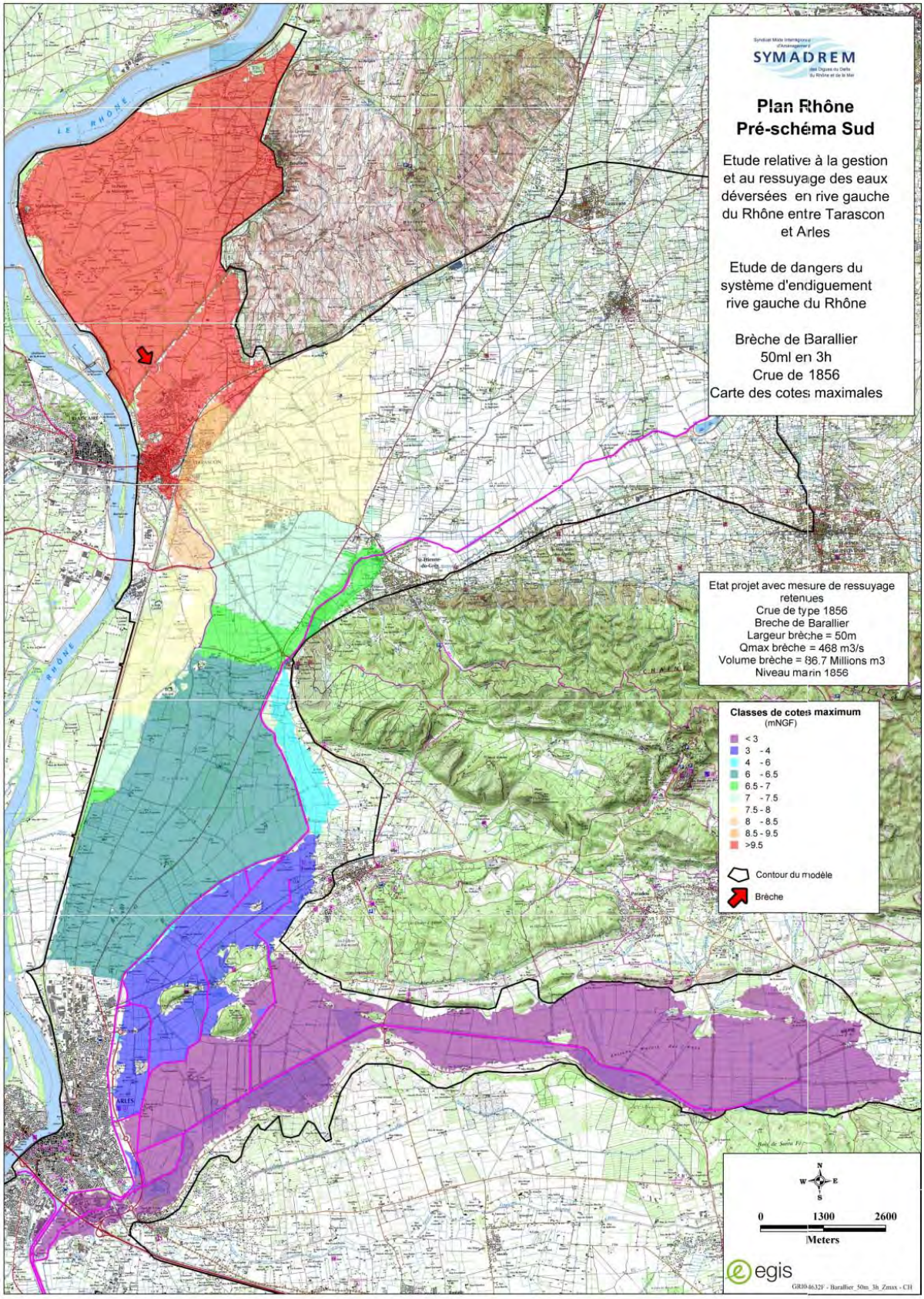


Figure 151. EF 13 – crue mai 1856 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Montagnette - ouverture 50 m en 3 h – cote (en m NGF)

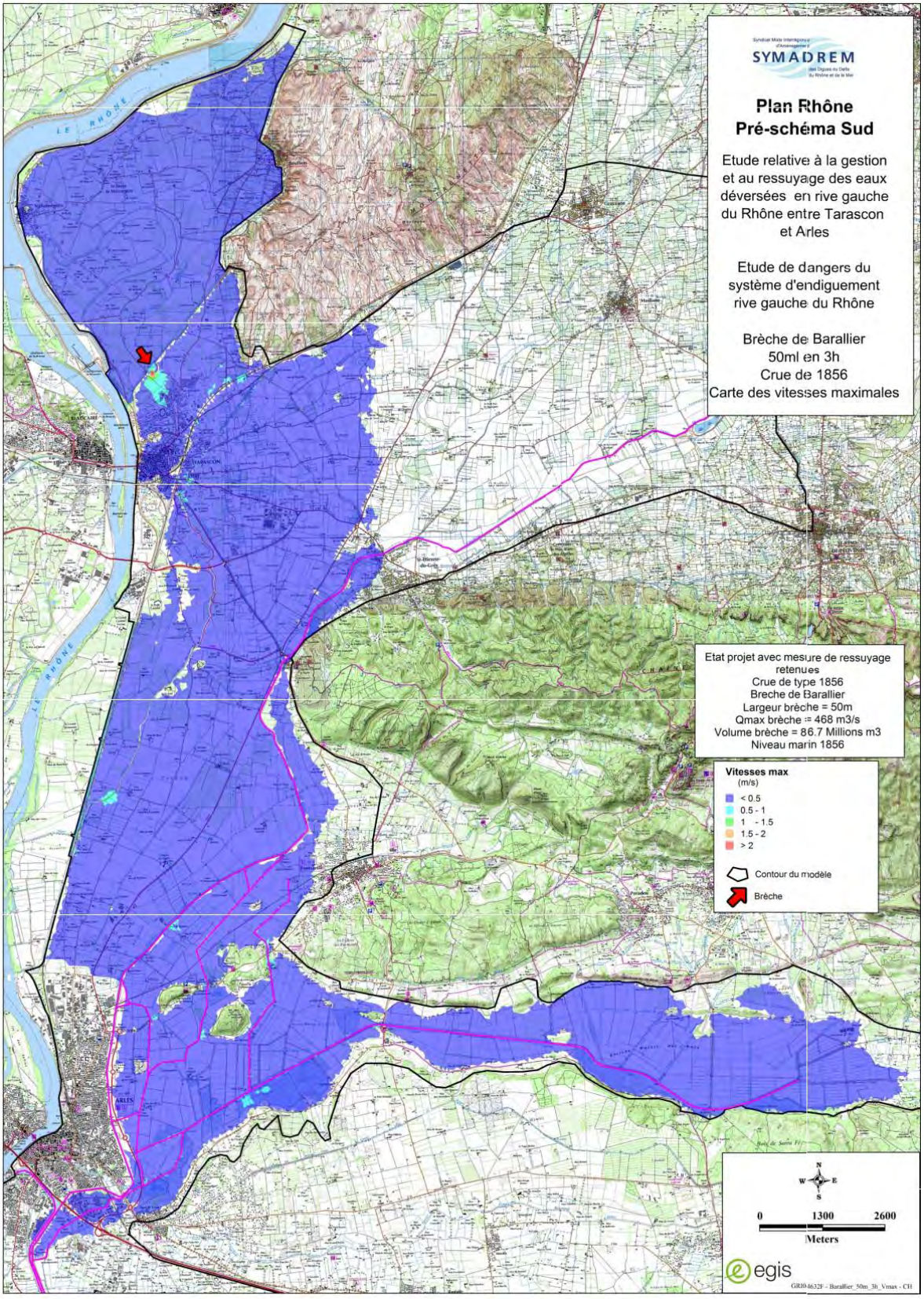


Figure 152. EF 13 – crue mai 1856 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Montagnette - ouverture 50 m en 3 h – vitesse (en m/s)

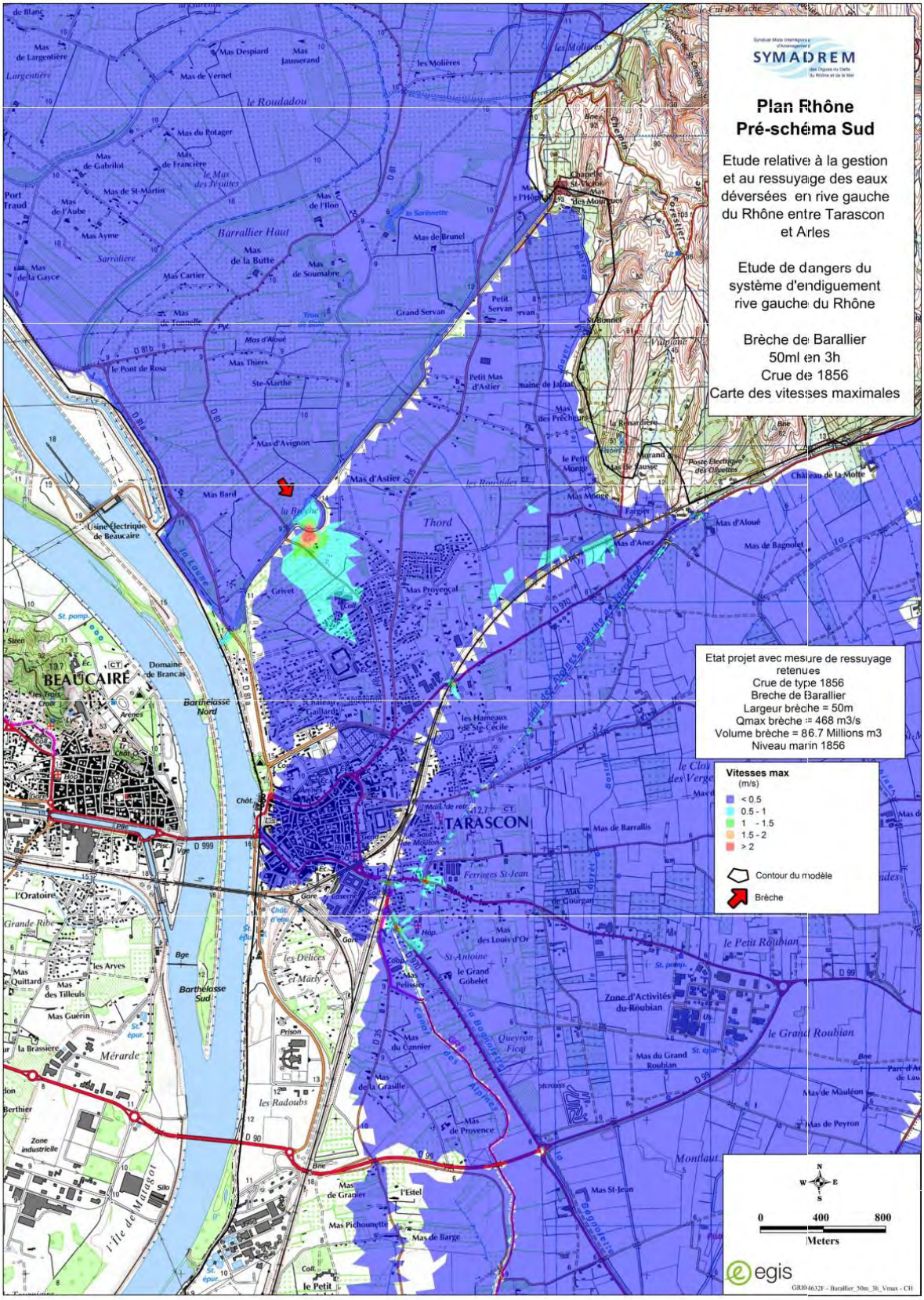


Figure 153. EF 13 – crue mai 1856 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Montagnette - ouverture 50 m en 3 h – vitesse (en m/s)

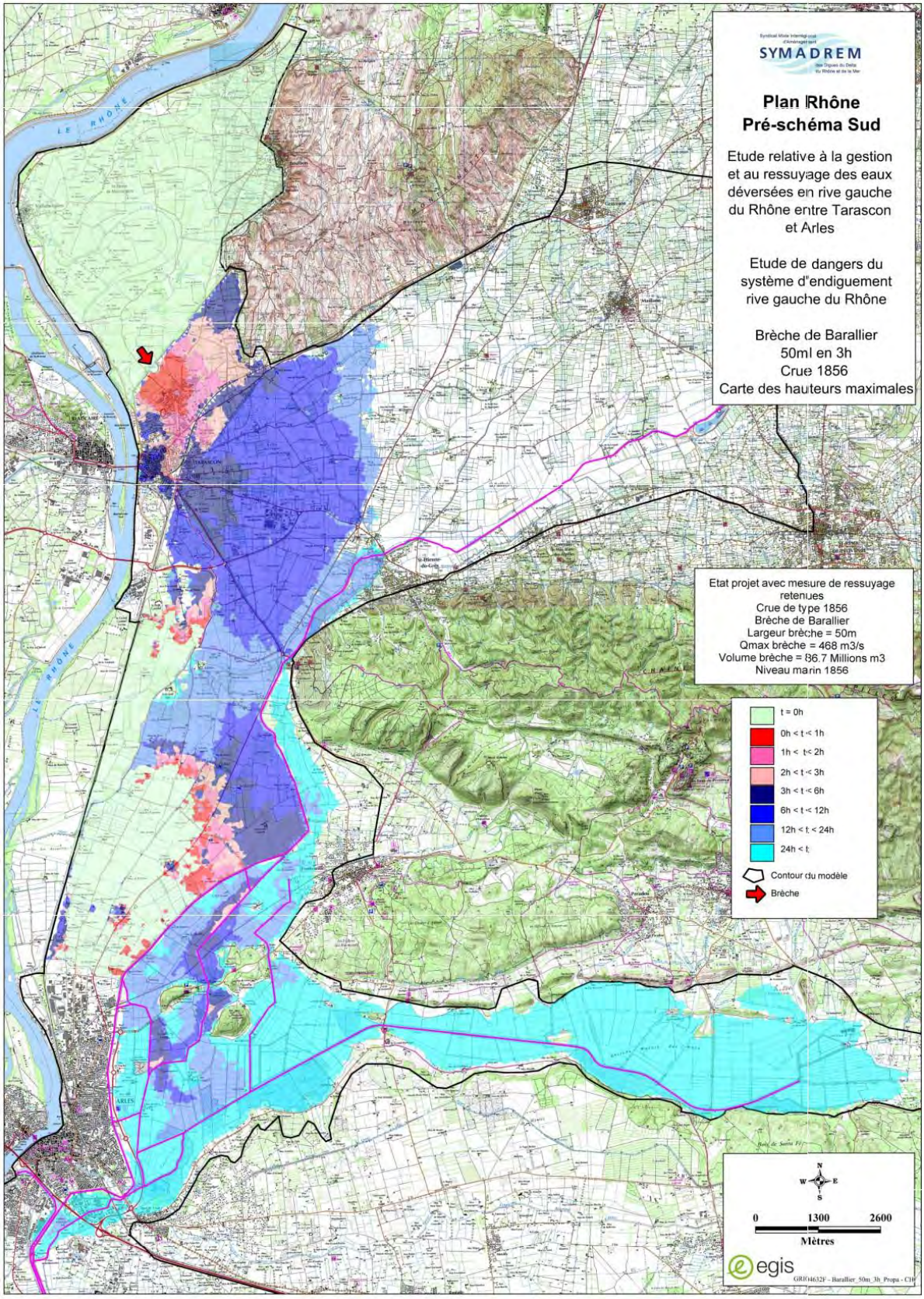


Figure 154. EF 13 – crue mai 1856 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Montagnette - ouverture 50 m en 3 h – temps de propagation (en h)

La figure suivante illustre la comparaison dans le centre-ville de l'aléa suivant les hypothèses de largeurs et cinétiques d'ouverture. L'aléa dans le centre-ville est peu sensible à ces hypothèses. En revanche, ces hypothèses sont plus sensibles pour la zone du Roubian, pour laquelle l'aléa est lié au volume de déversement.

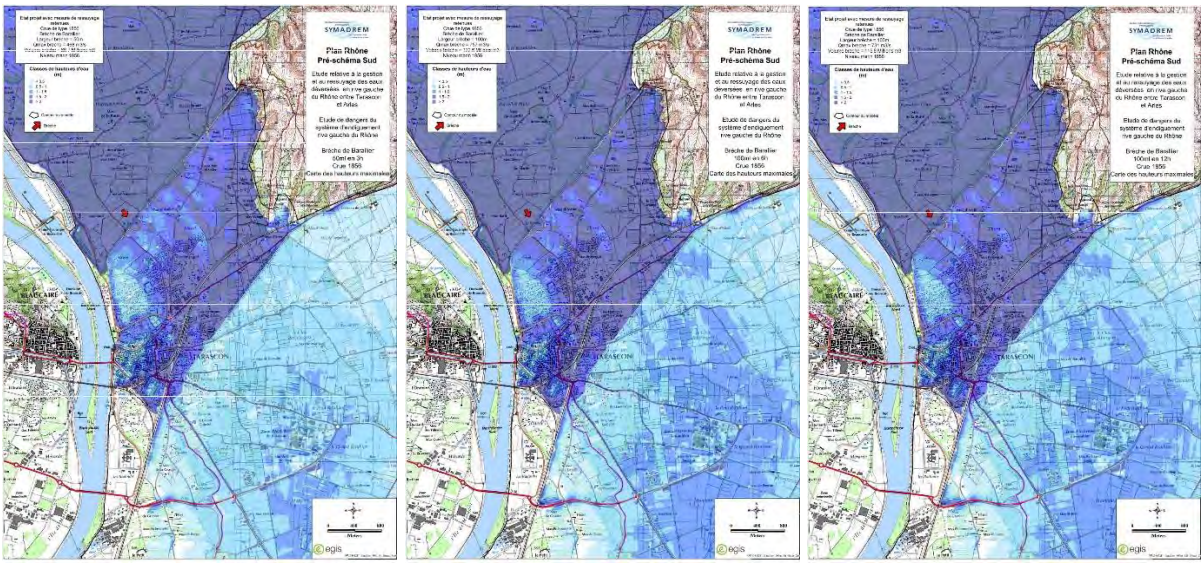


Figure 155. EF 13 – crue mai 1856 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Montagnette –hauteur d'eau en fonction de la cinétique d'ouverture et largeur maximale de la brèche

4.15 EF14A – DEGRADE II – ETAT FINAL EN SITUATION DEGRADEE – BRECHE DANS LE RIDEAU DE PALPLANCHES POUR UNE CRUE 11500

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement pour une crue 11500 avec un scénario de brèche dans le rideau de palplanches au droit de l'usine Fibre Excellence très improbable (probabilité annuelle < 10^{-4}).

Le scénario de brèche correspond pour la crue 11500 à la rupture instantanée du rideau de palplanches sur toute la hauteur et largeur,

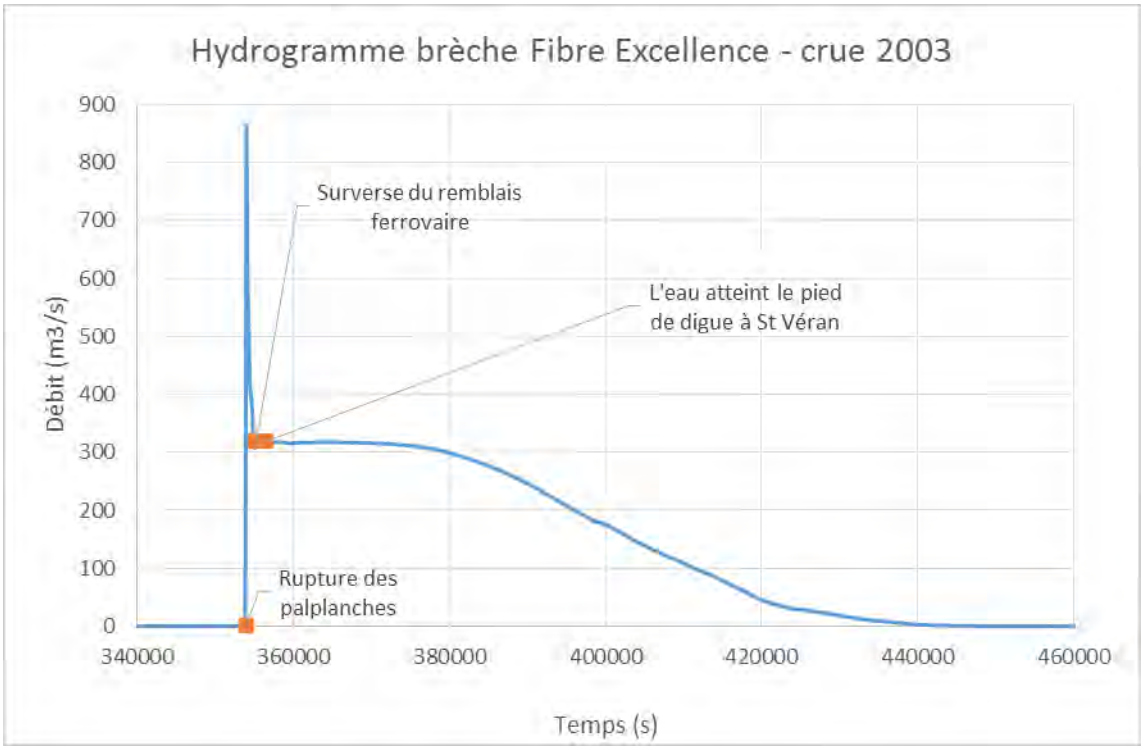


Figure 156. Hydrogramme de brèche Rideau de Palplanches – crue 11500

Le débit dans la brèche est de 840 m^3/s avec un volume de 15.8 millions de m^3. Cette rupture intervient avant déversement sur la digue Tarascon-Arles.

Les écoulements transitent par la brèche vers la ligne ferroviaire et surverse sur le remblai pour atteindre la RD35 en 1 h. Au bout de 2h les écoulements surversent sur la RD99 au nord et atteignent le canal des Alpines.
L'extension maximale est atteinte au nord en 6h jusqu'au canal des Alpines.
Au sud les écoulements surversent sur le canal vers la plaine de Trébon, jusqu'aux berges du Vigueirat atteintes en plus de 12 h.
Les écoulements transitent ensuite par les deux siphons sous le Vigueirat vers les anciens Marais d'Arles inondés en plus de 24 h.
La hauteur maximale à l'arrière de la brèche jusqu'au remblai ferroviaire est de plus de 2m.
Entre le remblai ferroviaire et le canal des Alpines les hauteurs d'eau varient entre 0.5 et 1.5 m.
Au nord de la RD99 elles sont comprises entre 0.5 et 1m.
Dans la plaine de Trébon, entre le canal des Alpines et les berges du Vigueirat les hauteurs varient entre 0.5 m, au nord, et plus de 1.5 m au sud.

Dans les anciens marais d'Arles les hauteurs sont comprises entre 0.5 et 1.5m.
Les vitesses maximales dans la plaine sont fortes à l'arrière de la brèche où elles dépassent 1 m/s. A l'est de la voie ferrée, elles sont en général inférieures à 0.5 m/s, sauf ponctuellement au sud de la RD99 et au sud du canal des Alpines dans le tronçon abaissé.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est inférieur à 1 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est inférieur à 100 personnes en supposant que l'usine Fibre Excellence ne soit pas en fonctionnement.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est inférieur à 1000 personnes en supposant que l'usine Fibre Excellence ne soit pas en fonctionnement.

La classe de gravité retenue pour cet événement serait de 3 (Accident très grave).

Les figures en pages suivant illustrent respectivement les hauteurs d'eau (en m), les vitesses (en m/s), les temps de propagation (en h).

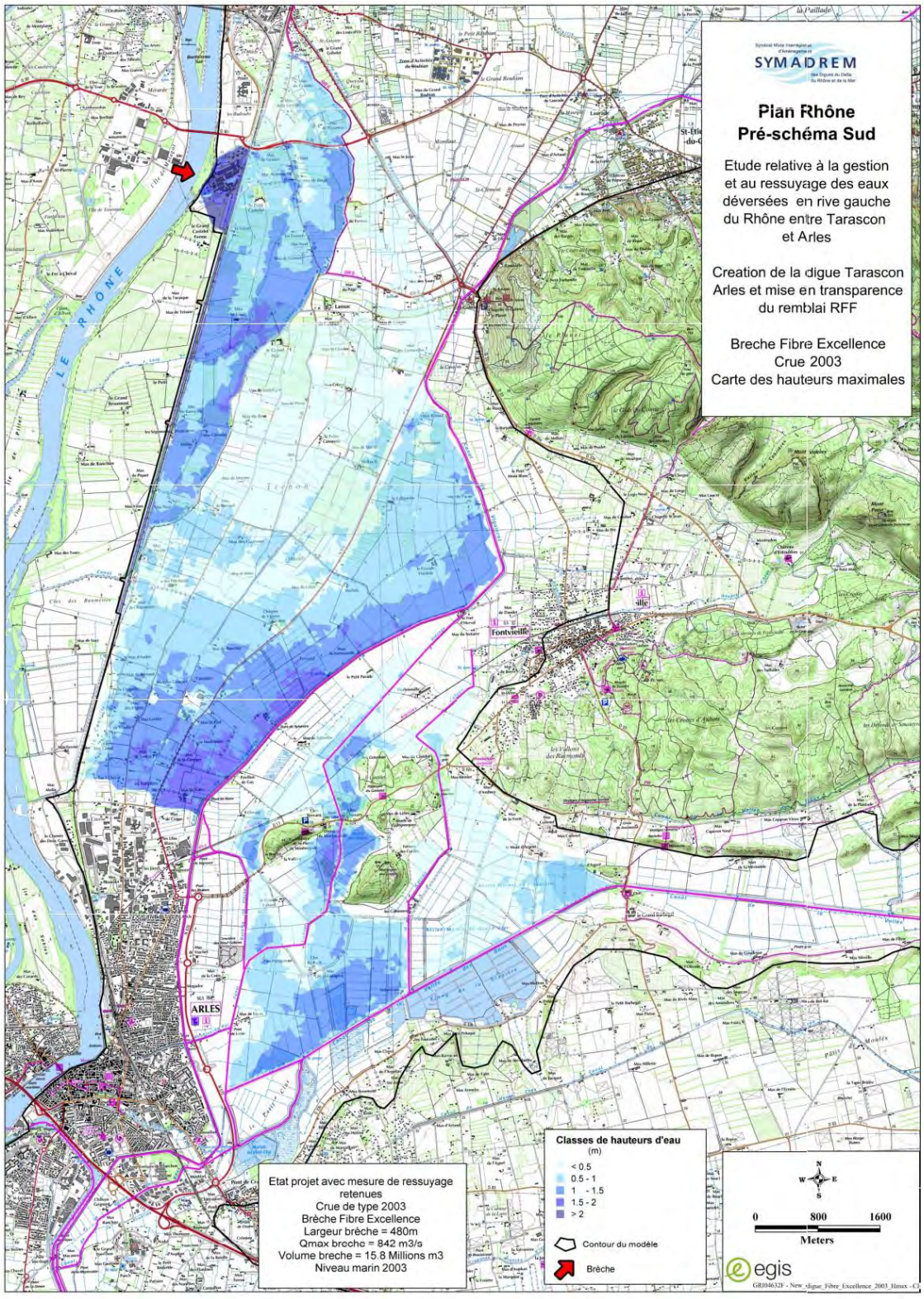


Figure 157. EF 14a – crue 11500 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Rideau -ouverture instantanée – hauteur d'eau (en m)

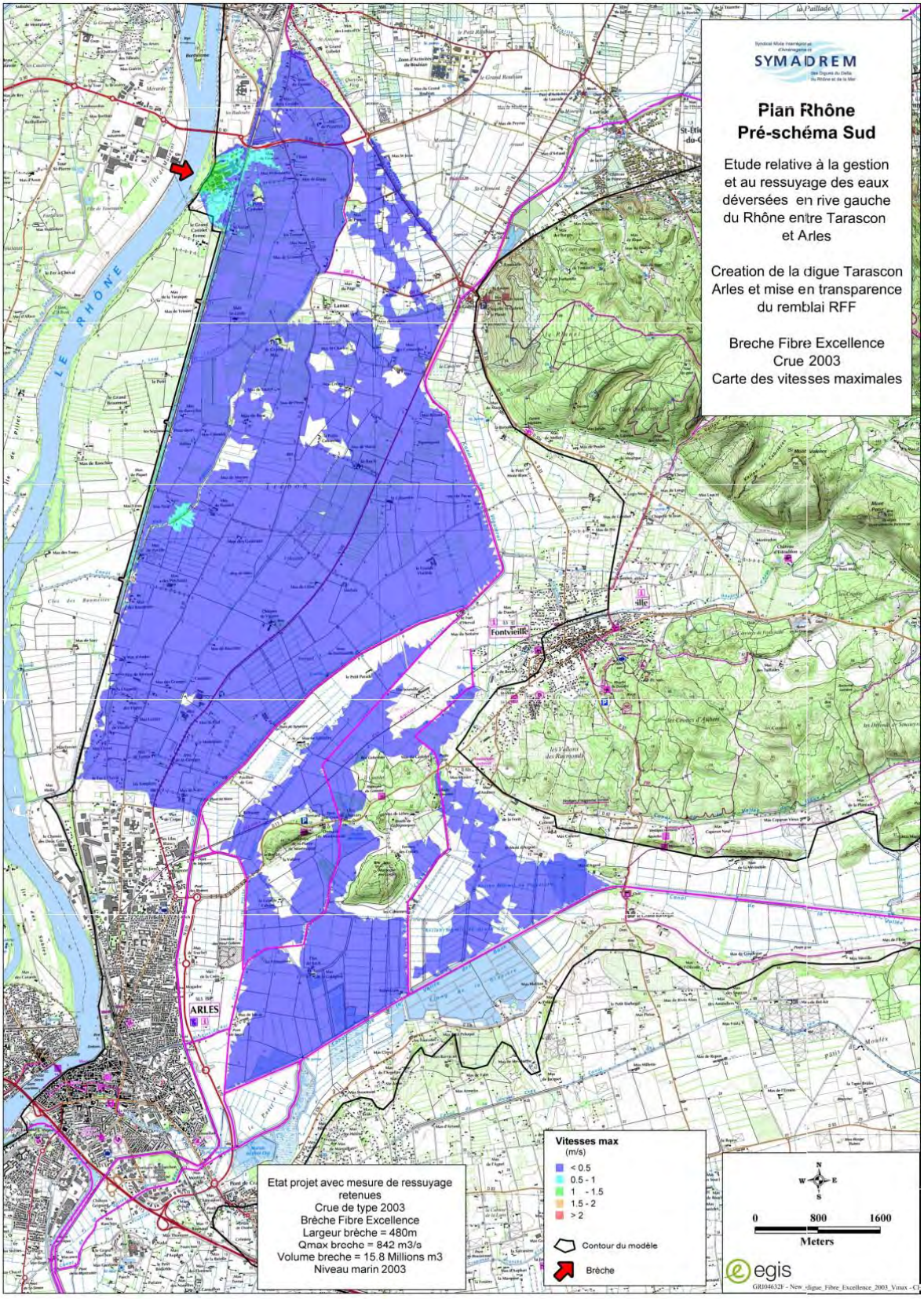


Figure 158. EF 14a – crue 11500 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Rideau -ouverture instantanée – vitesse (en m/s)

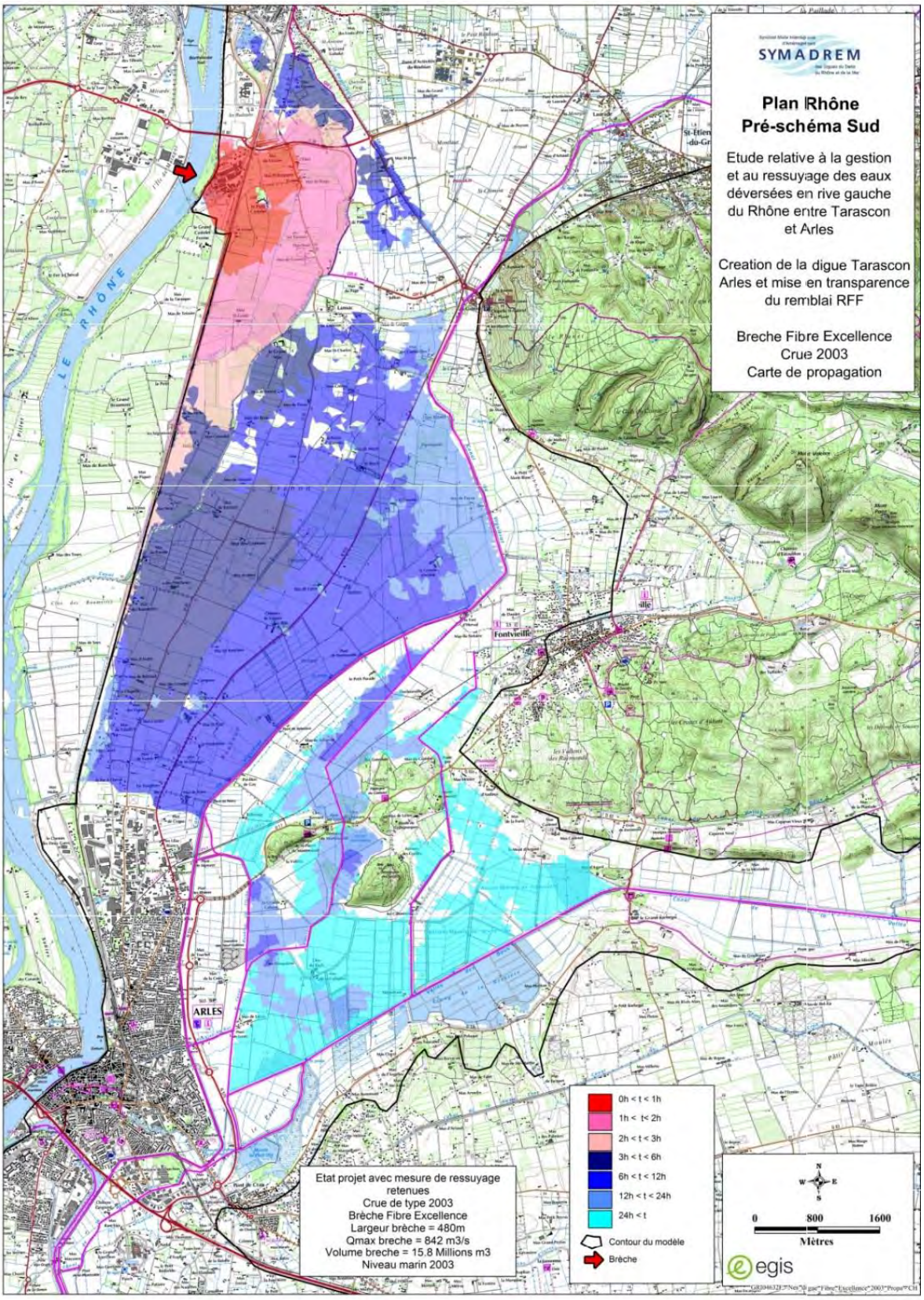


Figure 159. EF 14a – crue 11500 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Rideau -ouverture instantanée – propagation de crues (en h)

4.16 EF14B – DEGRADE III – ETAT FINAL EN SITUATION DEGRADEE – BRECHE DANS LE RIDEAU DE PALPLANCHES POUR LA CRUE EXCEPTIONNELLE

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement pour la crue 14160 avec un scénario de brèche dans le rideau de palplanches au droit de l'usine Fibre Excellence très improbable (probabilité annuelle < 10^{-4}).

La rupture instantanée du rideau de palplanches intervient au pic de crue sur toute la hauteur et largeur.

Pour la crue 1000 ans, le débit dans la brèche est de 1610 m^3/s avec un volume de 100 millions de m^3.

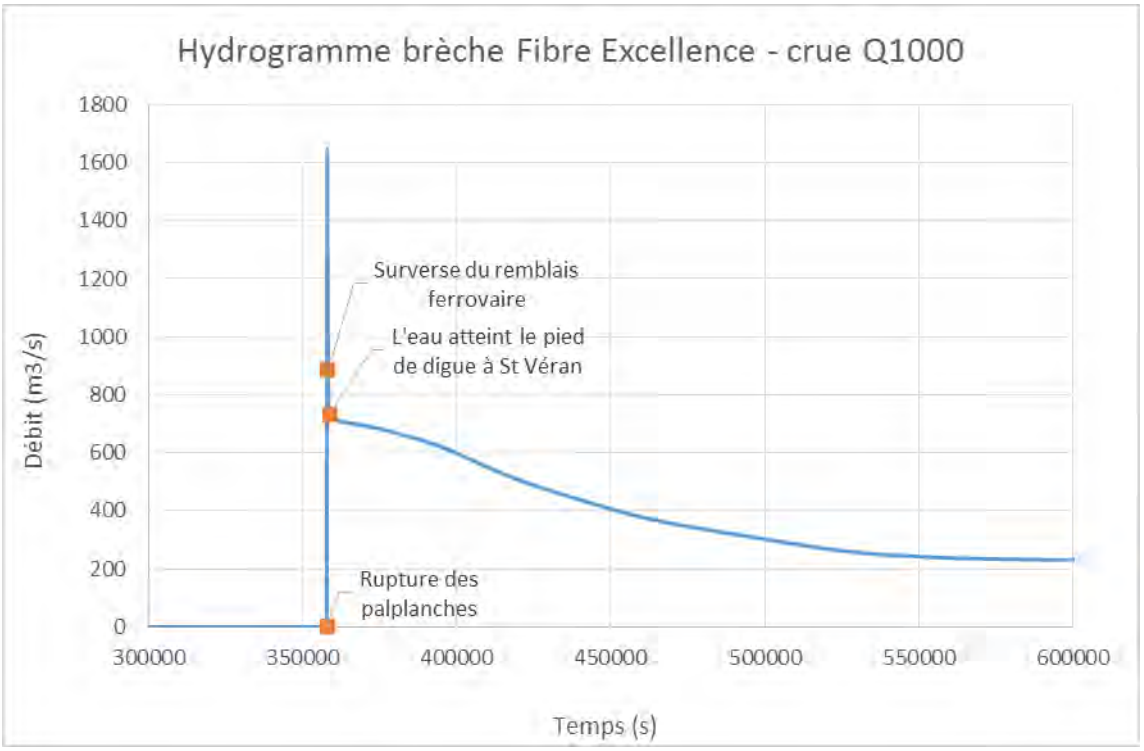


Figure 160. Hydrogramme de brèche Rideau de Palplanches – crue 14160

Les écoulements transitent par la brèche vers la ligne ferroviaire et surversent sur cette dernière pour atteindre le canal des Alpines à l'Est et la RD99 au Nord, en 1 h.
Au bout de 2h à 3h les écoulements atteignent le nord et le sud du canal des Alpines.
L'extension maximale est atteinte au nord en 3h jusqu'au canal des Alpines.
Les écoulements surversent au nord est sur la RD970 et atteignent la ZAC du ROUBIAN en 6 à 12h. L'extension maximale au Nord-Est est atteinte en 24h.
Au sud les écoulements surversent sur le canal vers la plaine de Trébon, jusqu'aux berges du Vigueirat atteintes en 6 h.
Les écoulements transitent ensuite par les deux siphons sous le Vigueirat et sur les berges du Vigueirat vers les anciens Marais d'Arles inondés en moins de 24 h, puis se propagent à l'Est dans toute la vallée des Baux, et au sud dans la zone commerciale de Fourchon.

La hauteur maximale à l'arrière de la brèche jusqu'au remblai ferroviaire est de plus de 2m. Entre le remblai ferroviaire et le canal des Alpines les hauteurs d'eau varient entre 1.0 et plus de 1.5 m.
Au nord de la RD99 elles sont inférieures à 1.5 m. Dans la ZAC du Roubian elles sont de l'ordre de 0.5m.
Dans la plaine de Trébon, entre le canal des Alpines et les berges du Vigueirat les hauteurs varient entre 0.5 m, au nord, et plus de 2 m au sud.
Dans les anciens marais d'Arles les hauteurs sont comprises entre 0.5 et plus de 2m, et supérieures à 2 m dans la vallée des Baux.
La zone commerciale de Fourchon et l'aval de la RN113 sont inondés avec environ 1 à 1.5 m.
Les vitesses maximales dans la plaine sont fortes à l'arrière de la brèche où elles dépassent 1.5 m/s. A l'est de la voie ferrée, elles sont en général inférieures à 0.5 m/s, sauf ponctuellement à l'est de la RD99 et au sud du canal des Alpines dans le tronçon abaissé.

Ce scénario en dehors de l'usine Fibre Excellence qui se retrouve sous aléa fort et de la plaine de Tarascon (zone du Roubian) qui se trouve en aléa faible, est quasiment identique au scénario de déversement sans brèche.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est inférieur à 10 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est inférieur à 100 personnes en supposant que l'usine Fibre Excellence ne soit pas en fonctionnement.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est inférieur à 1000 personnes en supposant que l'usine Fibre Excellence ne soit pas en fonctionnement.

La classe de gravité retenue pour cet événement est de 3 (accident très grave). Contrairement au scénario EF 07, elle n'est pas rétrogradée compte tenu du caractère imprévisible.

Les figures en pages suivant illustrent respectivement les hauteurs d'eau (en m), les vitesses (en m/s), les temps de propagation (en h).

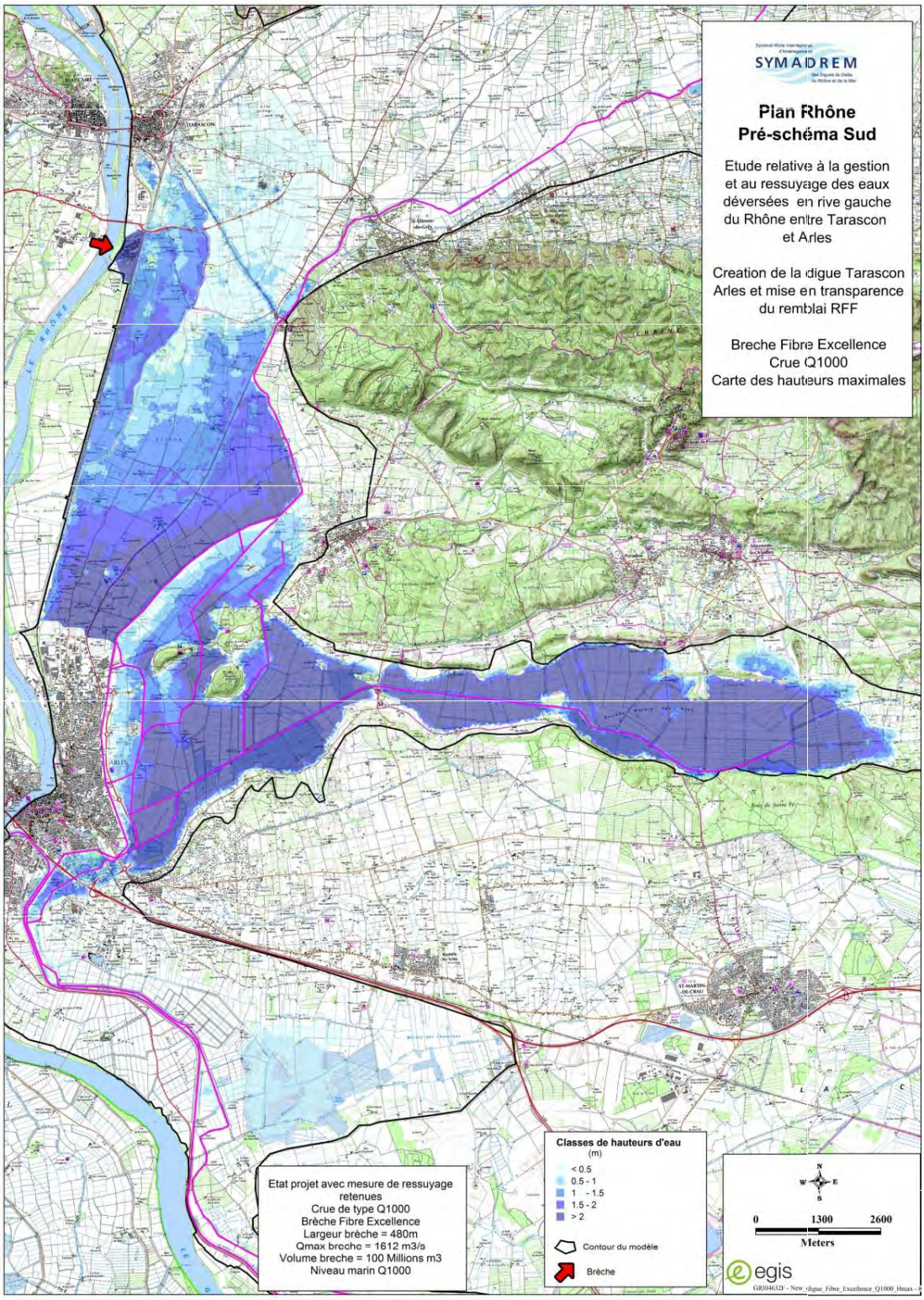


Figure 161. EF14b – 14160 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Rideau -ouverture instantanée – hauteur d'eau (en m)

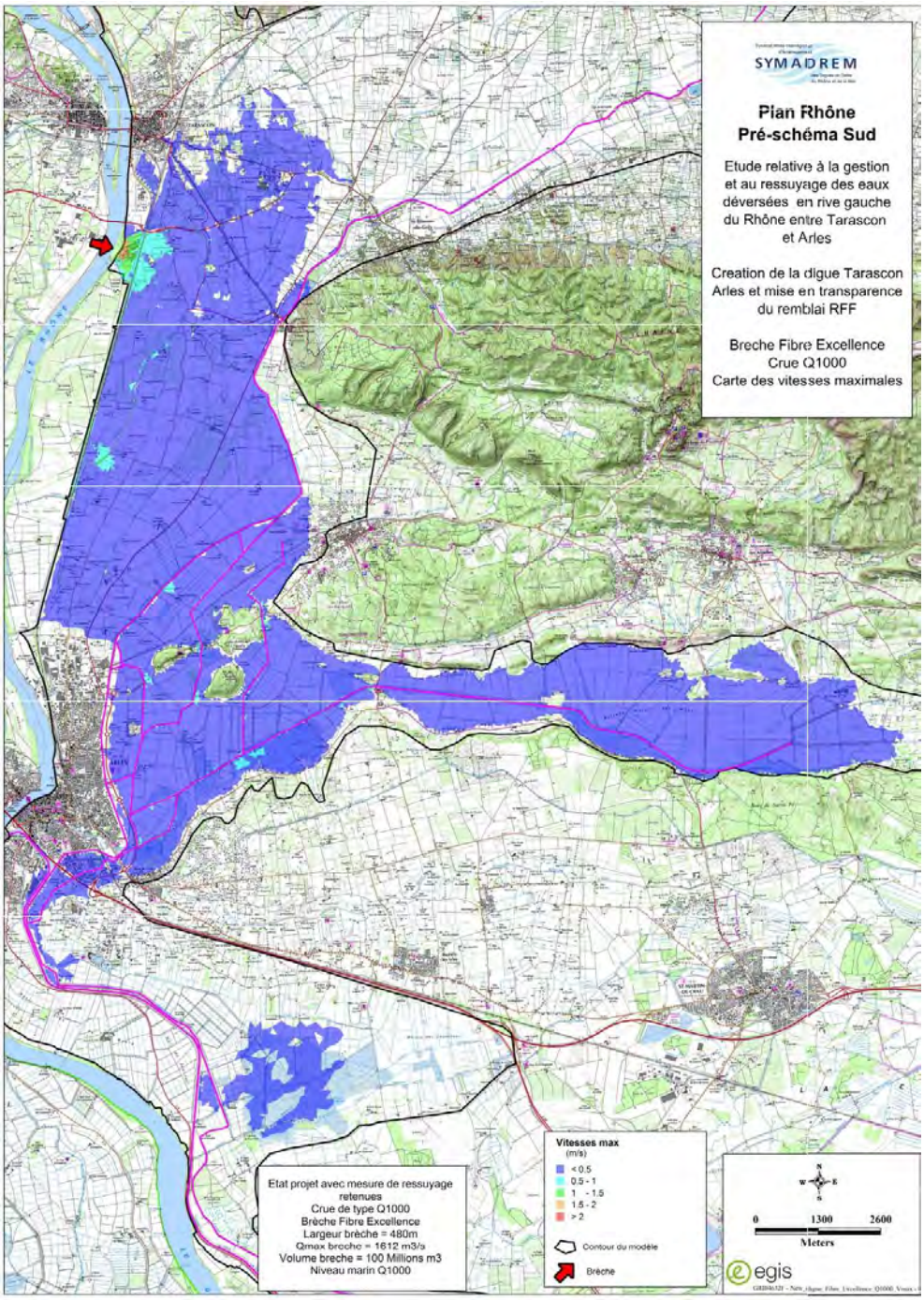


Figure 162. EF14b – 14160 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Rideau -ouverture instantanée – vitesse (en m/s)

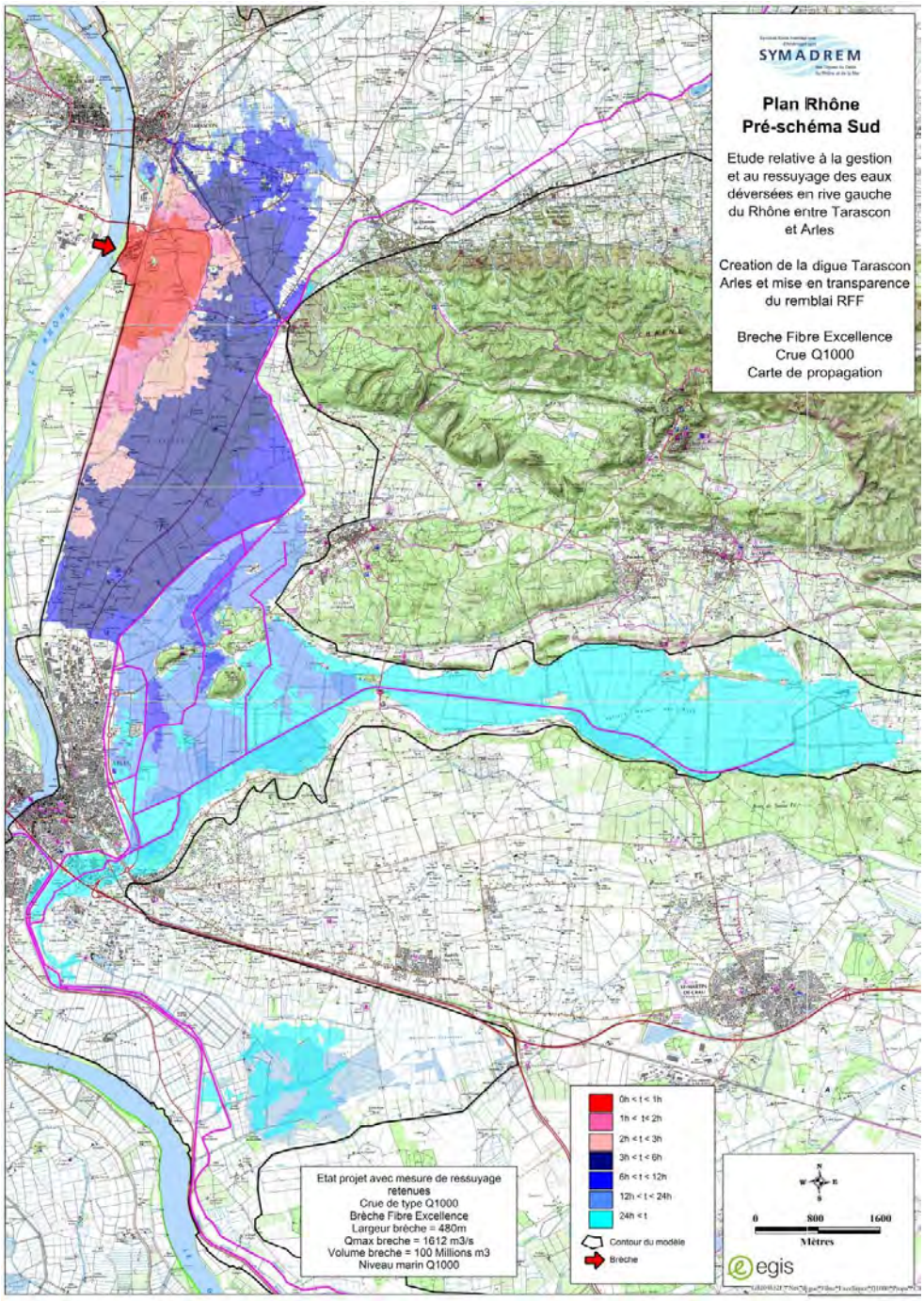


Figure 163. EF14b – 14160 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Rideau -ouverture instantanée – propagation de crues (en h)

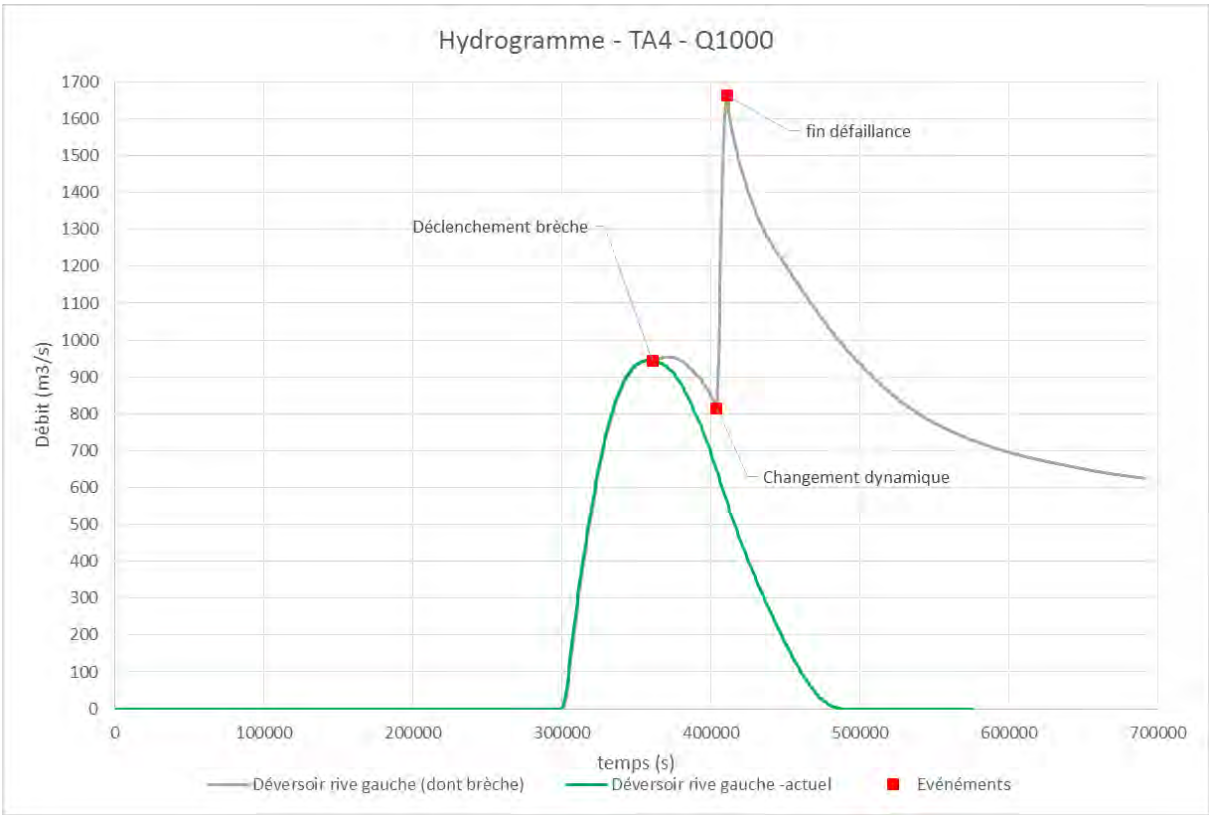
4.17 EF15 – DEGRADE IV – ETAT FINAL EN SITUATION DEGRADEE – BRECHE DANS LA DIGUE TARASCON-ARLES POUR LA CRUE EXCEPTIONNELLE

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement avec un scénario de brèche, lors de la crue exceptionnelle dans la digue Tarascon-Arles très improbable (probabilité annuelle < 10^{-4}).

La brèche est initiée au niveau du gazoduc dans la digue résistante à la surverse. Une hypothèse extrême de cinétique d'ouverture de la digue est prise.

- Largeur maximale : 200 mètres
- Ouverture : 10 % en 12 h et 100 % en 14 h

L'hydrogramme de brèche figure ci-après



Pour la crue 14160, le débit total surversant sur la digue et dans la brèche est de 1662m^3/s et le volume total de 333 Mm^3, le débit dans la brèche de 1100 m^3/s, le volume de l'hydrogramme de brèche de 238 millions de m^3. Le complément correspondant au déversement sans brèche.

La brèche survient après le pic de surverse sur la digue, alors que l'inondation est déjà importante dans la plaine. Il n'est pas possible de distinguer l'effet seul de la brèche.
L'extension maximale de l'inondation au nord est le canal des Alpines sur Tarascon et la RD99 au sud de la ZAC de Roubian. Ces secteurs sont inondés avec 0.5 m.
L'amont du canal des Alpines est inondé avec 0.5 m au nord à plus de 1.5m au sud.
Dans la plaine de Trébon, les hauteurs d'eau atteignent 0.5m au nord à plus de 2m au sud.

Les écoulements surversent sur la digue du Vigueirat et inondent les anciens marais d'Arles et la vallée des Baux avec plus de 2m.
La zone commerciale de Fourchon et le sud de la RN113 sont touchés avec plus de 2m.

De légers débordements se produisent aussi sur la berge rive droite du Vigueirat dans Arles dans le quartier des Alyscamps et en rive droite du canal d'Arles à Fos à Barriol.
La vallée de Meyranne et les marais du Vigueirat sont inondés eux aussi.

Les vitesses sont élevées à proximité de la brèche, et dans le sud de l'espace inter remblai où elles dépassent 2m/s. Elles atteignent 1.5 m au mas des Baumettes situés derrière la brèche. Ailleurs les vitesses maximales dans la plaine sont inférieures à 0.5 m/s, sauf au sud du canal des Alpines (tronçon abaissé) et le long des canaux.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est inférieur à 10 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est inférieur à 100 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est inférieur à 1 000 personnes.

La classe de gravité retenue pour cet événement est de 3 (accident très grave). Elle n'est pas rétrogradée compte tenu du caractère imprévisible.

Les figures en pages suivant illustrent respectivement les hauteurs d'eau (en m), les vitesses (en m/s), les temps de propagation (en h).

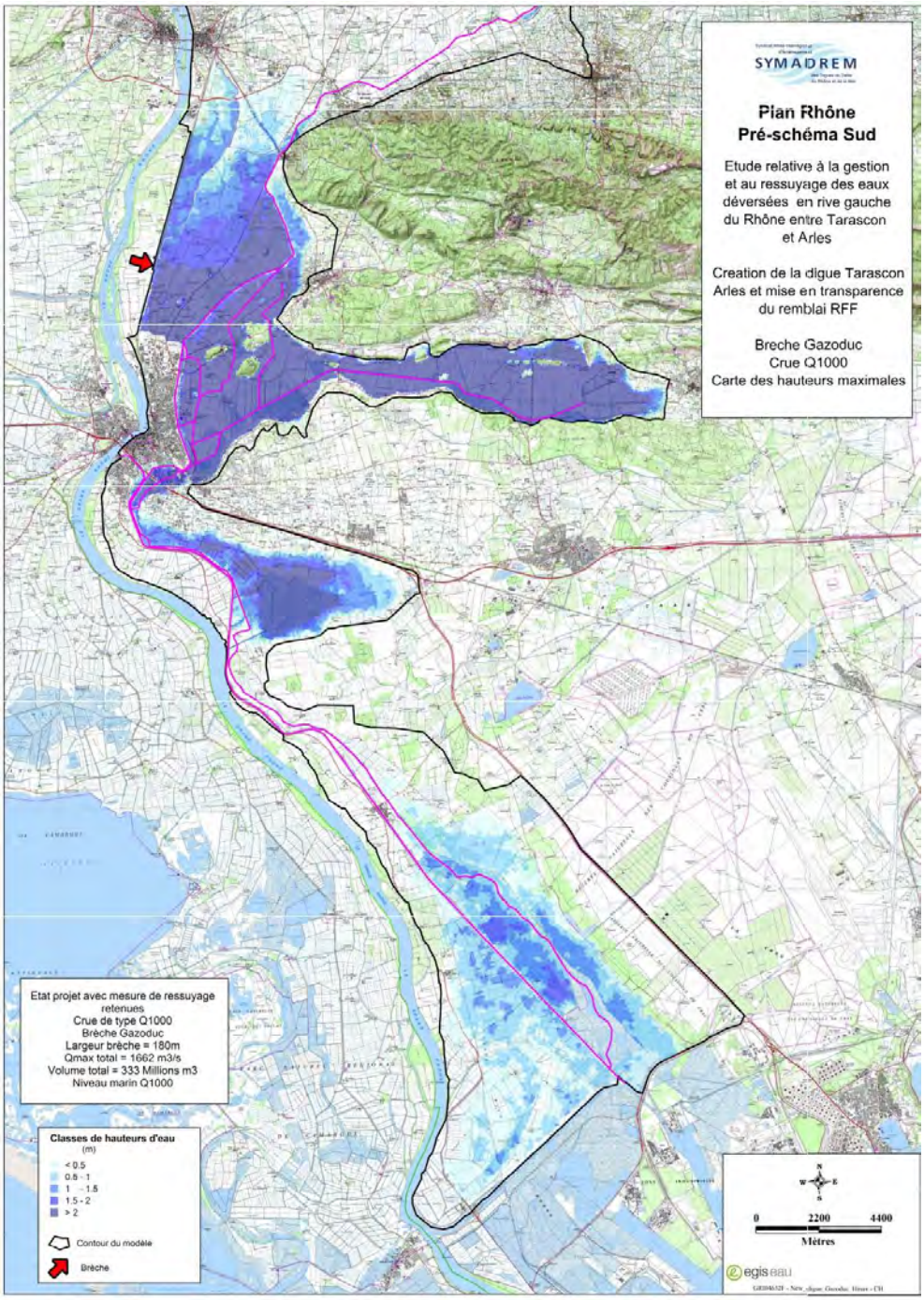


Figure 164. EF 15 – 14160– Scénario de brèche extrêmement peu probable Digue Tarascon-Arles – hauteur d'eau (en m)

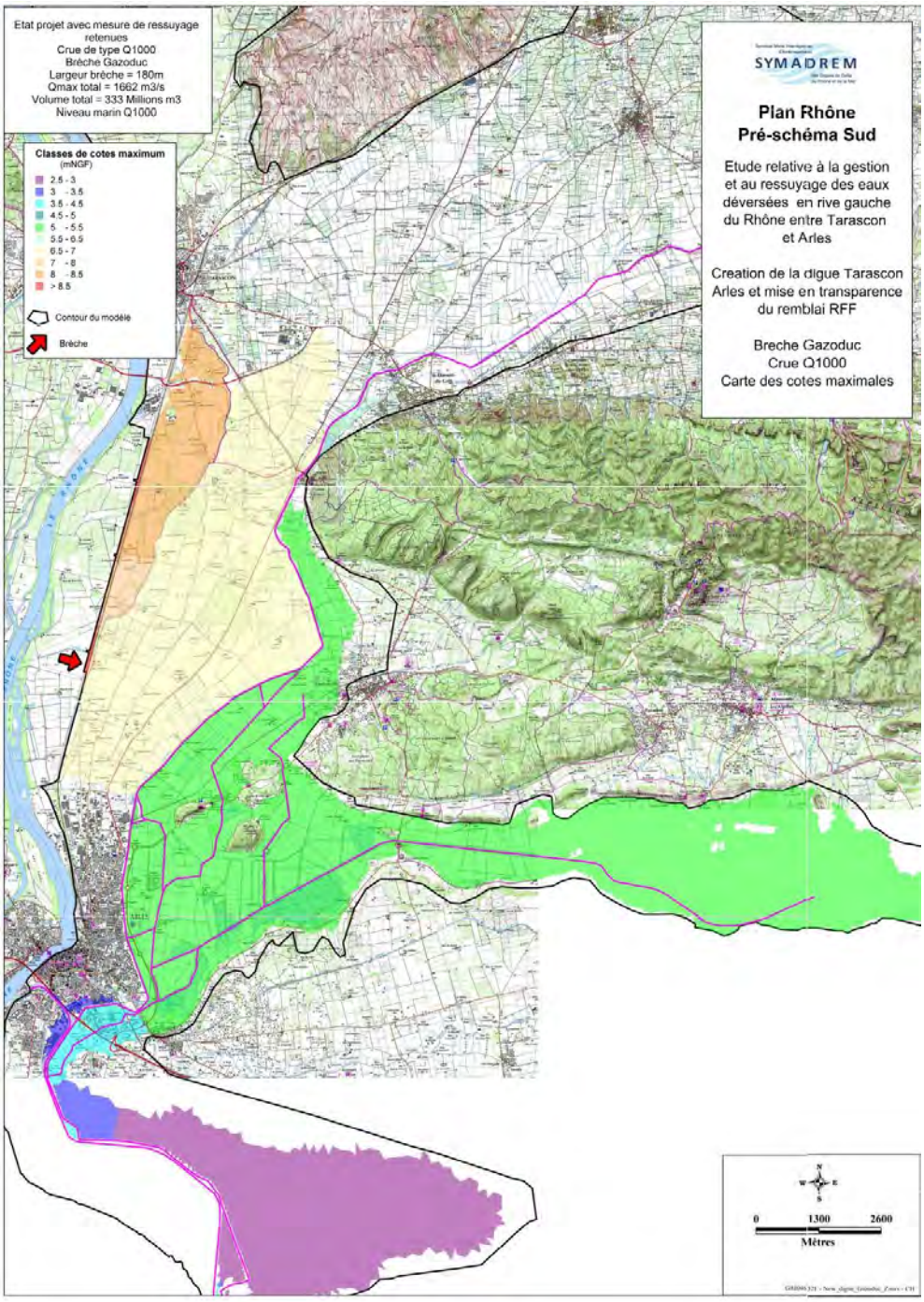


Figure 165. EF 15 – 14160 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Digue Tarascon-Arles – cote (en m NGF)

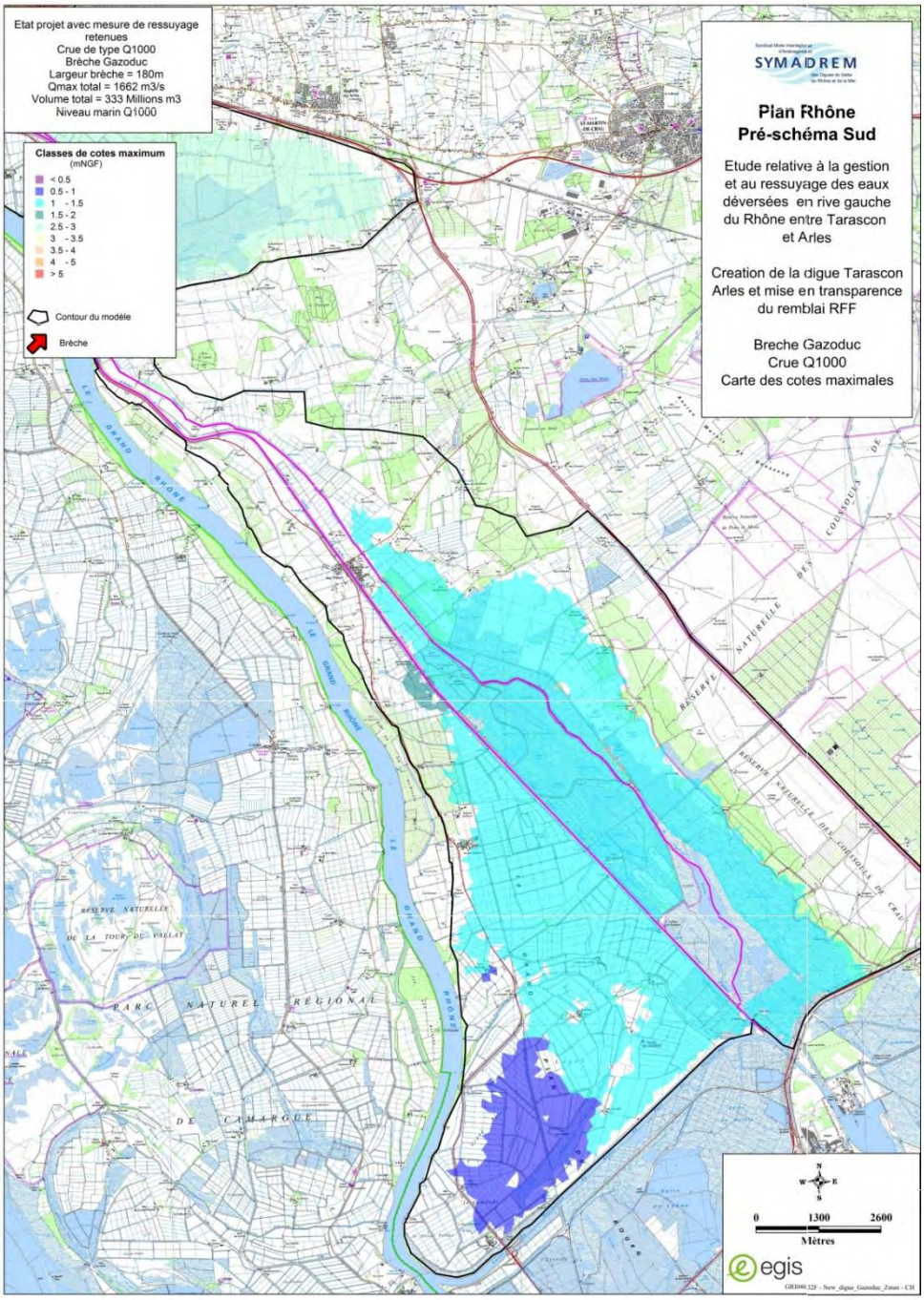


Figure 166. EF 15 – 14160 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Digue Tarascon-Arles – cote (en m NGF)

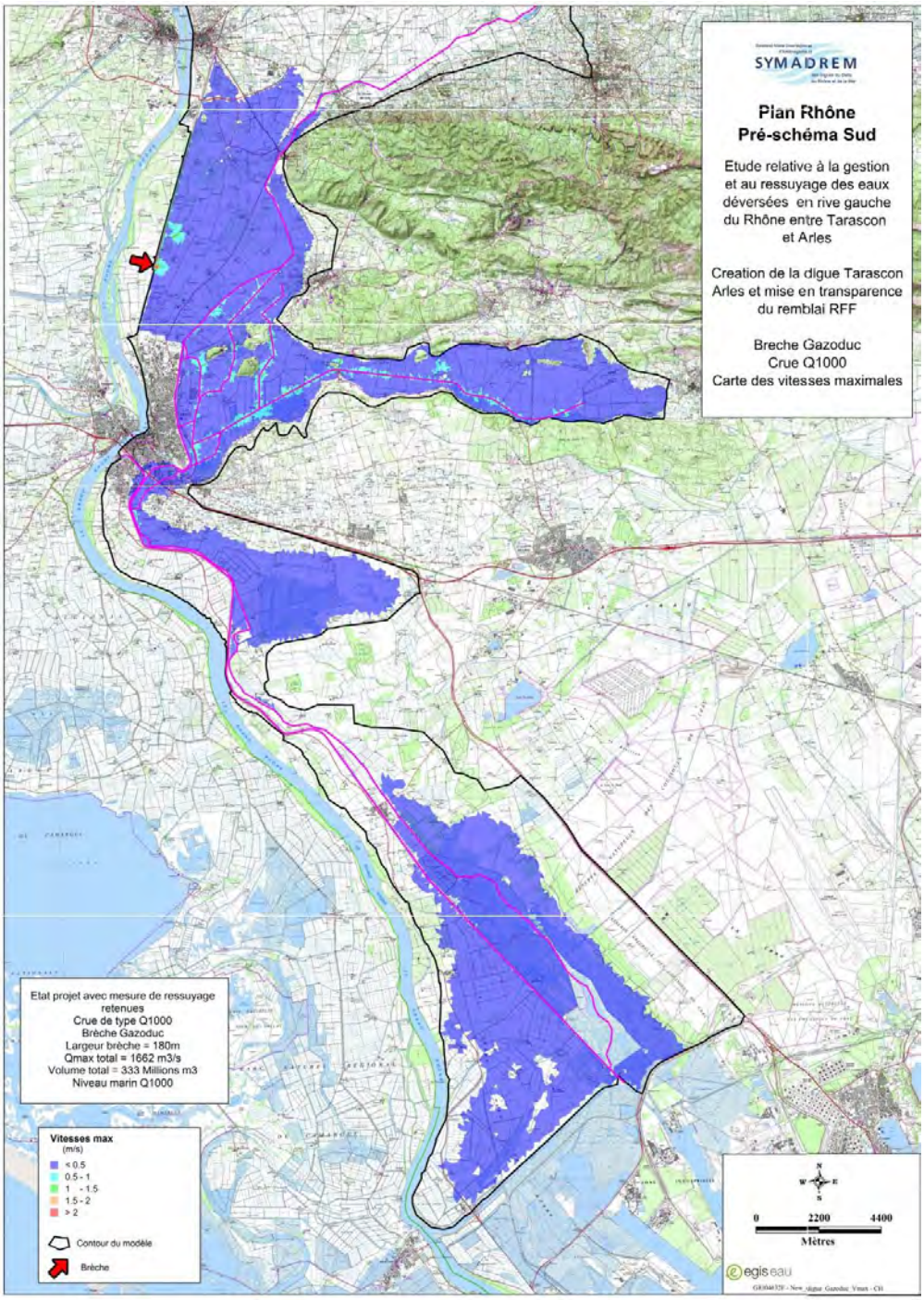


Figure 167. EF 15 – 14160 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Digue Tarascon-Arles – vitesse (en m/s)

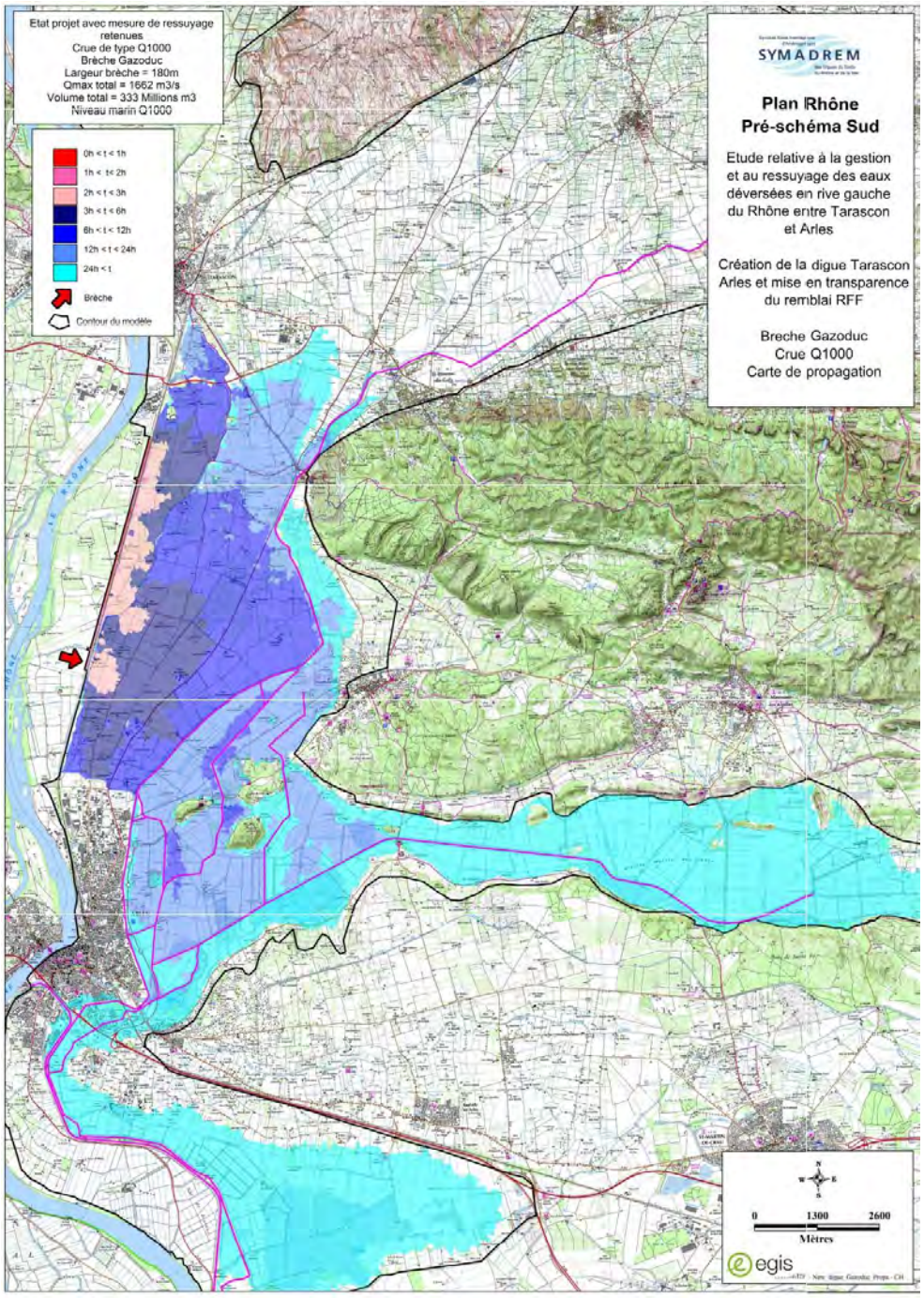


Figure 168. EF 15 – 14160 – exceptionnel – Scénario de brèche extrêmement peu probable Digue Tarascon-Arles – temps de propagation (en h)

4.18 EF16 – DEGRADE V – ETAT FINAL EN SITUATION DEGRADEE – BRECHE DANS LE REMBLAI FERROVIAIRE TRANSPARENT HYDRAULIQUEMENT POUR LA CRUE EXCEPTIONNELLE

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement avec un scénario de brèche extrêmement peu probable ($P_{annuelle} < 10^{-5}$) dans remblai ferroviaire pour la crue exceptionnelle.

Des limnigrammes ont été extraits du modèle d'EGISeau dans l'espace d'inter-remblai et en aval du remblai ferroviaire afin d'estimer le différentiel maximum de charge en crue. Il est de 60 cm pour la crue de 12500 et 1,1 m pour la crue exceptionnelle.

Une hypothèse arbitraire et maximaliste de brèche, compte tenu de sa très faible probabilité d'apparition et du faible différentiel de charge entre l'amont et l'aval du remblai ferroviaire.

La dynamique d'ouverture de la brèche est la suivante :

- ✓ Démarrage Brèche : au maximum de la différence de charge entre l'amont et l'aval du remblai ferroviaire
- ✓ Brèche de 40 mètres
- ✓ Ouverture en 1 h.
- ✓ Fosse de dissipation sous le remblai de 1 m

Pour rappel, le débit maximal surversé sur la nouvelle digue est de 930 m^3/s et le volume surversé de 94 millions de m^3.

La localisation et l'instant de démarrage de la brèche sont déterminés sur la zone de plus forte charge déterminée dans les modélisations précédentes, au droit du point 10 localisé sur la figure ci-après, en face du Mas des Baumettes.

La cote d'eau maximale en amont du remblai est d'environ 7.2 m NGF, à l'instant de la brèche (le niveau maximal sans brèche est atteint un peu plus tard à 7.4 m NGF). Le débit surversant sur la digue est d'environ 760 m^3/s au moment de la brèche.
Les écoulements ont déjà surversé par les ouvrages sous le remblai ferroviaire et le niveau d'eau en aval est d'environ 5.7 m NGF au début de la brèche.
De ce fait le débit dans la brèche n'est pas très important est de 95 m^3/s (soit dans la marge d'incertitudes). Les hydrogrammes et limnigrammes sont donnés sur la figure ci-après.

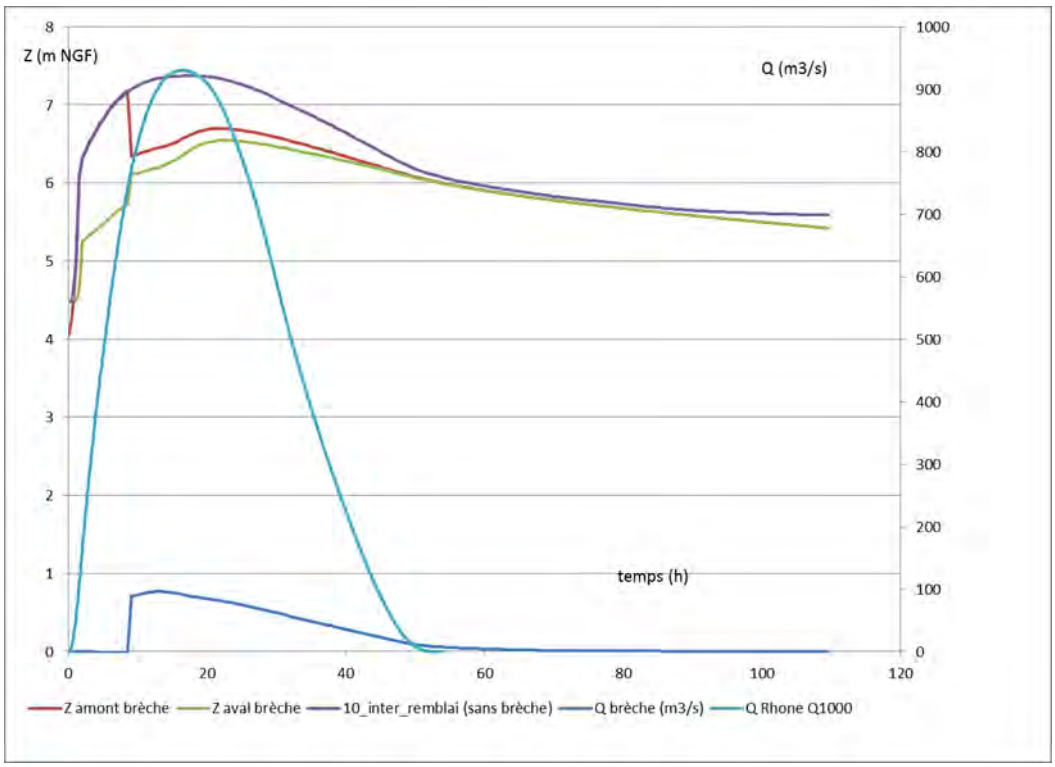


Figure 169. Limnigrammes et hydrogramme de brèche

Au moment de la brèche toute la plaine de Trébon est déjà inondée et la brèche a peu d'impact en aval sur la plaine.

La surcote en aval de la brèche par rapport à la situation sans brèche est de 10 cm soit dans la marge d'incertitude.

L'inondation de la plaine est sensiblement la même que pour la crue exceptionnelle.

Les hauteurs d'eau sont les mêmes que pour la crue exceptionnelle sans brèche.

Seules les vitesses maximales sont modifiées en aval immédiat de la brèche. Les vitesses dépassent 2 m/s au droit de la brèche, et diminuent à 1.5 m/s au droit du chemin, et à moins de 1 m/s au droit du Mas des Baumettes. Ailleurs les vitesses maximales dans la plaine sont inférieures à 0.5 m/s, comme pour la crue sans brèche.

On retient une classe de gravité de 2 identique à la classe de gravité sans défaillance.

Les figures en pages suivant illustrent respectivement l'emplacement des limnigrammes, les hauteurs d'eau (en m), les cotes (en m NGF), les vitesses (en m/s), les temps de propagation (en h).

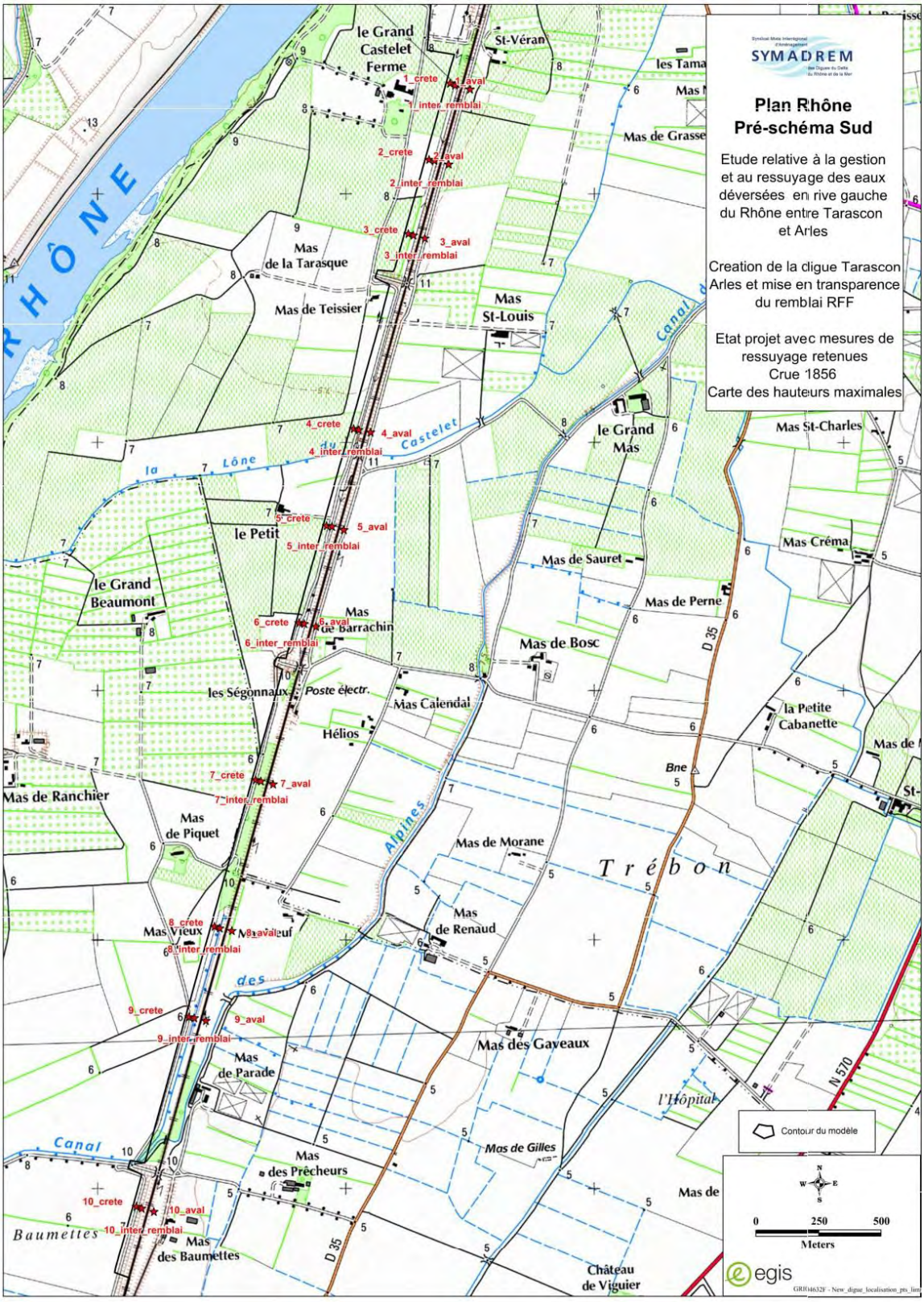


Figure 170. EF 16 – 14160 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Remblai ferroviaire transparent hydrauliquement – extraction des limnigrammes

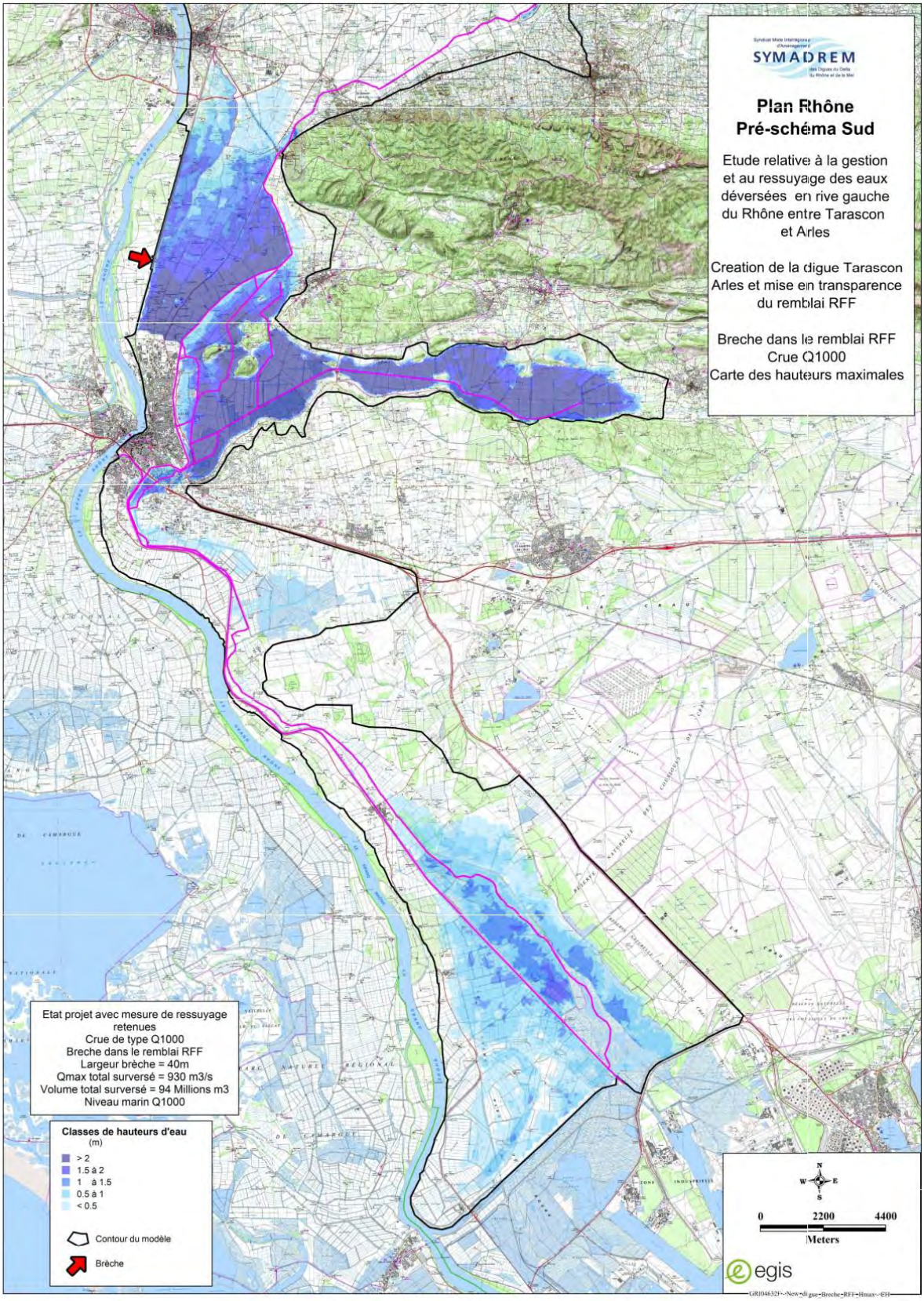


Figure 171. EF 16 – 14160 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Remblai ferroviaire transparent hydrauliquement – hauteur d'eau (en m)

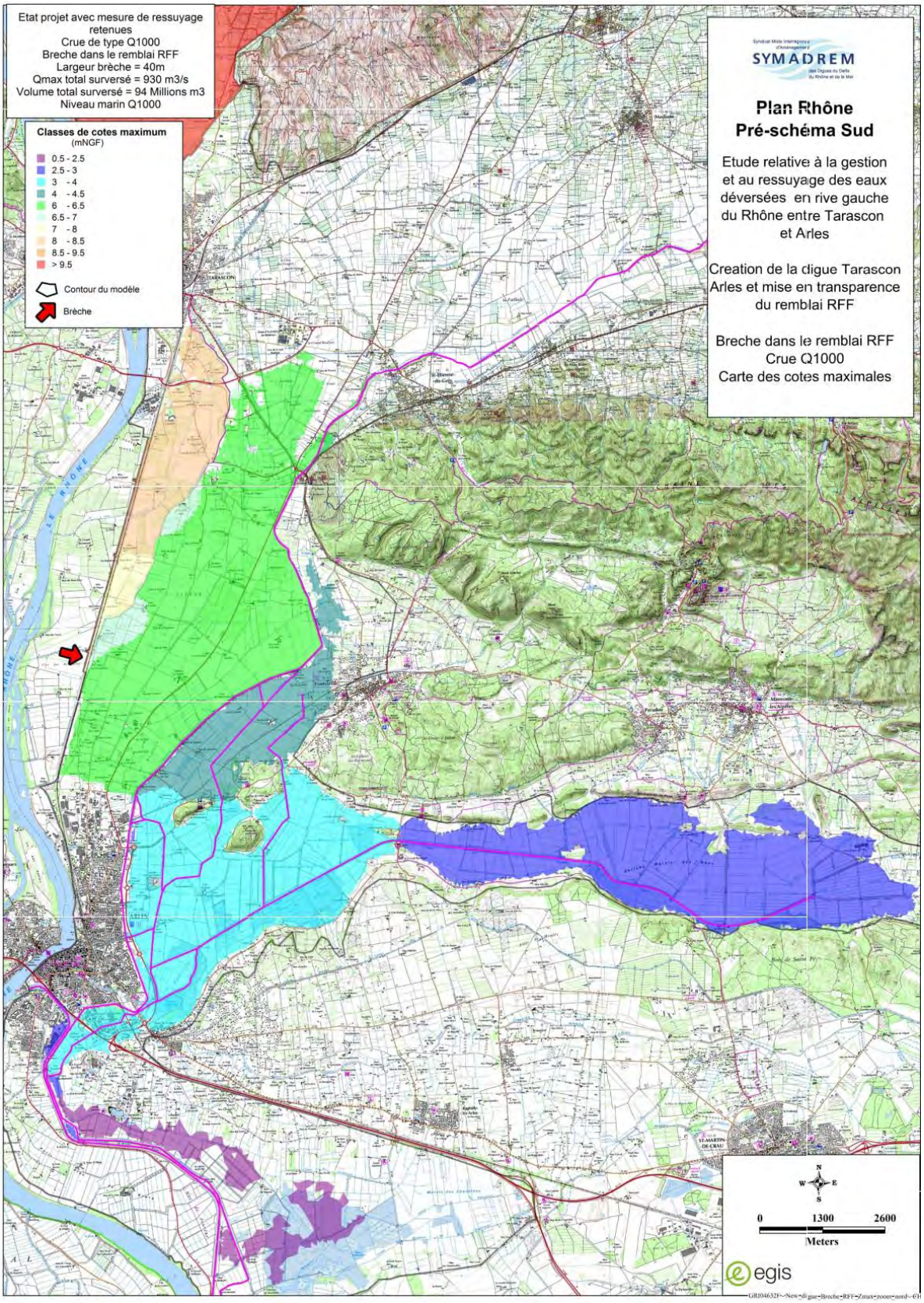


Figure 172. EF 16 – 14160 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Remblai ferroviaire transparent hydrauliquement – cote (en m NGF)

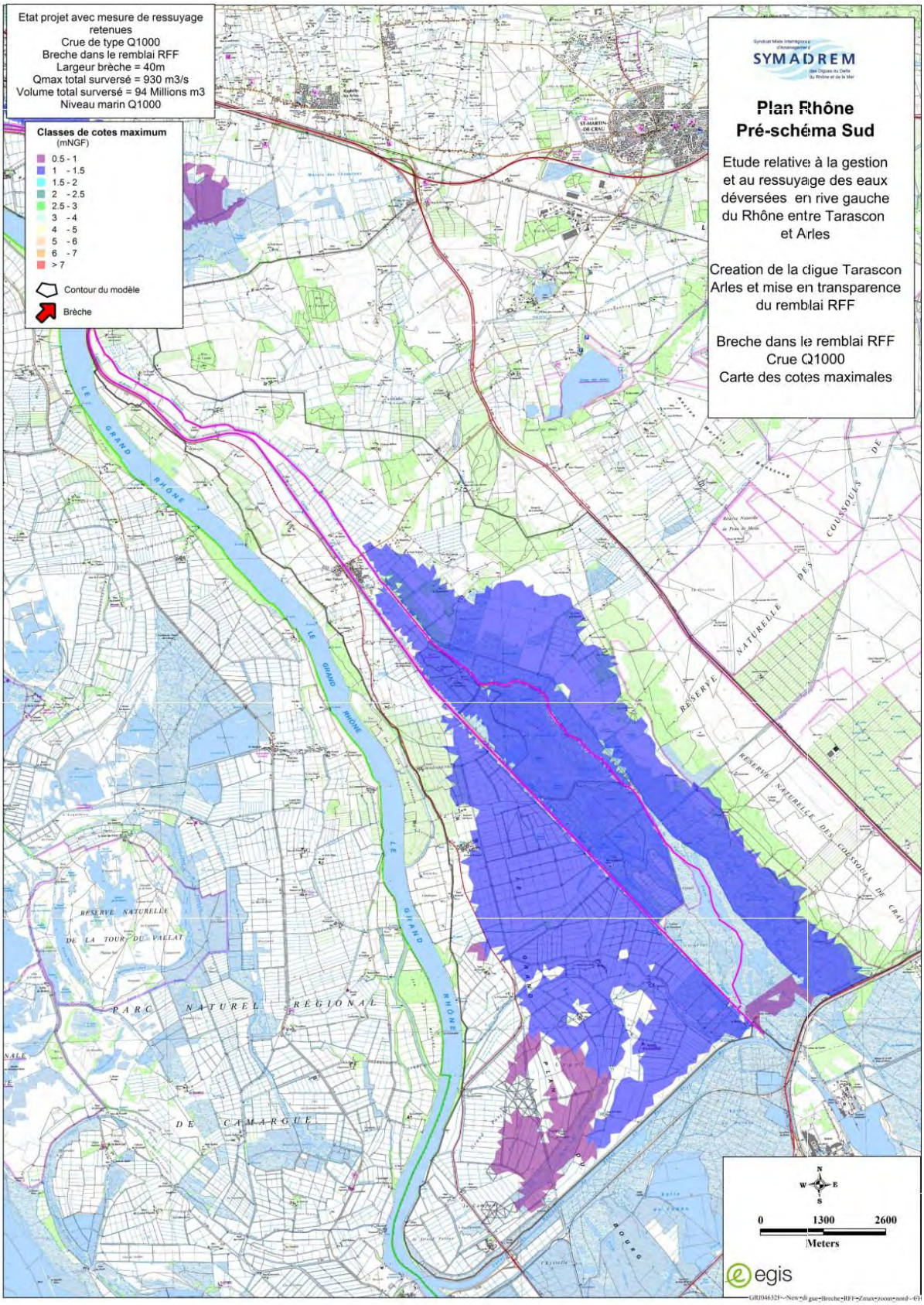


Figure 173. EF 16 – 14160 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Remblai ferroviaire transparent hydrauliquement – cote (en m NGF)

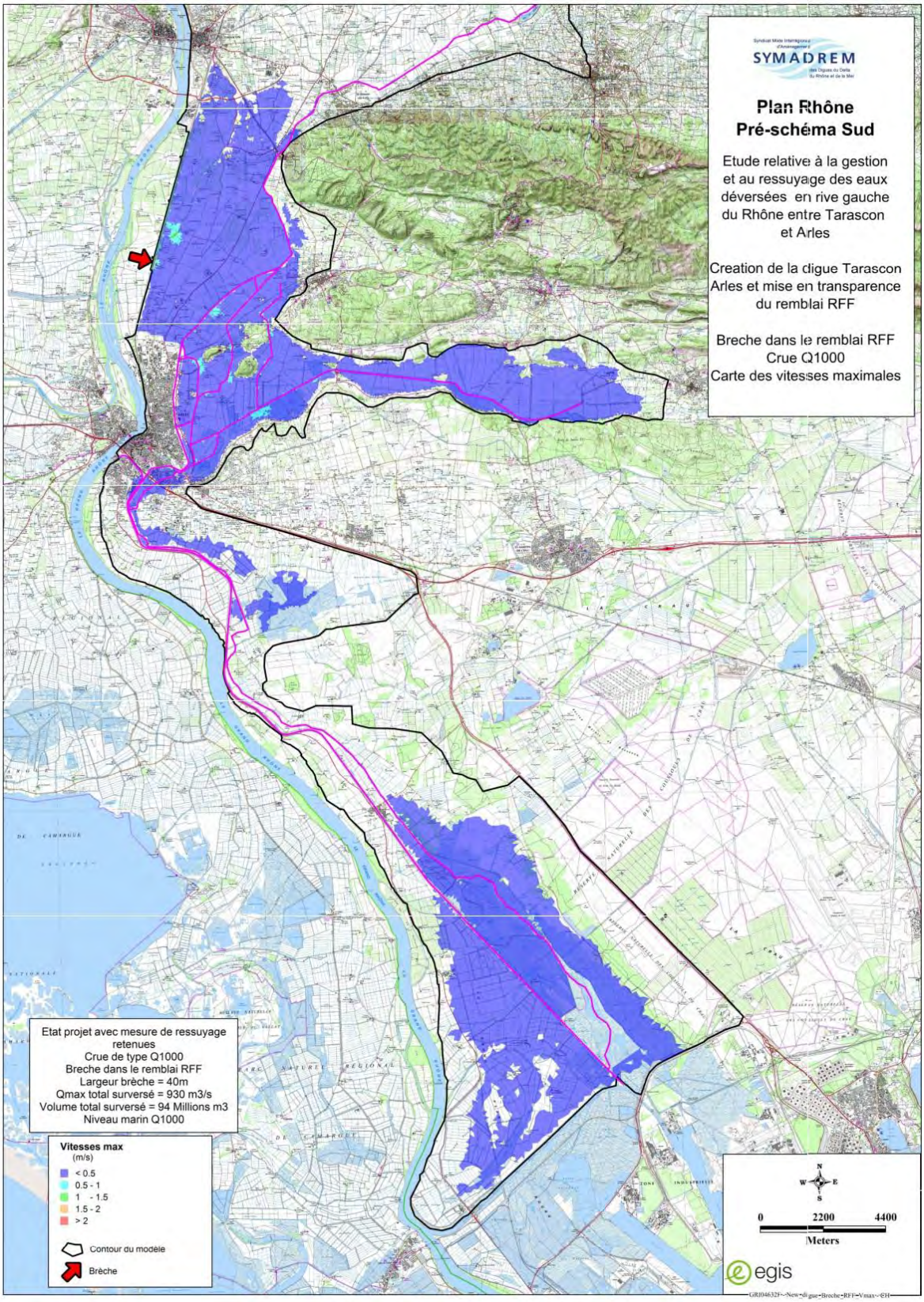


Figure 174. EF 16 – 14160 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Remblai ferroviaire transparent hydrauliquement – vitesse (en m/s)

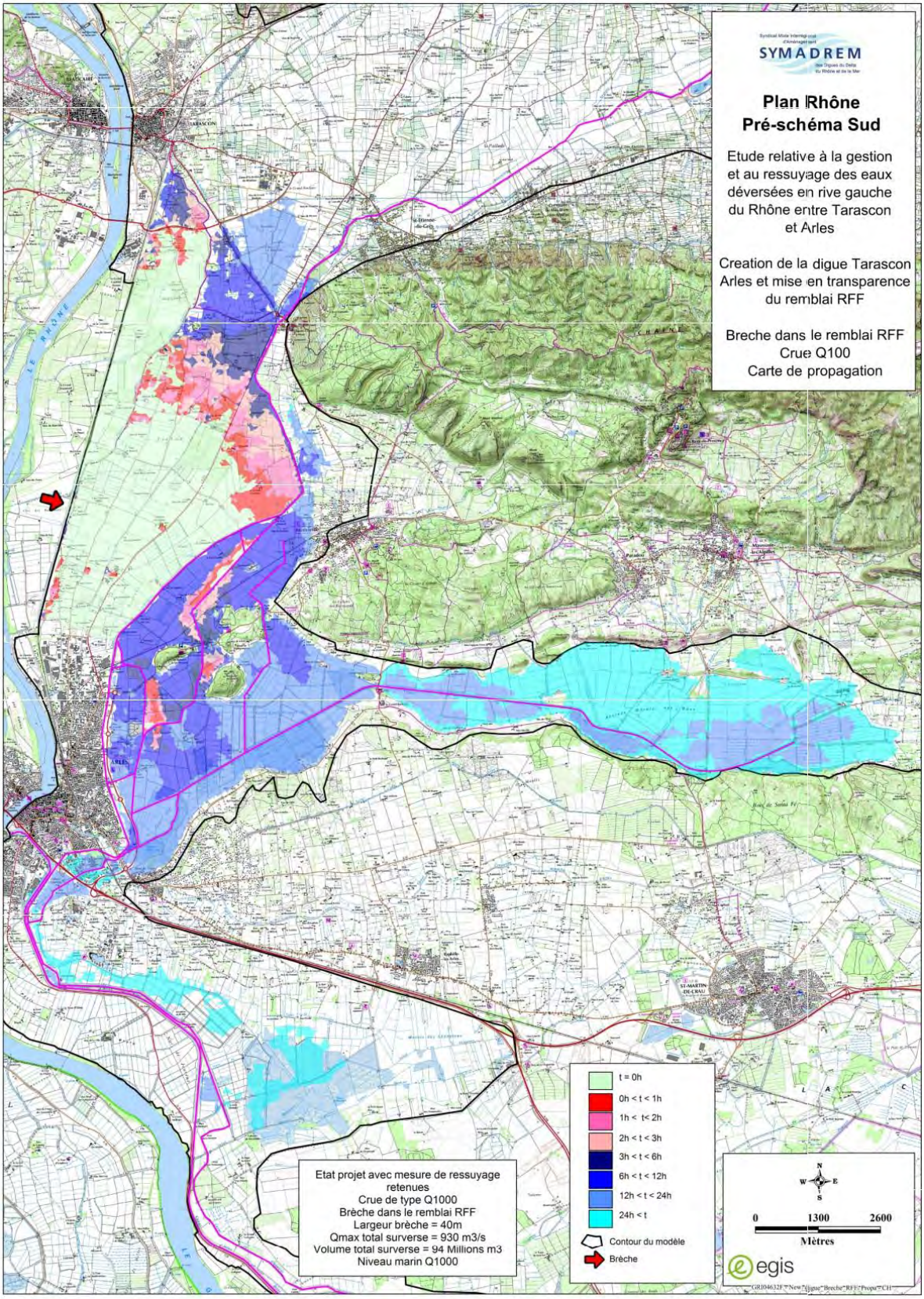


Figure 175. EF 16 – 14160 – Scénario de brèche extrêmement peu probable Remblai ferroviaire transparent hydrauliquement – temps de propagation (en h)

4.19 EF17 – DEGRADE VI – ETAT FINAL EN SITUATION DEGRADEE – BRECHE DANS LES QUAIS D'ARLES

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement avec des scénarios de brèches extrêmement peu probables ($P_{annuelle} < 10^{-5}$) dans les quais pour la crue exceptionnelle. Deux brèches ont été individuellement simulées dans les quais d'Arles dans le cadre de l'étude de dangers des quais d'Arles (ISL). La localisation des brèches considérées est présentée sur l'extrait de carte suivant.

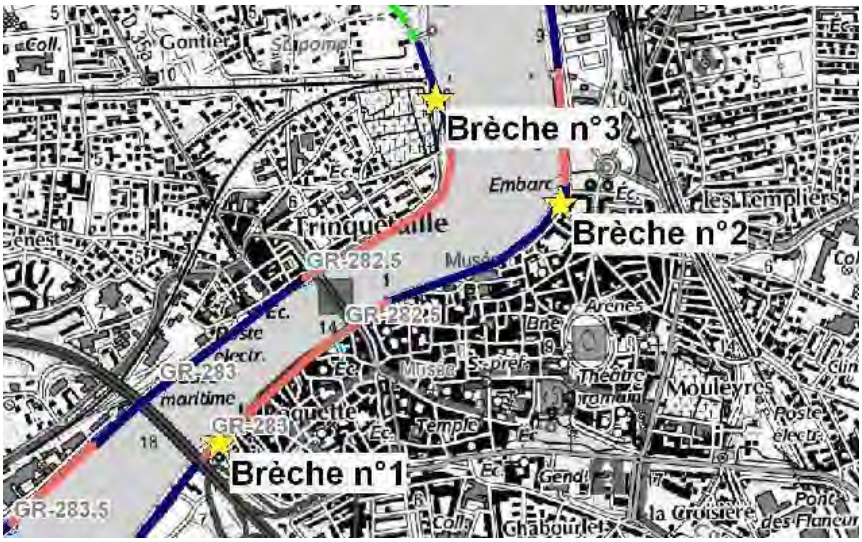


Figure 176. Localisation des brèches

La brèche n°1 correspond au basculement d'une section de 50 m du parapet du quai de la Roquette dans la partie aval du quai au GRG-283,0. Cette section est située entre 2 batardeaux. Elle correspond au plus faible coefficient de sécurité déterminé dans le cadre de l'analyse de la stabilité de tous les parapets.
La brèche n°2 correspond à la rupture de la partie supérieure du quai Marx Dormoy sur un linéaire de 50 m au droit du cimetière (GRD281,8). Dans ce secteur, la dénivelée entre la cote d'eau atteinte par le Rhône et la zone protégée est la plus haute en rive gauche.
La brèche n°2 est la plus grave que l'on puisse considérer dans les quais Rive gauche car située en amont et dans des secteurs où les hauteurs des ouvrages sont importantes.
Au contraire, la brèche n°1 permet d'apprécier les conséquences d'une brèche qui serait située plus en aval et avec une hauteur moins importantes.

Tableau 16. Caractéristiques des brèches

Brèche	Largeur	Hauteur	Cote de base de la brèche	Temps de rupture	Niveau du Rhône au moment de la rupture
N°1 : parapet de la Roquette	50 m	1,02 m	6,5 m NGF	Instantanée	7,52 m NGF
N°2 : quai Marx Dormoy	50 m	1,47 m	6,6 m NGF	1 h	8,47 m NGF

Les débits maximaux relâchés par les brèches sont de l'ordre de 60 à 200 m³/s. Les volumes libérés sont compris entre 10 et 50 millions de m^3.

La zone inondée par la brèche n°1 figure ci-après. Environ 20 % de la surface urbanisée de la ville d'Arles est inondée. Les hauteurs d'eau peuvent atteindre 2 m.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est inférieur à 10 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est supérieur à 1 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est inférieur à 10 000 personnes.
La classe de gravité est de 5 (Catastrophe majeure)

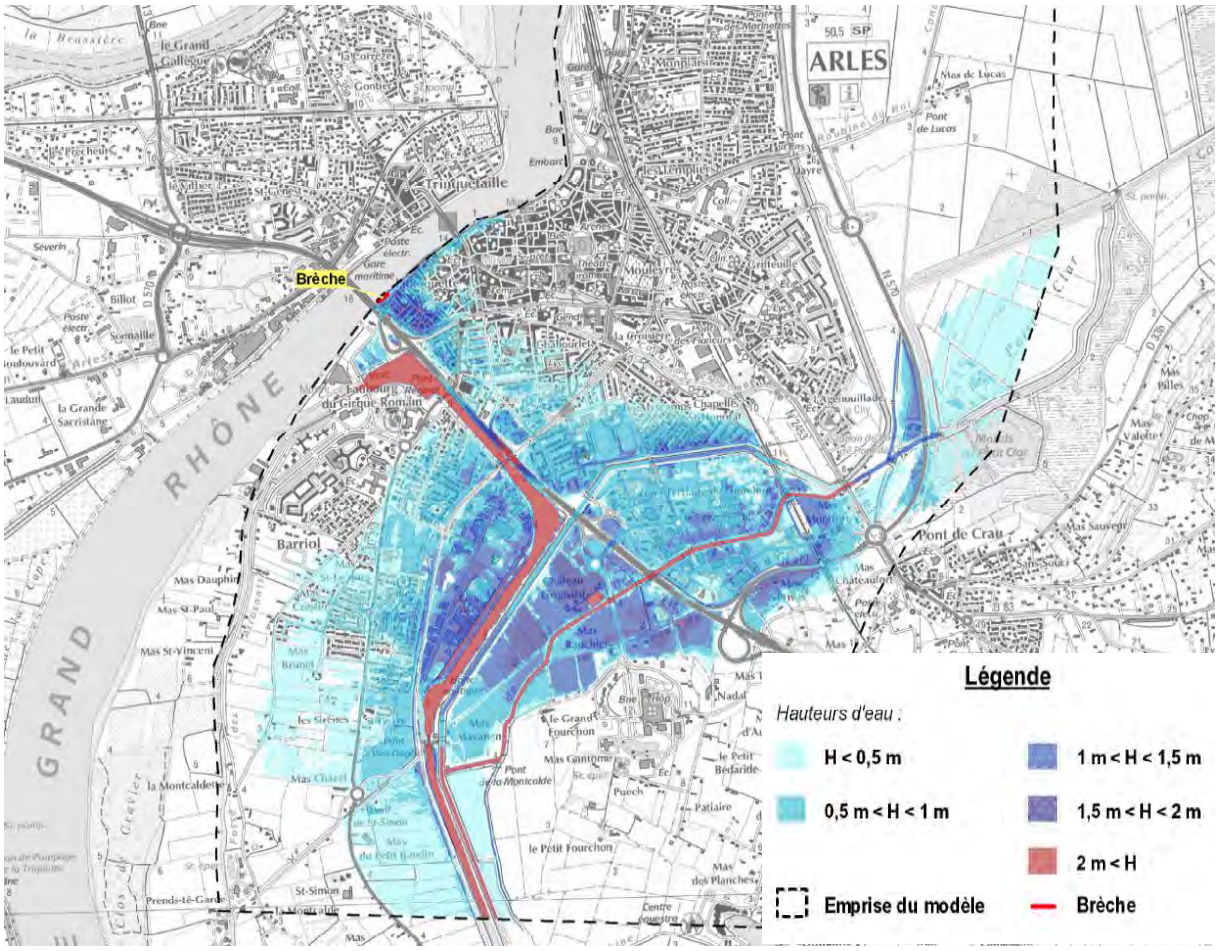


Figure 177. EF 17a – 14160 – brèche dans le quai de la Roquette

La zone inondée par la brèche n°2 figure ci-après. On retrouve la zone inondée par la brèche n°1 complétée par la plaine du Trébon c'est à dire la zone inondée par la crue de 2003. Les hauteurs d'eau peuvent atteindre 2 m. Environ la moitié de la surface urbanisée de la ville d'Arles est inondée.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est inférieur à 40 000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est supérieur à 1 000 personnes.

Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est inférieur à 10 000 personnes.
La classe de gravité est de 5 (Catastrophe majeure)

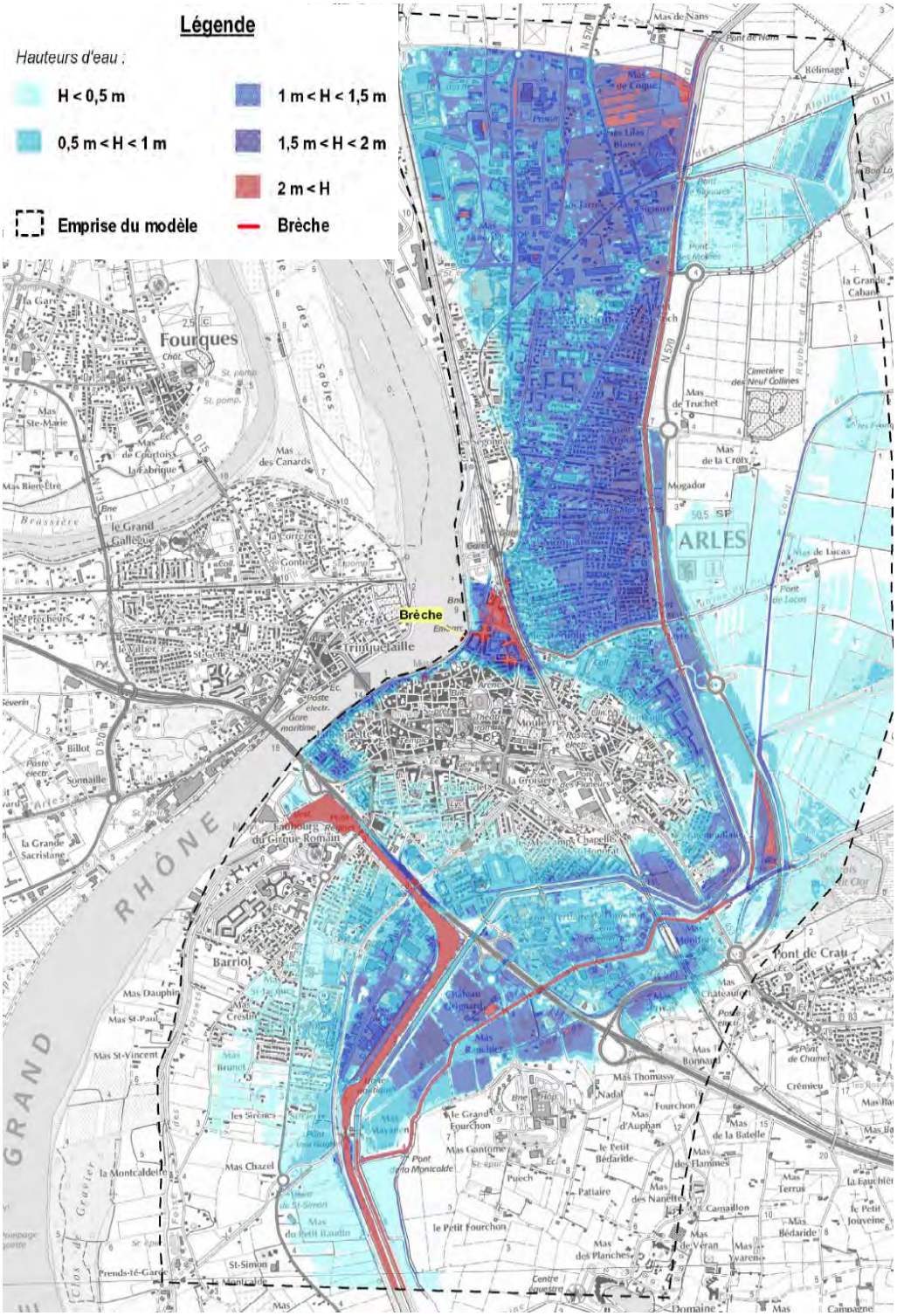
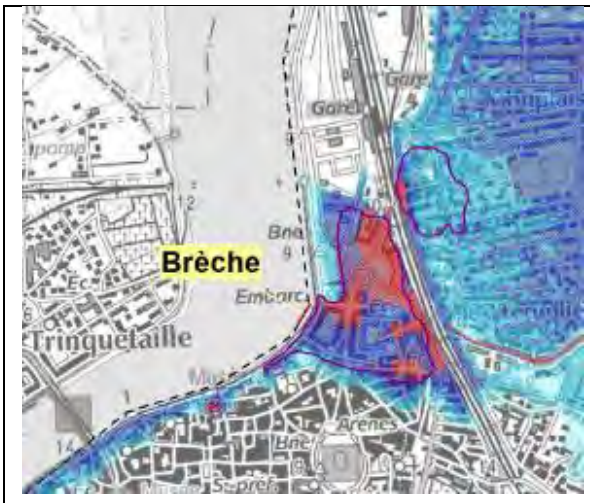


Figure 178. EF 17b – 14160 – brèche dans le quai Marx Dormoy

Les extraits suivants superposent sur zones inondées l'emprise de la zone submergée un quart d'heure après l'amorce de la rupture (limite en violet).

	Brèche n°1 En ¼ d'heure, le secteur de la place Lamartine est submergé. Il inclut des zones urbanisées denses. La zone inondée s'étend au-delà de la voie ferrée à plus de 800 m du fleuve.
	Brèche n°2 En ¼ d'heure, la partie basse du quartier de la Roquette est submergée. Elle inclut des zones urbanisées dense. La zone inondée s'étend au-delà du bd Sadi Carnot à plus de 700 m du fleuve.

Attention, ces cartes n'intègrent pas les conséquences d'éventuels débordements ou brèche situés sur le petit Rhône ou sur le Rhône en amont ou en aval du périmètre de la présente EDD.

4.20 EF18A – INFRA I – ETAT FINAL AVEC CONTOURNEMENT AUTOROUTIER AU SUD D'ARLES

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement pour la crue de référence et la crue exceptionnelle en prenant en compte le projet de contournement d'autoroutier.

La modélisation prend en compte la digue entre Tarascon et Arles mais ne prend pas en compte les mesures de ressuyage, qui ont cependant peu d'incidences sur la zone concernée. La seule incidence concerne les digues du Vigueirat et la rehausse des berges du tronc commun, dont le rehaussement permet d'éviter des débordements pour la crue exceptionnelle dans le quartier des Alyscamps et la zone de Fourchon.

Le projet de contournement autoroutier figure ci-après

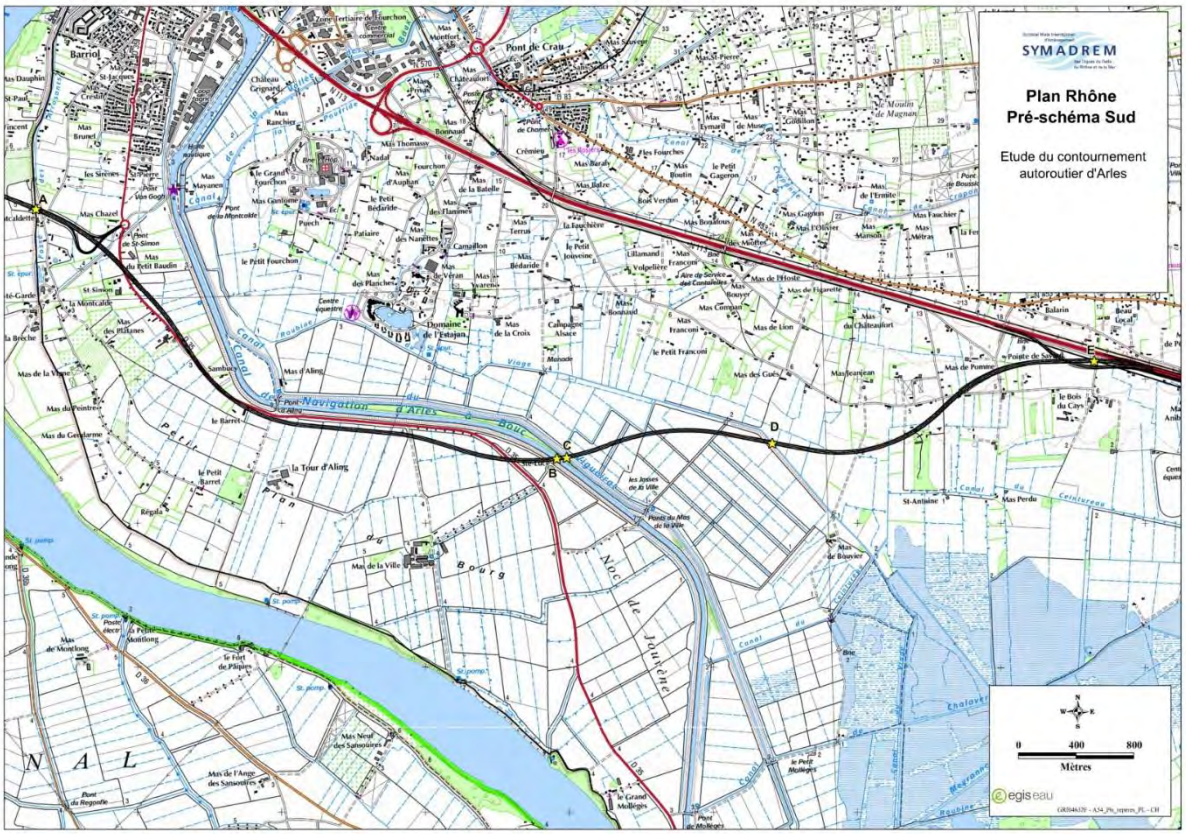


Figure 179. Projet de contournement autoroutier

Pour la crue 12500, les débordements n'atteignent pas le pied de l'autoroute même avec l'hypothèse maximaliste d'une brèche dans la Montagnette.

Pour la crue 14160, les eaux atteignent le pied de l'autoroute. L'exhaussement lié à ce dernier est inférieur à 1 cm.

La classe de gravité retenue pour ce scénario est identique à celle du fonctionnement sans autoroute (1 pour la crue à 12 500 et 2 pour la crue exceptionnelle).

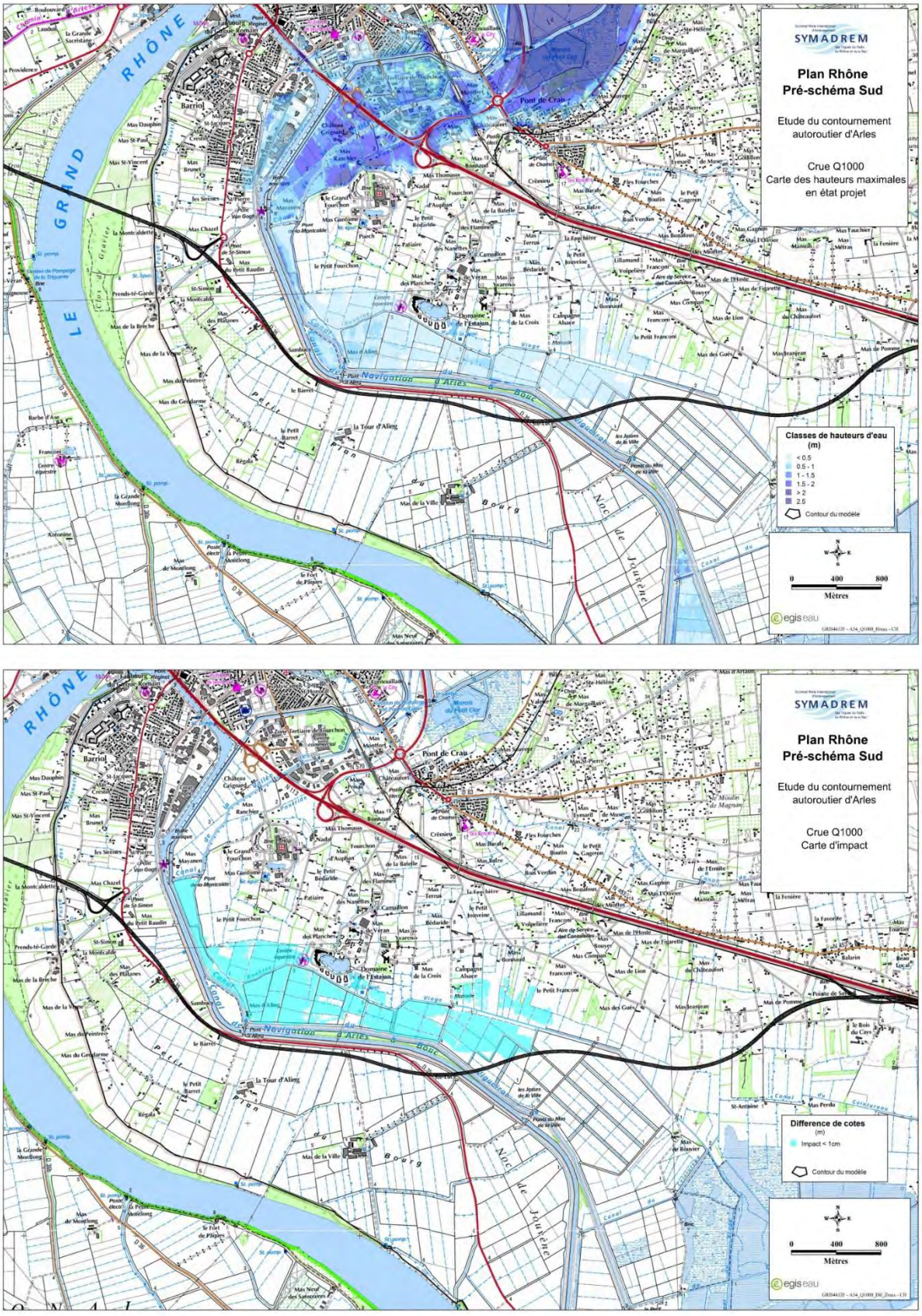


Figure 180. EF 18a – 14160 – Déversement sans brèche et impact du projet de contournement autoroutier – hauteur d'eau (en m) et impact (en cm)

Une simulation a également été réalisée en situation probable dans l'état initial et extrêmement peu probable dans l'état projet.

Dans cette situation, l'autoroute se retrouve noyée.

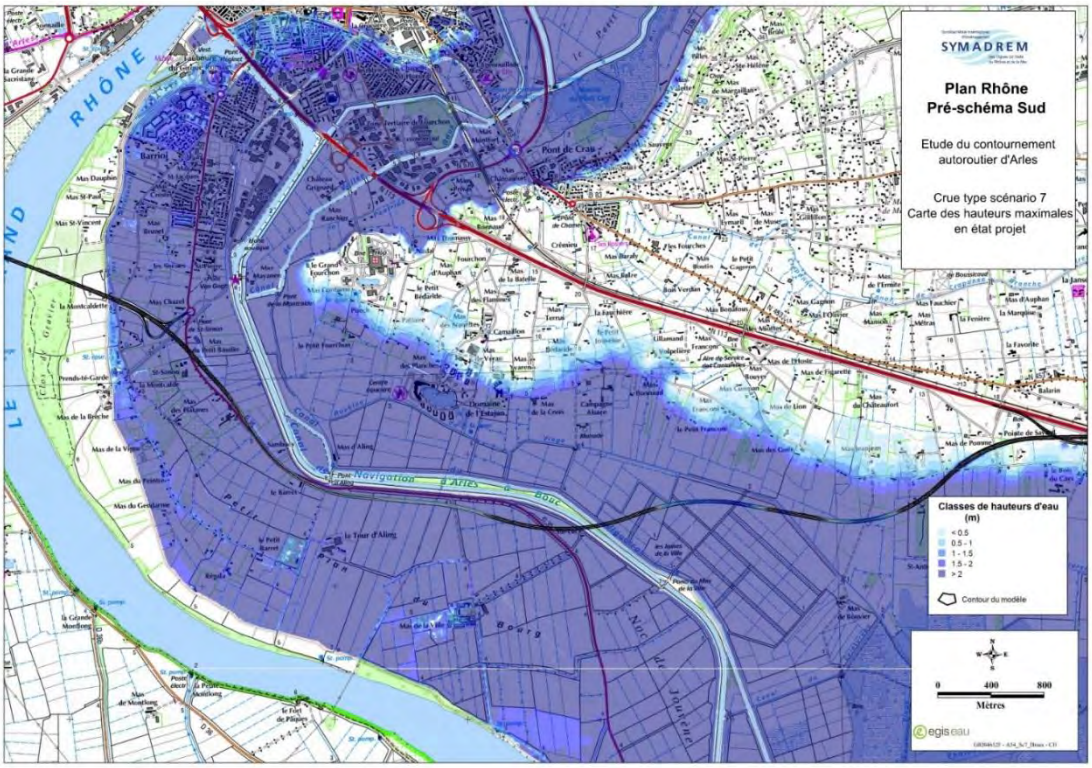


Figure 181. EF 18a – 12500 – Brèche dans le remblai ferroviaire (Etat initial) ou Brèche dans la digue Tarascon-Arles (Etat projet) et impact du projet de contournement autoroutier – hauteur d'eau (en m)

Les impacts sont les suivants :

- Alyscamps : augmentation de la ligne d'eau de 10 et 20 cm pour des hauteurs d'eau allant jusqu'à 4 m,
- Fourchon : augmentation de la ligne d'eau de 5 et 10 cm pour des hauteurs d'eau allant jusqu'à 5 m,
- Barriol : augmentation de la ligne d'eau de 5 et 10 cm pour des hauteurs d'eau comprises entre 2 et 4 m.

L'emprise de la zone inondée n'est pas modifiée.

La classe de gravité est identique à la classe de gravité du scénario EI 08, soit la classe 5.

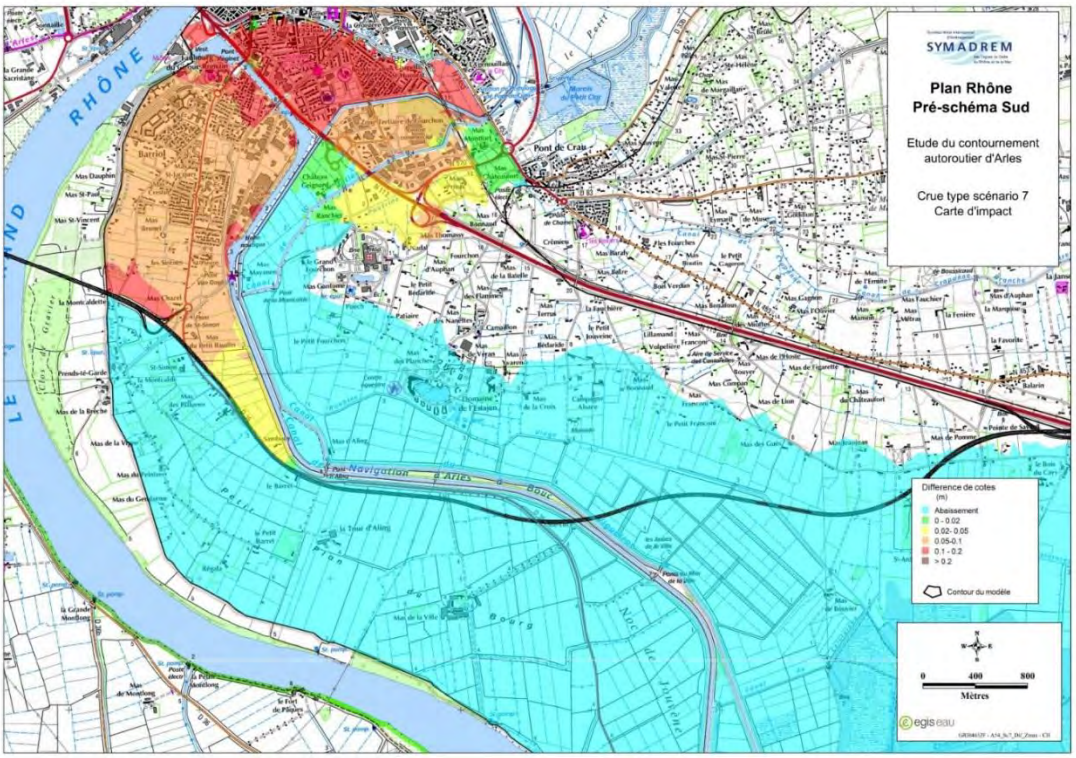


Figure 182. EF 18a – 12500 – Brèche dans le remblai ferroviaire (Etat initial) ou Brèche dans la digue Tarascon-Arles (Etat projet) et impact du projet de contournement autoroutier – hauteur d'eau (en m) et impact (en cm)

4.21 EF18B – INFRA II – ETAT FINAL AVEC PROLONGEMENT RD35 AU SUD D'ARLES

Ce scénario correspond au fonctionnement dans l'état final du système d'endiguement pour la crue de référence et la crue exceptionnelle en prenant en compte le projet prolongement du RD35 au sud de la RN113

La modélisation prend en compte la digue entre Tarascon et Arles mais ne prend pas en compte les mesures de ressuyage, qui ont cependant peu d'incidences sur la zone concernée. La seule incidence concerne les digues du Vigueirat et la rehausse des berges du tronc commun, dont le rehaussement permet d'éviter des débordements pour la crue exceptionnelle dans le quartier des Alyscamps et la zone de Fourchon. Le projet figure ci-après

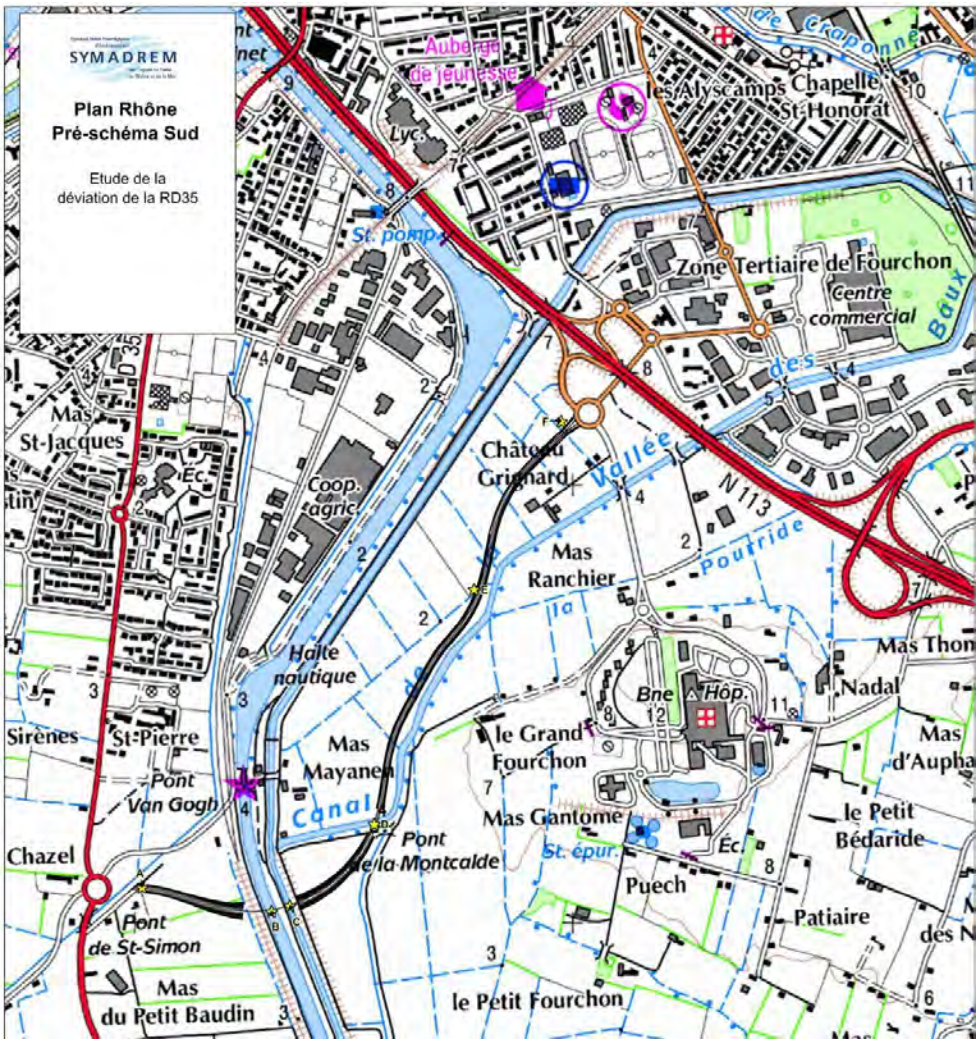


Figure 183. EF18b – projet de prolongement de la RD 35 au sud de la RN113

Dans l'état projet, la RD35 est sous l'eau pour la crue exceptionnelle (Cf. figure ci-dessous)

L'impact pour la crue exceptionnelle est localisé dans la traversée de Fourchon. Il est compris entre 0 et 2 cm. La classe de gravité de 2 est inchangée.

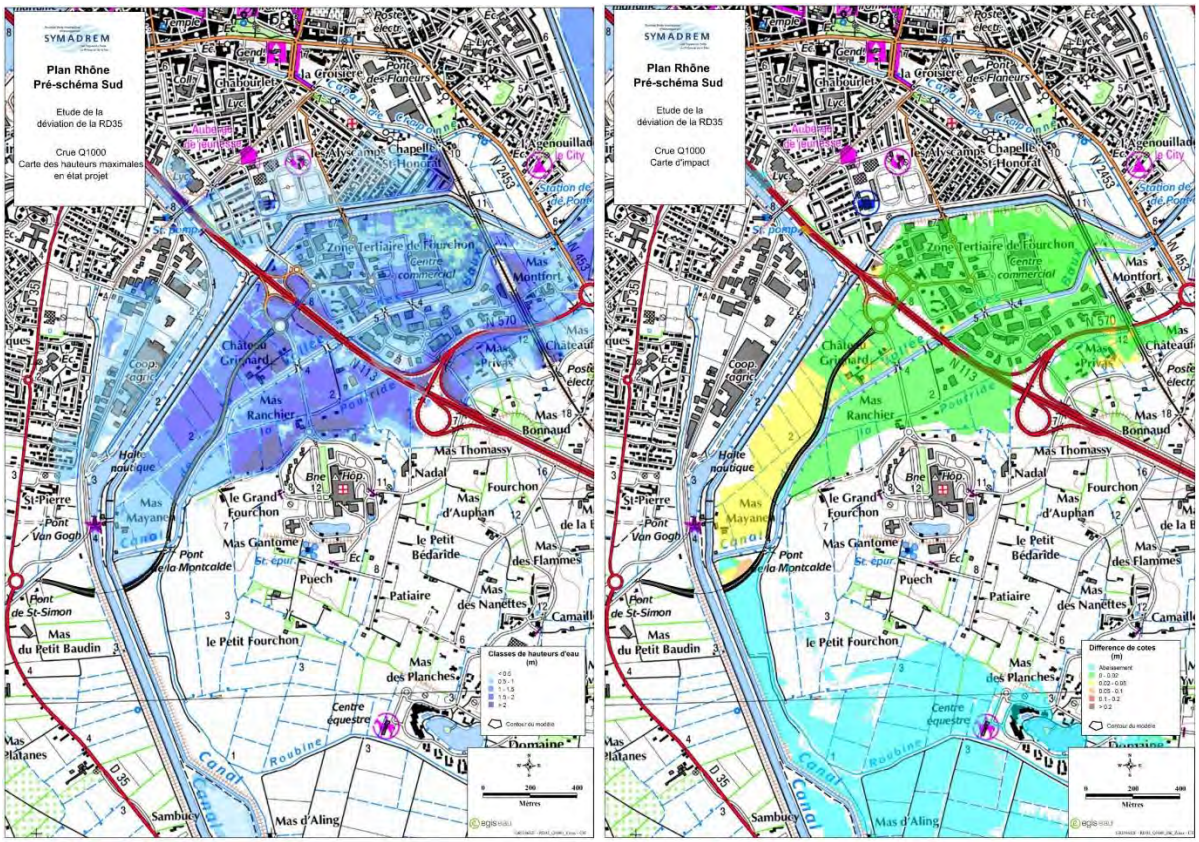


Figure 184. EF 18b – 14160 – Déversement sans brèche – hauteur d'eau (en m) et impact du prolongement de la RD35 (en cm)

Une simulation a également été réalisée pour la crue 12500 en situation probable dans l'état initial et extrêmement peu probable dans l'état projet.

Les impacts sont inférieurs à 1 cm à l'exception de la traversée de Fourchon en aval de la RN113, où ils sont de l'ordre de 5 cm. L'emprise de la zone inondée n'est pas modifiée.

La classe de gravité est identique à la classe de gravité du scénario EI 08, soit la classe 5.

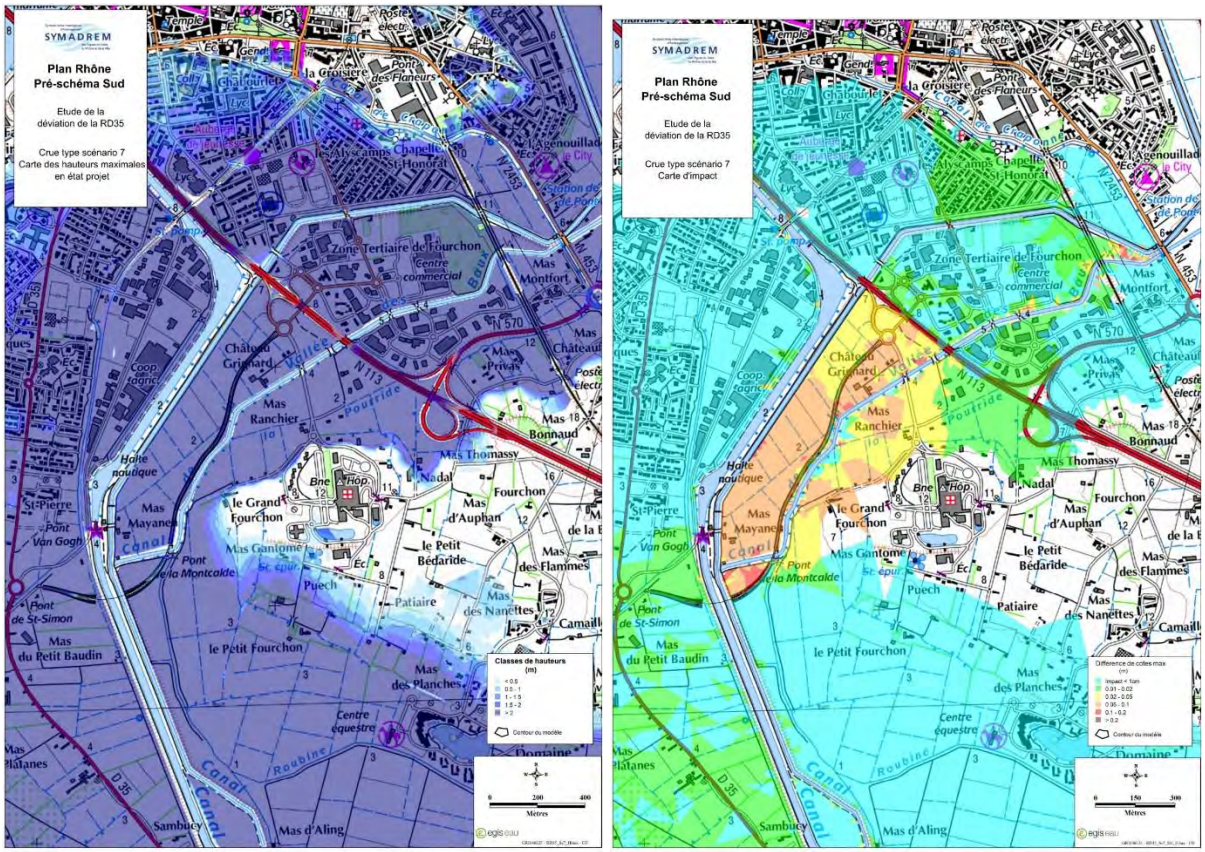


Figure 185. EF 18b – 12500 – Brèche dans le remblai ferroviaire (Etat initial) ou Brèche dans la digue Tarascon-Arles (Etat projet) et impact du projet de prolongement de la RD35 – hauteur d'eau (en m) et impact (en cm)

5 FONCTIONNEMENT APRES TRAVAUX ENTRE TARASCON ET ARLES ET SUR LE VIGUEIRAT EN CENTRE VILLE D'ARLES

5.1 DESCRIPTION DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT PARTIELLEMENT SECURISE (ETAT INTERMEDIAIRE)

Le système d'endiguement, après réalisation des travaux prévus entre Tarascon et Arles, des mesures associées et du rehaussement du SIF de Tarascon dont la fin sera concomitante avec la digue Tarascon et Arles sera constitué des ouvrages ci-dessous dont l'état de sécurisation est succinctement décrit :

Tableau 17. Système d'endiguement « Rive Gauche » intermédiaire - tronçons de digue de 1er rang

N°	Libellé ouvrage	Etat de l'ouvrage	PR Digue		Exploitant
			début	Fin	
1	Digue de la Montagnette Nord	Sécurisé jusqu'à Q_{14000}	262,93	265,94	SYMADREM
2	Digue de Montagnette Ouest		265,94	266,93	
3	Quais de Tarascon Nord		266,93	267,07	
4	Château Royal de Provence		267,10	267,19	
5	Quais de Tarascon Sud		267,20	267,70	
6	Site-Industrialo-Fluvial de Tarascon		267,71	269,89	
7	Rideau de palplanches Fibre Excellence		269,84	270,29	
8	Digue millénale Nord		270,29	270,69	
9	Digue résistante à la surverse		270,69	275,88	
10	Digue millénale Sud		275,88	278,89	
11	Digue du Mas Molin		278,84	279,23	
12	Digue Est du Port d'Arles		279,23	280,84	
13	Chemin des ségonnaux		280,84	281,80	
14	Quais d'Arles		281,82	283,06	
15	Remblai de l'IRPA		283,09	283,59	
16	Ecluse d'Arles		283,59	283,73	VNF
17	Digue de Barriol		283,73	286,49	SYMADREM
18	Digue de Prends-té-Garde à Grand Mollégès		286,49	293,08	
19	RD 35	Digue massive à sécuriser	293,06	294,62	
20	Digue Mas Thibert Amont	Non sécurisé	294,61	301,25	
21	Digue de Mas Thibert à Boisviel		301,25	306,25	
22	Digue de Boisviel à Tour de Parade		306,25	309,13	
23	Digue de Tour de Parade à Barcarin		309,13	316,04	
24	Ecluse de Barcarin et digues de fermeture	EDD CNR	316,04	316,70	CNR
25	Digue de Bois François Nord	Confortement à l'identique (1998-2006) non sécurisé jusqu'à Q_{14000}	316,70	319,53	SYMA DREM
26	Digue de Bois François Sud		319,53	321,21	
27	Digue de Port-Saint-Louis		321,21	322,29	

Tableau 18. Système d'endiguement « Rive Gauche » » intermédiaire - tronçons de digue de 2ème rang

N°	Libellé ouvrage	Etat de l'ouvrage	PR Digue		Exploitant
			début	Fin	
28	Barreau Nord	Sécurisé après Tvx	0	1.17	SYMADREM
29	Rocade Nord RD 570n		1.17	1.88	
30	Vigueirat rive droite Digue Nord à RD 453	Partiellement sécurisé	1.81	6.40	
31	Vigueirat rive droite - RD 453 à RN 113	Sécurisé	6.44	7.83	
32	Vigueirat rive gauche - RD 453 à RN 113		6.42	7.83	

5.2 FONCTIONNEMENT DU SYSTEME

Dans cet état intermédiaire, le système sera :

- entièrement sécurisé depuis la Montagnette jusqu'au RD35
- dans le même état qu'actuellement entre Petit Galignan et Barcarin
- dans le même état qu'actuellement en aval de Barcarin

Le Rhône sera contenu dans son lit jusqu'à la crue 11500 sur la partie amont du système. Les scénarios d'inondation EF 01 à EF 12 seront valables

entre Petit Galignan et Barcarin, l'inondation ne pourra se faire que par brèche dans les digues comme c'est le cas actuellement, les scénarios EI 10 et EI 11 seront valables.

En aval de Barcarin, les digues resteront exposées aux deux risques (surverse sans brèche et surverse avec brèches). Les scénarios EI 12 et 13 resteront valables.

5.3 ET 01 – 12 500 – DEVERSEMENT ENTRE TARASCON ET ARLES ET BRECHE EN AMONT DE MAS THIBERT

Un scénario a été modélisé pour cet état intermédiaire pour la crue de 12500. Ce scénario est le suivant :

- La brèche localisée entre le PK 299 et 299,5 (départ de brèche en 1993)
- Largeur de brèche : 400 mètres (hypothèse très pessimiste)
- L'initiation de la brèche aval intervient au pic de crue (hypothèse optimiste)
- Elargissement de la brèche de 0 à 400 m en 5 heures et une fosse d'érosion de 10 mètres de profondeur en 5 heures.

Pour la crue type 1856, le débit total sur la digue déversante est de 325 m^3/s; le débit dans la brèche est de 752 m^3/s, le volume de l'hydrogramme de la brèche de 76 millions de m^3.

La brèche survient à la décrue de la surverse sur la digue Tarascon Arles, alors que toute la plaine de Trébon est inondée et que les débits ont transité par les siphons dans les anciens marais d'Arles.

En 1 h les débits dans la brèche ont atteint le canal d'Arles à Fos. La partie de mas Thibert située à l'ouest du canal est inondée en moins de 2h. Les écoulements surversent ensuite dans le canal et dans le Vigueirat et atteignent le secteur de Mas Thibert située à l'est du canal en 3 à 6h.

Toute la zone des marais du Vigueirat est inondée en plus de 24h.

Les écoulements se propagent aussi au nord par le canal d'Arles à Fos, et inondent la partie sud d'Arles en 6 h environ (rive droite du canal dans le quartier Barriol, quartier Alyscamps, sud de la RN113 et zone commerciale de Fourchon).

Les hauteurs d'eau à l'arrière de la brèche atteignent plus de 2m en bordure du canal, et plus de 1 à 1.5m à Mas Thibert partie ouest du canal, et environ 1 m à l'est.

Fourchon et les Alyscamps sont inondés avec 0.5 à 1m, et le sud de la RN113 et le quartier Barriol entre 0.5 et plus de 1.5 m.

Les anciens marais d'Arles sont inondés avec 0.5 à plus de 2m. L'inondation de la plaine de Trébon est due au déversement sur la digue.

Concernant les vitesses maximales, elles sont fortes (>1.5m/s) à l'arrière de la brèche. Au niveau de Mas d'Atilon situé à 300 m de la brèche, elles sont d'environ 1 m/s. Ailleurs elles sont inférieures à 0.5 m/s.

Le nombre de personnes impactées par l'inondation est supérieur à 1 000 personnes mais inférieure à 10000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger dans la zone des 3 heures, est inférieur à 1000 personnes.
Le nombre de personnes, susceptibles d'être mises en danger au-delà la zone des 3 heures, est inférieur à 10000 personnes.

La classe de gravité retenue pour cet événement est de 4 (catastrophe).

Les figures en pages suivant illustrent respectivement les hauteurs d'eau (en m), les vitesses (en m/s), les temps de propagation (en h)

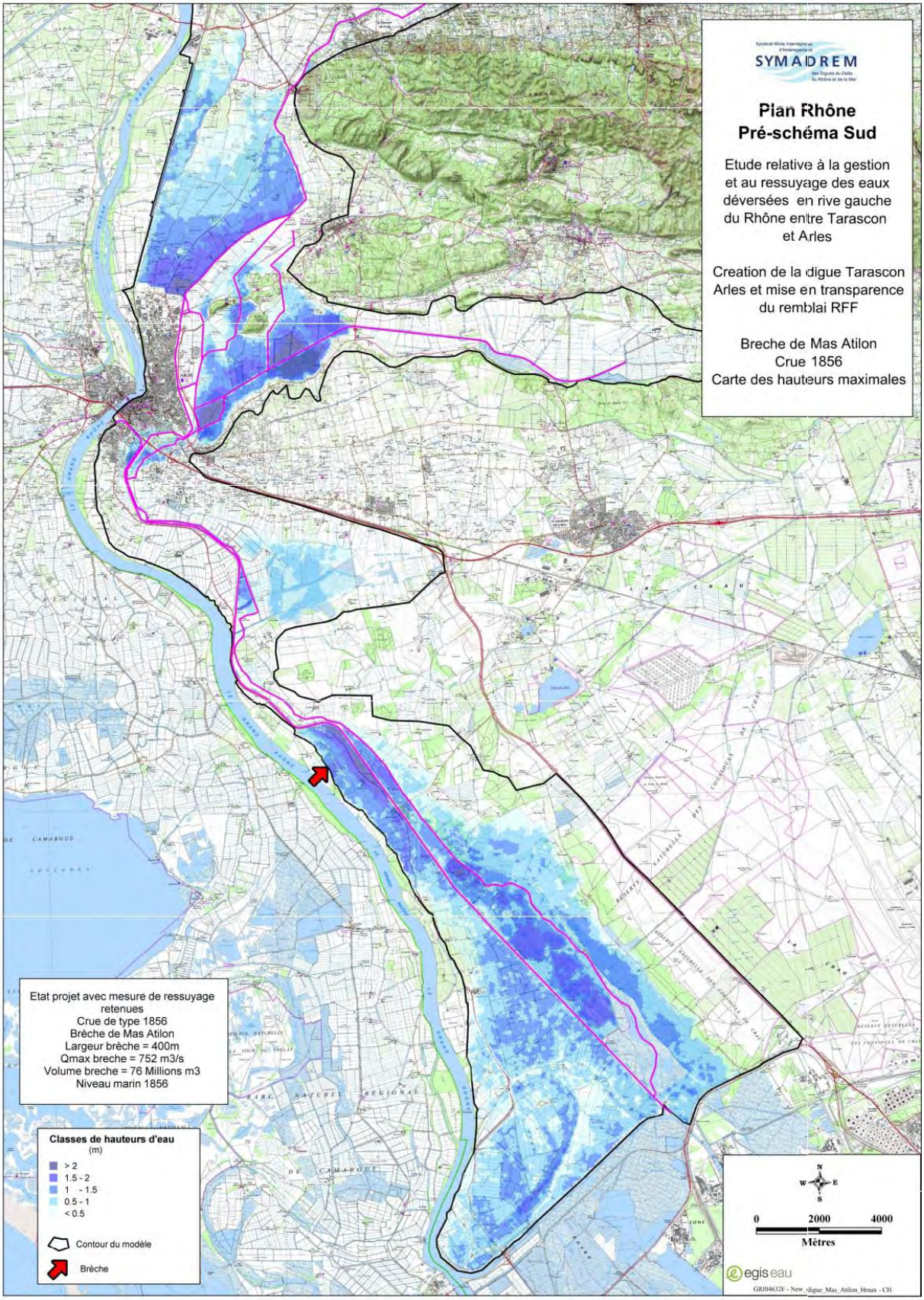


Figure 186. ET 01 – 12500 – Surverse en amont et brèche en aval – hauteur d'eau (en m)

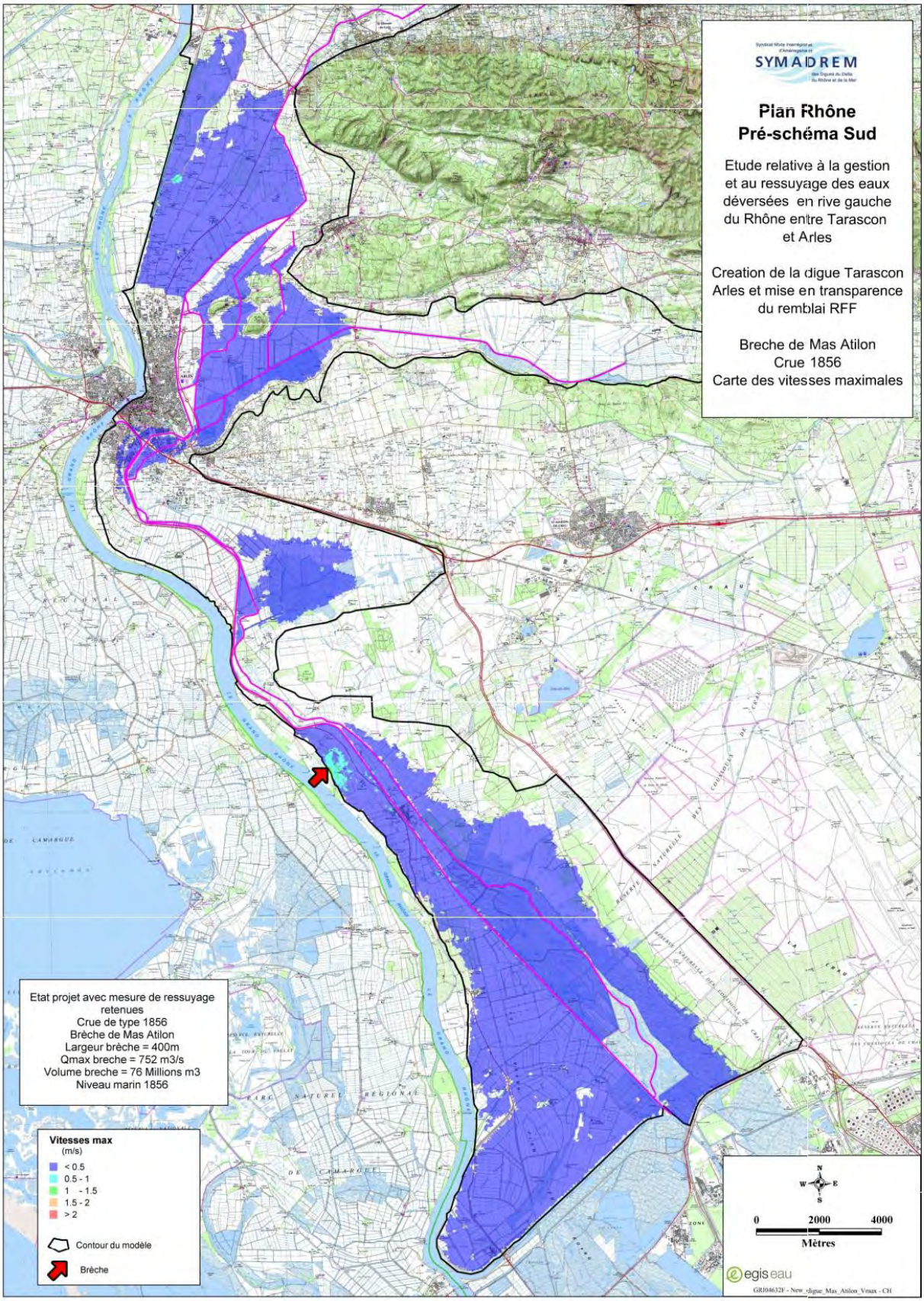


Figure 187. ET 01 – 12500 – Surverse en amont et brèche en aval – vitesse (en m/s)

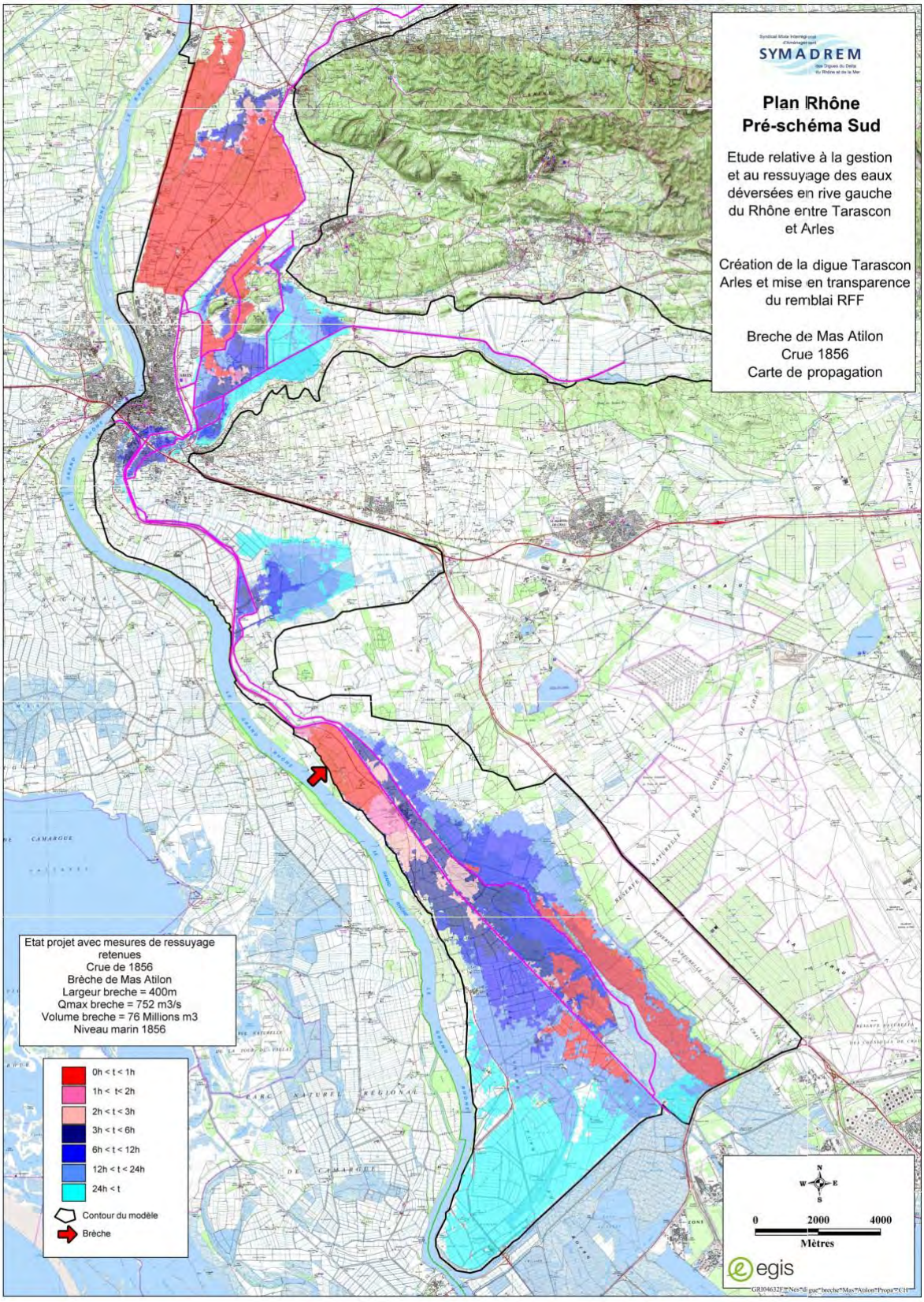


Figure 188. ET 01 – 12500 – Surverse en amont et brèche en aval – temps de propagation (en h)

6 CONCLUSION DE L'ANALYSE DE RISQUES

Dans l'état initial, 26 scénarios d'inondation, portant sur des tronçons de digue non encore sécurisés dans le cadre du Plan Rhône, ont été modélisés. La gravité et la probabilité d'occurrence de ces scénarios a été estimées. A l'exception du scénario lié à la défaillance d'un ouvrage hydraulique traversant et de 2 scénarios de surverse sans brèche (peu probable) sur la digue de Port-Saint-Louis, tous ces scénarios présentent un risque inacceptable. Les résultats sont synthétisés dans le tableau en page suivante.

Dans l'état final après sécurisation complète du système, 20 scénarios d'inondation ont été modélisés :
Trois scénarios concernent des événements sans surverse sur les ouvrages du système
Neuf scénarios concernent des événements avec surverse sans brèche sur les ouvrages du système
Huit scénarios concernent des scénarios de brèches très improbable ou extrêmement peu probables

Tous ces scénarios présentent un risque acceptable.

Dans l'état intermédiaire après réalisation de la digue entre Tarascon et Arles, le système d'endiguement de la digue de la Montagnette au RD35 présentera un risque acceptable.

Le système en aval du RD35 présentera un risque inacceptable des mesures de réduction du risque sont définies en rubrique n°9.

Tableau 19. Etat initial – conclusion de l'analyse de risques

N°	Crue	Type dangers	Libellé succinct	Probabilité occurrence aléa	Probabilité d'inondation pour aléa considéré	Probabilité annuelle scénario d'inondation	Nombre de victimes potentielles	Classe de gravité	Acceptabilité scénario
EI 01	11500	brèche avant surverse	déc. 2003 historique	0,008	1,000	8E-03	0	4	**>> 10-4**
EI 02	11500	brèche avant surverse	déc. 2003 vécu actuellement	0,008	0,900	7E-03	1	3	**>> 10-4**
EI 03	10500	défaillance OHT	Sc 4 (SNCF) : Défaillance 2 OHT	0,016	0,010	2E-04	0	3	**< 10-3**
EI 04	10500	brèche avant surverse	Sc 8 (SNCF) : Brèche OHT	0,016	0,200	3E-03	< 10	5	**>> 10-4**
EI 05	11500	brèche avant surverse	Sc 0 (SNCF) déc. 2003 vécu actuellement sans apport extérieur	0,008	0,900	7E-03	1	3	**>> 10-4**
EI 06	11500	brèche avant surverse	Sc 2 (SNCF) - 3 brèches dans les trémies	0,008	0,810	6E-03	< 10	4	**>> 10-4**
EI 07	11500	brèche avant surverse	Sc 9 (SNCF) - brèche par érosion interne	0,008	0,400	3E-03	> 10	5	**>> 10-4**
EI 08	12500	brèche après surverse	Sc 9 (SNCF) - brèche par surverse	0,006	0,400	2E-03	< 10	5	**>> 10-4**
EI 09	12500	brèche avant surverse	Sc 10 (SNCF) - brèche par érosion interne	0,006	0,600	4E-03	> 10	5	**>> 10-4**
EI 10a	9500	brèche avant surverse	brèche Atilon par érosion interne	0,032	0,008	2,56E-04	1	4	**>> 10-4**
EI 10b	10500	brèche avant surverse	brèche Atilon par érosion interne	0,016	0,060	9,60E-04	1	4	**>> 10-4**
EI 10c	11500	brèche avant surverse	brèche Atilon par érosion interne	0,008	0,200	1,60E-03	1	5	**>> 10-4**
EI 10d	12500	brèche avant surverse	brèche Atilon par érosion interne	0,006	0,300	1,80E-03	1	5	**>> 10-4**
EI 10e	14160	brèche avant surverse	brèche Atilon par érosion interne	0,002	0,300	4,50E-04	< 10	5	**>> 10-4**
EI 11a	9500	brèche avant surverse	brèche Parade par érosion interne	0,032	0,300	9,60E-03	1	3	**>> 10-4**
EI 11b	10500	brèche avant surverse	brèche Parade par érosion interne	0,016	0,500	8,00E-03	1	3	**>> 10-4**
EI 11c	11500	brèche avant surverse	brèche Parade par érosion interne	0,008	0,600	4,80E-03	1	3	**>> 10-4**
EI 11d	12500	brèche avant surverse	brèche Parade par érosion interne	0,006	0,600	3,60E-03	1	4	**>> 10-4**
EI 11e	14160	brèche avant surverse	brèche Parade par érosion interne	0,002	0,600	9,00E-04	1	4	**>> 10-4**
EI 12a	9500	Surverse sans brèche	Surverse Digue PSL	0,032	0,100	3,20E-03	0	0	pas de surverse
EI 12b	10500	Surverse sans brèche	Surverse Digue PSL	0,016	1,000	1,60E-02	0	1	**inacceptable**
EI 12c	11500	Surverse sans brèche	Surverse Digue PSL	0,008	1,000	8,00E-03	0	1	**inacceptable**
EI 12d	12500	Surverse sans brèche	Surverse Digue PSL	0,006	1,000	6,00E-03	0	2	**acceptable**
EI 12e	14160	Surverse sans brèche	Surverse Digue PSL	0,002	1,000	1,50E-03	1	4	**acceptable**
EI 13a	11500	brèche avant surverse	Brèche digue PSL	0,008	0,300	2,40E-03	1	4	**>> 10-4**
EI 13b	12500	brèche avant surverse	Brèche digue PSL	0,006	0,400	2,40E-03	1	4	**>> 10-4**

Tableau 20. Etat final – conclusion de l'analyse de risques

N°	Crue	Type dangers	Libellé succinct	Probabilité occurrence aléa	Probabilité d'inondation pour aléa considéré	Probabilité annuelle scénario d'inondation	Nombre de victimes potentielles	Classe de gravité	Acceptabilité scénario
EF 01	11500	absence de surverse	Crue 11500 sans apport	0,008	0,1	0,0008	0	0	acceptable
EF 02	11500	absence de surverse	Crue 11500 avec apport	0,008	0,1	0,0008	0	0	acceptable
EF 03	12500	Surverse sans brèche	Crue 12500 sans apport	0,006	1	0,006	0	1	acceptable
EF 04	12500	Surverse sans brèche	Crue 12500 avec apport 2003	0,006	1	0,006	0	1	acceptable
EF 05	12500	Surverse sans brèche	Crue 12500 avec apport 2003 + Dur.	0,006	1	0,006	0	1	acceptable
EF 06	12500	absence de surverse	Crue 12500 Port-Saint-Louis	0,006	1	0,006	0	0	acceptable
EF 07	14160	Surverse sans brèche	Crue 14160 (sûreté)	0,0015	1	0,0015	1	2	acceptable
EF 08	14160	Surverse sans brèche	Crue 14160 PSL (sûreté)	0,0015	1	0,0015	1	1	acceptable
EF 09a	15500	Surverse sans brèche	Crue danger système	0,0003	1	0,0003	1	2	acceptable
EF 09b	15500	Brèche	Crue danger système	0,0003	0,01	3,00E-06	< 10	5	<< 10-4
EF 10a	17000	Surverse sans brèche	Crue > Crue danger	0,0002	1	0,0002	1	2	acceptable
EF 10b	17000	Brèche après surverse	Crue > Crue danger	0,0002	0,01	2,00E-06	< 10	5	<< 10-4
EF 11	12500	Brèche	Brèches Vigueirat Hors système	0,006	1	0,006	0	1	acceptable
EF 13	12500	Brèche	Brèche Montagnette	0,006	0,0003	1,80E-06	< 10	5	< 10-4
EF 14	11500	Brèche	Brèche Rideau Palplanches	0,008			1	3	< 10-4
EF 15	14160	Brèche	Brèche Rideau Palplanches	0,0015			1	3	< 10-4
EF 16	14160	Brèche	rèche Remblai Ferroviaire Transparer	0,0015	0,002	3,00E-06	1	2	<< 10-4
EF17	14160	Brèche	Brèche quais Arles	0,0015	0,01	1,50E-05	< 10	5	< 10-4
EF 18	14160	Surverse sans brèche	Surverse avec A54	0,0015	1	0,0015	1	2	acceptable
EF 18	14160	Surverse sans brèche	Surverse avec A54	0,0015	1	0,0015	1	2	acceptable

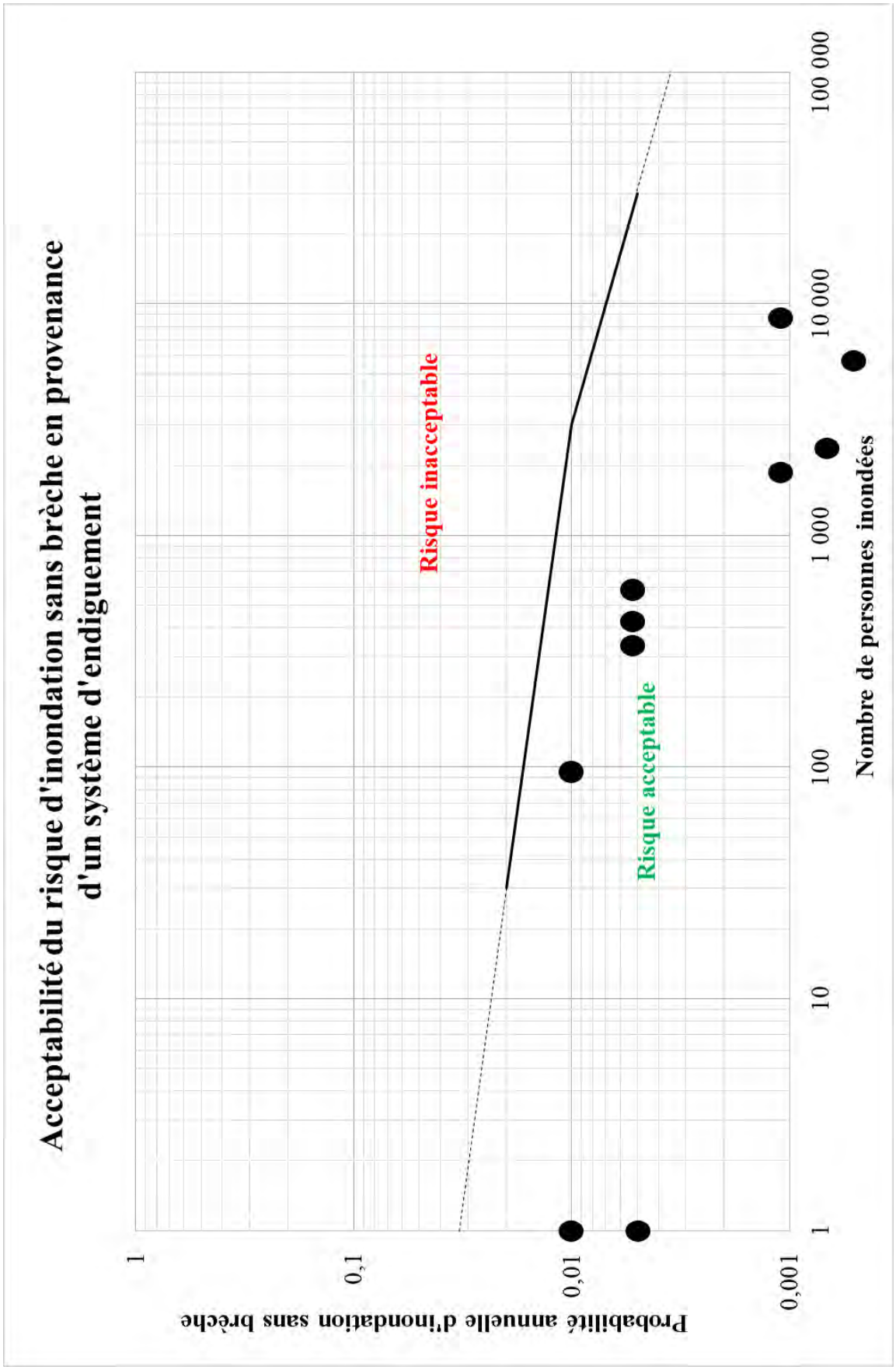


Figure 189. Etat final – acceptabilité du risque lié à des déversements sans brèche

Tableau 21. Etat intermédiaire – conclusion analyse de risques

N°	Crue	Type dangers	Libellé succinct	Probabilité occurrence aléa	Probabilité d'inondation pour aléa considéré	Probabilité annuelle scénario d'inondation	Nombre de victimes potentielles	Classe de gravité	Acceptabilité scénario
ET 01	12500	Surverse et Brèche	Après Tarascon-Arles	0,006	1	0,006	1	4	acceptable amont RG inacceptable aval

SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT

RIVE GAUCHE DU RHONE

ET DES TRAVAUX DE CREATION D'UNE DIGUE ENTRE TARASCON ET ARLES ET MESURES ASSOCIEES

RUBRIQUE N°8D : NIVEAUX DE PROTECTION

SOMMAIRE

1 niveaux de protection, de sûrete et de danger - Définitions 3

2 scénarios d'inondation considérés 10

3 niveaux de sureté des ouvrages après travaux 12

4 Fonctionnement du système d'endiguement et détermination des niveaux de protection des ouvrages après travaux 16

5 Niveaux de protection après travaux des zones exposés au risque d'inondation en provenance du système d'endiguement 19

1 NIVEAUX DE PROTECTION, DE SURETE ET DE DANGER - DEFINITIONS

Le niveau de protection d'une zone exposée au risque d'inondation ou de submersion marine assuré par un système d'endiguement est défini réglementairement par l'article R.214-119-1 du Code de l'Environnement, qui stipule

Le niveau de protection d'une zone exposée au risque d'inondation ou de submersion marine assuré par un système d'endiguement au sens de l'article R. 562-13 ou par un aménagement hydraulique au sens de l'article R. 562-18 est déterminé par la hauteur maximale que peut atteindre l'eau sans que cette zone soit inondée en raison du débordement, du contournement ou de la rupture des ouvrages de protection quand l'inondation provient directement du cours d'eau ou de la mer. Lorsque la taille et les caractéristiques de la zone exposée le justifient, plusieurs niveaux de protection peuvent être déterminés, chacun étant associé à une partie délimitée de la zone protégée. «Le niveau de protection d'un système d'endiguement ou d'un aménagement hydraulique est apprécié au regard soit d'un débit du cours d'eau en crue considéré ou d'une cote de niveau atteinte par celui-ci, soit d'un niveau marin pour le risque de submersion marine.

La détermination du niveau de protection d'une zone exposée au risque d'inondation ou de submersion marine assuré par un système d'endiguement nécessite l'évaluation préalable d'autres niveaux, qui ne sont pas définies réglementairement. Il s'agit des niveaux de protection, de sûreté et de danger des digues constituant le système d'endiguement. Mallet, Degoutte & Royet 2013 [X038] ont proposé des définitions, qui sont rappelées et complétées ci-après :

Niveau de protection d'une digue avec déversoir (ou digue résistante à la surverse)

Si la digue est équipée d'un déversoir de sécurité ou d'un tronçon de digue résistant à la surverse, le niveau de protection de la digue est le niveau de la crête de cet ouvrage déversant. Ceci en supposant bien sûr que la digue résiste jusque-là. C'est le niveau au-delà duquel la zone n'est plus protégée par la digue. Les lieux initialement protégés par la digue sont peu à peu inondés par les eaux provenant du déversoir (en supposant qu'ils n'aient pas été inondés précédemment par un autre processus tel que remontée de nappe, ruissellement ou remous aval).

Niveau de sûreté d'une digue

C'est le niveau pour lequel la digue conserve une certaine marge de sécurité pour les différents mécanismes de rupture. Elle doit donc :

- disposer d'une certaine revanche par rapport à la ligne d'eau de la crue de danger ;
- assurer la stabilité mécanique du corps de digue avec des coefficients de sécurité correspondant aux situations exceptionnelles [X020] ;
- présenter une sécurité vis-à-vis des mécanismes d'érosion interne ;
- assurer le fonctionnement sans endommagement du déversoir s'il existe et de ses composants.

Dans un système d'endiguement sans déversoir ou sans digue résistante à la surverse, les niveaux de protection et de sûreté de la digue sont confondus. L'inondation de la zone protégée ne peut se faire que par brèche dans les digues. Cette situation est inconfortable car le niveau de protection n'est pas visualisable et rien ne permet d'alerter de son dépassement.

La probabilité de brèche associée au niveau de sûreté varie dans la bibliographie existante entre 1 et 15 %. *Mallet & al. 2013 [X038]* recommande une probabilité minimale de 1 % pour les digues nouvelles ou les confortements. Si cet objectif peut être facilement atteint pour des ouvrages neufs par définition bien connus. Il peut dans le cas d'ouvrages anciens aboutir à fixer le niveau de sûreté au pied de digue. Certains gestionnaires nationaux ou internationaux l'associent à des probabilités plus élevées de l'ordre de 10 % comme illustré dans la figure ci-dessous, voire plus (15 % sur les digues de Loire gérées par l'Etat).

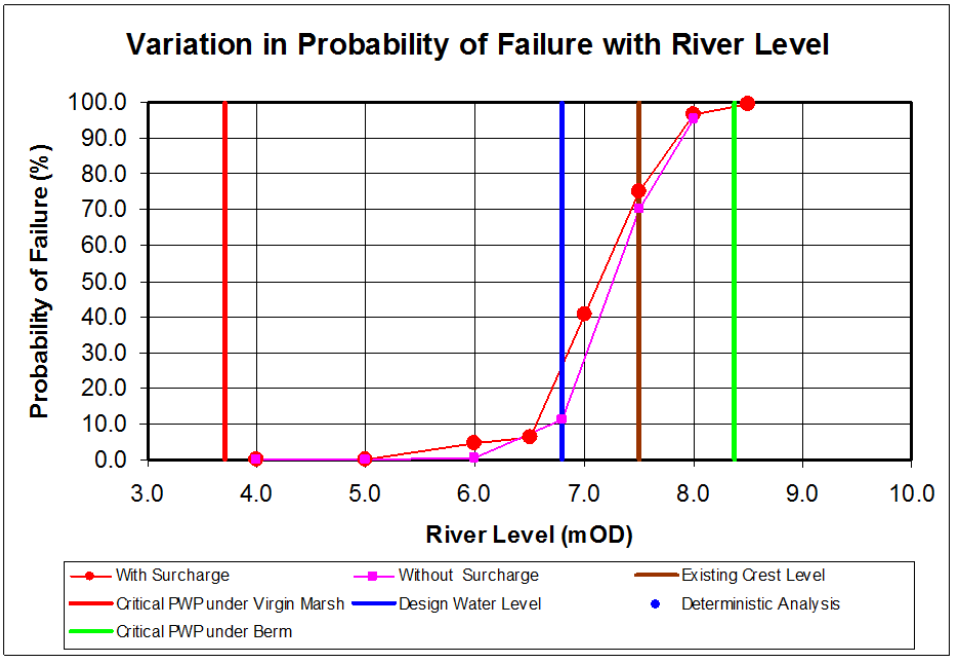


Figure 1. COURBE DE FRAGILITE – ILH DRESDEN WORKSHOP – MAI 2011 (J. SIMM).

Niveau de danger d'une digue avec déversoir (ou digue résistante à la surverse)

Dans un système sécurisé, le niveau de danger correspond à la crue qui affleure le sommet de la digue en terre. Dans un système ancien non sécurisé, le niveau de danger peut bien entendu être situé sous la crête de la digue (cas observé sur les digues de Camargue lors de la crue de décembre 2003). Si le profil en long de la digue comporte des irrégularités, c'est la crue qui affleure au moins un des points bas. La probabilité de brèche associée au niveau de danger est de l'ordre de 50 %.

Cas des systèmes d'endiguement sécurisé sans digue résistante à la surverse

On entend par système sécurisé, un système construit suivant les règles de l'art actuelles et par un système non sécurisé un système non conforme aux règles de l'art actuelles mais qui a été très bien pu être construit suivant les règles de l'art en vigueur au moment de sa construction. C'est le cas des digues d'origine du Delta du Rhône, dont la conception a été assurée par les ingénieurs des ponts et chaussées.

Dans les systèmes d'endiguement sécurisé avec digue résistante à la surverse, on a :

Niveau de protection de la digue < Niveau de sûreté de la digue < Niveau de danger de la digue

Dans les systèmes d'endiguement sécurisé sans digue résistante à la surverse, on a :

Niveau de protection de la digue = Niveau de sûreté de la digue < Niveau de danger de la digue

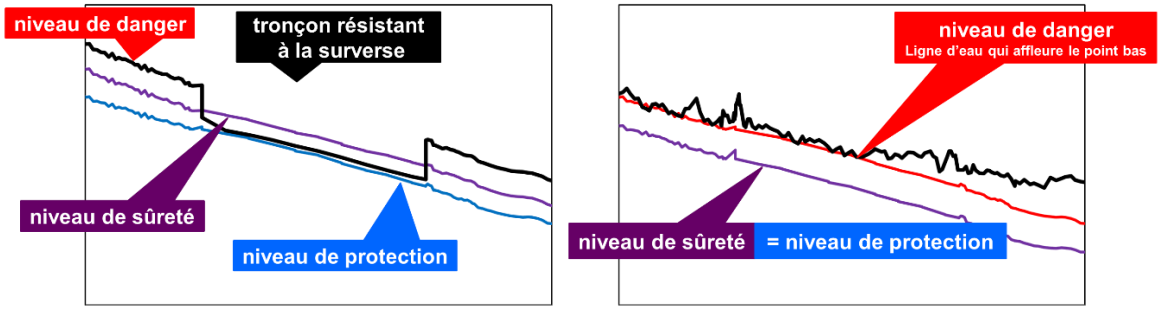


Figure 2. Cas d'un système d'endiguement sécurisé avec et sans digue résistante à la surverse

Dans le cas d'un système d'endiguement non sécurisé le niveau de sûreté peut être situé en dessous du niveau des déversoirs qui n'est alors qu'un niveau de protection apparent. Il est toujours confondu avec le niveau de protection

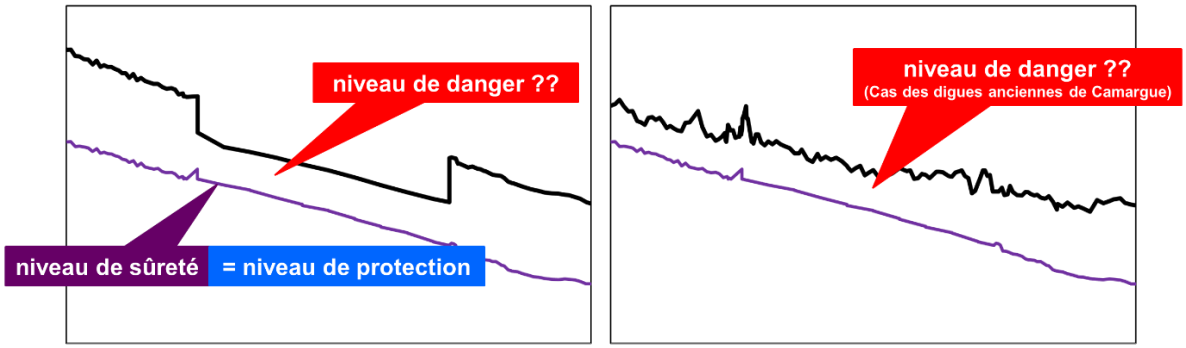


Figure 3. Cas d'un système d'endiguement non sécurisé avec et sans digue résistante à la surverse

Niveau de protection des personnes

On peut considérer que le niveau de protection d'une personne résidant dans une zone protégée correspond à sa situation à « pieds secs » ; tant que sa résidence ou ses voiries ne sont pas inondées, son niveau de protection n'est pas atteint. Elle peut se considérer protégée. C'est le niveau de protection exigé par la réglementation 2015.

Niveau de sécurité des personnes

Le niveau de sécurité des personnes peut être défini comme le niveau à partir duquel une personne résidant dans une zone protégée se trouve en situation de danger. Les différentes recommandations en matière d'élaboration de plans de prévention du risque inondation (PPRI) donnent certains critères permettant d'apprécier l'aléa en zone inondable. Le seuil de déplacement d'une personne en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse des écoulements (Cf. figure ci-après) semble être un critère pertinent permettant de définir le niveau de sécurité des personnes tout en restant cohérent avec la doctrine de l'État en matière de PPRI.

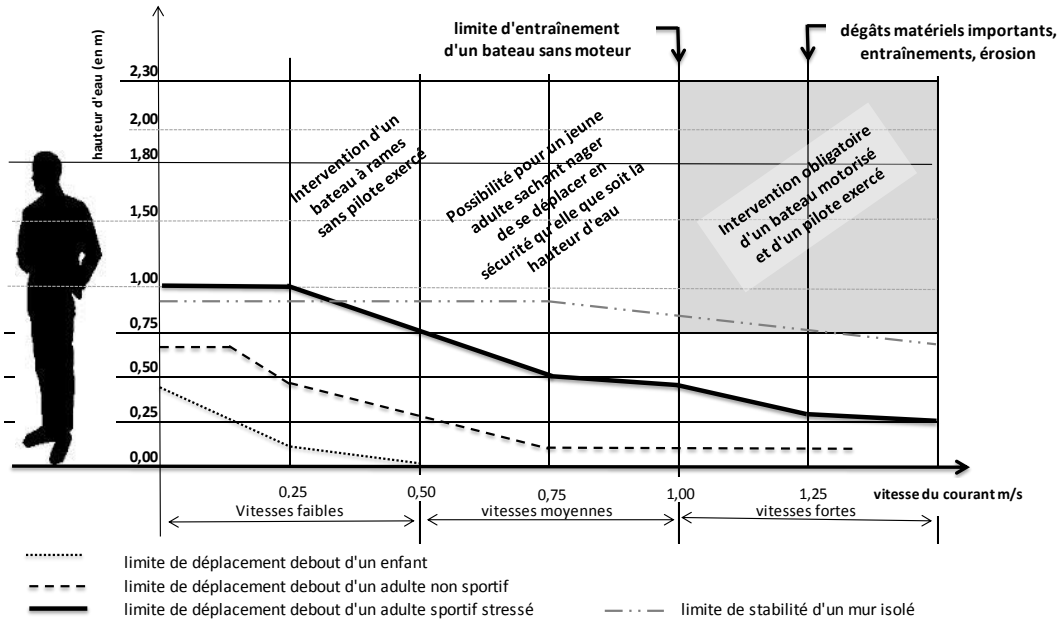


Figure 4. Seuil de déplacement des personnes en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse des écoulements (©CETE Méditerranée et guide sur les PPR [X041]

D'autres grilles d'aléa (Cf. tableaux ci- dessous) extraites de [X041] pour les crues rapides et crues lentes peuvent permettre d'apprécier le niveau de sûreté des personnes ; l'atteinte du niveau de sécurité des personnes correspondant au passage en aléa fort.

Tableau 1. Aléa pour une crue rapide en fonction de la hauteur et de la vitesse [X041]

Grille à deux paramètres Zones de confluences		Vitesse d'écoulement		
		Faible (< 0.2 m/s) (stockage)	Moyenne (écoulement)	Forte (> 0.5 m/s) (grand écoulement)
Hauteur de submersion	H < 0.50 m	Modéré	Modéré	Fort
	0.50 m < H < 1 m	Fort	Fort	Fort
	H > 1 m	Fort	Fort	Fort

Tableau 2. Aléa pour une crue lente en fonction de la hauteur et de la vitesse [X041]

Grille à deux paramètres (règle générale)		Vitesse d'écoulement		
		Faible (< 0.2 m/s) (stockage)	Moyenne (écoulement)	Forte (> 0.5 m/s) (grand écoulement)
Hauteur de submersion	H < 0.50 m	Modéré	Modéré	Fort
	0.50 m < H < 1 m	Modéré	Modéré	Fort
	H > 1 m	Fort	Fort	Fort

L'atteinte du niveau de sécurité des personnes ne doit pas être confondue avec le nombre de victimes potentielles paramètre retenu dans l'acceptabilité du risque, qui est une notion beaucoup plus difficiles à évaluer car elle dépend de nombreux paramètres dépassant le cadre de la simple modélisation hydraulique.

Considérations entre les niveaux relatifs aux ouvrages et niveaux relatifs aux personnes et limites de l'étude de dangers

Considérons une digue, avec ou sans déversoir, et sa zone protégée.

Cas d'une digue où niveau de la crue < niveau de protection de la digue

Soit une crue dont le niveau est inférieur au niveau de la protection de la digue. Qu'il y ait ou non un déversoir, on considère que la crue est contenue dans le lit endigué et qu'aucune entrée d'eau n'est possible.

Dans la zone protégée, certains secteurs peuvent cependant être inondés, soit par remontée de nappe, soit par débordements d'autres cours d'eau soit par accumulation du ruissellement pluvial.

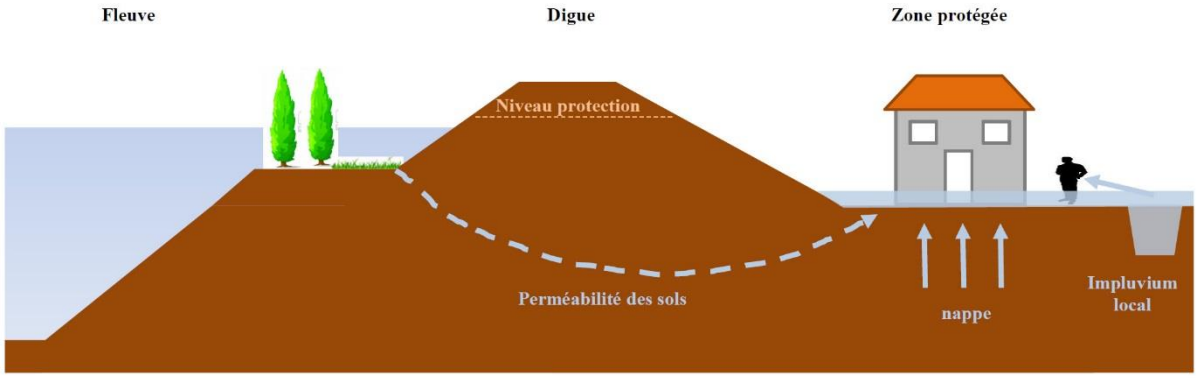


Figure 5. Zone protégée inondée et niveau de protection du système d'endiguement non atteint

Cette situation fut vécue par une partie des habitants du Cailar (Gard) en septembre 2005, lors de la crue centennale du Vistre (photo de gauche). La digue protégeant la commune assurait pleinement sa fonction, quand certains quartiers étaient inondés par ruissellement sous plusieurs décimètres d'eau (photo de droite).



Photo 1. Système d'endiguement du Vistre lors de la crue centennale de 2005 (côté cours d'eau à gauche et côté zone protégée à droite) (©ISL)

Mais d'autres secteurs peuvent être hors d'eau. C'est pourquoi suivant l'endroit où l'on se situe dans la zone protégée, on peut avoir les situations suivantes :

niveau de protection des personnes < ou > niveau de protection de la digue

Cas d'une digue avec déversoir où niveau de crue > niveau de protection de la digue mais < niveau de sûreté de la digue :

Si la digue possède un déversoir, et si elle est en bon état, la cote de sûreté de la digue est supérieure à la cote de protection. Suivant la surface de la zone protégée, la dynamique de la crue et la topographie de la plaine, le déversoir, tout en fonctionnant normalement, peut mettre en danger des personnes qui n'auraient pas été mises en sécurité. A contrario, d'autres secteurs de la zone protégée peuvent être hors d'eau. On peut donc avoir :

niveau de protection des personnes < ou > niveau de protection de la digue

niveau de sécurité des personnes ≤ niveau de sûreté de la digue

Cas d'une digue où niveau de la crue > niveau de sûreté de la digue

On rappelle que pour une digue sans déversoir, les niveaux de protection et de sûreté de la digue sont confondus. Lorsque le niveau de la crue dépasse le niveau de sûreté de la digue, la revanche entre la cote de danger et la cote de sûreté est consommée, ainsi que les marges de sécurité pour la stabilité de la digue. On est au-delà de la crue de projet ou de dimensionnement ; la probabilité d'avoir des brèches augmente sensiblement (Cf. figure ci-avant) et doit être prise en considération pour estimer les niveaux de protection et de sécurité des personnes. Les personnes sont menacées au moment même où la sûreté de la digue n'est plus assurée et l'on a donc :

niveau de sécurité des personnes = niveau de sûreté de la digue

Dans le cas particulier des grandes zones protégées comme la Camargue, suivant l'hydrogramme de brèches, les personnes résidant en extrémité de zone protégée peuvent être hors de danger pendant un temps assez long (2 à 3 jours en Camargue Gardoise en décembre 2003), ce qui permet de les mettre en sécurité après formation de la brèche, mais ce cas est peu courant et doit être appliqué avec précaution.

Bilan

On voit donc que sûreté de l'ouvrage et sécurité des personnes sont deux notions indissociables mais à ne surtout pas confondre :

- un ouvrage peut provoquer des victimes sans rompre ;
- à contrario, un ouvrage peut rompre sans victimes.

Les personnes peuvent être menacées par :

- la rupture de l'ouvrage (typiquement une brèche dans une digue en terre suite à érosion interne ou surverse) ; une onde de crue se libère alors brutalement ;
- un dysfonctionnement de l'ouvrage ou lié à lui (par exemple déversoir mobile s'effaçant brusquement) ;

- un dépassement de l'ouvrage qui reste intègre : c'est alors l'eau par-dessus la digue qui provoque des dégâts : l'ouvrage n'en est pas responsable, mais un phénomène naturel ;
- des aléas extérieurs à la crue (remontée de nappe, ruissellement pluvial, débordement d'autres cours d'eau traversant la zone protégée).

On constate que le niveau de sécurité des personnes est le même que celui de sûreté de l'ouvrage dans le cas fréquent des digues non résistantes à la surverse et sans déversoir. Sinon, il est inférieur ou égal. Finalement, on a toujours :

niveau de sécurité des personnes ≤ *niveau de sûreté de la digue*

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques des trois niveaux à considérer pour les ouvrages de protection, que le système ait ou non un déversoir, qu'il soit ou non sécurisé.
La notion de système sécurisé doit se comprendre comme un système construit suivant les règles de l'art actuel. En effet, le parc français des digues de protection est essentiellement ancien. Les digues les plus anciennes n'ont pas été compactées ou l'ont été avec des dames d'une quinzaine de kg seulement sans prise en compte le plus souvent de la teneur en eau optimale qui n'a été connue qu'après les travaux de Ralph Proctor (1933). Dès lors tout système ancien est par définition non sécurisé.

Ajoutons que le cas « avec déversoir et non sécurisé » ne devrait pas concerner un déversoir récemment intégré dans une digue préexistante car sa mise en sécurité est un préalable évident.

Tableau 3. Niveaux d'un ouvrage pour un système d'endiguement sécurisé ou non et comportant ou non un tronçon résistant à la surverse

Type de système	Niveau de protection	Niveau de sûreté	Niveau de danger
Avec déversoir et sécurisé	= cote déversoir	> cote déversoir < crête de l'ouvrage	= cote crête de l'ouvrage
Avec déversoir et non sécurisé	< cote déversoir	= niveau de protection	
Sans déversoir et sécurisé	= niveau de sûreté	= niveau de protection	= cote crête de l'ouvrage
Sans déversoir et non sécurisé	= niveau de sûreté	= niveau de protection	< cote crête de l'ouvrage

2 SCENARIOS D'INONDATION CONSIDERES

L'étude de dangers ou analyse de risques est construite sur la base du modèle source/transfert/cible, traduction de Source/Pathway/Receptor. Ce modèle est celui qui a été utilisé le programme européen FloodProb (http://www.floodprobe.eu/) et l'International Levee Handbook (http://www.leveehandbook.net/).

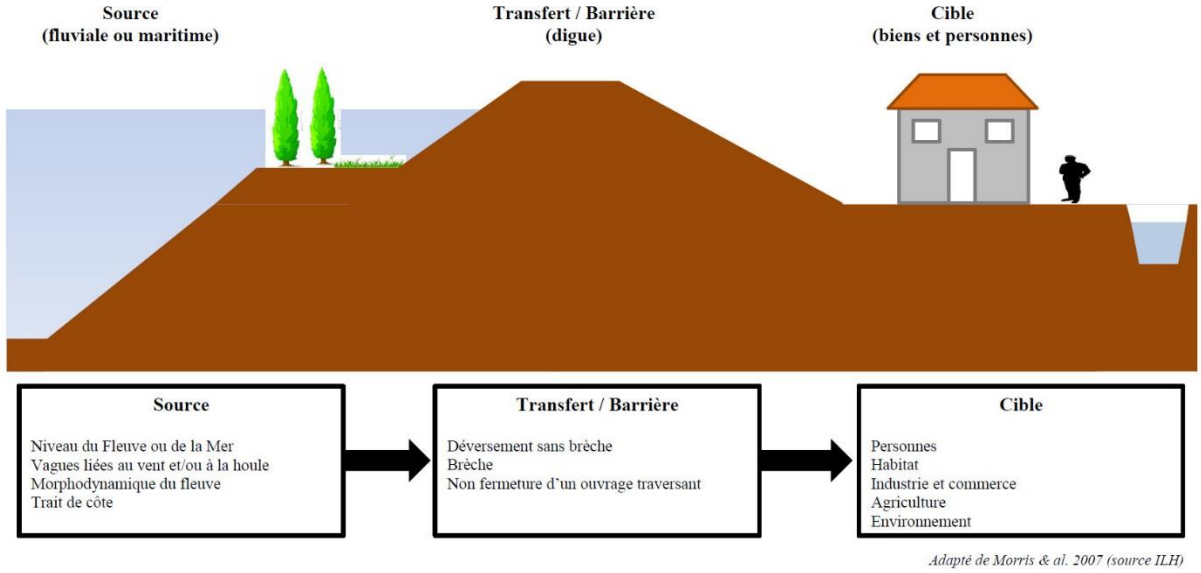


Figure 6. Modèle Source Transfert Cible (d'après Morris & *al*. Source ILH [X015])

La source est l'élément qui va permettre de générer une action (on peut également utiliser les termes de chargement ou sollicitation) sur l'ouvrage de protection. Elle peut être :

- Le niveau du fleuve ou de la Mer,
- Les vagues liées au vent et/ou la Houle,
- La tendance géomorphologique du fleuve à éroder les berges ou mobilité du trait de côte.

La cible va être l'ensemble des enjeux localisés dans la zone protégée par le système d'endiguement : les personnes, l'habitat, les industries et commerces, les exploitations agricoles mais également les enjeux environnementaux ou patrimoniaux.

Le transfert va caractériser le type de franchissement de la barrière que constitue la digue. A l'instar des choix retenus par l'USBR et l'USACE [X004], 4 types de franchissement ou scénarios d'inondation sont pris en compte.

- cas n°1 : Brèche avant surverse dans la digue par un des modes de rupture décrits dans l'étude à l'exception de la surverse,
- cas n°2 : Défaillance d'un ouvrage hydraulique traversant (non obturation ou rupture des organes de fermeture) entraînant la libération d'eau dans la zone protégée,
- cas n°3 : surverse sans brèche (digue résistant à la surverse) sur la digue quand le niveau de l'eau est supérieur à la crête de l'ouvrage,
- cas n°4 : Brèche après surverse sur la digue.

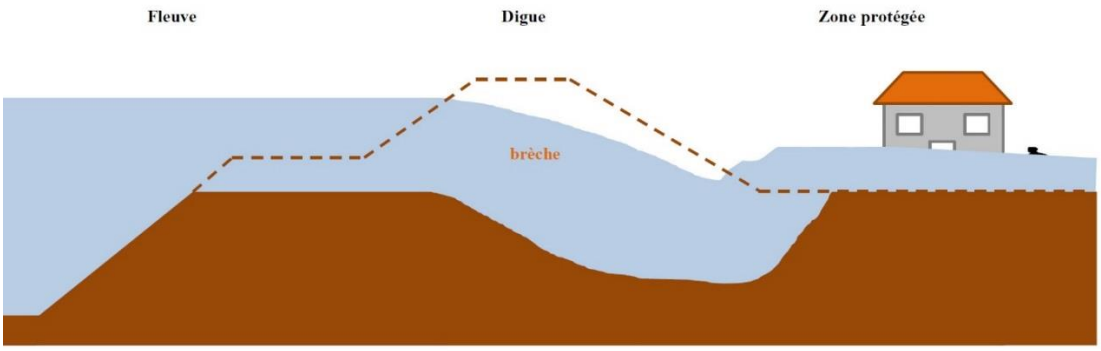


Figure 7. Cas n°1 : Brèche avant surverse

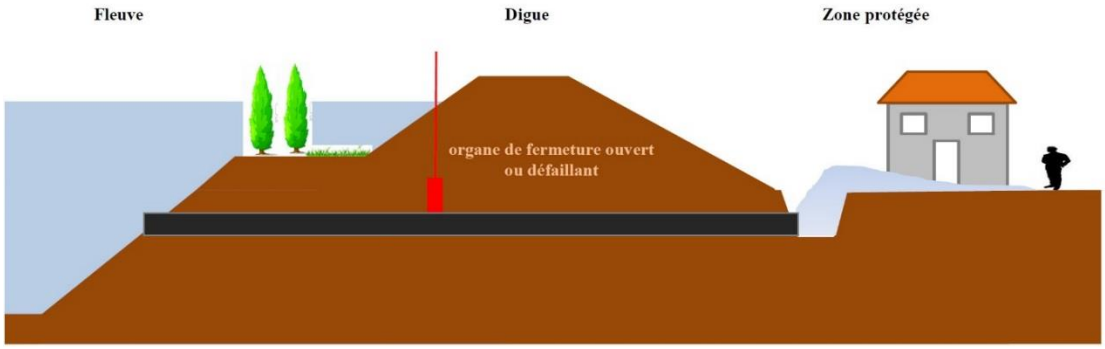


Figure 8. Cas n°2 : Défaillance d'un ouvrage hydraulique traversant

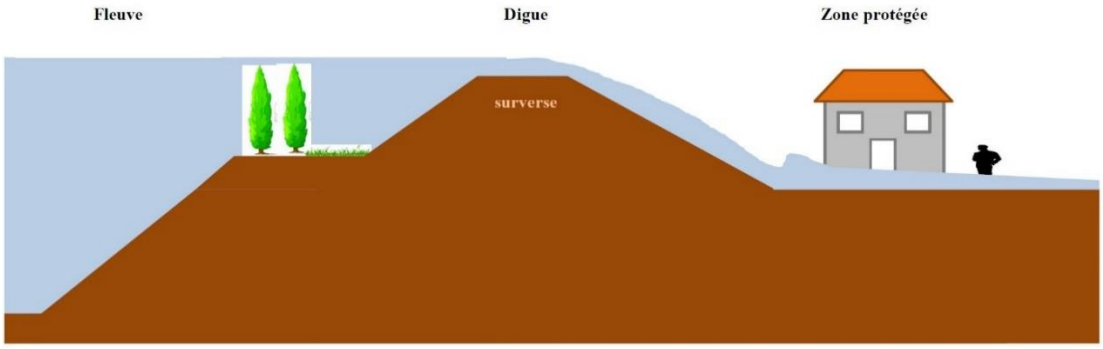


Figure 9. Cas n°3 : Surverse sans brèche

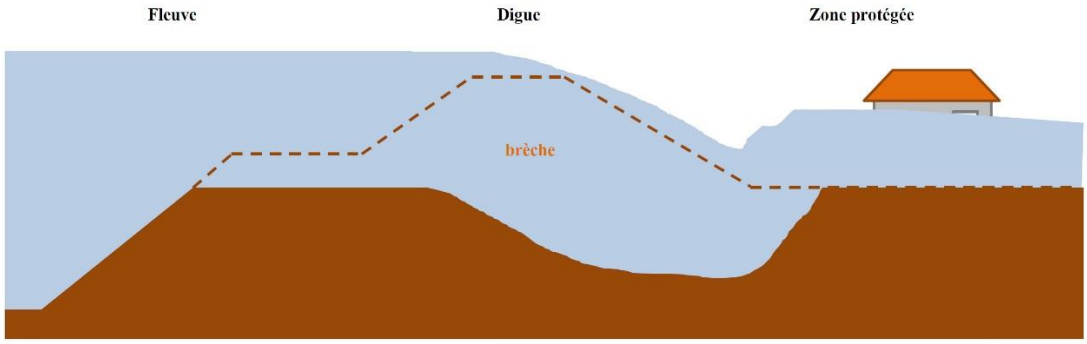


Figure 10. Cas n°4 : Brèche après surverse

3 NIVEAUX DE SURETE DES OUVRAGES APRES TRAVAUX

La probabilité de brèche associée au niveau de sûreté varie dans la bibliographie existante entre 1 et 15 %. *Mallet & al. 2013 [X038]* recommande une probabilité minimale de 1 % pour les digues nouvelles ou les confortements. Si cet objectif peut être facilement atteint pour des ouvrages neufs ou récents par définition bien connus. Il peut dans le cas d'ouvrages anciens aboutir à fixer le niveau de sûreté au pied de digue. Certains gestionnaires nationaux ou internationaux l'associent à des probabilités plus élevées de l'ordre de 10 % comme illustré dans la figure ci-dessous, voire plus (15 % sur les digues de Loire gérées par l'Etat).

Compte tenu de ces éléments, nous retiendrons pour les ouvrages récents une probabilité de brèche maximale de 1 % pour la détermination du niveau de sûreté sans excéder la crue exceptionnelle du Rhône qui est l'objectif fixé dans le Plan Rhône. Pour les ouvrages anciens, il sera retenu une probabilité de 10 %. Cette dernière est justifiée par :

- le retour d'expérience des crues de 1993 et 1994 sur des ouvrages anciens, délaissés d'entretien à l'époque et sans capacité d'intervention en cas de brèche (digue non carrossable).
- la faible mise en charge des ouvrages concernés par ces niveaux de sûreté (les tronçons situés entre les GRG 294,6 et GRG 316) et les conséquences sur les populations en cas d'erreur.

La figure ci-dessus permet d'illustrer l'évolution de la probabilité de brèche dans le système en fonction de l'intensité de la sollicitation des ouvrages et la correspondance avec les niveaux de sûreté et de danger des ouvrages.

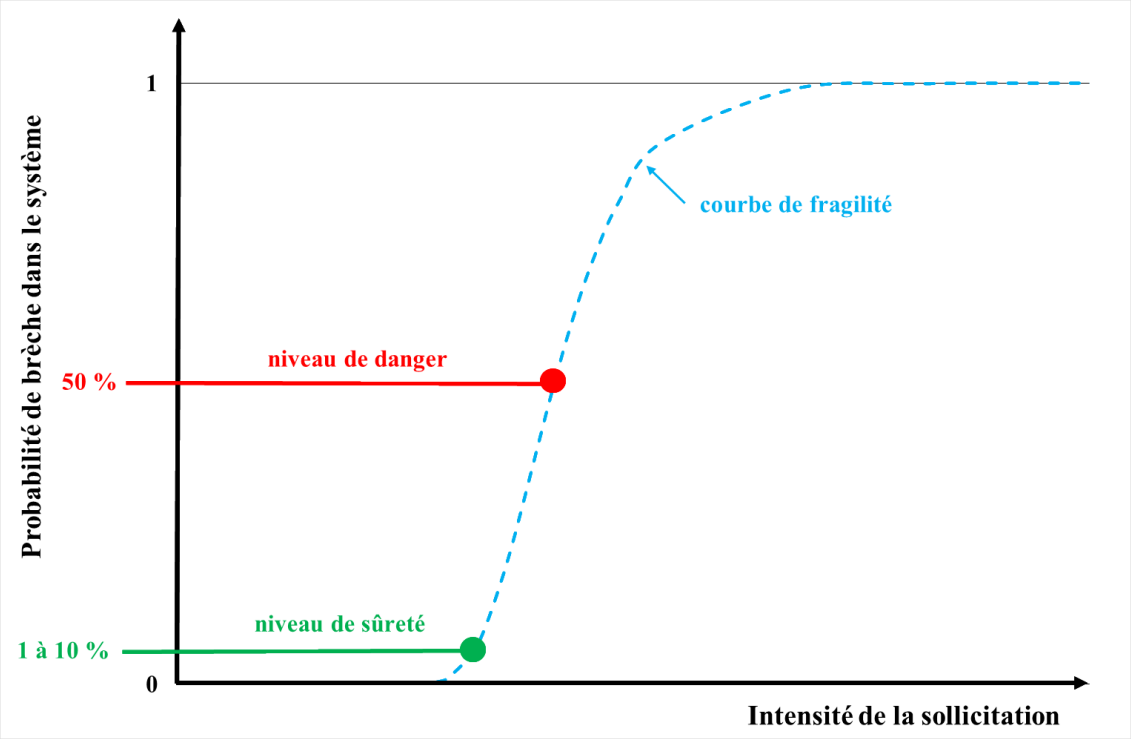


Figure 11. Probabilité de brèche en fonction de l'intensité de la sollicitation niveaux de sûreté et de danger

La figure ci-dessous illustre quant à elle, la charge d'eau (mesurée depuis le terrain naturel aval) appliquée sur les digues ayant fait l'objet de brèches ou départ de brèches (Cf. rubrique n°7) depuis 1993.

A l'exception de la brèche de Ventabren (Largeur = 3 m) de novembre 2016, qui a été colmatée en 3 heures environ, aucune brèche totale n'a été occasionnée pour des charges d'eau inférieures à 2 m mesurée depuis le terrain naturel aval.

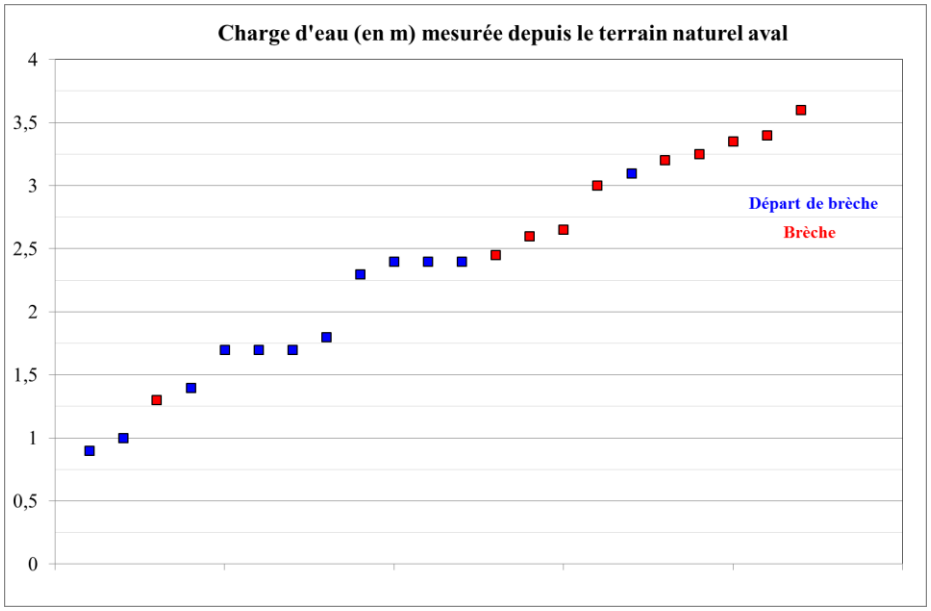


Figure 12. Charges d'eau sur les digues - brèches et départs de brèche de 1993 à 2016

Suivant les principes évoqués ci-avant et les calculs de probabilités maximum de brèche figurant en rubrique 8b, le tableau ci-après donne par tronçons homogènes du système d'endiguement les niveaux de sûreté retenus après création de la digue entre Tarascon et Arles et les mesures associées.

Pour le tronçon n°6 correspondant au Site-Industrialo-Fluvial (SIF) de Tarascon, bien que la probabilité de brèche soit faible pour la crue de 11500, les incertitudes concernant la constitution de la digue du Radoubs sur la partie nord du SIF amène à retenir un niveau de sûreté de 10 500. Ce choix n'aura pas de conséquence opérationnelle, compte tenu du fait que la fin des travaux de rehaussement du SIF (hors opération) sera concomitante avec la fin des travaux de création d'une digue entre Tarascon et Arles.

Pour le tronçon n°19 correspondant au RD35, l'ouvrage par sa localisation et la présente du canal d'Arles –Boucq en pied aval fonctionne comme un barrage, ce qui explique que la probabilité annuelle de brèche soit relativement élevée. Des reconnaissances géotechniques sont en cours sur l'ouvrage pour préciser le niveau de sûreté. Dans l'attente et par précaution, il est retenu un niveau de sûreté de 11500, qui pourra être reconsidéré par la suite.

Pour le tronçon n°23, la probabilité pour une crue décennale est supérieure au seuil précédemment fixé. Compte tenu des faibles conséquences qu'aurait une brèche pour cette fréquence de crue, du fait qu'aucune brèche totale n'a été occasionné pour des hauteurs d'eau

mesurées depuis l'aval supérieures à 2 m et de la capacité d'intervention du SYMADREM pour ces hauteurs de charge, il est retenu un niveau de sûreté de 8500 pour ce tronçon.

Pour le tronçon n°24, la probabilité annuelle de brèche est supérieure à 10^{-4}. Compte tenu du fait que les ouvrages fonctionnent en barrage, on considérera le risque comme étant acceptable pour les raisons décrites en rubrique n°2

Tableau 4. Système d'endiguement « Rive Gauche » - Niveaux de sûreté des digues de 1er rang après création de la digue entre Tarascon et Arles

N°	Libellé tronçon	Linéaire (m)	PR début	Probabilité Annuelle Brèche	Crue de sûreté		Niveau sûreté digue
					Type	Probabilité Max Cond. Brèche associée	
1	Digue Montagnette Nord Tarascon	3 680	262,93	8.10^{-5}	14160	0,1 %	14160
2	Digue Montagnette Ouest	970	265,94	5.10^{-5}	14160	0,2 %	14160
3	Quais de Tarascon Nord	140	266,93	5.10^{-5}	14160	0,01 %	14160
4	Château Royal Provence	210	267,10	9.10^{-5}	14160	< 0,01 %	14160
5	Quais de Tarascon Sud	480	267,20	1.10^{-4}	14160	0,03 %	14160
6	Site-Industrialo-Fluvial de Tarascon	2 000	267,71	3.10^{-3}	10500 11500	0,8 % 1,3 %	10500
7	Rideau palplanches Fibre Excellence	440	269,84	9.10^{-5}	14160	1,1 %	14160
8	Digue Tarascon Arles millénale Nord	660	270,29	5.10^{-5}	14160	< 0,01 %	14160
9	Digue résistante à la surverse	5 290	270,69	6.10^{-5}	14160	0,1 %	14160
10	Digue Tarascon Arles millénale Sud	2 390	275,88	6.10^{-6}	14160	< 0,01 %	14160
11	Digue Mas Molin	300	278,84	4.10^{-6}	14160	< 0,01 %	14160
12	Digue Est Port d'Arles	1 660	279,23	9.10^{-5}	14160	1,2 %	14160
13	Chemin ségonnaux	1 350	280,84	4.10^{-6}	14160	0,1 %	14160
14	Quais d'Arles	1 440	281,82	8.10^{-5}	14160	0,8 %	14160
15	Remblai IRPA	510	283,09	2.10^{-6}	14160	0,05 %	14160
16	Ecluse Arles	270	283,59	3.10^{-5}	14160	0,06 %	14160
17	Digue Barriol	2 350	283,73	4.10^{-5}	14160	0,1 %	14160
18	Digue Prends-té-Garde à Grand Mollégès	6 730	286,49	1.10^{-5}	14160	0,07 %	14160
19	RD 35	1 510	293,06	2.10^{-3}	11500 14160	1 % 3 %	11500
20	Digue Mas Thibert	6 940	294,61	1.10^{-2}	9500	4 %	9500

	Amont				10500	30 %	
21	Digue Mas Thibert à Boisviel	5 450	301,25	4.10^{-2}	9500 10500	10 % 30 %	9500
22	Digue Boisviel à Tour de Parade	2 830	306,25	1.10^{-2}	9500 10500	5 % 20 %	9500
23	Digue Tour de Parade à Barcarin	7 440	309,13	8.10^{-2}	7200 8500	7 % 40 %	8500
24	Ecluse de Barcarin et digues de fermeture	3 910	316,04	4.10^{-4}	14160	0,2 %	14160
25	Digue de Bois François Nord	2 850	316,70	1.10^{-2}	9500 10500	0,2 % 20 %	9500
26	Digue de Bois François Sud	1 910	319,53	2.10^{-2}	9500 10500	0,7 % 50 %	9500
27	Digue de Port-Saint-Louis	1 070	321,21	1.10^{-2}	9500 10500	< 0,01 % 20 %	9500

Tableau 5. Système d'endiguement « Rive Gauche » - Niveaux de sûreté des digues de 2ème rang après création de la digue entre Tarascon et Arles+

N°	**Libellé tronçon**	**Linéaire (m)**	**PR début**	**Probabilité Annuelle Brèche**	**Crue de sûreté**		**Niveau sûreté digue**
					Type	**Probabilité Max Cond. Brèche associée**	
28	Barreau Nord	1 170	0	4.10^{-6}	14160	< 0,01 %	14160
29	Rocade Nord RD 570n	640	1.17	4.10^{-6}	14160	< 0,01 %	14160
30	Vigueirat rive droite Digue Nord à RD 453	4 450	1.81	7.10^{-4}	14160	2 %	14160
31	Vigueirat rive droite - RD 453 à RN 113	1 370	6.44	4.10^{-5}	14160	0,5 %	14160
32	Vigueirat rive gauche RD 453 à RN 113	1 350	6.42	7.10^{-5}	14160	0,8 %	14160

4 FONCTIONNEMENT DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT ET DETERMINATION DES NIVEAUX DE PROTECTION DES OUVRAGES APRES TRAVAUX

Après la création de la digue de Tarascon-Arles et des mesures associées, compte tenu de ce qui a été présenté précédemment, deux types de fonctionnement seront à appréhender au sein du système d'endiguement :

- Le fonctionnement de la partie amont du système d'endiguement, qui aura été sécurisé (à l'exception du SIF de Tarascon), doté d'une digue résistante à la surverse et qui sera conforme aux objectifs fixés dans le Plan Rhône, repris dans le programme de sécurisation. Cette partie du système s'étendra de la digue de la Montagnette jusqu'au lieu-dit « Grand Mollégès » ;
- Le fonctionnement de la partie aval du système d'endiguement du RD35 jusqu'au centre-ville de Port-Saint-Louis-du-Rhône. Cette partie du système ne disposera pas de digue résistante à la surverse. Elle est composée de digues anciennes, qui s'étendent du RD35 à l'écluse de Barcarin (non inclus les ouvrages CNR) et de digues confortées récemment à la cote identique depuis l'écluse de Barcarin jusqu'au centre-ville de Port-Saint-Louis-du-Rhône.

Sur la partie amont du système,

- le niveau de sûreté des ouvrages (à l'exception du SIF de Tarascon) correspondra au niveau atteint par la crue exceptionnelle du Rhône, dont le débit de pointe à la station de Beaucaire/Tarascon est estimé à 14160 m^3/s et la période de retour à 800 ans suivant l'analyse hydrologique faite dans le cadre de la présente étude,
- Le niveau de protection du système déterminé par le calage de la digue résistante à la surverse correspondra au niveau atteint par une crue type décembre 2003, dont le débit de pointe à la station de Beaucaire/Tarascon est estimé à 11500 m^3/s et la période de retour à 100 ans suivant l'analyse hydrologique faite dans le cadre de la présente étude.

Le fonctionnement du système sera découpé en trois étapes :

1. Tant que le niveau du Rhône sera inférieur au niveau de protection, il n'y aura pas d'entrées d'eau dans la zone protégée en provenance du système d'endiguement. La probabilité de brèche avant surverse sera inférieure au seuil de 1 % et le risque d'entrée d'eau par défaillance des organes de fermeture des ouvrages traversants à un niveau acceptable au regard des enjeux (Cf. rubrique n°2) ;
2. Quand le niveau du Rhône sera supérieur au niveau de protection mais inférieur au niveau de sûreté, des déversements contrôlés auront lieu sur la digue résistante à la surverse. La probabilité de brèche après surverse sera inférieure au seuil de 1 % et le risque de défaillance des organes de fermeture des ouvrages hydrauliques traversants à un niveau acceptable au regard des enjeux (Cf. rubrique n°2) ;
3. Quand le niveau du Rhône sera supérieur au niveau de sûreté, les entrées d'eau ne seront plus contrôlées. La probabilité de brèche après surverse augmentera sensiblement avec l'intensité de la crue. La probabilité d'occurrence de ce type d'événement sera néanmoins suffisamment faibles pour rendre le risque acceptable au regard des enjeux (Cf. rubrique n°2).

La figure ci-après illustre le principe de fonctionnement du système amont. Au droit du SIF de Tarascon des entrées d'eau par débordement du Rhône sur le remblai ou par brèche dans la digue du Radoubs sont possibles pour une crue dont le débit de pointe à la station de Beaucaire/Tarascon est estimé à 11500 m^3/s et la période de retour à 100 ans suivant l'analyse hydrologique faite dans le cadre de la présente étude. Après rehaussement du SIF de Tarascon, dont la fin des travaux est prévue concomitamment avec la fin de la digue Tarascon-Arles, le fonctionnement de la partie amont du système sera homogène.

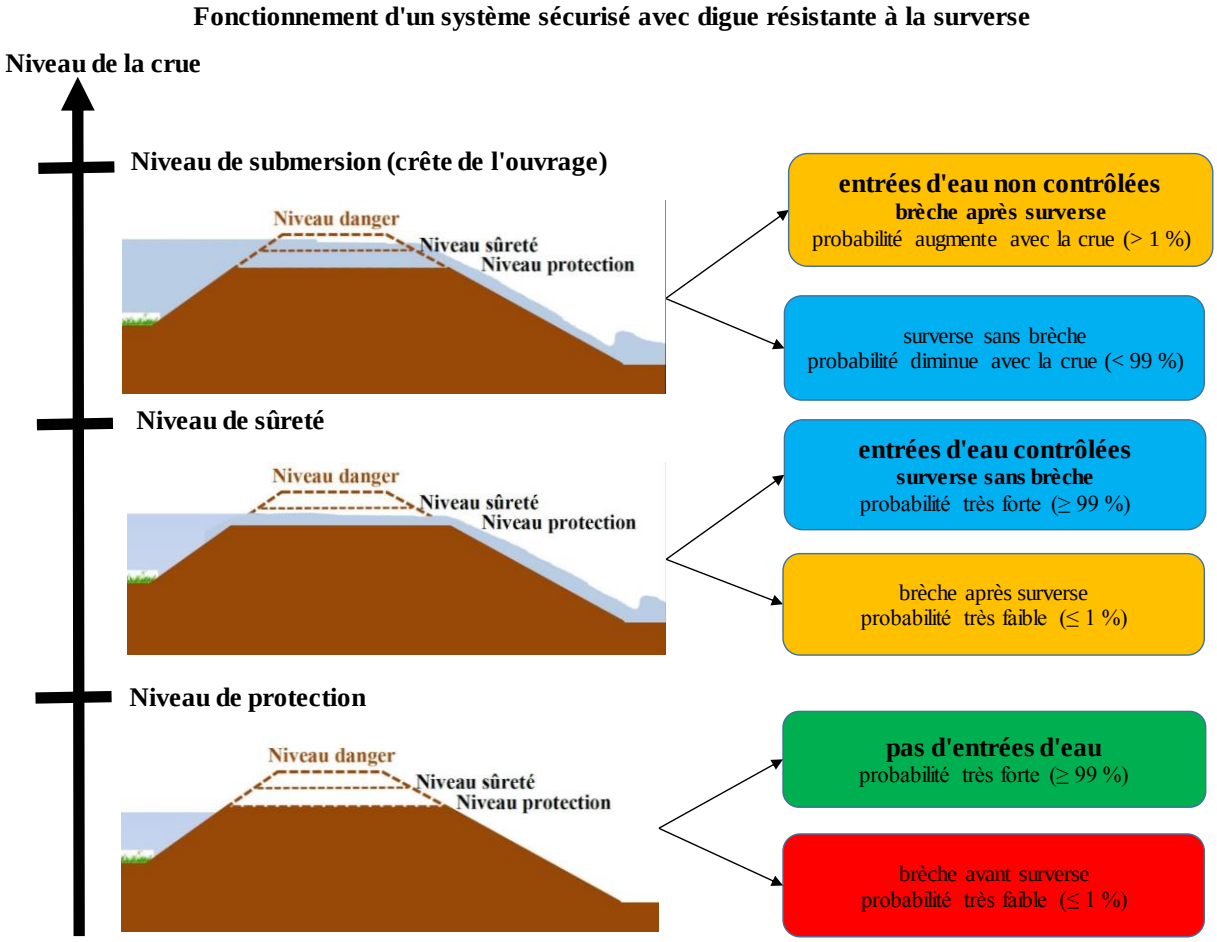


Figure 13. Fonctionnement du système amont après création de la digue Tarascon-Arles

Sur la partie aval du système, le niveau de sûreté des ouvrages se confond avec le niveau de protection pour les raisons précités. Il correspond :

- Entre le GRG 293,06 et le GRG 294,61 au niveau atteint par une crue type décembre 2003, dont le débit de pointe à la station de Beaucaire/Tarascon est estimé à 11500 m^3/s et la période de retour à 100 ans suivant l'analyse hydrologique faite dans le cadre de la présente étude,
- Entre le GRG 294,61 et le GRG 309,13 aux niveaux atteints par une crue type novembre 2002 ($2^{ème}$ pic), dont le débit de pointe à la station de Beaucaire/Tarascon est estimé à 9500 m^3/s et la période de retour à 20 ans suivant l'analyse hydrologique faite dans le cadre de la présente étude,

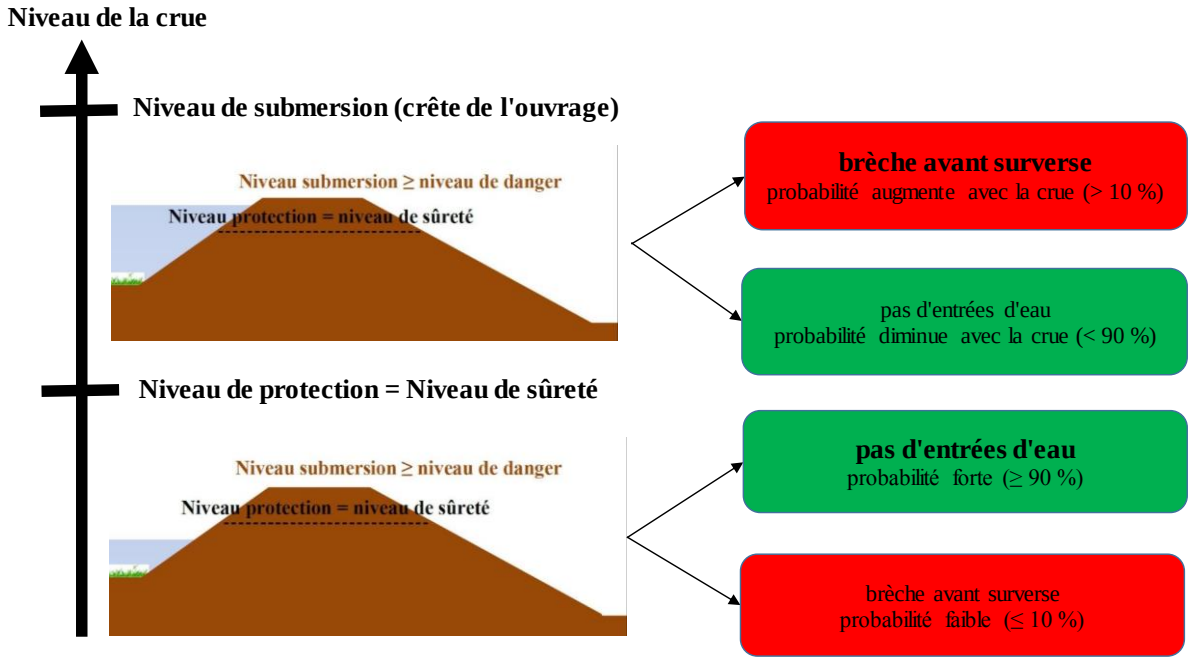
- Entre le GRG 309,13 et le GRG 316,04 aux niveaux atteints par une crue décennale (1er pic crue novembre 2002), dont le débit de pointe à la station de Beaucaire/Tarascon est estimé à 8500 m^3/s et la période de retour à 10 ans suivant l'analyse hydrologique faite dans le cadre de la présente étude,
- Entre le GRG 316,04 et le GRG 316,70 au niveau atteint par la crue exceptionnelle du Rhône, dont le débit de pointe à la station de Beaucaire/Tarascon est estimé à 14160 m^3/s et la période de retour à 800 ans suivant l'analyse hydrologique faite dans le cadre de la présente étude,
- Entre le GRG 316,70 et le GRG 322,29 aux niveaux atteints par une crue type novembre 2002 (2ème pic), dont le débit de pointe à la station de Beaucaire/Tarascon est estimé à 9500 m^3/s et la période de retour à 20 ans suivant l'analyse hydrologique faite dans le cadre de la présente étude.

Le fonctionnement du système est binaire :

1. Tant que le niveau du Rhône est inférieur au niveau de protection, on considère qu'il n'y a pas d'entrées d'eau dans la zone protégée en provenance du système d'endiguement. La probabilité de brèche avant surverse est inférieure aux seuils de 1 ou 10 % (Cf. rubrique n°2), excepté très localement ;
2. Quand le niveau du Rhône est supérieur au niveau de protection, la probabilité de brèche avant surverse augmente sensiblement avec l'intensité de la crue. Des entrées d'eau par brèche avant surverse sont considérées. (Cf. rubrique n°2).

La figure ci-après illustre le principe de fonctionnement du système aval.

Fonctionnement d'un système non sécurisé sans digue résistante à la surverse



5 NIVEAUX DE PROTECTION APRES TRAVAUX DES ZONES EXPOSES AU RISQUE D'INONDATION EN PROVENANCE DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT

Le passage des niveaux de protection des ouvrages aux niveaux de protection des zones exposés au risque d'inondation en provenance du système d'endiguement se fait suivant le logigramme présenté dans la figure suivante.

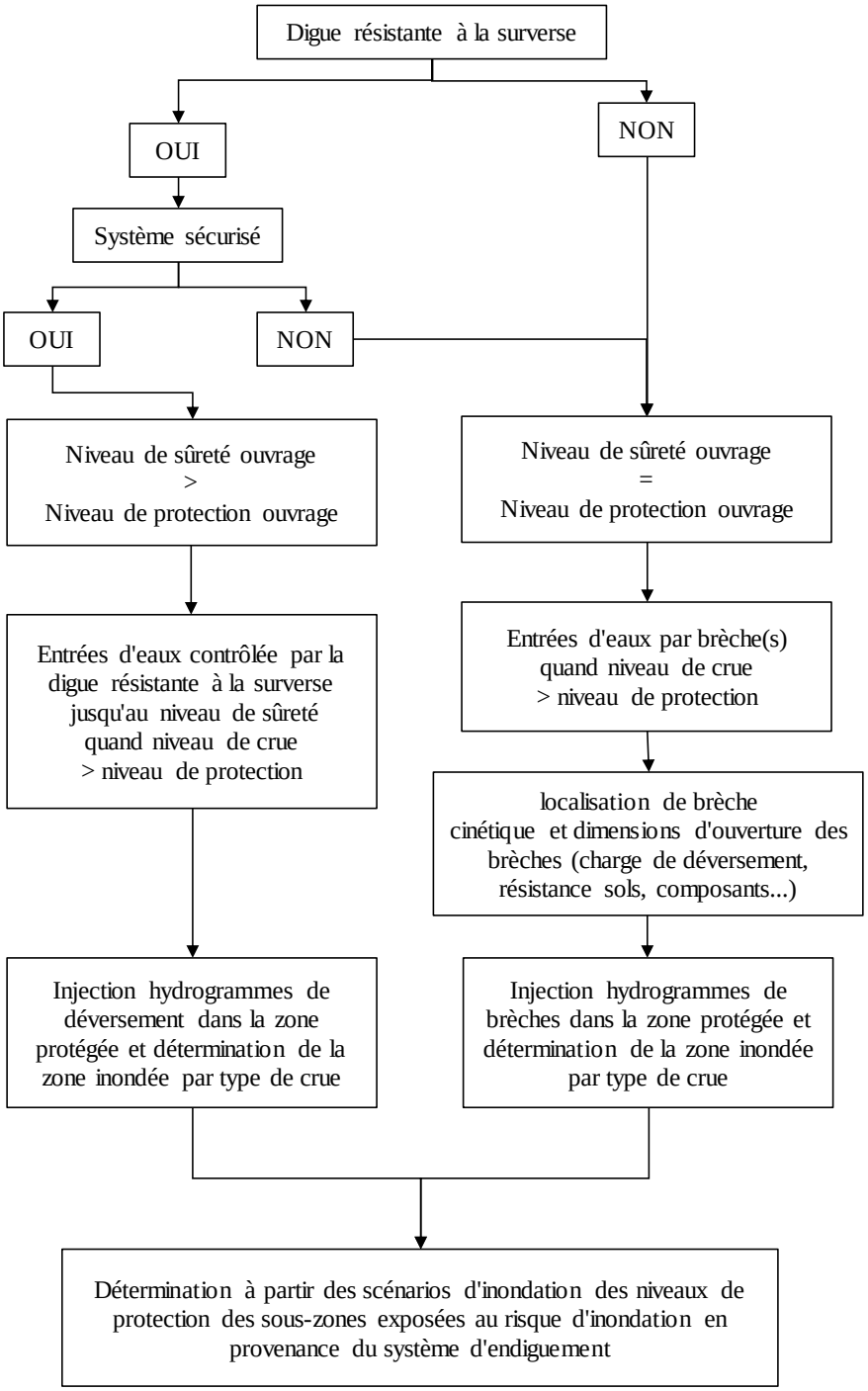


Figure 14. Logigramme de détermination des niveaux de protection des zones exposées au risque d'inondation en provenance du système d'endiguement

Pour la détermination des niveaux de protection des zones exposées au risque d'inondation en provenance du système d'endiguement par sous-zones protégées, les scénarios d'inondation suivants (Cf. rubrique 8c) ont été utilisés :

- EI 10 : Crues 9500 à 14160 – Brèche au droit du Mas de l'Atilon
- EI 11 : Crues 9500 à 14160 – Brèche au droit du Mas de Parade
- EI 13 : Crues 9500 à 14160 – Surverse sans brèche digue Port-Saint-Louis-du-Rhône
- ET 01 : Crue 12500 – Surverse sans brèche en amont d'Arles et Brèche en aval d'Arles
- EF 01 : Crue 11500 sans autre apport
- EF 03 : Crue 12500 sans autre apport
- EF 07 : Crue 14160 (sûreté) sans autre apport
- EF 18 : Crues 12500 et 14160 - Fonctionnement après projets A54 et RD35

Pour la partie amont du système, compte tenu des probabilités annuelles de brèches inférieures au seuil d'acceptabilité du risque, il n'a pas été pris en compte de brèches dans la détermination des niveaux de protection.
Pour le SIF de Tarascon, dans la phase réglementaire transitoire (et non opérationnelle) entre l'autorisation des travaux de création d'une digue entre Tarascon et Arles et l'autorisation du rehaussement du SIF de Tarascon, il a été pris en compte des entrées pour une crue 11500.

La station de référence pour le relevé des niveaux et l'estimation débits du Rhône est la station du Service Prévision des Crues du Grand Delta au PK Rhône 269,6.
La station de référence pour le relevé des niveaux marins est la sonde posée au Pertuis de la Fourcade et gérée par la Tour du Valat.

Comme indiqué en rubrique n°6, les débits en tête de delta sont estimés à partir de la courbe de tarage de Beaucaire/Tarascon en vigueur depuis le 7 décembre 2003. Cette courbe de tarage comme indiqué dans le fichier du SPC « anc et nouv CTTarascon_modDB_V2.xls » du 7 août 2006 n'est pas valable pour les niveaux supérieurs à 11,5 m NGF, compte tenu du fait que les surverses occasionnées entre Beaucaire et Arles en rives droite et gauche du Rhône ont pour effet de contrôler les niveaux au droit de la station.
Cet effet est perceptible sur la figure ci-jointe extraite de la rubrique n°6, qui superpose la courbe de tarage actuellement en vigueur à la station de Beaucaire/Tarascon et les niveaux modélisés par la $CNR_{ingénierie}$ dans le cadre de l'étude de calage. La crue exceptionnelle du Rhône correspondrait suivant la courbe de tarage en vigueur à une cote d'environ 12,65 m NGF. Cette valeur extrapolée de la relation Q(H) avant déversement massif entre Beaucaire et Arles ne tient pas compte du plafonnement de la ligne d'eau du au déversement massif entre Beaucaire et Arles, qui lui est pris en compte dans le modèle de l'étude de calage et donne une cote d'environ 12,05 m NGF dans l'état initial et 12,01 m NGF dans l'état après travaux.
Il est donc indispensable de modifier la courbe de tarage en vigueur pour les débits supérieurs à 11 500 m^3/s pour tenir compte du fonctionnement hydraulique (actuel ou projeté) entre Beaucaire et Arles.
De la même façon, on constate des écarts notables entre la courbe de tarage et les résultats de la modélisation CNR (en dehors de la fourchette de précision des débits de ± 5 %) pour les débits de pointe inférieurs à 9 500 m^3/s ; cet écart étant dû au fait le modèle a été calé sur la seule crue de décembre 2003.

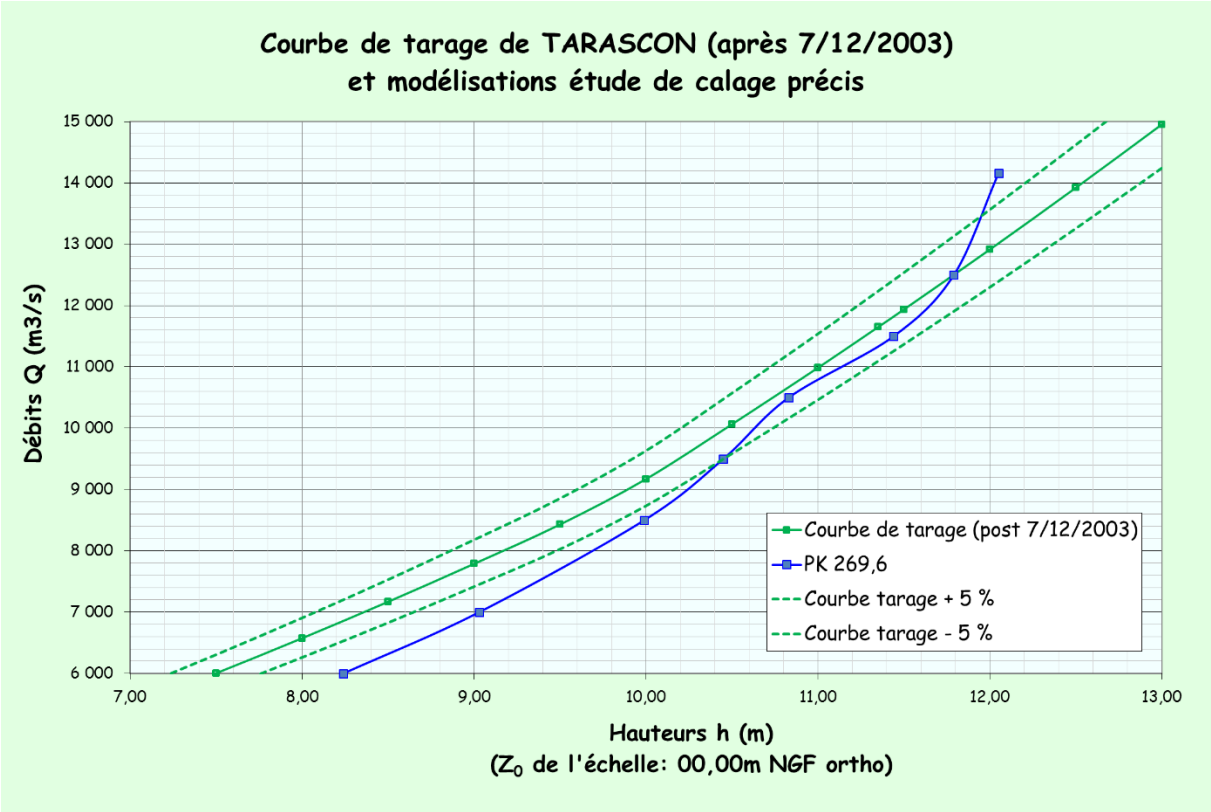


Figure 15. Courbe de tarage en vigueur à Beaucaire/Tarascon, fourchettes de précision et niveaux modélisés dans le cadre de l'étude de calage

Six niveaux de protection des zones exposées au risque d'inondation en provenance du système d'endiguement ont été retenus. Ils sont décrits dans le tableau ci-après. Les fourchettes de précisions sont également mentionnées.

Les cartes en pages suivantes (format A3 en rubrique 10) illustrent respectivement :

- La zone protégée par le système d'endiguement rive gauche et le découpage en sous-zones protégées tel que décrit en rubrique 3b,
- La conformité des ouvrages de protection avec les objectifs du programme de sécurisation à la date de dépôt du dossier d'autorisation,
- Les niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées après création de la digue Tarascon-Arles et réalisation des mesures associées, avant rehaussement du Site-Industrialo-Portuaire de Tarascon (objet du dossier d'autorisation)
- Pour information, les niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées après création de la digue Tarascon-Arles, réalisation des mesures associées et rehaussement du Site-Industrialo-Portuaire de Tarascon (programmation CPIER 2015-2020),
- Pour information, les niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées après création de la digue Tarascon-Arles, réalisation des mesures associées, rehaussement du Site-Industrialo-Portuaire de Tarascon et mise à la cote de la digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône (programmation CPIER 2015-2020),

- Pour information, les niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées après sécurisation globale des ouvrages (post programmation CPIER 2015-2020).

Tableau 6. Classes de niveaux de protection indicatifs retenues pour l'exposition au risque d'inondation en provenance du système d'endiguement rive gauche

Niveau de protection	Débit (m^3/s)* Beaucaire/Tarascon	Cote** Beaucaire/Tarascon (m NGF IGN 69) suivant courbe de tarage (en vigueur depuis le 7/12/2003)	Cote*** Beaucaire/Tarascon (m NGF IGN 69) extraite du modèle ECPS PS (CNR) après sécurisation	Niveau marin (m NGF IGN 69)	Période de retour (années arrondies)	Intervalle de confiance à 70 %		Intervalle de confiance à 95 %	
						borne inférieure	borne supérieure	borne inférieure	borne supérieure
A	14 160	Non valable	12,01	1,50	800	13 400	14 800	12 600	15 300
B	12 500		11,68	1,30	200	11 900	13 000	11 200	13 400
C	11 500	11,30	11,33	1,00	100	11 000	12 000	10 400	12 300
D	10 500	10,76	10,73	0,80	50	10 000	10 900	9 600	11 200
E	9 500	10,21	10,36	0,95	20	9 100	9 800	8 700	10 000
F	8 500	9,58	9,94	0,40	10	8 200	8 700	7 900	8 900

* ± 5 % ** ± 10 cm *** ± 20 cm

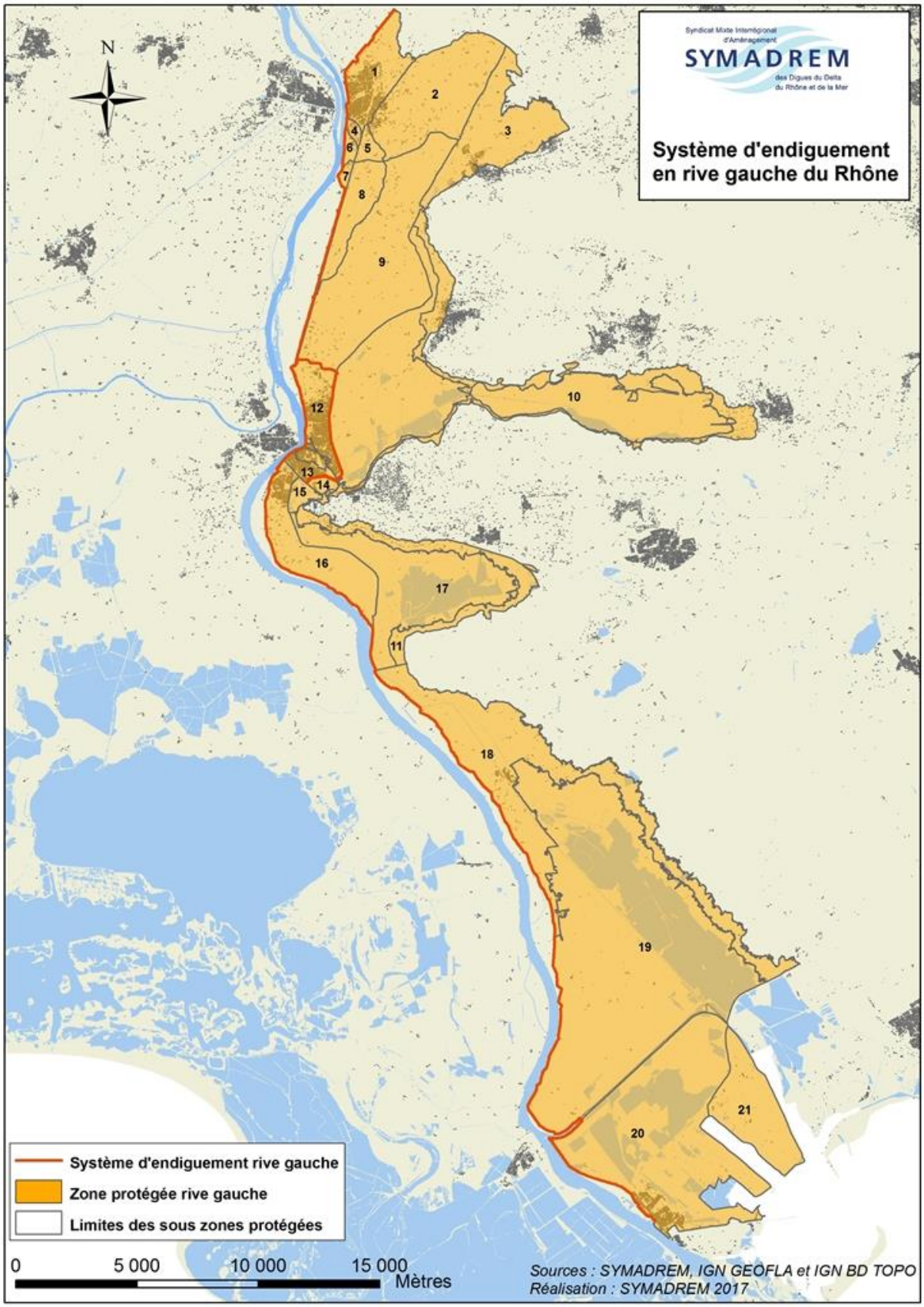


Figure 16. zone protégée par le système d'endiguement rive gauche et découpage en sous-zones protégées

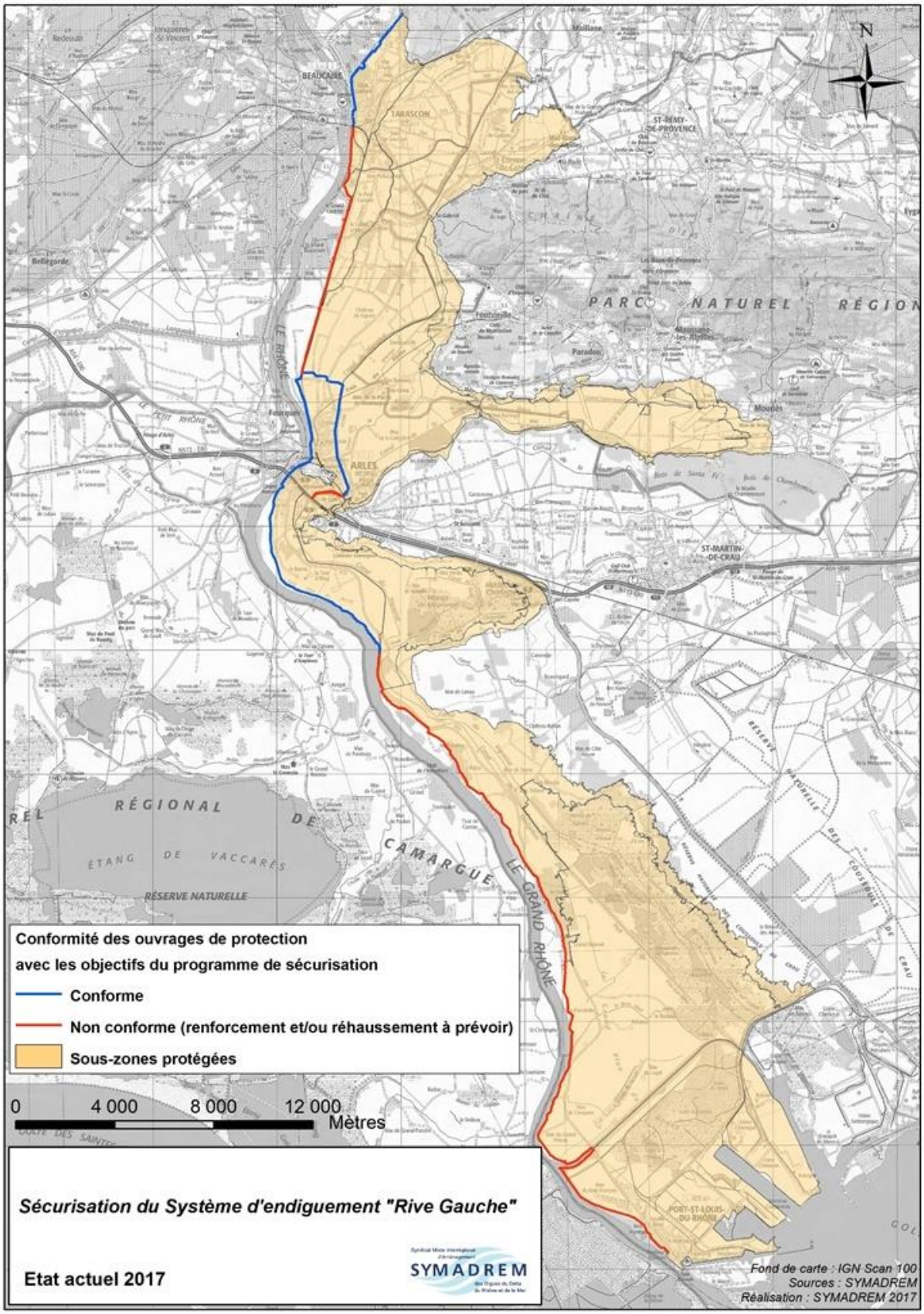


Figure 17. Etat de la conformité des ouvrages de protection avec les objectifs du programme de sécurisation à la date de dépôt du dossier d'autorisation

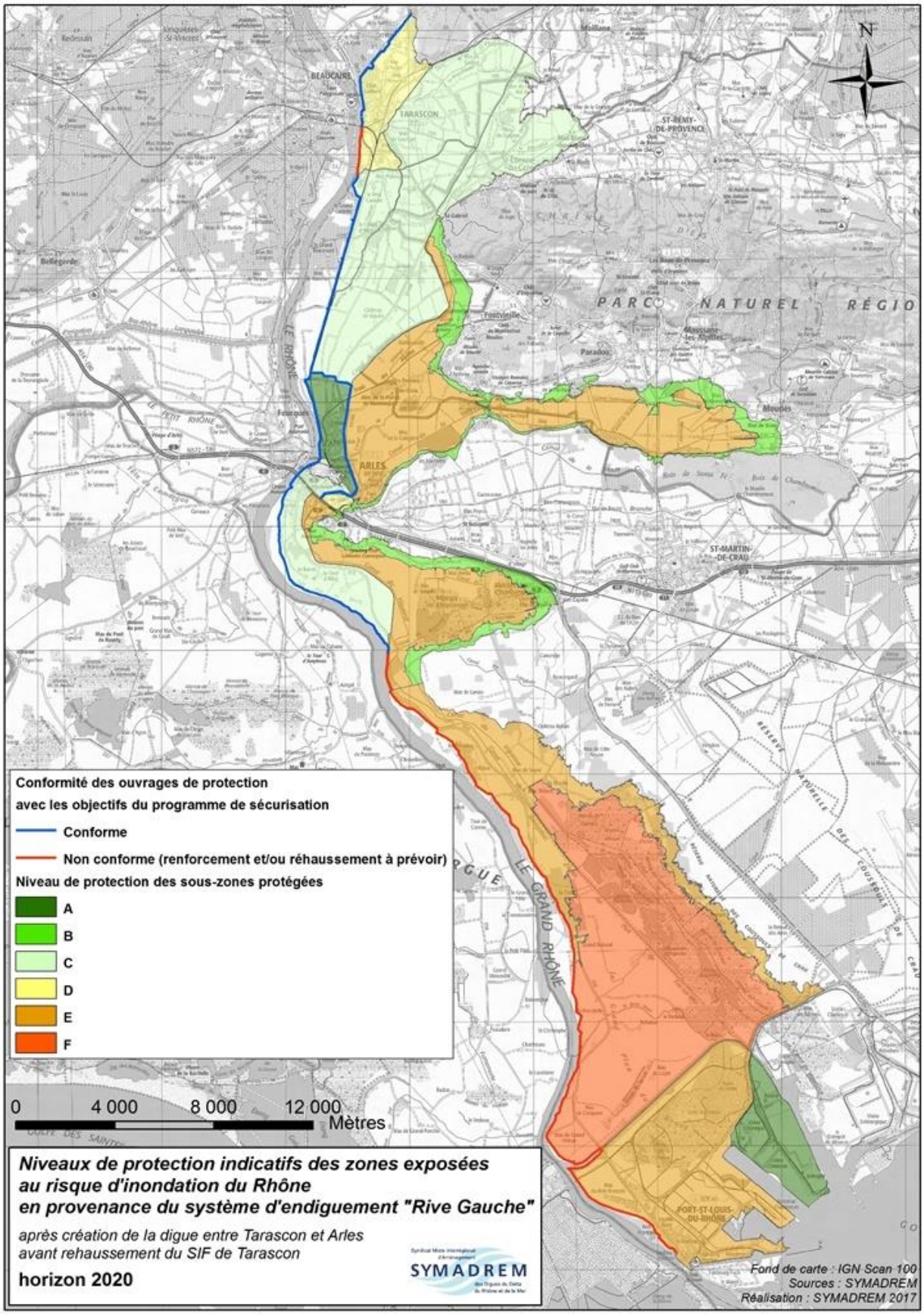


Figure 18. niveaux de protection indicatifs après création de la digue Tarascon-Arles et réalisation des mesures associées, avant rehaussement du Site-Industrialo-Portuaire de Tarascon

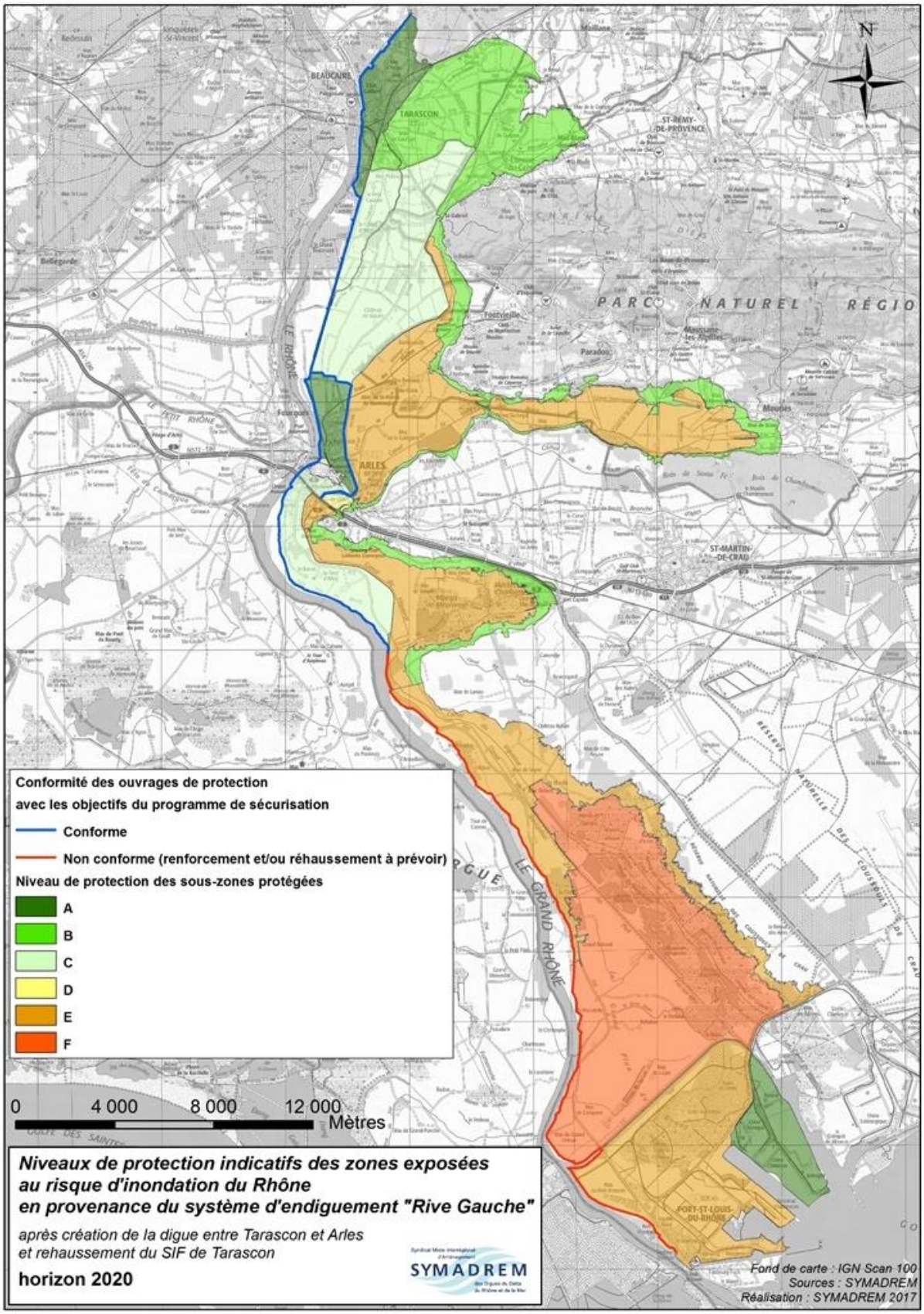


Figure 19. niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées après création de la digue Tarascon-Arles, réalisation des mesures associées et rehaussement du Site-Industrialo-Portuaire de Tarascon (programmation CPIER 2015-2020)

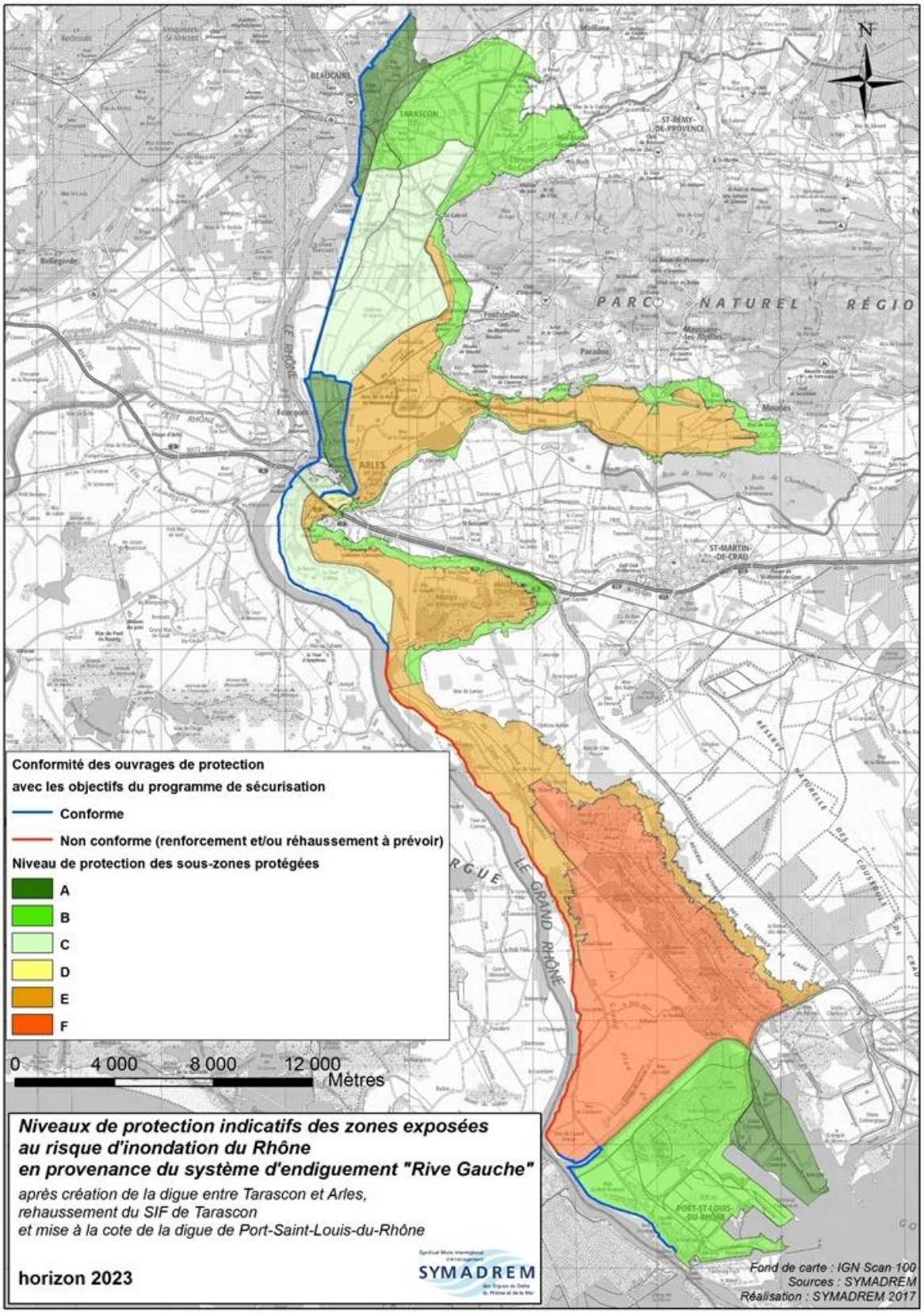


Figure 20. niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées après création de la digue Tarascon-Arles, réalisation des mesures associées, rehaussement du Site-Industrialo-Portuaire de Tarascon et mise à la cote de la digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône (programmation CPIER 2015-2020)

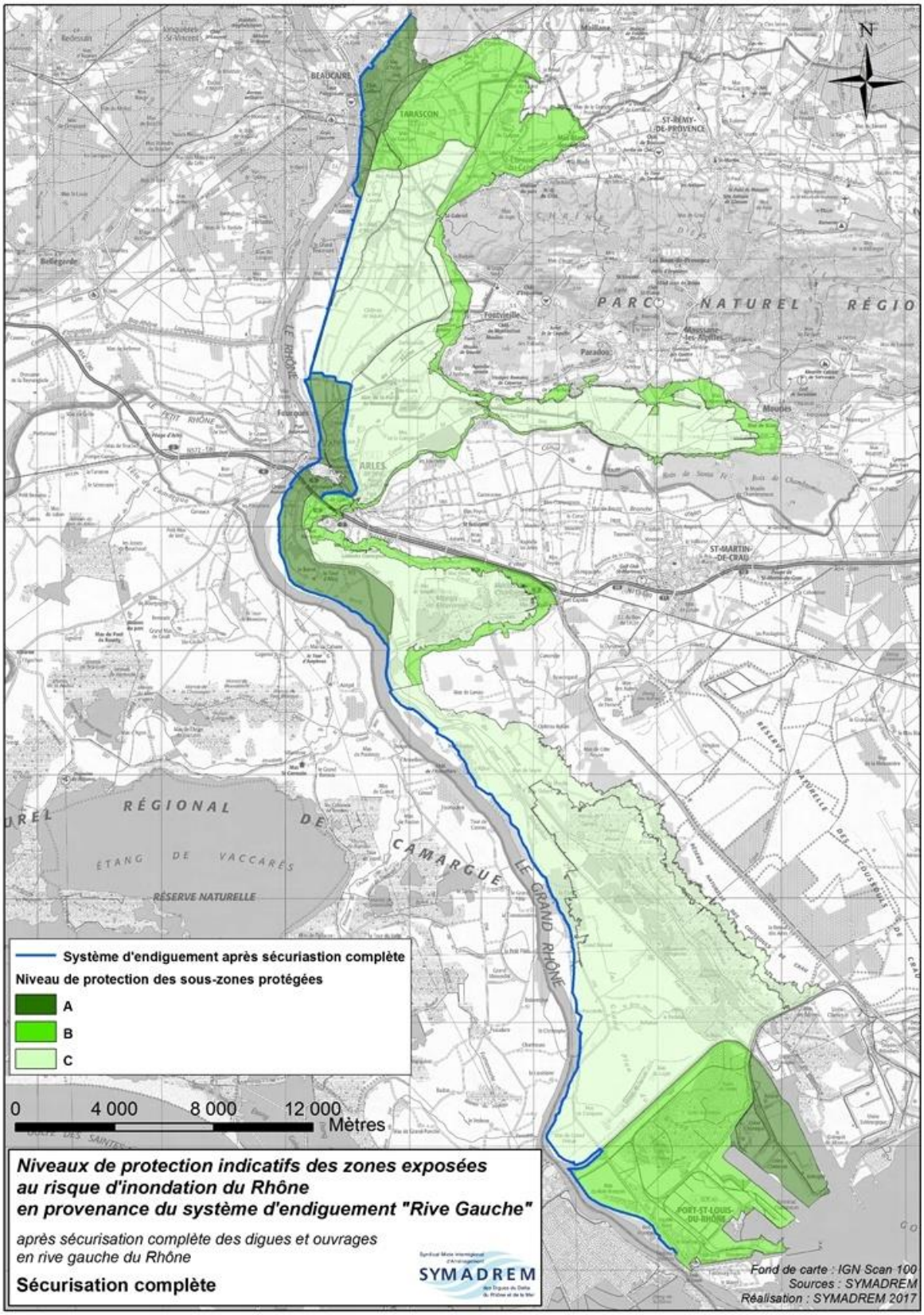


Figure 21. niveaux de protection indicatifs par sous-zones protégées après sécurisation globale des ouvrages (post programmation CPIER 2015-2020).

Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement
SYMADREM
des Digues du Delta du Rhône et de la Mer

SYNDICAT MIXTE INTERREGIONAL D'AMENAGEMENT DES DIGUES DU DELTA DU RHONE ET DE LA MER

ETUDE DE DANGERS

DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT
RIVE GAUCHE DU RHONE
ET DES TRAVAUX DE CREATION D'UNE DIGUE ENTRE TARASCON ET ARLES ET MESURES ASSOCIEES

RUBRIQUE N°9 : ETUDE DE REDUCTION DES RISQUES

SOMMAIRE

1 Introduction 3
2 Mesures d'information auprès des gestionnaires de crise 4
3 Mesures organisationnelles de surveillance et d'exploitation en période de crues 5
3.1 Mesures organisationnelles mises en place 5
3.2 Mesures organisationnelles à mettre n place 6
4 Mesures structurelles 7

1 INTRODUCTION

A partir des scénarios identifiés comme critiques, quatre types de mesures de réduction du risque ont été identifiés :

- Mesures d'information auprès des gestionnaires de crise ;
- Mesures organisationnelles ;
- Mesures structurelles.

La dernière mesure étant la seule permettant de rendre le risque acceptable vis-à-vis des populations.

2 MESURES D'INFORMATION AUPRES DES GESTIONNAIRES DE CRISE

Cette mesure consiste à transmettre auprès des gestionnaires de crise les principaux résultats de l'étude de dangers (résumé non technique) de façon à leur permettre de les intégrer dans les documents de gestion de crise relevant de leurs compétences (plans communaux de sauvegarde, plans d'organisation des secours…)

Cette mesure sera conduite dans les 3 mois qui suivront l'approbation de l'étude de dangers par le Préfet des Bouches-du-Rhône et notamment des niveaux de protection et de sûreté des ouvrages.

Les acteurs concernés par cette mesure sont les suivants :

- Préfet de la Région Provence-Alpes-Côte d'Azur - Etat-Major Interzones ;
- Sous-Préfet d'Arles ;
- Maires des 15 communes membres et non membres du SYMADREM situés dans la zone protégée ;
- Présidents des 3 structures intercommunales localisées dans la zone protégée ;
- Service Départemental d'Incendie et de Secours des Bouches-du-Rhône ;
- Entreprises de terrassement titulaires du marché d'intervention d'urgence.

3 MESURES ORGANISATIONNELLES DE SURVEILLANCE ET D'EXPLOITATION EN PERIODE DE CRUES

Ces mesures concernent le plan de gestion des ouvrages en périodes de crues (P.G.O.P.C)

La plupart de ces mesures ont déjà été mises en place mais sont citées pour mémoire.

3.1 MESURES ORGANISATIONNELLES MISES EN PLACE

La mise en place d'une signalisation directionnelle des accès aux ouvrages, à partir de la voirie principale, dans tout le Delta du Rhône a été réalisée en 2013 et 2014 pour faciliter l'accès aux digues des équipes de surveillance. Cette mesure a été accompagnée de travaux de mise en place de bornes de repérage positionnées en crête de digue afin d'aider les équipes de surveillance et les gardes digues à se repérer sur les ouvrages en périodes de crues.

Des travaux d'aménagement d'aires de stockage de matériaux nécessaires aux interventions d'urgence ont été réalisés en 2015.

Des dispositions ont également été réalisées pour améliorer la mise en œuvre du PGOPC, notamment en situation dégradée.

Un réseau radio numérique PMR, propre au SYMADREM a été déployé. Ce réseau permet de s'affranchir des réseaux GSM qui sont rapidement saturés en cas de crise. Chaque équipe de surveillance et acteurs du PGOPC sont dotés en crue d'un terminal. Ces terminaux permettent également le géo positionnement en temps réel des agents sur le terrain.
La mise en œuvre est opérationnelle depuis 2015.

Un groupe électrogène pour l'alimentation électrique basse tension du siège du SYMADREM a également été installé pour pallier les coupures éventuelles du réseau public. Cette mesure est opérationnelle depuis 2015.

D'autre part, pour palier l'impossibilité d'accéder au site internet Vigicrues, le SYMADREM a développé l'élaboration d'un outil informatique de prévision sommaire des crues, basé sur la propagation de l'onde de crue, à partir des données des principales stations hydrométriques, récupérées par voie hertzienne. Ce modèle est opérationnel depuis 2016.

Un automate d'appel téléphonique à destination des acteurs du PGOPC est opérationnel depuis 2015.

3.2 MESURES ORGANISATIONNELLES A METTRE N PLACE

Ces mesures sont :

- la mise en œuvre en crête de digue au droit des 140 ouvrages et réseaux traversant les digues de bornes repères.

Cette mesure, sous réserve d'éligibilité au CPIER Plan Rhône 2015-2020 sera réalisée concomitamment avec les travaux objet de la demande d'autorisation.

La mise en œuvre de stations limnigraphiques le long des ouvrages du SYMADREM. Cette action a été inscrite au projet de CPIER Plan Rhône 2015/2020. Cette action est indispensable d'une part au regard des différentes incertitudes entachant les lignes d'eau utilisées pour la détermination des niveaux de protection (Cf. rubrique n°6) et d'autres part pour déterminer plus précisément ces niveaux de protection sous forme de profil en long notamment à l'approche des embouchures où la concomitance des tempêtes marines et crues du Rhône rendent très complexe sa détermination.

Le planning prévisionnel de cette mesure est dépendant des partenaires financiers du CPIER Plan Rhône.

4 MESURES STRUCTURELLES

Cette mesure concerne la mise en œuvre des deux opérations du programme de sécurisation :

- La mise à la cote de la digue de Port-Saint-Louis-du-Rhône,
- Le renforcement et rehaussement des digues du Grand Rhône Rive Gauche – 2ème priorité,
- L'adaptation de la conception du parement aval suite à évaluation de la cote de danger du système.

4.1.1 Mise à la cote de la digue de Port-Saint-Louis et renforcement des digues du Grand Rhône – 2ème priorité

On se reportera au programme de sécurisation pour le détail des travaux envisagés.

La première opération est combinée avec le renforcement des digues de Salin de Giraud et la création d'une digue au Sud du Village. Les études ont été reprises suite à l'accord des différentes parties au projet (Préfet, Compagnie des Salins du Midi et des Salines de l'Est)

Les travaux, sous réserve de l'obtention des autorisations administratives, des acquisitions foncières et des financements contractualisés dans le CPIER Plan Rhône, pourrait être réalisée de 2020 à 2022.

La deuxième opération n'est pas contractualisée dans le CPIER Plan Rhône 2015-2020. Elle devra être intégrée dans un prochain CPIER Plan Rhône non programmé à ce jour.

4.1.2 Adaptation du parement aval suite à l'évaluation de la cote de danger du système

Les modélisations hydrauliques réalisées sur l'état après travaux pour des gammes de crues excédent la cote de danger (scénario EF 10 du rapport 8c) ont montré que les premiers débordements sur les digues millénales du système se produisaient sur la digue de la Montagnette et sur le rideau de palplanches au droit de l'usine Fibre Excellence.

Il a été demandé à BRLi maître d'œuvre des travaux d'adapter [D004] la coupe type prévue sur le parement aval pour permettre tout en assurant les fonctions filtration, drainage, stabilité protection, une résistance aux déversements pour une lame d'eau continue de 15 cm sur le parement en crête correspondant à un débit extrême et réduire la probabilité de brèche. Cette lame d'eau de 15 cm sur les parapets correspond à une lame de 20 cm en crête de digue

Le matériau drainant (5-200 mm) prévu initialement est remplacé par des enrochements dimensionnés de façon à résister à une lame d'eau de 15-20 cm, soit une granulométrie minimale de 100/300 mm. En pied, il est proposé la mise en place d'enrochements libres 540 à 690 kg, profondeur 1 m, en protection du pied aval de digue contre l'affouillement créé (fosse de dissipation).

La GNT prévue en crête de digue sera quant à elle remplacée par une grave ciment. La dimension des blocs d'enrochement étant augmentée, la protection contre les fouisseurs sera assurée par ces mêmes blocs et le grillage sera donc supprimé. Une nappe d'accrochage

300g/m^2 (ailettes de rétention de la terre de profondeur 13cm) sera appliquée sur le masque afin d'éviter le départ de la terre végétale et protéger le massif drainant du colmatage.

Sur les profils d'emprise réduite, comme indiqué précédemment, la crête de la digue devra être traitée par grave ciment. La partie supérieure du parement aval, avec un fruit de 2.5/1, sera traitée comme précédemment. L'affouillement en pied concerne la piste d'entretien (largeur 3m) avec une longueur maximale du jet d'eau de 3.15m. L'affouillement généré en pied de digue nécessitera la reprise de la piste et pour partie (côté opposé à la digue) des matériaux drainant sous-jacents. Cette réfection post-crue, statistiquement très peu fréquente au regard des périodes de retour attendues pour une surverse de 15cm, constitue l'optimum quant aux coûts investissement/entretien à long terme par comparaison avec l'investissement d'une protection contre l'affouillement en pied aval de la digue.