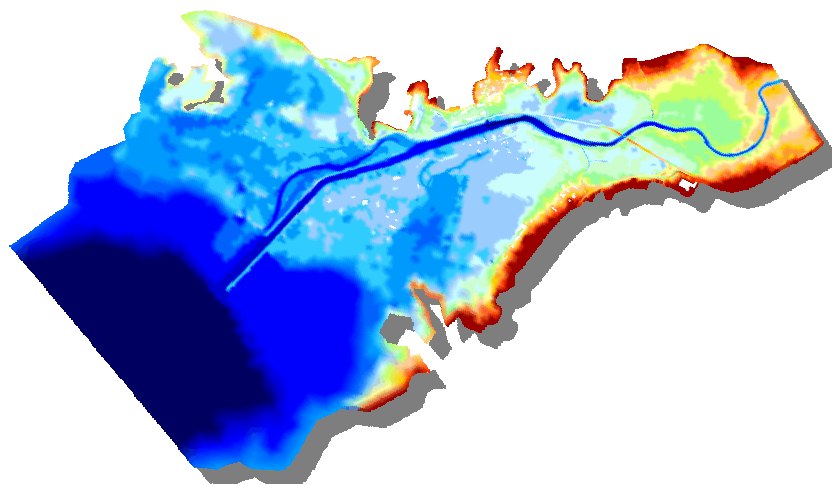




ETUDE HYDRAULIQUE DU FRANCHISSEMENT DE LA RIVIERE COULEE PAR UNE NOUVELLE LIAISON ROUTIERE ENTRE BOULARI ET LA COULEE

RAPPORT FINAL



AVRIL 2009
N°4330399- V7

SOMMAIRE

	Pages
1. PREAMBULE.....	1
2. PHASE 1 : ETUDES PRELIMINAIRES.....	1
2.1. Recueil de données	1
2.2. Reconnaissances de terrain.....	3
2.3. Milieux naturels.....	4
2.4. Travaux topographiques.....	4
2.5. Analyse pluviométrique.....	5
2.6. Analyse hydrologique.....	6
2.6.1. Remarques préalables.....	6
2.6.2. Débits caractéristiques de crue.....	7
2.6.3. Débits de crues historiques	13
3. PHASE 2 : CARACTERISATION DE L'ETAT ACTUEL	16
3.1. Préambule	16
3.2. Construction du modèle de l'état actuel.....	16
3.2.1. Emprise du modèle	16
3.2.2. Exploitation des données topographiques recueillies.....	17
3.2.3. Construction du maillage.....	17
3.3. Hypothèses de modélisation	18
3.4. Calage du modèle	18
3.4.1. Principe du calage.....	18
3.4.2. Evénements de calage retenus.....	19
3.4.3. Coefficients de frottement.....	19
3.4.4. Résultats du calage.....	20
3.5. Caractérisation de l'état actuel de référence	24
3.6. Comparaison des résultats avec ceux de l'étude Hydrex de 1991	26
3.7. Test de sensibilité à la condition limite aval.....	27
4. PHASE 3 : EVALUATION DE L'IMPACT HYDRAULIQUE DU PROJET	27
4.1. Caractérisation de l'état projet.....	27
4.1.1. Tracé en plan.....	27
4.1.2. Profil en long	27
4.1.3. Ouvrages de rétablissement	29
4.2. Incidence hydraulique du projet	29
4.2.1. Méthodologie.....	29
4.2.2. Résultats	29
4.2.3. Conclusion.....	30
4.3. Définition de mesures compensatoires.....	30
4.3.1. Etat projet 2	30
4.3.2. Etat projet 3	31

4.4. Projet final retenu	32
4.5. Mesures de protection	32
4.6. Estimation sommaire du coût des ouvrages	35
5. PHASE 3 BIS : EVALUATION DE L'IMPACT HYDRAULIQUE D'UN NOUVEAU PROJET	35
5.1. Caractérisation de l'état projet	35
5.1.1. Tracé en plan	35
5.1.2. Profil en long	35
5.1.3. Ouvrages de rétablissement	37
5.2. Incidence hydraulique du projet	37
5.2.1. Méthodologie	37
5.2.2. Résultats	37
5.2.3. Conclusion	38
5.3. Définition de mesures compensatoires	38
5.1. Projet final retenu	40
5.2. Mesures de protection	40
5.3. Estimation sommaire du coût des ouvrages	42
6. ACTUALISATION DE LA CARTOGRAPHIE DES ZONES INONDABLES	43

LISTE DES FIGURES

1-1 :	Plan de situation du bassin versant de la Coulée
1-2 :	Milieux naturels
1-3 :	Plan de localisation des repères de crue collectés
1-4 :	Plan de localisation des stations hydrométriques et postes pluviométriques disponibles à proximité du site d'étude
2-1 :	Vue en plan du Modèle Numérique de Terrain
2-2 :	Vue 3D du Modèle Numérique de Terrain
2-3 :	Vue en plan du maillage
2-4a et 2-4b :	Vues 3D du maillage
2-5a et 2-5b :	Résultats du calage pour les crues du 13 janvier 1988 et du 14 mars 2003
2-6 :	Calage : test de sensibilité à la condition limite aval
2-7a et 2-7b :	Cartographie des niveaux d'eau et vitesses locales d'écoulement – Q_5
2-8a et 2-8b :	Cartographie des niveaux d'eau et vitesses locales d'écoulement – Q_{10}
2-9a et 2-9b :	Cartographie des niveaux d'eau et vitesses locales d'écoulement – Q_{50}
2-10a et 2-10b :	Cartographie des niveaux d'eau et vitesses locales d'écoulement – Q_{100}
2-11 :	Zone inondable de la Coulée pour une crue de fréquence centennale en l'état actuel
2-12 :	Cartographie de l'aléa inondation en l'état actuel
2-13 :	Profil en long comparatif - Hydrex 1991
2-14 :	Etat de référence : test de sensibilité à la condition limite aval
3-1 :	Tracé en plan de la future route – localisation des ouvrages de rétablissement (état projet initial)
3-2 :	Echelle de PM le long de la future route
3-3 :	Profil en long des niveaux d'inondation en présence le long du futur tracé
3-4 :	Profil en long routier projeté
3-5a et 3-5b :	Cartographie des niveaux d'eau et de l'impact sur les niveaux d'eau - état projet initial – Q_{100}
3-6 :	Localisation des ouvrages supplémentaires envisagés – état projet 2
3-7a et 3-7b :	Cartographie des niveaux d'eau et de l'impact sur les niveaux d'eau - état projet 2 – Q_{100}
3-8 :	Localisation des 12 ouvrages de décharges envisagés en rive gauche
3-9a et 3-9b :	Cartographie des niveaux d'eau et de l'impact sur les niveaux d'eau - état projet 3 – Q_{100}
3-9c et 3-9d :	Cartographie des vitesses locales d'écoulement et de l'incidence sur les vitesses locales d'écoulement – état projet 3 – Q_{100}

3-10a et 3-10b :	Cartographie des niveaux d'eau et de l'impact sur les niveaux d'eau - état projet 3 – Q5
3-10c et 3-10d :	Cartographie des vitesses locales d'écoulement et de l'incidence sur les vitesses locales d'écoulement – état projet 3 – Q5
3-11a et 3-11b :	Cartographie des niveaux d'eau et de l'impact sur les niveaux d'eau - état projet 3 – Q10
3-11c et 3-11d :	Cartographie des vitesses locales d'écoulement et de l'incidence sur les vitesses locales d'écoulement – état projet 3 – Q10
3-12a et 3-12b :	Cartographie des niveaux d'eau et de l'impact sur les niveaux d'eau - état projet 3 – Q50
3-12c et 3-12d :	Cartographie des vitesses locales d'écoulement et de l'incidence sur les vitesses locales d'écoulement – état projet 3 – Q50
4-1 :	Nouveau tracé en plan de la future route – localisation des ouvrages de rétablissement (état projet initial)
4-2 :	Echelle de PM le long du nouveau tracé
4-3 :	Profil en long des niveaux d'inondation en présence le long du nouveau tracé
4-4 :	Profil en long routier du nouveau tracé
4-5 :	Cartographie d'impact hydraulique – Etat projet initial - Q100
4-6a à 4-6e	Cartographie d'impact hydraulique – Scénario 1 à 5 - Q100
4-7a et 4-7b :	Cartographie des niveaux d'eau et de l'impact sur les niveaux d'eau – Scénario 5 – Q5
4-7c et 4-7d :	Cartographie des vitesses locales d'écoulement et de l'incidence sur les vitesses locales d'écoulement – Scénario 5 – Q5
4-8a et 4-8b :	Cartographie des niveaux d'eau et de l'impact sur les niveaux d'eau - Scénario 5 – Q10
4-8c et 4-8d :	Cartographie des vitesses locales d'écoulement et de l'incidence sur les vitesses locales d'écoulement – Scénario 5 – Q10
4-9a et 4-9b :	Cartographie des niveaux d'eau et de l'impact sur les niveaux d'eau - Scénario 5 – Q50
4-9c et 4-9d :	Cartographie des vitesses locales d'écoulement et de l'incidence sur les vitesses locales d'écoulement – Scénario 5 – Q50
4-10a et 4-10b :	Cartographie des niveaux d'eau et de l'impact sur les niveaux d'eau - Scénario 5 – Q100
4-10c et 4-10d :	Cartographie des vitesses locales d'écoulement et de l'incidence sur les vitesses locales d'écoulement – Scénario 5 – Q100
4-11 :	Zone inondable de la Coulée pour une crue de fréquence centennale et pour l'état projet retenu
4-12 :	Cartographie de l'aléa inondation pour l'état projet retenu

LISTE DES ANNEXES

- 1-1 : Détail des profils en travers levés
- 1-2 : Profils en travers comparatifs
- 1-3 : Débits caractéristiques de crue au droit de la station de la Coulée
- 1-4 : Hydrogramme de crue enregistré à la station hydrométrique de la Coulée amont

1. PREAMBULE

Dans le cadre de la création d'une voie de liaison supplémentaire entre Boulari et La Coulée, la Direction de l'Équipement de la Province Sud a souhaité engager une étude visant à :

- dimensionner l'ouvrage de franchissement de la Coulée en termes de gabarit hydraulique et d'ouvrages de décharge ;
- fournir les éléments d'appréciation nécessaires au calage altimétrique du projet et évaluer ensuite l'impact hydraulique du remblai routier sur les écoulements en crue de la Coulée tout en tenant compte des contraintes environnementales liées aux milieux aquatiques traversés.

La réflexion engagée par SOGREAH afin d'atteindre ces objectifs s'appuie sur les étapes méthodologiques suivantes :

- Phase 1 : études préliminaires ;
- Phase 2 : caractérisation de l'état actuel ;
- Phase 3 : évaluation de l'impact hydraulique du projet.

La présente note a pour objet de présenter l'ensemble des analyses menées dans le cadre de ces trois phases.

2. PHASE 1 : ETUDES PRELIMINAIRES

Cette phase s'est déroulée selon les étapes méthodologiques suivantes :

- recueil de données ;
- reconnaissances de terrain ;
- travaux topographiques ;
- analyse pluviométrique ;
- analyse hydrologique.

2.1. Recueil de données

Cette première phase d'étude a consisté à recueillir l'ensemble des données disponibles auprès de la Direction de l'Équipement de la Province Sud (DEPS), de la Direction des Affaires Vétérinaires, Alimentaires et Rurales (DAVAR), de la Direction de l'Environnement (DENV) et de la commune du Mont Dore (études, cartes, ...).

Etudes

- Etudes hydrauliques sur la commune du Mont Dore – SOGREAH – 2006 ;
- Courbes enveloppes des débits spécifiques maximaux de crue pour le quart Sud-Ouest de la Nouvelle-Calédonie – Note technique – DAVAR – Février 2006 ;
- Note sur les hauteurs de marées maximales en Nouvelle Calédonie – DEPS – 2004 ;
- Cartographie hydrogéomorphologique et prise en compte des zones inondables dans les documents d'urbanisme – Nouvelle Calédonie (extrait) – DAVAR – Carex Hydro/Ministère de l'Equipement – Novembre 2001 ;
- Délimitation de la zone inondable de la rivière Coulée – HYDREX – 1991 ;
- Etude hydraulique de la rivière Ouenghi et des endiguements en aval et en amont de la RT1 - Etude hydraulique de la crue du cyclone Anne sur les rivières Dumbea, Karikouïé, Carignan et Katiramona au voisinage de la SAVEXPRESS et de la RT1 et sur la rivière Coulée au voisinage de la RT2 – SOGREAH – Octobre 1988 ;
- Couches SIG des milieux naturels – DENV.

Cartes

- Cartes d'inondabilité potentielle sur la commune du Mont Dore établies par la DAVAR – Carex Environnement/Ministère de l'Equipement/Hydrex – Juin 2003 ;
- Carte de zone inondable de la Coulée – HYDREX – 1991.

Topographie

- Cartes IGN au 1/50 000^{ème} ;
- Plans photogrammétriques au 1/10 000^{ème} et au 1/2 000^{ème} ;
- 9 profils en travers élargis (bathymétrie + lit majeur) sur la Coulée issus de l'étude Hydrex de 1991.

Données pluviométriques

- Poste journalier de Boulari : précipitations journalières maximales annuelles et supérieures à 100 mm de 1981 à 2003 (Météo France) ;
- Poste de Nouméa Faubourg Blanchot : précipitations journalières maximales annuelles et supérieures à 100 mm de 1951 à 2003 (Météo France) ;
- Poste journalier de Plum : précipitations journalières maximales annuelles et supérieures à 150 mm de 1952 à 2003 (Météo France) ;
- Poste journalier de la Coulée : précipitations journalières maximales annuelles de 1979 à 2003 (Météo France) ;

- Courbes Intensité-Durée-Fréquence à Nouméa et Montagne des Sources (Météo France) ;
- Hyétogramme de l'épisode du 13 janvier 1988 à Dumbea Nord et la Montagne des Sources (DAVAR) ;
- Hyétogramme de l'épisode du 14 mars 2003 à Dumbea Nord, Ouinne et au Mont Mou (DAVAR).

↳ Données hydrométriques

- Station de la Coulée : débits instantanés maximaux annuels et débits instantanés supérieurs à 20 m³/s de 1992 à 2004 (DAVAR) ;
- Estimation des débits caractéristiques de crue aux stations de Dumbea Nord, Dumbea Est, la Couvelée et de la Coulée (DAVAR).

↳ Autres

- Photographies aériennes ;
- Niveaux de crue atteints sur la Coulée et la Lembi au cours de tous les événements majeurs survenus depuis 1988 – DAVAR – 2004 ;

Ces données ont été exploitées au cours des différentes phases d'étude.

2.2. Reconnaissances de terrain

Des enquêtes de terrain ont été menées afin :

- d'apprécier le fonctionnement et l'organisation du réseau hydrographique superficiel (fossés, creeks, ...) ainsi que les mécanismes de débordement ;
- de visualiser l'occupation des sols : habitations, murets, clôtures, ... ;
- de cerner les dysfonctionnements actuels : points noirs, ouvrages insuffisants, obstacles aux écoulements, zones inondées, ... ;
- de repérer des niveaux atteints lors des crues antérieures par des enquêtes auprès des riverains ; les nombreuses laisses de crue répertoriées (29) sont ainsi venues compléter le recensement déjà effectué par la DAVAR.

En synthèse, nous avons établi le descriptif ci-après du bassin versant de la Coulée.

La figure 1-1 présente la localisation du bassin versant de la Coulée et un découpage en sous bassins versants.

En effet, le bassin versant de la Coulée se caractérise par la présence de deux axes hydrauliques principaux (la Coulée amont et la Lembi) prenant leur source à plus de 700 m d'altitude et qui confluent environ 3,5 km en amont du futur franchissement.

Les caractéristiques morphométriques du bassin versant global ainsi que des deux sous bassins versants principaux sont récapitulés dans le tableau suivant.

Bassin versant	Superficie (km ²)	Pente globale (m/m)	Longueur hydraulique (km)
Coulée amont	48,4	0,018	13,6
Lembi	32,4	0,016	11,0
Coulée au droit du futur franchissement	90,7	0,008	17,1

En termes d'occupation des sols, le bassin versant de la Coulée est globalement naturel. L'urbanisation est très éparse en amont de la confluence avec la Lembi, et un peu plus dense en aval avec notamment la présence de lotissements. Toutefois, l'imperméabilisation associée est minime en regard de la superficie globale des bassins versants.

2.3. Milieux naturels

La phase de recueil de données a permis de collecter auprès de la DENV les couches SIG des milieux naturels en présence le long du futur tracé routier et plus globalement sur tout le secteur d'étude. La figure 1-2 permet de visualiser la nature de ces milieux naturels.

On note que le futur tracé routier traverse essentiellement une zone humide à Niaoulis, des plantations, des zones de mangroves au niveau de l'estuaire de la Coulée, et diverses zones boisées.

2.4. Travaux topographiques

A l'issue des reconnaissances de terrain, des travaux topographiques ont été engagés afin de compléter les éléments existants, de vérifier si les levés effectués en 1991 sont toujours représentatifs de la topographie actuelle et de disposer de points de contrôle du fond de plan au 1/2 000^{ème}.

Ces travaux topographiques ont consisté à :

- lever deux profils en travers élargis (bathymétrie + lit majeur) au droit de profils déjà disponibles ainsi qu'à lever un profil bathymétrique au droit du futur franchissement. Ces travaux topographiques ont été effectués par le cabinet de géomètres experts Laurent Vautrin et sont détaillés en annexe 1-1 ;

- niveler les 29 repères de crue recueillis au cours des investigations de terrain. Ces nivellements ont été effectués par le service topographique de la DEPS. La figure 1-3 localise ces repères de crue ainsi que les niveaux de crue recueillis auprès de la DAVAR pour les événements du 13 janvier 1988 et du 14 mars 2003, exploités dans la suite ;
- lever la géométrie du pont actuel de la Coulée. Ce levé a été effectué par le service topographique de la DEPS.

A noter que les profils en travers relevés n'ont pas mis en évidence de modification importante du lit mineur de la Coulée depuis 1991 ni d'écart altimétrique remarquable avec le fond de plan topographique au 1/2 000^{ème}.

Les annexes 1-2a et 1-2b illustrent ces propos.

Les éléments topographiques existants ont donc été considérés comme fiables car représentatifs de la topographie actuelle et ont par conséquent été utilisés dans la suite de l'étude.

2.5. Analyse pluviométrique

La pluviométrie journalière exceptionnelle sur le secteur d'étude a déjà fait l'objet d'une analyse détaillée dans le cadre des études hydrauliques de zones inondables sur la commune du Mont Dore réalisées en 2006 par SOGREAH¹.

L'exploitation des données issues des postes de Boulari, Nouméa, Plum, la Coulée et la Montagne des Sources (voir plan de localisation fourni en figure 1-4) a permis, dans le cadre de cette analyse, de retenir une valeur de la pluviométrie journalière décennale et centennale représentative de la zone :

Poste pluviométrique	Pluie journalière décennale (mm)	Pluie journalière centennale (mm)
Boulari	280	490
Nouméa	160	245
Plum	235	560
La Coulée	340	570
La Montagne des Sources	470	715
Valeurs retenues dans l'étude de 2006	380	630

Les valeurs retenues alors sont issues d'une moyenne entre le poste d'altitude (La Montagne des Sources) et les trois poste situés sur des zones plus "basses" (Boulari, Plum, la Coulée ; le poste de Nouméa a été jugé peu représentatif du secteur de par sa localisation particulière, sur la presqu'île de Nouméa).

¹ Etudes hydrauliques sur la commune du Mont Dore - SOGREAH - Province Sud - 2006 - Réf: 4330067

Dans le cadre de la présente analyse, relative à un secteur particulier de la commune du Mont Dore, nous considérerons dans la suite que la pluviométrie s'abattant sur le bassin versant de la Coulée est mieux représentée par la moyenne des pluviométries mesurées aux postes de la Coulée et de la Montagne des Sources :

	Pluie journalière décennale (mm)	Pluie journalière centennale (mm)
Valeurs retenues sur le bassin versant de la Coulée	405	640

2.6. Analyse hydrologique

Cette partie a pour objectif :

- de déterminer les débits caractéristiques de crue, c'est-à-dire les débits de pointe en différents points du bassin versant de la Coulée, référence prise sur des périodes de retour de 5, 10, 50 et 100 ans ;
- d'évaluer les débits associés à des événements historiques pour lesquels des repères de crue ont été recensés au cours des investigations de terrain.

2.6.1. Remarques préalables

- En 1991, une étude de détermination de l'emprise inondable de la Coulée a été réalisée par le cabinet Hydrex² à partir de l'élaboration d'un outil de modélisation filaire.

Dans le cadre de cette étude, les débits de référence de la Coulée ont été évalués :

- par application d'une méthode de transposition pour les débits caractéristiques ;
- par différentes simulations afin de retrouver les repères de crue connus pour les débits historiques.

Dans le cadre de la présente étude, une nouvelle analyse a été effectuée en regard des nouveaux éléments disponibles depuis 1991 en termes notamment de données pluviométriques et hydrologiques. Les résultats obtenus ont ensuite été comparés à ceux retenus dans l'étude de 1991.

- Deux stations hydrométriques sont recensées sur le bassin versant de la Coulée :
 - la première, en fonctionnement depuis 1991, se situe un peu en amont de la confluence avec la Lembli ;
 - la seconde, en fonctionnement depuis 1998, se situe sur la Lembli.

² Délimitation de la zone inondable de la rivière Coulée – Hydrex - 1991

En regard du peu d'années de données disponibles, ces deux stations apparaissent peu exploitables pour l'évaluation des débits caractéristiques de référence (notamment pour l'évaluation du débit de fréquence centennale).

La station sur la Coulée amont a cependant ultérieurement été exploitée pour l'évaluation du débit de la crue de 2003 (pour laquelle l'hydrogramme de crue a pu être enregistré). La station sur la Lembi n'a pour sa part pas été exploitée, l'enregistreur étant hors service durant cette même crue, seul événement exceptionnel s'étant déroulé depuis sa mise en service.

2.6.2. Débits caractéristiques de crue

Etant donnée la difficulté d'estimer de façon fiable des débits de crue, plusieurs approches ont été réalisées. Les résultats issus de l'application de ces différentes méthodes pour une crue de fréquence centennale ont été synthétisés puis ont fait l'objet d'une analyse critique dans l'optique de retenir les débits de référence à prendre en compte.

Trois méthodes ont été mises en œuvre pour l'analyse :

- application de la méthode rationnelle avec des coefficients a et b de Montana déterminés à partir des courbes IDF disponibles au poste de la Montagne des Sources (seul poste pluviométrique à proximité de la zone d'étude disposant d'un pas d'acquisition court à l'exception du poste de Nouméa jugé non représentatif de par sa localisation particulière sur la presqu'île de Nouméa) ;
- application de la formulation SPEED développée par SOGREAH ;
- application de la méthode de transposition (appelée aussi méthode d'analogie) permettant d'évaluer le débit ruisselé en un point d'un bassin versant à partir d'un débit connu en un autre point du bassin versant ou sur un autre bassin versant proche, semblable de par ses caractéristiques morphométriques.

2.6.2.1. Méthode rationnelle

a) Généralités

L'estimation du débit de fréquence centennale d'une rivière par application de la méthode rationnelle nécessite, outre les caractéristiques du bassin versant (superficie, coefficient de ruissellement, temps de concentration), la détermination des coefficients a et b de Montana décrivant l'intensité pluviométrique.

La formule rationnelle s'exprime ainsi : $Q_{100} = \frac{C I_{100} A}{3,6}$

avec :

- Q_{100} : débit de crue de fréquence centennale (m^3/s) ;
- C : coefficient de ruissellement considéré ;
- A : superficie du bassin versant (en km^2) ;
- I_{100} : intensité de pluie (mm/h) de fréquence centennale calculée sur le temps de concentration t du bassin versant : $I_{100} = a_{100} t^{b_{100}}$ où a_{100} et b_{100} sont les coefficients de Montana de fréquence centennale.

Les coefficients de Montana utilisés sont ceux fournis par Météo France et issus de l'exploitation des courbes IDF disponibles au poste de la Montagne des Sources :

$60 < t < 1440$ min	T=100 ans
a ($mm \cdot min^{-2}$)	641,5
b	-0,414

Remarque :

Notons que la valeur de débit obtenue est directement proportionnelle au coefficient de ruissellement et plus indirectement au temps de concentration du bassin versant, deux paramètres dont la détermination reste entachée de fortes incertitudes.

b) Hypothèses retenues

➤ Choix du coefficient de ruissellement

- La détermination du coefficient de ruissellement d'un bassin versant s'avère toujours complexe et marquée par une incertitude difficilement quantifiable.

Le coefficient est fonction de nombreux paramètres : antécédents pluviométriques (le sol est-il à saturation ?), géologie locale, superficie du bassin versant, intensité pluviométrique de l'événement considéré (court et intense, long et de faible intensité ?), densité de l'urbanisation et donc taux d'imperméabilisation du bassin versant.

- Compte tenu des caractéristiques du bassin versant étudié, le coefficient de ruissellement pour une crue de fréquence centennale a été pris égal à 0,9.

➤ Evaluation du temps de concentration

Compte tenu des caractéristiques du bassin versant de la Coulée, à dominante rurale, la formulation de Dujardin apparaît la plus adaptée à l'évaluation du temps de concentration du bassin versant.

Cette formulation est fonction de la superficie, de la pente et du coefficient de ruissellement considéré :

$$T_c = 0,9 \times S^{0,35} \times C^{-0,35} \times P^{-0,5}$$

avec :

- T_c = temps de concentration en min ;
- S = superficie du bassin versant en ha ;
- C = coefficient de ruissellement ;
- P = pente du bassin versant en m/m.

L'application de cette formule fournit un temps de concentration du bassin versant de la Coulée au droit du futur franchissement de 260 min.

Remarque :

- Les formules de Giandotti et Passini s'appliquent également aux bassins versants ruraux ; elles sont fonction de la pente, de la superficie et de la longueur du bassin versant et sont donc indépendantes du coefficient de ruissellement considéré. Elles fournissent, toutefois dans le cas présent, des temps de concentration relativement faibles (respectivement 420 et 860 min) qui ne s'inscrivent pas dans une évaluation ultérieure sécuritaire des débits de crue générés par le bassin versant de la Coulée.
- La formule de Desbordes est utilisée pour les bassins versants mixtes plutôt à dominante urbaine, ce qui n'est pas le cas ici. Elle est fonction de la superficie, de la pente et du coefficient de ruissellement considéré et donc indépendante de l'allongement du bassin versant.

Le tableau suivant récapitule les différentes valeurs de temps de concentration obtenues selon la formulation employée :

Bassin versant	Superficie (km ²)	Pente globale (m/m)	Longueur hydraulique (km)	Temps de concentration (min)			
				Giandotti	Passini	Dujardin	Desbordes
Coulée amont	48,4	0,018	13,6	234	428	138	72
Lembi	32,4	0,016	11,0	222	365	125	66
Coulée au droit du futur franchissement	90,7	0,008	17,1	419	863	260	119

- ***Si le choix de la formule de Dujardin ne s'inscrit pas dans la vision la plus sécuritaire de l'évaluation ultérieure des débits (qui consisterait à retenir la formule de Desbordes), elle apparaît toutefois la plus réaliste en regard des domaines d'application de ces deux formulations. Par ailleurs, nous verrons dans la suite de l'étude que le temps de concentration obtenu au droit du futur franchissement, par l'application de la formule de Dujardin (260 min), a permis d'évaluer un débit de crue associé à l'événement de 1988 qui a abouti à un calage tout à fait satisfaisant du modèle hydraulique élaboré.***
- Notons enfin que l'étude Hydrex de 1991 évoque, pour sa part, un temps de concentration de 280 à 590 min en aval du bassin versant.

2.6.2.2. Formulation SPEED

Cette méthode, qui utilise différentes relations associées à la théorie et à l'expérience (théorie de l'hydrogramme unitaire, théorie du Gradex, formules de Montana et du temps de concentration), s'appuie sur la formulation suivante :

$$Q_T = \frac{S^{0,75}}{12} (P_T - P_0)$$

avec :

- Q_T : débit de pointe de la crue de période de retour T (m³/s) ;
- S : superficie du bassin versant (en km²) ;
- P_T : pluie journalière de période de retour T (en mm) ;
- P_0 : seuil probabiliste de ruissellement.

Dans le cadre des études hydrauliques réalisées sur le Mont Dore en 2006, la valeur de P_0 a été estimée à 35 mm.

2.6.2.3. Méthode de transposition

a) Généralités

Cette méthode s'applique soit sur un même bassin versant soit à partir de bassins versants de caractéristiques morphométriques similaires soumis à un régime hydrologique pouvant être considéré comme proche. La méthode consiste en une transposition des débits connus en un point d'un bassin versant à un autre point du même ou d'un autre bassin versant (où le débit est inconnu).

Elle s'appuie sur la formulation suivante : $Q'_{100} = \left(\frac{S'}{S} \right)^{\alpha} Q_{100}$

avec :

- Q'_{100} : débit de fréquence centennale de la rivière considérée à calculer (m³/s) ;
- Q_{100} : débit de fréquence centennale connu en un point de la même rivière ou d'une rivière proche (m³/s) ;
- S' : superficie du bassin versant au droit du point de calcul (km²) ;
- S : superficie du bassin versant au droit du point où le débit est connu (km²) ;
- α : coefficient d'abattement, évalué à 0,75 dans le cadre d'une analyse menée à l'échelle de la Nouvelle Calédonie.

b) Données de base

Pour l'application de cette méthode, nous disposons de la station hydrométrique de la Coulée, gérée par la DAVAR.

Toutefois cette station, localisée en amont de la confluence entre la Lembi et la Coulée, ne permet pas d'apprécier les contributions de chacun de ces deux axes hydrauliques principaux en crue. Par ailleurs, les données exploitées ne représentent que 10 années de mesures (entre 1991 et 2004).

C'est pourquoi, trois autres stations hydrométriques relativement proches (voir figure 1-4), également gérées par la DAVAR, ont aussi été considérées pour l'application de cette méthode :

- la station de la Couvelée dont la période d'exploitation s'étend de 1967 à 2004 avec 34 années de données ;
- la station de la Dumbea Est dont la période d'exploitation s'étend de 1963 à 2005 avec 38 années de données ;
- la station de la Dumbea Nord dont la période d'exploitation s'étend de 1963 à 2004 avec 32 années de données.

Un ajustement de Gumbel des débits de crue mesurés à ces quatre stations a été effectué par la DAVAR. Les résultats sont synthétisés dans le tableau suivant :

	Superficie du bassin versant (km ²)	Débit de fréquence centennale (m ³ /s)
Station de la Coulée	44	1 060
Station de la Couvelée	40	708
Station de la Dumbea Est	56,8	1 340/1 616 ³
Station de la Dumbea Nord	32,2	722

³ Deux valeurs de débit sont fournies correspondant à deux ajustements possibles des débits maximaux annuels.

2.6.2.4. Comparaison des résultats et choix d'une méthode

La comparaison des différentes méthodes de calcul de débit exposées précédemment a été établie pour la crue de fréquence centennale au droit du futur franchissement.

Les résultats obtenus ont été confrontés à ceux retenus dans le cadre de l'étude de 1991.

		Débit de fréquence centennale de la Coulée au droit du futur franchissement (m ³ /s)	$\frac{Q_{100}}{S^{0,75}}$
Méthode rationnelle		1460	49,7
Formulation SPEED		1480	50,4
Méthode de transposition	A partir de la station de la Couvelée	1310	44,6
	A partir de la station de la Dumbea Est	1900/2290 ³	64,6 / 77,9
	A partir de la station de la Dumbea Nord	1570	53,4
	A partir de la station de la Coulée	1820	61,9
Etude Hydrex 1991		2300	78,3

L'analyse de ces résultats amène les remarques suivantes :

- la méthode rationnelle, la formulation SPEED ainsi que la méthode de transposition appliquée à partir de la Dumbea Nord fournissent des résultats très proches de l'ordre de 1 500 m³/s ;
- la méthode de transposition appliquée à partir de la station de la Couvelée fournit un résultat un peu en deçà des résultats issus de l'application des autres méthodes ;
- la méthode de transposition appliquée à partir de la station de la Coulée (sur laquelle on ne dispose que de 10 années de données) fournit un résultat similaire (1820 m³/s) à la valeur basse de la fourchette de débits obtenue à partir de la Dumbea Est, égale à 1 900 m³/s ;
- l'étude Hydrex, dans une vision maximaliste, a retenu la valeur haute de la fourchette de débits fournie par application de la méthode de transposition à partir de la Dumbea Est soit 2 300 m³/s.

Devant la relative homogénéité des autres résultats, nous proposons de retenir comme débit de référence la valeur issue de l'analyse menée sur les débits mesurés à la station de la Coulée.

Cette valeur de 1 820 m³/s s'inscrit dans la fourchette haute de l'ensemble des valeurs obtenues par application des différentes méthodes détaillées précédemment et **présente ainsi un aspect sécuritaire dans l'optique ultérieure de cartographier l'emprise inondable de la Coulée et d'évaluer l'impact hydraulique du futur franchissement.**

Remarques :

- La valeur de 2 290 m³/s qui, selon la remarque précédente, apparaît être la valeur la plus sécuritaire, ne semble pas réaliste en regard de l'ensemble des résultats obtenus et n'a par conséquent pas été retenue ;
- Dans l'hypothèse maximaliste (en termes d'évaluation de débit) mais peu réaliste où un temps de concentration de 120 min eut été précédemment retenu (valeur obtenue par la formule de Desbordes), le débit de fréquence centennale calculé par la méthode rationnelle eut été de 2 000 m³/s, ce qui, en regard de l'ensemble des valeurs obtenues, ne remet pas en cause le débit retenu de 1 820 m³/s.

Notons que pour une crue de fréquence centennale, le rapport $\frac{Q_{100}}{S^{0,75}}$ associé à ce débit retenu est de 61,9.

Or, une analyse menée par la DAVAR sur 22 stations hydrométriques de la Nouvelle-Calédonie et visant à établir des courbes enveloppes caractéristiques du rapport $\frac{Q_{100}}{S^{0,75}}$ fournit une valeur de 75 (+/- 25).

Ce choix est donc cohérent avec les courbes enveloppes établies par la DAVAR.

Le tableau suivant récapitule les débits caractéristiques de crue à prendre en compte dans la suite de l'étude. Les débits de crue de fréquences quinquennal, décennal et cinquantennal ont, comme pour le débit de fréquence centennale, été évalués à partir de l'application de la méthode de transposition à partir de la station de la Coulée dont les débits caractéristiques sont joints en annexe 1-3.

Bassin versant	Superficie du bassin versant (km ²)	Débits caractéristiques de crue			
		Q ₅ (m ³ /s)	Q ₁₀ (m ³ /s)	Q ₅₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)
Coulée au droit du futur franchissement	90,7	760	1 020	1 580	1 820

2.6.3. Débits de crues historiques

La majorité des repères de crue recensés au cours des investigations de terrain sont relatifs aux crues de 1988 (cyclone Anne) et 2003 (cyclone Erica).

Or, la station hydrométrique située sur la Coulée amont a enregistré l'hydrogramme de crue de l'événement de 2003 (voir annexe 1-4) mais ne dispose d'aucun élément relatif à la crue de 1988, la station ayant été mise en service en 1991.

L'analyse a donc consisté, dans un premier temps, à évaluer au droit du secteur d'étude le débit de la crue de 2003 (cyclone Erica) à partir des données enregistrées à la station hydrométrique par application de la méthode de transposition.

Dans un second temps, une transformation pluie-débit a été effectuée de façon à évaluer, à partir des hyétogrammes disponibles aux postes pluviométriques localisés à proximité de la zone d'étude, les débits de crue des événements de 1988 et 2003.

2.6.3.1. Transposition des débits enregistrés à la station

Le tableau suivant précise le débit de pointe relatif à l'événement de 2003 estimé sur le secteur d'étude par application de la méthode de transposition à partir des données disponibles à la station hydrométrique localisée sur la Coulée amont.

Bassin versant	Superficie du bassin versant (km ²)	Q ₂₀₀₃ (m ³ /s)
Coulée au droit de la station hydrométrique	44	840
Coulée au droit du futur franchissement	90,7	1 450

Cette analyse présente toutefois un inconvénient car elle considère que les apports de la Lembi sont proportionnels à ceux de la Coulée (ratio de surface pondéré par un coefficient de 0,75) ce qui peut amener à sur ou sous-évaluer les débits au droit du secteur d'étude en regard des réels apports de chaque affluent.

Remarque :

A noter, qu'une analyse a été effectuée sur quelques hydrogrammes de crues de faible intensité (40 à 170 m³/s) enregistrés à la fois sur la Lembi et sur la Coulée. Il ressort de cette analyse que les crues de ces deux rivières sont concomitantes. En revanche, aucune règle de proportionnalité n'a pu être établie entre les débits issus de la Lembi et ceux de la Coulée (fonction de la localisation de la perturbation).

2.6.3.2. Transformation pluie-débit

a) Méthodologie

La méthodologie mise en œuvre s'appuie pour chaque épisode historique sur l'exploitation des hyétogrammes relevés à chaque poste pluviométrique disposant d'un pas d'acquisition court. Cette exploitation consiste à évaluer les cumuls pluviométriques maximaux s'étant abattus au droit de ces différents postes sur une durée correspondant au temps de concentration du bassin versant étudié (égal à 260 min au droit du franchissement).

Par suite, les intensités de pluie maximales peuvent être calculées et donc les débits de crue attendus au droit de ce point pour chaque poste pluviométrique exploité (par application de la méthode rationnelle avec un coefficient de ruissellement sécuritaire de 0,9).

b) Données disponibles

- Pour l'analyse de l'épisode du 13 janvier 1988 (Anne), nous disposons des hyétogrammes relevés aux postes DAVAR de la Montagne des Sources et de la Dumbea (voir plan de localisation fourni en figure 1-4).
- Pour l'épisode du 14 mars 2003 (Erica), nous disposons de hyétogrammes relevés aux postes DAVAR de Ouinne, du Mont Mou et de la Dumbea.

c) Résultats

↳ Episode du 13 janvier 1988 (Anne)

	Cumul pluviométrique sur le Tc du bassin versant (mm)	Intensité de pluie (mm/h)	Débit de crue au droit du futur franchissement (m ³ /s)
Montagne des Sources	315	74,1	1 680
Dumbea	304	71,6	1 620

↳ Episode du 14 mars 2003 (Erica)

	Cumul pluviométrique sur le Tc du bassin versant (mm)	Intensité de pluie (mm/h)	Débit de crue au droit du futur franchissement (m ³ /s)
Ouinne	183	43,0	975
Mont Mou	105	24,6	560
Dumbea	143	33,6	760

L'analyse établie à partir des données du poste de Mont Mou fournit des résultats bien inférieurs à ceux obtenus par les analyses effectuées à partir des postes de Ouinne et de la Dumbea.

Toutefois, les postes de Ouinne et du Mont Mou sont relativement éloignés du secteur d'étude, le résultat issu de l'analyse effectuée à partir des données du poste de la Dumbea semble donc le plus fiable.

2.6.3.3. Conclusion

Si la détermination exacte des débits associés à chaque événement historique cité précédemment ne pourra être effectuée qu'à l'issue de la phase de calage du modèle (en fonction des éventuels écarts obtenus entre les niveaux d'eau calculés et les repères de crue relevés), la double approche présentée précédemment permet à ce stade de retenir des fourchettes de débit dans lesquelles s'inscrivent très probablement les événements de 1988 et 2003.

Au droit du futur franchissement, ces fourchettes de débit sont les suivantes :

	Débit de crue (m ³ /s)
Evénement de 1988	1 600 à 1 700
Evénement de 2003	850 à 1450

Pour l'événement de 2003, la fourchette fournie est très large. En effet, aucune méthode ne se distingue de l'autre de par sa meilleure fiabilité. Il n'est donc pas possible à ce stade d'écarter un résultat plus que l'autre. La limite basse de la fourchette est fixée par la valeur mesurée à la station de la Coulée, débit que l'on retrouve a minima au droit du franchissement.

3. PHASE 2 : CARACTERISATION DE L'ETAT ACTUEL

3.1. Préambule

Afin de répondre aux différents objectifs de l'étude, un modèle mathématique bidimensionnel des écoulements de la Coulée a été mis en œuvre. Ce modèle a été construit à l'aide du système logiciel TELEMAT, propriété d'EDF et dont la division EEL-LHF/MSL de SOGREAH possède un droit d'exploitation, assure la diffusion et contribue à son développement.

La force de l'approche bidimensionnelle réside dans une représentation fine et réaliste du terrain naturel par le modèle numérique de terrain associé au maillage de la zone d'étude. Cette approche permet un découpage très fin de la topographie et donc la prise en compte des géométries complexes.

Sur ce maillage, le logiciel TELEMAT résout les équations bidimensionnelles régissant la dynamique des écoulements. Il calcule donc, en tout point de la zone d'étude, le niveau d'eau et la vitesse d'écoulement. Pour cette variable, le calcul restitue à la fois l'intensité et la direction du courant.

3.2. Construction du modèle de l'état actuel

3.2.1. Emprise du modèle

La zone d'étude s'étend depuis la confluence entre la Coulée et la Lembi en amont, à la baie de Murari en aval. L'emprise du modèle bidimensionnel couvre donc l'ensemble de ce secteur.

La zone modélisée comprend le lit mineur et le lit majeur de la Coulée sur un linéaire de 4 100 m. L'emprise de lit majeur modélisé s'étend entre des coteaux marqués et couvre l'ensemble de l'emprise inondable de la crue centennale cartographiée dans l'étude Hydrex de 1991. On retiendra une largeur moyenne du modèle d'environ 1 000 m.

3.2.2. Exploitation des données topographiques recueillies

3.2.2.1. Lit majeur

Les données topographiques utilisées pour représenter le lit majeur ont été tirées des dalles au 1/2000^{ème}, fournies par le Maître d'Ouvrage.

Les informations suivantes ont été utilisées :

- semis de point (quadrillage de 50 m par 50 m) ;
- lignes de contraintes cotées pour les digues et les thalwegs ;
- lignes de berges cotées.

La route endiguée présente en lit majeur (RP1) a été représentée sous la forme de deux lignes basses et deux lignes hautes.

Remarque :

Les informations en lit majeur étant très distantes, elles ne permettent pas dans certaines zones une grande précision altimétrique. Cette précision est toutefois suffisante pour atteindre les objectifs recherchés.

3.2.2.2. Bathymétrie

Pour représenter le lit mineur de la Coulée, nous avons utilisé les 9 profils en travers issus de l'étude Hydrex de 1991, espacés de 200 à 850 m environ, ainsi que les trois profils bathymétriques levés dans le cadre de la présente étude.

3.2.3. Construction du maillage

Un modèle numérique de terrain (MNT) a été élaboré à partir des données topographiques décrites précédemment (semis de points en lit majeur d'une part et profils bathymétriques d'autre part). Les figures 2-1 et 2-2 permettent de le visualiser.

Le maillage a alors été construit sur la base de ce MNT et de critères de taille et de forme de mailles.

Le critère de maille choisi est de :

- 20 m pour le lit mineur de la Coulée ;
- 10 m pour les affluents ;
- 10-15 m au droit des zones habitées ;
- 20 m pour les routes et les thalwegs.

Le maillage est ainsi composé de 17 670 nœuds soit 34 064 éléments. Chaque nœud du maillage constitue un point de calcul, défini par ses coordonnées planimétriques dans le système RGNC1991 Lambert Nouvelle Calédonie et sa cote altimétrique en mètres NGNC.

La figure 2-3, 2-4a et 2-4b représentent des vues en plan et 3D du maillage.

Remarque :

Le maillage de l'état actuel comprend le tracé du futur franchissement routier avec un affinement des mailles de l'ordre de 20 m.

3.3. Hypothèses de modélisation

La modélisation mise en œuvre s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- le débit injecté à l'amont du modèle est réparti proportionnellement à la profondeur d'eau ;
- le niveau d'eau imposé en aval du modèle est horizontal sur la section de la baie de Murari ;
- les limites latérales du modèle sont représentées par des parois imperméables, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de débordement possible au-delà de ces frontières quel que soit l'événement considéré (ce qui est réaliste puisque ces limites sont en fait des coteaux marqués).

Les calculs seront menés en régime permanent ce qui induit :

- une majoration des niveaux maximaux pour les crues les moins rares ou de faible volume, puisqu'il n'y a pas de prise en compte d'éventuels phénomènes d'écrêtement du débit de crue ; néanmoins, pour la référence centennale, les volumes sont tels que les effets de laminage peuvent être considérés comme négligeables ;
- une minoration des vitesses maximales, puisque ces vitesses maximales sont en général observées lors des phénomènes de seuil (en début de débordement du lit mineur vers le lit majeur par exemple) qui ne sont évidemment pas reproduits en régime

3.4. Calage du modèle

3.4.1. Principe du calage

TELEMAC-2D effectue une résolution des équations bidimensionnelles de Barré de Saint-Venant. Ces équations sont, moyennant certaines hypothèses, l'expression mathématique de lois physiques de la mécanique des fluides. Les hypothèses qui conduisent aux équations de Barré de Saint-Venant induisent dans celles-ci la présence de paramètres, dits de « calage », qui globalisent certains processus, essentiellement le frottement du fluide sur le sol.

Le principe du calage consiste donc à reproduire aussi fidèlement que possible les écoulements naturels observés, par l'ajustement de la rugosité du terrain, qui traduit le frottement plus ou moins important de l'eau sur le sol en fonction de l'état de surface du terrain.

Enfin, le calage du modèle hydraulique constitue une étape essentielle de la modélisation car il conditionne la qualité et la validité des résultats ultérieurs du modèle.

3.4.2. Evénements de calage retenus

Le calage du modèle a été effectué sur deux événements historiques relativement bien connus en termes de niveaux d'inondation atteints et pour lesquels nous avons évalué précédemment, plus ou moins précisément, la valeur du débit correspondant.

Etant donné l'incertitude sur les données hydrologiques pour la crue de 2003 (gamme de débit de 850 m³/s à 1450 m³/s), le calage des coefficients de rugosité a d'abord été effectué pour la crue de 1988, et nous nous sommes assurés ensuite que pour l'événement de 2003, un débit de la gamme ciblée permettait d'approcher les valeurs des laisses de crue disponibles.

Concernant le niveau d'eau imposé en aval du modèle dans la baie de Murari pour ces deux événements, une recherche auprès du SHOM sur les niveaux maximaux de marée atteints le 13 janvier 1988 et le 14 mars 2003 a été effectuée :

Evénement	Cote aval (m NGNC)
Crue du 13 janvier 1988	0,55
Crue du 14 mars 2003	0,45

3.4.3. Coefficients de frottement

La rugosité exprime l'état de surface d'un terrain. Un secteur fortement végétalisé présente une rugosité importante, et les écoulements y sont freinés. Au contraire, le lit d'un cours d'eau constitué de sédiments présente une rugosité faible, ce qui favorise les écoulements. Dans le modèle hydraulique bidimensionnel, la rugosité du terrain est représentée par une loi de frottement de Strickler.

Le coefficient de frottement est imposé a priori par zones homogènes de végétation ou d'urbanisation, correspondant à un état de surface. A toutes les étapes du calage, on procède à l'analyse des résultats du calcul et à la comparaison avec les valeurs observées sur le site. Le coefficient de Strickler est alors ajusté, soit globalement, soit pour un secteur géographique donné, au cours des différents calculs du calage, afin de reproduire au mieux les événements observés.

A l'issue du calage, les coefficients de rugosité de Strickler suivants ont été adoptés :

- Zones d'habitat : 5 ;
- Zones boisées : 11 ;
- Mangrove : 16 ;
- Culture basse : 22 ;
- Lit mineur de la Coulée : 33 ;
- Mer : 45 ;
- Voirie : 70.

3.4.4. Résultats du calage

3.4.4.1. Crue du 13 janvier 1988

La figure 2-5a représente une vue en plan des cotes d'eau maximales atteintes par tranche de 0,5 m pour un débit de 1 600 m³/s (débit qui fournit le calage le plus satisfaisant parmi la gamme de débits retenue dans l'analyse hydrologique).

Par ailleurs, sont reportés sur cette figure les laisses de crue disponibles, ainsi que l'écart entre la cote calculée par le modèle au droit de ces laisses de crue et le niveau de la laisse de crue elle-même.

Le tableau ci-dessous reprend ces valeurs, en détaillant l'origine de la laisse, la valeur de la laisse de crue en ce point, la valeur de la cote d'eau dans le modèle en ce point et l'écart du modèle par rapport à cette valeur.

Source	X (m)	Y (m)	Laisse (m NGNC)	Cote calculée (m NGNC)	Ecart (m)
DAVAR - Laisse	460830,30	218749,10	5,65	6,02	0,37
Sogreah	460267,89	218819,59	5,51	5,51	0,00
DAVAR - Echelle	460587,57	218409,44	5,44	5,44	0,00
DAVAR - Laisse	460310,24	218455,58	4,93	5,18	0,25
DAVAR - Echelle	460205,41	218725,90	4,97	5,00	0,03
DAVAR - Echelle	459983,13	218468,38	4,68	4,91	0,23
DAVAR - Laisse	459997,94	218497,48	4,67	4,84	0,17
DAVAR - Echelle	460030,99	218489,70	4,64	4,78	0,14
DAVAR - Laisse	460013,43	218423,58	4,43	4,52	0,09
Sogreah	459687,22	218100,18	4,17	4,17	0,00
Sogreah	459609,00	218124,25	4,07	4,08	0,01
DAVAR - Laisse	459583,99	218336,68	3,96	3,97	0,01
DAVAR - Laisse	459195,16	218752,10	3,87	3,88	0,01
DAVAR - Echelle	459312,95	218635,88	3,71	3,77	0,06
DAVAR - Laisse	459307,79	218510,84	3,51	3,62	0,11
Sogreah	459350,28	218401,93	3,52	3,54	0,02
DAVAR - Laisse	459242,36	218426,39	3,42	3,42	0,00

Source	X (m)	Y (m)	Laisse (m NGNC)	Cote calculée (m NGNC)	Ecart (m)
Sogreah	459050,97	218387,35	3,14	3,06	-0,08
DAVAR - Echelle	458815,27	218285,51	2,69	2,84	0,15
DAVAR - Laisse	459081,11	217569,24	2,40	2,58	0,18
DAVAR - Echelle	458487,21	218142,29	2,39	2,48	0,09
DAVAR - Laisse	458120,25	218131,82	1,89	2,01	0,12
DAVAR - Laisse	458139,03	218014,93	1,75	2,01	0,26
DAVAR - Echelle	457921,40	217957,46	1,37	1,71	0,34
				Moyenne	0,11
				Ecart type	0,12

Concernant les trois écarts les plus importants obtenus, nous ferons les remarques suivantes :

- les écarts positifs de 26 et 34 cm sont associés à deux laisses de crues localisées en aval du modèle mais ne peuvent s'expliquer par l'influence de la condition limite aval (pour laquelle l'analyse de sensibilité, détaillée ultérieurement, met en évidence une zone d'influence relativement réduite, s'arrêtant en aval des laisses de crue). Une recherche sur la nature des laisses de crue permet en revanche de justifier ces écarts. En effet, le premier est associé à un repère de crue (1,75 m NGNC) peu précis et très probablement sous évalué puisqu'à proximité une autre laisse a été nivelée, pour le même événement, à la cote 1,89 m NGNC (pour une cote calculée de 2,01 m NGNC soit un écart de 12 cm seulement). Enfin, le second correspond à une laisse de crue relevée à une échelle de crue qui a été submergée lors du cyclone. Il est donc fort probable que le niveau de crue maximal atteint soit en réalité supérieur ;
- l'écart positif de 37 cm se localise quant à lui sur l'extrémité amont du modèle, endroit a contrario encore sous influence de la condition limite amont et où, par conséquent, la répartition de débit n'est pas encore correctement établie et peut justifier cet écart.

Enfin, nous noterons que les niveaux d'eau à proximité du futur tracé routier sont bien représentés par le modèle, les écarts laisses de crue/cotes calculées étant de 0 cm, 1 cm, 2 cm, -8 cm et 15 cm.

Compte tenu de ces différentes remarques, nous pouvons considérer que, pour cet événement, le modèle est bien calé et est représentatif de la réalité notamment au droit du futur tracé routier.

Remarque :

L'observation de la figure 2-5a et de l'ensemble des cartographies établies par la suite à partir du logiciel TELEMAT fait apparaître une discontinuité des résultats en bordure du périmètre cartographié. Il s'agit d'effets de bords liés à la pente topographique importante des mailles périphériques. Lors de l'analyse des résultats cartographiques, il ne faut donc pas prendre en considération ces artefacts qui, il convient de le préciser, sont sans incidence sur les résultats de calculs.

3.4.4.2. Crue du 14 mars 2003

La figure 2-5b représente une vue en plan des cotes d'eau maximales atteintes par tranche de 0,5 m pour un débit de 900 m³/s (débit qui fournit le calage le plus satisfaisant parmi la gamme de débits retenue dans l'analyse hydrologique).

Par ailleurs, sont reportés sur cette figure les laisses de crue disponibles, ainsi que l'écart entre la cote calculée par le modèle au droit de ces laisses de crue et le niveau de la laisse de crue elle-même.

Le tableau ci-dessous reprend ces valeurs, en détaillant l'origine de la laisse, la valeur de la laisse de crue en ce point, la valeur de la cote d'eau dans le modèle en ce point et l'écart du modèle par rapport à cette valeur.

Source	X (m)	Y (m)	Laisse (m NGNC)	Cote calculée (m NGNC)	Ecart (m)
Sogreah	460312,41	218843,43	4,86	4,84	-0,02
DAVAR - Echelle	460205,41	218725,90	4,23	4,29	0,06
DAVAR - Echelle	460030,99	218489,70	3,72	3,98	0,26
DAVAR - Echelle	459551,47	218412,47	3,40	3,31	-0,09
DAVAR - Echelle	459361,84	218504,20	2,87	3,00	0,13
Sogreah	459069,46	218595,73	2,75	2,55	-0,20
Sogreah	459046,18	218385,66	2,48	2,50	0,02
DAVAR - Echelle	458806,12	218358,77	2,22	2,32	0,10
DAVAR - Echelle	458815,27	218285,51	2,10	2,30	0,20
DAVAR - Echelle	459032,57	217648,92	1,70	2,10	0,40
Sogreah	458583,46	218130,04	1,59	2,07	0,48
Moyenne					0,12
Ecart type					0,20

Les cotes calculées sont globalement hautes par rapport aux laisses de crue relevées et se situent en moyenne à environ 12 cm au dessus de ces dernières. Ces écarts sont toutefois très satisfaisants.

Par ailleurs, le débit utilisé pour effectuer ce calage (900 m³/s), s'inscrit dans le bas de la fourchette retenue précédemment. Compte tenu du débit enregistré à la station de la Coulée localisée en amont de la confluence avec la Lembi (840 m³/s), il n'apparaît pas réaliste de caler le modèle avec un débit inférieur à celui utilisé dans le cas présent.

Nous signalerons enfin que deux laisses de crues relevées n'ont pas été présentées dans le tableau précédent car nous avons estimé qu'elles étaient erronées (elles sont toutefois localisées sur la figure 2-5b) :

- la première (nivelées à 4,00 m NGNC pour une cote calculée à 4,71 m NGNC) a été relevée à une échelle équipée d'un tube, d'un flotteur et d'un marqueur. Il est généralement admis que la mesure est fiable à +/- 5 cm. Il arrive cependant que le marqueur ne conserve pas la bonne cote, ce qui est probablement le cas ici compte tenu d'un autre repère de crue relevé plus en aval à une cote supérieure (4,23 m NGNC) ;

- la seconde (nivelée à 1,44 m NGNC pour une cote calculée à 2,46 m NGNC) a été relevée par nos soins au cours de nos enquêtes de terrain. Il ne peut toutefois s'agir que d'une indication de laisse de crue erronée compte tenu de l'information recueillie juste à côté indiquant un niveau de crue 1 m plus haut (2,48 m NGNC), niveau quasi identique à la cote calculée en ce point par le modèle (2,50 m NGNC) ;

Au droit du futur tracé, nous pouvons considérer que le modèle est bien calé et est représentatif de la réalité (les écarts cotes calculées/niveaux observés variant entre 3 et 20 cm).

3.4.4.3. Analyse de sensibilité à la condition limite aval

- Dans le cadre du calage, la sensibilité du modèle à la condition limite aval a été analysée.

Les résultats ont montré une influence sur les 500 premiers mètres, sans impact sur les niveaux au droit des laisses de crue les plus aval et a fortiori au droit du futur franchissement.

A titre d'illustration, nous présentons sur la figure 2-6 un profil en long de la ligne d'eau de 2003 calculée pour deux conditions limites aval différentes : 0,45 m NGNC et 0,11 m NGNC (correspondant respectivement au niveau maximal et au niveau moyen de la mer mesuré le 14 mars 2003).

- Nous ferons par ailleurs les deux remarques suivantes, qui s'appuient sur l'hypothèse où nous aurions retenu, pour une fréquence centennale, un débit de 2 300 m³/s (valeur maximale issue de l'analyse hydrologique) :
 - compte tenu du débit de calage utilisé pour l'épisode de 1988 (1 600 m³/s), la période de retour associée à cet événement serait de l'ordre de 20 ans, estimation peu cohérente avec ce qui a été observé sur les bassins versants alentours ;
 - a contrario, l'épisode de 1988 étant couramment associé dans le secteur à un événement de période de retour compris entre 50 et 100 ans, son débit maximal de crue devrait être de l'ordre de 2 000 à 2 300 m³/s. Or, ce raisonnement amène à utiliser, pour ces valeurs de débits, dans la phase de calage du modèle, des coefficients de Strickler extrêmement forts et totalement absurdes (K=120 pour la route ou encore K=40 pour les cultures).

Ces remarques confortent donc notamment la valeur de débit retenue précédemment pour la crue de fréquence centennale.

3.4.4.4. Conclusion

Compte tenu des objectifs annoncés dans cette étude, les résultats obtenus dans la phase de calage du modèle sont considérés comme satisfaisants. Le modèle bidimensionnel représente donc de manière correcte les écoulements en crue de la Coulée, notamment au droit du futur franchissement.

Les débits de crue finalement retenus pour le calage du modèle, 1600 m³/s pour la crue de 1988 et 900 m³/s pour la crue de 2003, peuvent être associés, en regard de l'analyse hydrologique précédente, à des périodes de retour de respectivement 50 et 6 à 7 ans.

A noter que ces périodes de retour sont cohérentes avec celles couramment admises dans le secteur pour les mêmes événements.

Précisons par ailleurs que la crue de 1992, sur laquelle nous ne disposons pas assez d'informations pour l'exploiter dans la phase de calage du modèle, a produit des cotes d'inondation supérieures à la crue de 1988 (Anne). En effet, nous disposons pour cette crue de quatre repères de crue directement comparables à des niveaux atteints en 1988 et qui sont supérieurs à ces derniers de 2 à 26 cm.

3.5. Caractérisation de l'état actuel de référence

Une fois le modèle calé, quatre simulations ont été engagées afin de caractériser l'état actuel de référence pour des niveaux de crue quinquennal, décennal, cinquantennal et centennal.

Les paramètres d'entrée du modèle sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Période de retour			
	5 ans	10 ans	50 ans	100 ans
Débit injecté (m ³ /s)	760	1 020	1 580	1 820
Niveau aval (m NGNC)	1,1	1,1	1,4	1,4

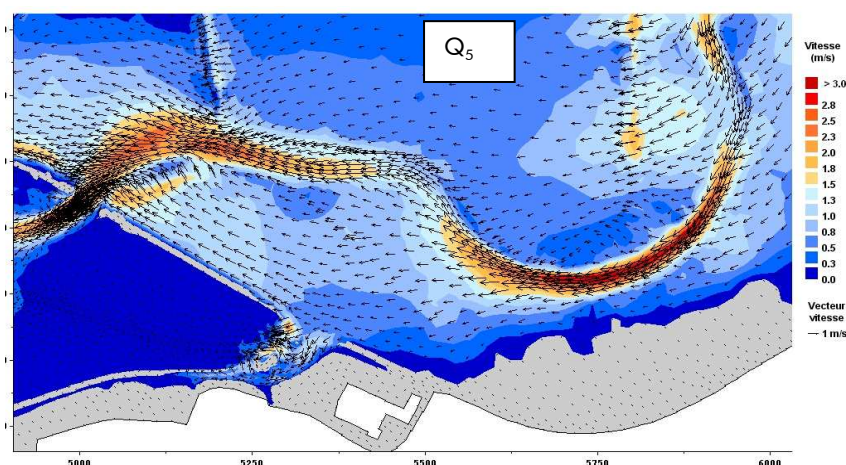
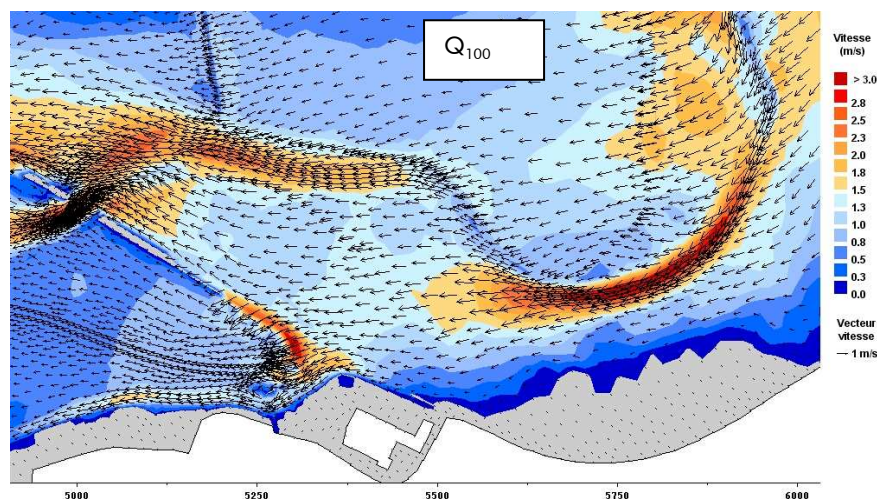
Remarque :

Les niveaux aval utilisés au niveau de la mer sont ceux préconisés par la DAVAR dans le cadre des études hydrauliques de zones inondables réalisées dans le quart sud ouest du territoire.

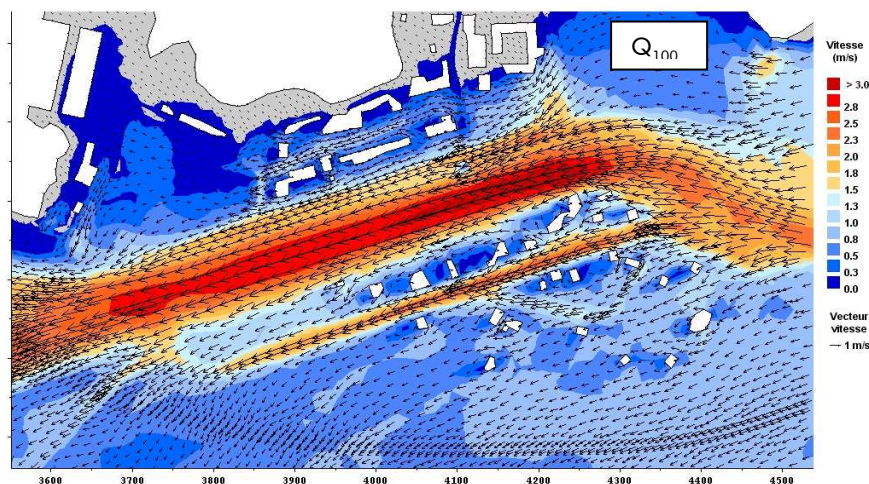
Des cartographies des niveaux d'eau atteints ainsi que des vitesses locales d'écoulement sont, pour chacun des états de référence cités précédemment, consultables sur les figures 2-7 à 2-10.

Certains phénomènes hydrauliques observés pour l'ensemble des crues modélisées méritent quelques explications :

- concernant la diminution des vitesses observée dans le coude en amont du franchissement actuel : la vitesse de l'écoulement conjuguée avec la courbure de ce méandre entraîne l'écoulement à sortir du lit mineur de la Coulée en fin de méandre, provoquant une brusque diminution de la vitesse dans le lit mineur. Les images ci-dessous, présentant les vecteurs vitesses, illustrent ce point pour Q₁₀₀ et Q₅.



- concernant la mise en vitesse observée en lit mineur sur la zone aval : une diminution brusque de la section d'écoulement provoque une augmentation assez marquée de la vitesse ;
- concernant la mise en vitesse rectiligne observée en lit majeur sur la zone aval, cela correspond à une voirie. La figure suivante illustre ces deux dernières remarques :



Afin de mettre à jour la zone inondable de la Coulée tracée lors de l'étude Hydrex de 1991, nous avons réalisé deux cartographies spécifiques pour la crue de fréquence centennale :

- la première (voir figure 2-11) comprend la délimitation de l'emprise inondable, des isocotes tous les 50 cm, les isohauteurs tous les 50 cm jusqu'à 1,5 m ainsi que l'isovitesse 1 m/s ;
- la seconde (voir figure 2-12) constitue la carte de l'aléa inondation effectuée selon le croisement explicité ci-après.

Vitesse Hauteur d'eau	Faible à modérée ($< 1 \text{ m/s}$)	Forte à très forte ($> 1 \text{ m/s}$)
$0 \text{ m} < H \leq 1 \text{ m}$	Moyen	Fort
$1 \text{ m} < H \leq 1,5 \text{ m}$	Fort	Très fort
$H \geq 1,5 \text{ m}$	Très fort	Très fort

3.6. Comparaison des résultats avec ceux de l'étude Hydrex de 1991

Avant toute chose, rappelons les débits de crue de référence retenus dans l'étude Hydrex de 1991 :

	Etude Hydrex 1991	Sogreah 2007
Débit de crue de fréquence décennale (m^3/s)	1120	1020
Débit de crue de fréquence centennale (m^3/s)	2300	1820

Un profil en long comparatif des lignes d'eau « lit mineur » obtenues dans l'étude de 1991 pour des crues de fréquence décennale et centennale avec celles obtenues dans le cadre de la présente étude est présenté en figure 2-13.

L'analyse de ce profil en long amène les remarques suivantes :

- pour la crue de fréquence décennale, les écarts de niveaux d'eau obtenus sont assez réduits (inférieur à 35 cm) sur la quasi-totalité du linéaire d'étude et un peu plus importants sur l'extrémité amont du modèle (de l'ordre de 50 cm) où, malgré un débit retenu plus faible, la ligne d'eau Hydrex est inférieure à celle de Sogreah ;
- **pour la crue de fréquence centennale, les écarts sont plus importants** variant entre 30 cm et 1,2 m, la ligne d'eau Hydrex étant au dessus de celle de Sogreah **en raison de la différence entre les débits de référence retenus** ;
- au droit du franchissement, l'écart est de 46 cm pour une crue de fréquence centennale (la ligne d'eau Hydrex étant plus haute) et de 18 cm pour une crue de fréquence décennale (la ligne d'eau Sogreah étant cette fois-ci la plus haute).

Les écarts de niveaux observés entre les lignes d'eau Hydrex de 1991 et celles de Sogreah sont donc essentiellement dus aux valeurs des débits de référence retenus.

3.7. Test de sensibilité à la condition limite aval

Un second test de sensibilité à la condition limite aval a, à ce stade, été effectué.

En effet, les niveaux aval considérés pour caractériser les états de référence (1,1 et 1,4 m NGNC) sont bien plus hauts que ceux retenus dans la phase de calage du modèle (0,45 et 0,55 m NGNC). Il apparaît donc essentiel de vérifier l'impact éventuel de ce choix de condition limite sur les niveaux calculés, notamment au droit du futur franchissement.

Ce test a été réalisé pour la crue de fréquence centennale, pour laquelle deux niveaux aval ont été considérés : 1,4 m NGNC et 1,1 m NGNC.

Il ressort de l'analyse du profil en long présenté en figure 2-14 qu'**au droit du futur franchissement, les deux conditions limites aval testées n'ont plus d'influence sur les niveaux calculés**. L'écart résiduel entre les deux lignes présentées est en effet de l'ordre du centimètre.

4. PHASE 3 : EVALUATION DE L'IMPACT HYDRAULIQUE DU PROJET

4.1. Caractérisation de l'état projet

4.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan de la future route est représenté sur la figure 3-1.

Une échelle de PM (Points Métriques) a été associée à ce tracé de façon à pouvoir se repérer le long de celui-ci (voir figure 3-2).

Le lit principal de la Coulée se localise par exemple entre les PM 1 750 et 1 850.

4.1.2. Profil en long

➤ Aspect inondabilité

Afin de caler le profil en long de la future route, nous présentons sur la figure 3-3 les niveaux d'inondation en présence le long du tracé en plan, pour les différentes périodes de retour considérées.

Les principes de base retenus par le Maître d'Ouvrage sont :

- une insubmersibilité pour une crue de fréquence décennale du remblai routier ainsi que des deux giratoires auxquels se raccorde le projet et qui sont localisés aux PM 0 (giratoire E. Caillard) et PM 2000 (giratoire de Roche Liane) ;
- une non mise en charge de l'ouvrage de franchissement de la Coulée pour une crue de fréquence centennale.

➤ Rétablissement

A ces contraintes hydrauliques s'ajoutent des contraintes liées au rétablissement des voiries existantes et cours d'eau interceptés par le projet.

Quatre rétablissements seront nécessaires, tous localisés en rive gauche (voir figure 3-1) :

- deux rétablissements de la voie d'accès au lotissement Ardimanni, interceptée à deux reprises par le projet (PM 690 et 1 665);
- un rétablissement d'un chemin permettant un accès véhiculé aux parcelles divisées par le projet (PM 1 190);
- un rétablissement d'un creek (PM 545).

Pour les voiries, les principes de rétablissement retenus par le Maître d'Ouvrage sont des rehaussements localisés du remblai de la voie express pour un franchissement aérien de ces voies secondaires dont le profil en long ne sera pas modifié. Les cotes chaussée de la VDE au droit de ces ouvrages de rétablissement sont fixées à 5 m au dessus du terrain naturel.

Pour le rétablissement du creek, aucun rehaussement local de la VDE ne sera nécessaire.

➤ Contraintes routières

En termes de contraintes routières, le projet de VDE devra se raccorder au giratoire E. Caillard et au giratoire de Roche Liane.

Concernant ce dernier point, le Maître d'Ouvrage a fixé le calage altimétrique du raccordement à 3,5 m NGF.

Par ailleurs, les pentes des rampes d'accès aux différents franchissements ont été fixées à 4 %. Ce choix permet de répondre aux préconisations du guide de l'Aménagement des Routes principales (pente maximale autorisée : 6% pour une route R80) et de conserver une marge de manœuvre en cas de modification du projet.

Sur la base de l'ensemble de ces contraintes, nous avons établi en concertation avec le Maître d'Ouvrage le profil en long présenté sur le plan 3-4.

A noter qu'en « section courante » et à la demande du Maître d'Ouvrage, le remblai routier a été calé à la cote décennale augmentée de 20 cm de façon à représenter la cote du remblai à l'axe de la chaussée.

4.1.3. Ouvrages de rétablissement

➤ Franchissement de la Coulée

Les caractéristiques géométriques principales de l'ouvrage de franchissement de la Coulée ont été définies en concertation avec le Maître d'Ouvrage :

- la largeur de l'ouvrage est fixée à 120 m ce qui permet de préserver le lit mineur de la Coulée ;
- l'ouvrage sera constitué de trois travées de 40 m séparées par des piles de 2 m de largeur ;
- la cote de sous poutre doit permettre une évacuation du débit de fréquence centennale sans mise en charge de l'ouvrage ;
- la hauteur de tablier est fixée à 1,9m.

➤ Rétabissements secondaires

Pour le rétablissement des voiries, les ouvrages mis en œuvre (à titre de rappel, au nombre de trois) auront une hauteur de 4,5 m (à laquelle s'ajoute une hauteur de tablier de 50 cm) et une largeur de 8 m.

Pour le rétablissement du creek, l'ouvrage mis en œuvre (d'une largeur de 8 m et d'une hauteur de 2 m) ne créera aucun obstacle dans le lit mineur.

4.2. Incidence hydraulique du projet

4.2.1. Méthodologie

L'évaluation de l'incidence du projet a été réalisée par exploitation du modèle hydraulique préalablement modifié de façon à intégrer les caractéristiques du projet telles que décrites précédemment.

L'exploitation a été réalisée pour la crue de fréquence centennale.

4.2.2. Résultats

Les principaux résultats obtenus sont retranscrits sur les figures 3-5a et 3-5b présentant pour la crue de fréquence centennale :

- une cartographie des niveaux d'eau ;
- une carte d'impact du projet sur les niveaux d'eau.

Il ressort essentiellement de l'analyse de ces cartes et notamment de la figure 3-6 que le projet tel que prévu induit un rehaussement maximal des niveaux d'eau de l'ordre de 1 à 1,5 m en amont immédiat du remblai routier.

Ce rehaussement maximal est observé de part et d'autre de l'ouvrage de la Coulée (notamment en rive droite où le projet obstrue totalement le bras secondaire), se propage sur environ 1,4 km et touche la principale zone à enjeux localisée en amont du projet (comprenant le lotissement Houriez et un groupe scolaire, localisés en rive droite de la Coulée) au droit de laquelle le rehaussement résiduel est de l'ordre de 60 à 80 cm.

Remarquons enfin que l'impact hydraulique du projet (en termes de rehaussement des niveaux d'eau) est relativement symétrique par rapport au lit mineur de la Coulée.

4.2.3. Conclusion

Il apparaît que l'incidence hydraulique du projet, notamment en termes de rehaussement des niveaux d'inondation au droit des zones à enjeux, n'est pas acceptable.

Il est donc nécessaire de définir des mesures compensatoires permettant d'atténuer ces impacts.

4.3. Définition de mesures compensatoires

Deux propositions d'aménagements complémentaires ont été formulées au Maître d'Ouvrage et deux nouvelles configurations d'état projet ont donc été testées.

4.3.1. Etat projet 2

➤ Caractérisation

L'état projet 2 consiste en (voir figure 3-6) :

- le doublement de l'ouvrage de la Coulée de façon à permettre une bonne évacuation des eaux au niveau du bras secondaire en rive droite. Au total, un ouvrage de 240 m de largeur, décomposé en six travées de 40 m, a donc été modélisé ;
- la création en rive gauche d'un ouvrage de décharge supplémentaire de 8 m de largeur et 1 m de hauteur. L'ouvrage est mis en place au PM 1620, à proximité d'un des ouvrages de rétablissement de la voie d'accès au lotissement Ardimanni.

➤ Incidence hydraulique

L'exploitation du modèle hydraulique préalablement modifié a permis d'évaluer l'incidence hydraulique de ce nouvel état projet.

Les principaux résultats obtenus sont retranscrits sur les figures 3-7a et 3-7b présentant pour la crue de fréquence centennale :

- une cartographie des niveaux d'eau ;
- une carte d'impact du projet sur les niveaux d'eau.

Il ressort essentiellement de l'analyse de ces cartes que le projet tel que prévu induit un rehaussement des niveaux d'eau maximal en amont immédiat du remblai routier de l'ordre de 60 à 80 cm.

Au droit des enjeux habités, le rehaussement résiduel est de l'ordre de 40 à 60 cm.

Au niveau de l'ouvrage de la Coulée et plus particulièrement du bras secondaire localisé en rive droite, le doublement du pont permet d'abaisser le rehaussement amont de 1-1,5 m à 0,2-0,4 m.

Le rehaussement résiduel au droit des enjeux habités est donc supérieur au rehaussement observé en amont immédiat de l'ouvrage de la Coulée. L'analyse de la figure 3-7b permet d'expliquer ce phénomène et met en évidence qu'en réalité les rehaussements observés au droit de la zone à enjeux sont liés à l'obstacle créé par le remblai rive gauche.

Contrairement à l'état projet initial, les incidences hydrauliques observées (notamment en termes de rehaussement des niveaux d'eau) sont désormais totalement dissymétriques.

Cette observation est en adéquation avec les ouvrages compensatoires testés, puisque de façon schématique, nous pouvons considérer que pour ce second état projet, une ouverture de 120 m de largeur a été créée en rive droite pour une ouverture supplémentaire de seulement 8 m en rive gauche.

4.3.2. Etat projet 3

➤ Caractérisation

Compte tenu de la remarque précédente et afin de diminuer de nouveau le rehaussement des niveaux d'eau au droit des zones à enjeux, l'état projet 3 consiste en la création de 12 ouvrages de décharge supplémentaires en rive gauche (en plus des ouvrages déjà proposés dans le cadre du second scénario d'aménagement). Un plan de localisation est fourni sur la figure 3-8 (PM approximatif : 765, 835, 910, 980, 1050, 1115, 1250, 1315, 1375, 1430, 1490, 1555). Chaque ouvrage de décharge a une largeur de 8 m et une hauteur de 1 m.

➤ Incidence hydraulique

L'exploitation du modèle hydraulique préalablement modifié a permis d'évaluer l'incidence hydraulique de ce nouvel état projet.

Les principaux résultats obtenus sont retranscrits sur les figures 3-9a et 3-9b présentant pour la crue de fréquence centennale :

- une cartographie des niveaux d'eau ;
- une carte d'impact du projet sur les niveaux d'eau.

Il ressort essentiellement de l'analyse de ces cartes que le projet tel que prévu induit un rehaussement des niveaux d'eau maximal en amont immédiat du remblai routier de l'ordre de 40 à 60 cm.

Au droit des enjeux habités, le rehaussement résiduel est de l'ordre de 30 cm.

4.4. Projet final retenu

Sur la base des résultats détaillés précédemment pour une crue de fréquence centennale, le Maître d'ouvrage a retenu, parmi les trois configurations précédentes, l'état projet 3.

Sur la base de cet état projet, nous avons engagé de nouvelles simulations pour les crues de fréquence quinquennale, décennale et cinquantennale.

Les figures 3-9 à 3-12 détaillent pour chacune des crues modélisées :

- une cartographie des niveaux d'eau ;
- une carte d'impact du projet sur les niveaux d'eau ;
- une cartographie des vitesses locales d'écoulement ;
- une carte d'impact du projet sur les vitesses locales d'écoulement.

On remarquera essentiellement :

- l'insubmersibilité du remblai routier pour les crues de fréquence quinquennale et décennale ;
- la présence de deux zones de déversements par dessus la route pour les crues de fréquence cinquantennale et centennale (s'étendant approximativement du PM 925 à 1 025 et du PM 1 375 à 1 450) ;
- un rehaussement maximal de l'ordre de 40 à 45 cm pour les crues de fréquence quinquennale et décennale et pouvant atteindre 60 cm pour la crue de fréquence centennale ;
- un rehaussement résiduel au droit de la principale zone à enjeux (le lotissement Houriez localisé en rive gauche de la Coulée) variant entre 20 cm (pour la crue de fréquence quinquennale) et 30 cm (pour la crue de fréquence centennale) ;
- un impact relativement limité sur les vitesses locales d'écoulement pour la crue de fréquence quinquennale (+0,4 m/s au maximum dans le lit mineur +0 à 0,2 m/s au droit des zones à enjeux) ;
- un impact important sur les vitesses locales d'écoulement en lit mineur pour la crue de fréquence centennale (jusqu'à + 1 m/s au droit de l'ouvrage ayant pour conséquence une vitesse locale d'écoulement supérieure à 3 m/s).

4.5. Mesures de protection

Comme précisé précédemment, dans le lit mineur, les vitesses d'écoulement peuvent localement atteindre plus de 3 m/s pour la crue de fréquence centennale (entre 2,8 et 3 m/s pour la crue de fréquence quinquennale).

En lit majeur, les ouvrages de rétablissement et ouvrages de décharge sont soumis à des vitesses d'écoulement beaucoup moins importantes (globalement de l'ordre de 1 m/s). Seuls les ouvrages localisés aux PM 1 190, 1 620 et 1 665 pourront être soumis à des vitesses d'écoulement plus fortes (entre 2 et 3 m/s).

Ainsi, pour ces trois ouvrages de décharge et surtout pour l'ouvrage principal, des mesures de protection type enrochement pourront s'avérer nécessaires.

Le calibre d'un enrochement est en général spécifié sous la forme d'un fuseau gravimétrique (qui caractérise « l'éventail » des diamètres (ou masses) des blocs d'enrochement) défini à partir du diamètre nominal D, correspondant en général au d_{50min} .

Le diamètre nominal D peut être approché en appliquant la formule d'Isbash qui s'exprime de la façon suivante :

$$V = m\sqrt{2g\Delta D}$$

avec - D = diamètre nominal (m) ;

- $\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$ = densité déjaugée (adimensionnel) ;

- m = coefficient dont la valeur est choisie pour tenir compte globalement de la complexité des phénomènes physiques en cause et de la sécurité recherchée.

On obtient alors, avec $\Delta = 1,6$ (densité moyenne ρ_s de l'enrochement = $2,6 \text{ T/m}^3$, et densité ρ de l'eau = 1 T/m^3), $m = 0,85$ (valeur couramment admise pour la protection des piles de pont) et $V \sim 3,5 \text{ m/s}$ (vitesse maximale sous l'ouvrage principal) :

D = d_{50min} = 0,54 m.

- Un tel diamètre correspond à **des enrochements de classe 100-400 kg**, dont le fuseau gravimétrique est caractérisé par les diamètres suivants :

– $d_{min} = 0,33 \text{ m}$;

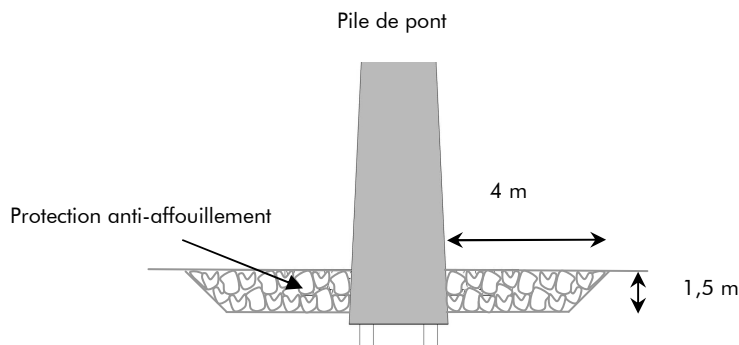
– $d_{15} = 0,42 \text{ m}$;

– $d_{50} = 0,53 \text{ m}$;

– $d_{85} = 0,66 \text{ m}$;

– $d_{max} = 0,84 \text{ m}$.

La protection consistera à la mise en place d'un tapis en enrochements autour de la pile comme indiqué sur le schéma de principe ci-dessous.

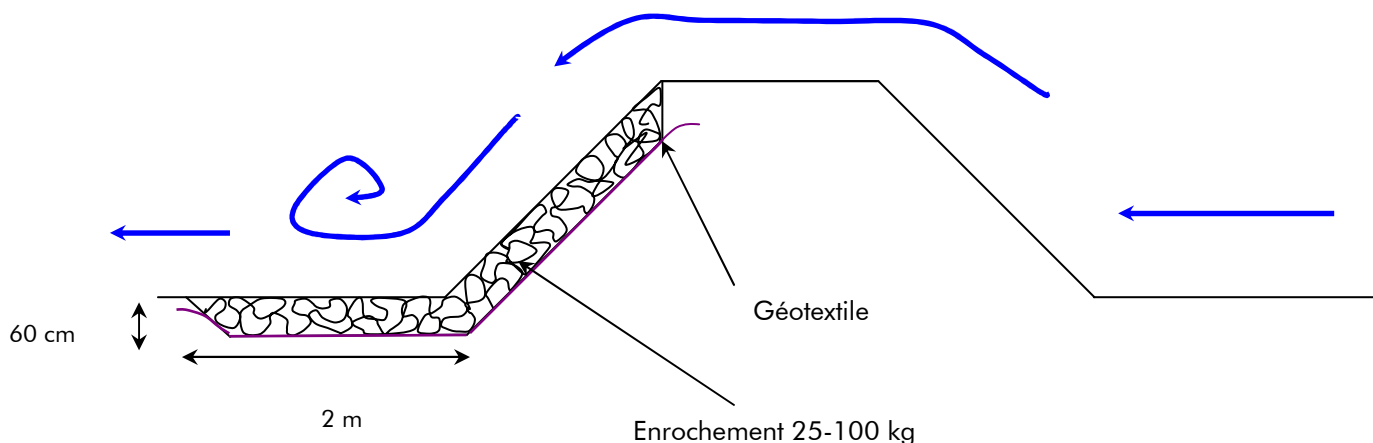


Compte tenu du principe de dimensionnement adopté, une partie du remblai routier est submergé en cas de crue rare (supérieure à une crue de fréquence décennale).

Les vitesses des écoulements déversant peuvent atteindre 1,5 m/s.

Ainsi, **nous préconisons la mise en œuvre d'une protection du talus aval du remblai routier** sur un linéaire de 100 m entre les PM 925 à 1 025 et sur 75 m entre les PM 1 375 à 1 450)

La classe d'enrochements utilisée sera du 25-100 kg caractérisée par un diamètre moyen de 33 cm. Les enrochements seront posés sur une épaisseur de 60 cm (soit environ deux couches) afin d'assurer une bonne imbrication des blocs. Un géotextile sera préalablement mis en place afin d'éviter l'entraînement des matériaux situés en dessous comme illustré sur le schéma de principe suivant :



4.6. Estimation sommaire du coût des ouvrages

A ce stade préliminaire, une estimation sommaire du coût des ouvrages hydrauliques a été réalisée sur la base de coûts fournis par le SETRA (Service d'études techniques des routes et autoroutes).

Le tableau suivant récapitule ces coûts :

	Prix (FCFP)
Ouvrage principal	650 000 000
Ouvrages de rétablissement	120 000 000
Ouvrages de décharge	420 000 000
Total	1 190 000 000

A noter que pour les ouvrages de rétablissement, seul le coût de l'ouvrage cadre a été considéré (les remblais et voiries relatifs aux rampes d'accès n'ont pas été intégrés).

5. PHASE 3 BIS : EVALUATION DE L'IMPACT HYDRAULIQUE D'UN NOUVEAU PROJET

Compte tenu de l'impact hydraulique du projet, en particulier au droit des zones à enjeux, et ce malgré la mise en œuvre de mesures compensatoires, une modification du tracé en plan et en long du projet routier a été réalisée en concertation avec le Maître d'ouvrage.

Cette phase d'étude a pour objet l'évaluation de l'incidence hydraulique de ce nouveau projet routier.

5.1. Caractérisation de l'état projet

5.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan de la future route est représenté sur la figure 4-1.

Une échelle de PM (Points Métriques) a été associée à ce tracé de façon à pouvoir se repérer le long de celui-ci (voir figure 4-2).

5.1.2. Profil en long

➤ Aspect inondabilité

Afin de caler le profil en long de la future route, nous présentons sur la figure 4-3 les niveaux d'inondation en présence le long du tracé en plan, pour les différentes périodes de retour considérées.

Les principes de base retenus par le Maître d'Ouvrage sont :

- une insubmersibilité pour une crue de fréquence décennale du remblai routier ainsi que des deux giratoires auxquels se raccorde le projet et qui sont localisés aux PM 0 (giratoire Col. Barreau) et PM 1 430 (giratoire de Roche Liane) ;
- une non mise en charge de l'ouvrage de franchissement de la Coulée pour une crue de fréquence centennale.

➤ Rétablissement

A ces contraintes hydrauliques s'ajoutent des contraintes liées au rétablissement des voiries existantes et cours d'eau interceptés par le projet.

Quatre rétablissements seront nécessaires, tous localisés en rive gauche (voir figure 4-1) :

- un rétablissement de la voie d'accès au lotissement Ardimanni (PM 380);
- deux rétablissements de la continuité hydraulique de la mangrove (PM 415 et 640);
- un rétablissement d'un fossé (PM 1 080).

➤ Contraintes routières

En termes de contraintes routières, le projet de VDE devra se raccorder au giratoire Col Barreau et au giratoire de Roche Liane et permettre le franchissement de l'ouvrage de rétablissement au lotissement Ardimanni.

A la demande du Maître d'Ouvrage, le point bas du remblai routier a été calé à la cote décennale augmentée de 50 cm.

Sur la base de l'ensemble de ces contraintes, le Maître d'Ouvrage a établi le profil en long présenté sur le plan 4-4.

Remarque :

Dans le cadre du projet initial, la cote du remblai routier a été calée à la cote décennale augmentée de 20 cm et la chaussée était en toit. Dans le cas présent, la prise en compte des dévers en courbe conduit à avoir une chaussée mono-pentée et donc des dévers plus importants. C'est pourquoi, le Maître d'Ouvrage a fixé cette nouvelle hypothèse de calage du remblai routier.

5.1.3. Ouvrages de rétablissement

➤ Franchissement de la Coulée

En regard des résultats obtenus dans le cadre de la phase 3, l'ouvrage de franchissement de la Coulée prévu dans le cadre de ce nouveau projet est **un ouvrage de 240 m de long constitué de six travées de 40 m chacune et séparées par des piles de 2 m de largeur.**

Les autres caractéristiques géométriques principales de l'ouvrage de franchissement restent inchangées :

- la cote de sous poutre doit permettre une évacuation du débit de fréquence centennale sans mise en charge de l'ouvrage ;
- la hauteur de tablier est fixée à 1,9m.

➤ Rétablissement secondaires

Pour le rétablissement de la voirie d'accès au lotissement Ardimanni, l'ouvrage mis en œuvre aura une hauteur de 4,5 m (à laquelle s'ajoute une hauteur de tablier de 50 cm) et une largeur de 8 m.

Pour les rétablissements prévus dans la mangrove, les ouvrages mis en œuvre (localisés au PM 415 et PM 640) auront également une largeur de 8 m. Compte tenu du profil en long routier et des contraintes de recouvrement minimum, le premier aura une hauteur de 2 m et le second de 3 m.

L'ouvrage de rétablissement du fossé est un cadre de 2 m de hauteur et 10 m de largeur.

5.2. Incidence hydraulique du projet

5.2.1. Méthodologie

Comme dans le cadre de la phase 3, l'évaluation de l'incidence du projet a été réalisée par exploitation du modèle hydraulique préalablement modifié de façon à intégrer les caractéristiques du projet telles que décrites précédemment.

L'exploitation a été réalisée pour la crue de fréquence centennale.

5.2.2. Résultats

Les principaux résultats obtenus sont retranscrits sur la figure 4-5 qui présente, pour la crue de fréquence centennale, une carte d'incidence hydraulique du projet:

- sur les niveaux d'eau ;
- sur les vitesses locales d'écoulement ;

Il ressort :

- un remous de la ligne d'eau qui se propage jusqu'en amont du lotissement Ardimanni avec :
 - o un rehaussement maximal variant entre 80 cm et 1 m en amont immédiat du projet et qui n'affecte aucun enjeu ;
 - o un rehaussement variant entre 60 et 80 cm au droit de quelques habitations localisées en extrémité du lit majeur rive gauche.
 - o un rehaussement résiduel au droit des lotissements Ardimanni et Houriez variant entre 30 et 60 cm ;
- des survitesses variant entre 0,80 m/s et 1,5 m/s en lit mineur ;
- une zone de surverse par-dessus la route au niveau de son point bas.

5.2.3. Conclusion

Il apparaît que l'incidence hydraulique du projet, notamment en termes de rehaussement des niveaux d'inondation au droit des zones à enjeux, n'est pas acceptable.

Il est donc nécessaire de définir des mesures compensatoires permettant d'atténuer ces impacts.

5.3. Définition de mesures compensatoires

Plusieurs scénarii d'aménagement intégrant des mesures compensatoires telles que l'ajout d'ouvrages de décharge en lit majeur ou l'ajout d'une travée sur l'ouvrage de franchissement de la Coulée ont été testés.

Le tableau suivant récapitule l'ensemble des ouvrages mis en place dans le cadre des différentes configurations testées.

Les figures 4-6a à 4-6e présentent l'incidence hydraulique de chaque scénario d'aménagement en termes de niveaux d'eau et de vitesses locales d'écoulement.

	Localisation Point Métrique	Initial	Scénario 1	Scénario 2	Scénario 3	Scénario 4	Scénario 5
Ouvrage Coulée (longueur)		240	240	280	280	280	280
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 350	-	-	-	3 * 8	3 * 8	3 * 8
Rétablissement voirie lotissement (H * L)	PM 380	4.5 * 8	4.5 * 8	4.5 * 8	4.5 * 8	4.5 * 8	4.5 * 8
Rétablissement mangrove (H * L)	PM 415	3 * 8	3 * 8	3 * 8	3 * 8	3 * 8	3 * 8
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 520	-	3 * 8	3 * 8	3 * 8	3 * 8	3 * 8
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 580	-	-	-	-	-	3 * 8
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 640	-	-	-	-	-	2.5 * 8
Rétablissement mangrove (H * L)	PM 700	2 * 8	2 * 8	2 * 8	2 * 8	2 * 8	2 * 8
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 760	-	-	-	2 * 8	2 * 8	2 * 8
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 820	-	-	-	2 * 8	2 * 8	2 * 8
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 860	-	-	-	-	2 * 8	2 * 8
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 920	-	2 * 8	2 * 8	2 * 8	2 * 8	2 * 8
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 1 000	-	-	-	2 * 8	2 * 8	2 * 8
Rétablissement fossé (H * L)	PM 1 080	2 * 10	2 * 10	2 * 10	2 * 10	2 * 10	2 * 10
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 1 120	-	-	-	2 * 8	2 * 8	2 * 8
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 1 160	-	2 * 8	2 * 8	2 * 8	2 * 8	2 * 8
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 1 220	-	-	-	-	2 * 8	2 * 8
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 1 240	-	2 * 8	2 * 8	2 * 8	2 * 8	2 * 8
Ouvrage supplémentaire (H * L)	PM 1 280	-	-	-	-	2 * 8	2 * 8

5.1. Projet final retenu

Sur la base des résultats détaillés précédemment pour une crue de fréquence centennale, le Maître d'ouvrage a retenu, parmi les cinq configurations précédentes, le scénario d'aménagement n°5.

Sur la base de cet état projet, nous avons engagé de nouvelles simulations pour les crues de fréquence quinquennale, décennale et cinquantennale.

Les figures 4-7 à 4-10 détaillent pour chacune des crues modélisées :

- une cartographie des niveaux d'eau ;
- une carte d'impact du projet sur les niveaux d'eau ;
- une cartographie des vitesses locales d'écoulement ;
- une carte d'impact du projet sur les vitesses locales d'écoulement.

On remarquera essentiellement :

- l'insubmersibilité du remblai routier pour les crues de fréquence quinquennale et décennale ;
- la présence d'une zone de déversement par dessus la route pour les crues de fréquence cinquantennale et centennale sur un linéaire de respectivement 350 m et 450 m (s'étendant approximativement du PM 700 à 1 100) ;
- un rehaussement maximal de l'ordre de 30 à 40 cm pour les crues de fréquence quinquennale et décennale et pouvant atteindre 60 cm pour la crue de fréquence centennale ;
- un rehaussement résiduel au droit de la principale zone à enjeux (le lotissement Houriez localisé en rive gauche de la Coulée) variant entre 15 cm (pour la crue de fréquence quinquennale) et 30 cm (pour la crue de fréquence centennale) ;
- un impact relativement limité sur les vitesses locales d'écoulement pour la crue de fréquence quinquennale (+0,4 m/s au maximum dans le lit mineur +0 à 0,2 m/s au droit des zones à enjeux) ;
- un impact plus important sur les vitesses locales d'écoulement en lit mineur pour la crue de fréquence centennale (jusqu'à + 1 m/s très localement au droit de l'ouvrage ayant pour conséquence une vitesse locale d'écoulement supérieure à 3 m/s).

5.2. Mesures de protection

Comme précisé précédemment, dans le lit mineur, les vitesses d'écoulement peuvent localement atteindre plus de 3 m/s pour la crue de fréquence centennale.

En lit majeur, les ouvrages de rétablissement et ouvrages de décharge sont soumis à des vitesses d'écoulement beaucoup moins importantes (au maximum de 1,2 à 1,5 m/s).

Ainsi, **pour l'ouvrage principal**, des mesures de protection type enrochement pourront s'avérer nécessaires.

Le calibre d'un enrochement est en général spécifié sous la forme d'un fuseau gravimétrique (qui caractérise « l'éventail » des diamètres (ou masses) des blocs d'enrochement) défini à partir du diamètre nominal D, correspondant en général au d_{50min} .

Le diamètre nominal D peut être approché en appliquant la formule d'Isbash qui s'exprime de la façon suivante :

$$V = m\sqrt{2g\Delta D}$$

avec - D = diamètre nominal (m) ;

- $\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$ = densité déjàugée (adimensionnel) ;

- m = coefficient dont la valeur est choisie pour tenir compte globalement de la complexité des phénomènes physiques en cause et de la sécurité recherchée.

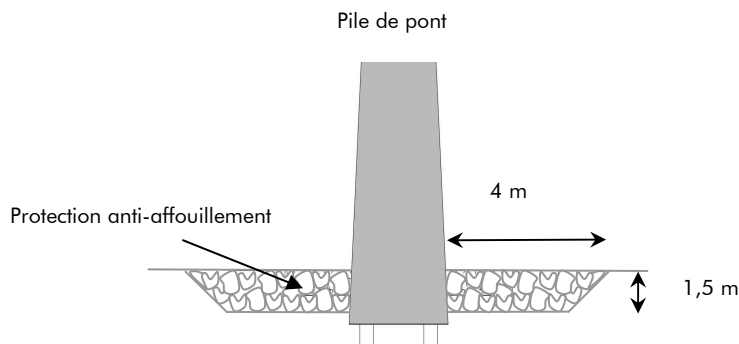
On obtient alors, avec $\Delta = 1,6$ (densité moyenne ρ_s de l'enrochement = $2,6 \text{ T/m}^3$, et densité ρ de l'eau = 1 T/m^3), $m = 0,85$ (valeur couramment admise pour la protection des piles de pont) et $V \sim 3,5 \text{ m/s}$ (vitesse maximale sous l'ouvrage principal) :

$$\mathbf{D = d_{50min} = 0,54 \text{ m.}}$$

Un tel diamètre correspond à **des enrochements de classe 100-400 kg**, dont le fuseau gravimétrique est caractérisé par les diamètres suivants :

- $d_{min} = 0,33 \text{ m}$;
- $d_{15} = 0,42 \text{ m}$;
- $d_{50} = 0,53 \text{ m}$;
- $d_{85} = 0,66 \text{ m}$;
- $d_{max} = 0,84 \text{ m}$.

La protection consistera à la mise en place d'un tapis en enrochements autour de la pile comme indiqué sur le schéma de principe ci-dessous.



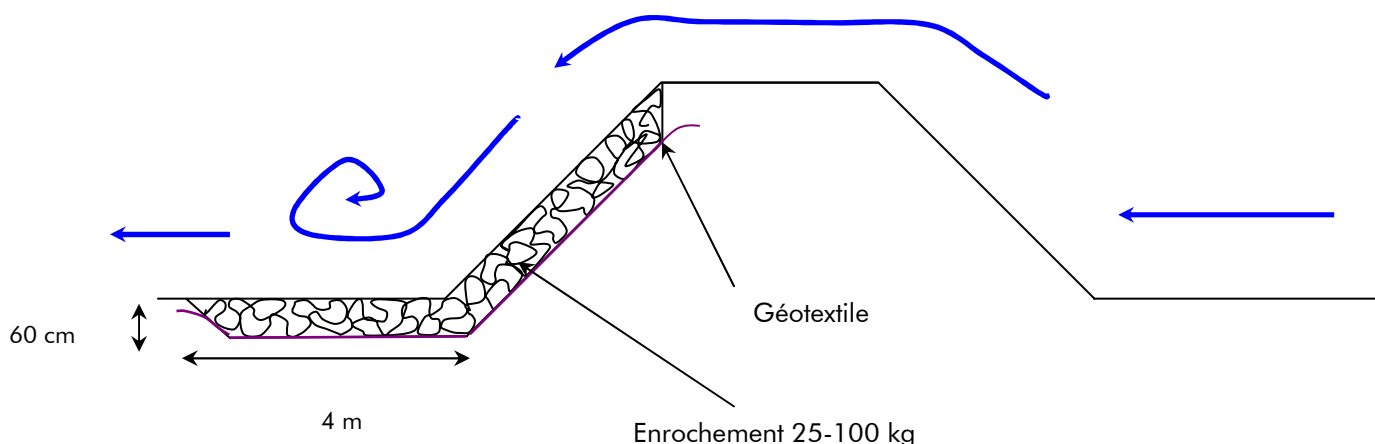
Pour les ouvrages de décharge, aucune mesure de protection particulière n'est nécessaire.

En revanche, et compte tenu du principe de dimensionnement adopté, une partie du remblai routier est submergé en cas de crue rare (supérieure à une crue de fréquence décennale).

Les vitesses des écoulements déversant peuvent atteindre 1,5 m/s.

Ainsi, **nous préconisons la mise en œuvre d'une protection du talus aval du remblai routier** sur un linéaire de 450 m, entre les PM 675 et 1 125.

La classe d'enrochements utilisée sera du 25-100 kg caractérisée par un diamètre moyen de 33 cm. Les enrochements seront posés sur une épaisseur de 60 cm (soit environ deux couches) afin d'assurer une bonne imbrication des blocs. Un géotextile sera préalablement mis en place afin d'éviter l'entraînement des matériaux situés en dessous comme illustré sur le schéma de principe suivant :



5.3. Estimation sommaire du coût des ouvrages

A ce stade préliminaire, une estimation sommaire du coût des ouvrages hydrauliques a été réalisée sur la base de coûts fournis par le SETRA (Service d'études techniques des routes et autoroutes).

Le tableau suivant récapitule ces coûts :

	Prix (FCFP)
Ouvrage principal	765 000 000
Ouvrages de rétablissement	130 000 000
Ouvrages de décharge	440 000 000
Total	1 335 000 000

A noter que pour les ouvrages de rétablissement, seul le coût de l'ouvrage cadre a été considéré (les remblais et voiries relatifs aux rampes d'accès n'ont pas été intégrés).

6. ACTUALISATION DE LA CARTOGRAPHIE DES ZONES INONDABLES

A l'issue de la réalisation des phases 3 et 3bis, le Maître d'Ouvrage a choisi de retenir le scénario d'aménagement n°5 proposé dans le cadre de la phase 3 bis.

Sur la base de ce projet d'aménagement, une actualisation des cartographies de zones inondables a été réalisée. Cette actualisation a consisté en l'élaboration de deux cartographies spécifiques pour la crue de fréquence centennale :

- la première (voir figure 4-11) comprend la délimitation de l'emprise inondable, des isocotes tous les 50 cm, les isohauteurs tous les 50 cm jusqu'à 1,5 m ainsi que l'isovitesse 1 m/s ;
- la seconde (voir figure 4-12) constitue la carte de l'aléa inondation effectuée selon le croisement explicité ci-après.

Hauteur d'eau \ Vitesse	Faible à modérée ($< 1 \text{ m/s}$)	Forte à très forte ($> 1 \text{ m/s}$)
$0 \text{ m} < H \leq 1 \text{ m}$	Moyen	Fort
$1 \text{ m} < H \leq 1,5 \text{ m}$	Fort	Très fort
$H \geq 1,5 \text{ m}$	Très fort	Très fort

Un code couleur différent de celui utilisé pour la carte d'aléa relative à l'état actuel a été défini pour l'élaboration de cette carte afin d'éviter toute confusion.

FIGURES

ANNEXES

ANNEXE 1-1

DETAILS DES PROFILS EN TRAVERS LEVES

ANNEXE 1-2

DEBITS CARACTERISTIQUES DE CRUE AU DROIT DE LA STATION DE LA COULEE

ANNEXE 1-3

HYDROGRAMME DE CRUE ENREGISTRE A LA STATION HYDROMETRIQUE DE LA COULEE AMONT