CANNES PAYS DE LÉRINS
Communauté d'agglomération de Cannes, Le Cannet, Mandelieu-La Napoule, Mougins et Théoule/Mer

Demande d'Autorisation Environnementale

-

Création d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues de la Frayère

-

DOSSIER TECHNIQUE D'AVANT-PROJET (AVP)

CACPL
Pôle Cycles de l'Eau
28 Bd du Midi Louise Moreau, 06150, Cannes

CANNES PAYS DE LÉRINS
Communauté d'agglomération de Cannes, Le Cannet, Mandelieu-La Napoule, Mougins et Théoule/Mer

CANNES PAYS DE LÉRINS
Communauté d'agglomération de Cannes, Le Cannet, Mandelieu-La Napoule, Mougins et Théoule/Mer

02/2025
22MAX005



SAFEGE (SUEZ CONSULTING)

Maîtrise d'œuvre pour la construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues au lieu-dit ancien hameau de Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère

Rapport avant-projet (AVP)

Barrage de Carimaï

suez

Consulting

VÉRIFICATION DE DOCUMENTS

Numéro du projet : 22MAX005

Intitulé du projet : Maitrise d'œuvre pour la construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues au lieu-dit ancien hameau de Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère

Intitulé du document : Rapport avant-projet

Contrôle données entrée	Réunion de démarrage	RACI Agrément
☐	☐	☐

Version	**Rédacteur** NOM / Prénom		**Contrôleur 1** NOM / Prénom		**Contrôleur 2** NOM / Prénom		**Date d'envoi** JJ/MM/AA	**COMMENTAIRES** Documents de référence / Description des modifications essentielles
01	Manon DOCHE-PISTRE Rémi WIRTZ--SUSINI	x	Patrick SOULAT Marion JAUMAUX	x	Mikael FOURAGE		14/03/2024	Version initiale en attente validation contrôle n°2
02	Marion JAUMAUX	x	Patrick SOULAT	x	Mikael FOURAGE	x	17/05/2024	Version 2
03	Rémi WIRTZ--SUSINI	x	Patrick SOULAT Marion JAUMAUX	x			30/09/2024	Version reprise des remarques de la MOA
04	Rémi WIRTZ--SUSINI	x	Patrick SOULAT	x			17/02/2025	Version reprise suites aux remarques de la MOA

Ce document a été réalisé par du personnel de SAFEGE SAS (opérant sous la marque commerciale SUEZ Consulting) ; SAFEGE SAS est un organisme agréé en tant qu'intervenant pour la sécurité des ouvrages hydrauliques, conformément à l'arrêté du 13 Juillet 2021 (Agrément « Auscultation - tous barrages » valide jusqu'au 31 juillet 2029)

CANNES PAYS DE LÉRINS
Communauté d'agglomération de Cannes, Le Cannet, Mandelieu-La Napoule, Mougins et Théoule/Mer

Sommaire

1. Contexte de l'opération 8
1.1 Cadre général de la mission 8
1.2 Objectif de l'aménagement 8
1.3 Synthèse de l'étude préliminaire 9
2. Données d'entrée 10
2.1 Topographie 10
2.2 Géotechnique 11
2.3 Hydraulique – Hydrologie 31
2.4 Aménagement PAPI 32
2.5 ESCOTA (Vinci Autoroutes) 32
2.6 SNCF 33
2.7 Environnement - Réglementaire 36
3. Recensement et analyse des contraintes 37
3.1 Contraintes liées à l'environnement du projet 37
3.2 Contraintes topographiques 38
3.3 Contraintes foncières 39
3.4 Contraintes réglementaires – environnementales 44
3.5 Contraintes géotechniques 47
3.6 Contraintes liées au remblai autoroutier – ESCOTA 48
3.7 Contraintes liées aux ouvrages SNCF 56
3.8 Contraintes des réseaux existants 61
3.9 Contraintes d'accès au site 68
3.10 Contraintes météorologiques 69
4. Dimensionnement hydraulique des aménagements 71

4.1 Etude du fonctionnement hydraulique actuel 71
4.2 Objectifs d'écrêtements – hydrogrammes issus du PAPI 71
4.3 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crues 72
4.4 Dimensionnement hydraulique du pertuis de fond 80
4.5 Loi de débitance totale de l'aménagement hydraulique 81
4.6 Définition des niveaux de PHE et de niveau de danger 82
4.7 Dimensionnement du mur en crête du barrage – section courante – Rive droite 84

5. Description des aménagements projetés 88
5.1 Barrage écrêteur de crues – Section courante 88
5.2 Barrage écrêteur de crues – Section déversante 92
5.3 Auscultation du barrage 95
5.4 Epaulement contre le remblai autoroutier 96
5.5 Aménagement de l'éperon naturel contre l'autoroute 99
5.6 Aménagement à la base du versant rive gauche 99
5.7 Aménagement paysager du bassin de rétention 100
5.8 Ouvrages annexes 100
5.9 Accès et entretien de l'ouvrage 102
5.10 Coût global de l'opération 103
5.11 Synthèse des aménagements 103

6. Prédimensionnement structurel des ouvrages 105
6.1 Barrage section courante 105
6.2 Barrage section déversante 114
6.3 Tronçon Nord – Epaulement du talus de l'A8 115
6.4 Terrassement des berges naturelles 118

7. Mode de réalisation des travaux 120
7.1 Accessibilité 120
7.2 Installation de chantier et zones de travaux 121

7.3 Travaux de terrassement 122
7.4 Sécurité du chantier 128
7.5 Phasage des travaux 129
7.6 Planification des travaux 129
8. Pistes d'optimisation de l'ouvrage 130
9. Etudes / investigations complémentaires 131
9.1 Nécessaires à l'établissement des dossiers réglementaires 131
9.2 Nécessaire à la connaissance des ouvrages existants 131
9.3 Concertation avec les concessionnaires 131
10. Phase ultérieure : le délestage de la Roquebillière 133
10.1 Topographie 133
10.2 Géotechnique 134
10.3 Prescriptions techniques pour la réalisation d'un tir au micro-tunnelier 139
10.4 Mode de réalisation des travaux 146
10.5 Etudes / investigations complémentaires 153

Table des illustrations

Figure 1 : Plan d'implantation du site – Hameau de Carimaï 8
Figure 2 : Vue d'ensemble du site avec le cours d'eau du Vallon de Roquebillière et l'emplacement prévu pour le bassin de rétention 9
Figure 3 : Zone d'implantation approximative des anciens sondages ERG 12
Figure 4 : Localisation des zones du projet - Source : G1ES ERG Géotechnique 13
Figure 5 : Plan d'implantation des sondages réalisés par FONDASOL 14
Figure 6 : Implantation des sondages réalisés dans le cadre du diagnostic environnemental des sols - Source : Rapport n°PR06AGT.21.0055-69EN-001 Fondasol 16
Figure 7 : Localisation de la zone d'étude - Source : rapport G5 FONDASOL 18
Figure 8 : Plan topographique du projet en phase EP - Source : G5 FONDASOL 19
Figure 9 : Plan topographique de la butte naturel - Source : G5 FONDASOL 19
Figure 10 : Localisation des zones Nord et Sud 20
Figure 11 : Résistivité en fonction du type de sol - Source : G2AVP 20
Figure 12 : Classification GTR des échantillons de sol prélevés – Dmax < 50 mm 24
Figure 13 : Classification GTR des échantillons de sol prélevés – Dmax > 50 mm 25
Figure 14 : Fuseau des sols liquéfiables avec une granulométrie étalée - Source : G2AVP 27
Figure 15 : Localisation des suivis d'archive par Fondasol - Source : Rapport n° PR.06GT.21.0055-DTHY.005 28
Figure 16 : Schéma de principe de l'implantation du fossé - Source : SNCF mail du 26.07.2023 34
Figure 17 : Plan d'implantation et Coupe type avec fosse de drainage - Source : SNCF mail du 02.11.2023 35
Figure 18 : Intégration du fossé SNCF sur les plans AVP – Source : Suez Consulting 35
Figure 19 : vue en plan générale - environnement du projet 37
Figure 20 : Topographe du site 38
Figure 21 : Contraintes foncières 40
Figure 22 : vue aérienne – 1959 // vue aérienne 1965 49
Figure 23 : zones de déblais / remblais de construction de l'A8 49
Figure 24 : Tronçons remblai ESCOTA 50
Figure 25 : Interruption du mur en terre armé - Source : plan d'archive 50
Figure 26 : Tronçon aval 51
Figure 27 : Talus central 51
Figure 28 : Tronçon amont 52
Figure 29 : Transition caisson Armco / restanque enrochements sur le tronçon amont 52
Figure 30 : Ouvrage traversant - Tronçon aval - Source : plan MTA43-01.pdf 53
Figure 31 : Exutoire de la buse DN1000 traversant l'A8 53
Figure 32 : Levé topographique entrée et exutoire de la buse pluviale - Source : Plan topographique du 11/08/2023 54
Figure 33 : Ouvrage amont (passage sous l'autoroute A8) – Photo face aval – Plan topographique novembre 2021 55
Figure 34 : Vue aérienne du franchissement de la Grande Frayère au droit du passage SNCF 57
Figure 35 : A - Coupe au droit du pont - Plan de construction juillet 2015 58
Figure 36 : Photo A – Pont – Entrée de l'ouvrage cadre 58
Figure 37 : C – Elévation de la face amont de la voute SNCF – Plan topographique novembre 2021 59
Figure 38 : Photo C de l'ouvrage voûte 60
Figure 39 : Extrait DT Enedis 61
Figure 40 : transformateur ENEDIS 61
Figure 41 : Extrait DT Suez Eau 62
Figure 42 : Hydrant présent sur le réseau AEP Suez Eau 63
Figure 43 : Extrait DT Veolia Eau 64
Figure 44 : Compléments à la DT Véolia - Explication des réseaux EU dans l'emprise du projet 65
Figure 45 : Zoom sur passage en encorbellement du réseau EU sur le ponceau (Tuyau en fonte) 66
Figure 46 : Extrait DT Orange 67
Figure 47 : Localisation des éclairages LED - DT SNEF 68
Figure 48 : Accès par Allée de Carimaï 69

Figure 49 : Vue de l'ouvrage de franchissement de la SNCF 69
Figure 50 : La Grande Frayère le 2 mai 2023 70
Figure 51 : Hydrogramme de la Grande Frayère au droit de l'aménagement hydraulique – hydrologie PAPI 2020 avec prise en compte des hydrogrammes de la Roquebillière 71
Figure 52 - Détail de l'aménagement hydraulique de Carimaï – lignes de structures issues du plan AVP (Fond de plan Google Satellite 2023) 73
Figure 53 - Profil en long, à travers l'évacuateur de crues – design final retenu 76
Figure 54 - Trajectoire du jet en aval – Débit de pointe 123 m3/s 77
Figure 55 - Schéma restitution en aval 78
Figure 56 : calage des bajoyers verticaux par rapport aux marches 78
Figure 57 - Loi de débitance de l'aménagement hydraulique - sans pertuis de fond 79
Figure 58 - Courbe hauteur volume de l'aménagement hydraulique 80
Figure 59 : Loi de débitance du pertuis de sortie (Nago) et loi hauteur débit au droit de l'ouvrage SNCF en aval 81
Figure 60 - Loi de débitance à travers l'aménagement hydraulique de Carimaï – Loi de débitance globale (seuil et pertuis) en rouge et loi de débitance du seuil uniquement (pertuis obstrué) en bleu – zoom sur la partie déversante 82
Figure 61 - Hydrogrammes de crues retenues dans le cadre de la sécurisation de l'ouvrage – Grande Frayère au droit de l'aménagement hydraulique de Carimaï 83
Figure 62 - position du mur en crête du barrage en rive droite 85
Figure 63 : CT1 - Barrage section courante 89
Figure 64 : CT2 - Barrage section courante 90
Figure 65 : CT3 - Barrage section courante 90
Figure 66 : Coupe type de la section déversante - Exemple de la coupe CT1 93
Figure 67 - Coupe au droit de l'évacuateur de crue (Plans AVP) 93
Figure 68 : Exemple d'une grille de protection contre les embâcles 95
Figure 69 : CT1 - Epaulement A8 96
Figure 70 : CT2 - Epaulement A8 97
Figure 71 : CT3 - Epaulement A8 97
Figure 72 - Epaulement contre le remblai autoroutier - Géométrie retenue 98
Figure 73 : Etranglement topographique en fond de bassin post-aménagement 98
Figure 74 : Aménagement de l'éperon naturel - Extrait de la vue en plan AVP 99
Figure 75 : Schéma de principe du dévoiement du réseau d'eaux usées provenant de la résidence en rive gauche 101
Figure 76 : Accès envisagés à l'intérieur du site 102
Figure 77 : Vue d'ensemble du projet au stade AVP 104
Figure 78 : Granulométrie des sols sensibles à la suffusion (Bonelli et al, 2012) 113
Figure 79 : CT1 - Dimension de la bèche d'ancrage d'après les calculs de stabilité 117
Figure 80 : Terrassement de la rive gauche du bassin - Coupe type de calcul 118
Figure 81 : Accès au chantier - Source : Géoportail 120
Figure 82 : Dimensions de l'ouvrage voute SNCF - Face aval 121
Figure 83 : Localisation d'une zone potentielle d'installations de chantier 122
Figure 84: Schéma du profil en long montrant le dénivelé et les caractéristiques altimétriques du site (Extrait du site de Géoportail) 133
Figure 85: Localisation du sondage (Extrait du site de brgm) 134
Figure 86 : Localisation des suivis d'archive par Fondasol - Source : Rapport n° PR.06GT.21.0055-DTHY.005 137
Figure 87 : Parcelles impactées par les travaux du délestage de la Roquebillière 139
Figure 88 : Installation type pour puits de départ du micro-tunnelier 140
Figure 89 : Zone de sortie du micro-tunnelier dans le bassin de Carimaï 140
Figure 90 : Installation type pour puits d'arrivée du micro-tunnelier 141
Figure 91 : Micro-tunnelier 141
Figure 92 : Illustration du puits de sortie 143
Figure 93 : Tuyaux de fonçage en béton armé (fournisseur HABA) 144
Figure 94 : Tuyaux de fonçage en béton résiné (fournisseur MEYER) 145
Figure 95 : Tuyaux de fonçage en PRV (fournisseur SUBOR) 145
Figure 96 : Vue générale des éléments constitutifs du micro-tunnelage 147

Liste des tableaux

Tableau 1 : synthèse scénarios 9
Tableau 2 : Risques naturels inventoriés sur le site du projet - Source : G1PGC Fondasol 14
Tableau 3 : Résultats des sondages pressiométriques - Source : G1PGC Fondasol 15
Tableau 4 : Niveaux d'eau en fin de chantier - Source : G1PGC Fondasol 15
Tableau 5 : Suivi piézométriques SP1 à SP3 - Source : G1PGC Fondasol 16
Tableau 6 : Modèle géomécanique général issu de l'étude G2AVP – Source : G2AVP 25
Tableau 7 - Exigences de vérification de l'absence du risque de liquéfaction (Source : GT Barrages et séismes, DGPR, 2014) 26
Tableau 8 : Niveaux de nappe retenus - Source : G2AVP 29
Tableau 9 : Analyse foncière du projet 41
Tableau 10 : Récapitulatif des débits de pointes – hydrogrammes combinés Grande Frayère et Roquebillière interceptée – PAPI 2020 72
Tableau 11 : Résultats pour la configuration [1] 74
Tableau 12 : Résultats pour la configuration [2] 75
Tableau 13 - Propriétés du sol et du béton 86
Tableau 14 - Combinaisons d'actions et facteurs partiels 86
Tableau 15 - Vérification de la limitation de l'excentrement 86
Tableau 16 : Caractéristiques principales du barrage en section courante 88
Tableau 17 : Facteur multiplicatif entre la vitesse du vent 50 ans et la vitesse du vent T ans - Extrait recommandations CFBR 2013 106
Tableau 18 : Facteur de majoration de la vitesse du vent - Extrait recommandation CFBR 2013 106
Tableau 19 : Coefficient K utilisé pour le calcul de la vague de projet - Extrait recommandation CFBR, 2013 107
Tableau 20 : Grandeurs intermédiaires T, L, H^d/L - Calcul de revanche 107
Tableau 21 : Valeurs de déferlement relatif sur parement lisse - Extrait recommandations CFBR 107
Tableau 22 - Dimension de la protection amont en enrochements (Source : recommandations petits barrages – CFBR, 2002) 108
Tableau 23 : Analyse du risque de suffusion - Source : G2AVP Fondasol 114
Tableau 24 Etude de stabilité du talus amont de l'épaulement de l'A8 – Coefficients de sécurité 116
Tableau 25 : Base des formations - Source : G2AVP Fondasol 123
Tableau 26 : Table Caterpillar 124
Tableau 27 : Moyen d'extraction des matériaux du site - Source : G2AVP Fondasol 125
Tableau 28 : Pente des talus provisoires et définitifs 126
Tableau 29 : Epaisseur CDF, classe PST, classe AR - Source : G2AVP Fondasol 128
Tableau 30 : Risques naturels inventoriés sur le site du projet - Source : G1PGC Fondasol 136
Tableau 31 : Niveaux de nappe retenus - Source : G2AVP 138
Tableau 32 : Caractéristiques du tir au micro-tunnelier proposées au stade AVP 142
Tableau 33 : Comparatif des matériaux pour conduite posée en micro-tunnelier 146
Tableau 34 : Analyse de risques du tir avec micro-tunnelier 152

1. CONTEXTE DE L'OPERATION

1.1 Cadre général de la mission

La présente opération s'inscrit dans le cadre du Programme d'Actions de Prévention contre les Inondations menée par la CACPL, dont l'axe 6, « Ralentissement des écoulements », et plus particulièrement la fiche action 6.3 **« Travaux d'aménagement d'un ouvrage de Rétention au lieu-dit Carimaï »,** sur les communes de Cannes et Le Cannet.

Le principe de l'aménagement est de créer une rétention dans une zone naturelle d'expansion des crues, afin d'écrêter l'hydrogramme de crue centennale de la Grande Frayère pour protéger les secteurs aval, dont celui de la Bocca.

1.2 Objectif de l'aménagement

1.2.1 Mise hors d'eau du secteur Bocca

L'ouvrage de rétention objet de la présente mission se situe au lieu-dit Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère. La Grande Frayère est désignée Frayère à l'aval de sa confluence avec la petite Frayère.

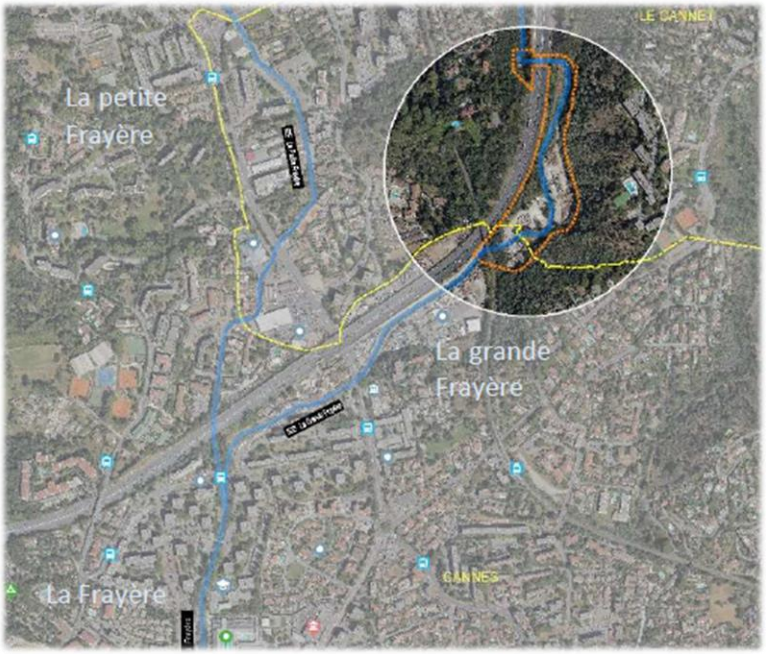


Figure 1 : Plan d'implantation du site – Hameau de Carimaï

L'ouvrage de rétention se situe sur un site contraint entre les remblais et ouvrages de l'autoroute A8, ceux de la voie SNCF, les pans de collines présentant par endroit des affleurements rocheux et pans verticaux. L'objectif de rétention du PAPI est estimé à un volume entre 54 000 et 58 000 m3. Les effets attendus sont la participation à la mise hors d'eau du secteur Bocca pour une crue d'occurrence centennale. L'ouvrage permet de stocker environ 25% du volume d'une crue centennale de la Grande Frayère et de réduire le pic de crue de 40% sur la base des données de 2015.

1.2.2 Délestage de la Roquebillière

Dans une phase ultérieure, le bassin pourra également accueilir une partie du flux du cours d'eau du Vallon de Roquebillière par le biais d'un tir de micro-tunnelier. Cet autre projet aura pour objectif de prévenir des inondations et débordements fréquents dans les zones en aval. L'eau déviée serait dirigée vers un bassin de rétention prévu pour accueillir ces excédents. Cette partie de l'aménagement fera l'objet d'une phase ultérieure, elle est abordée dans le chapitre 10 de cette étude AVP.

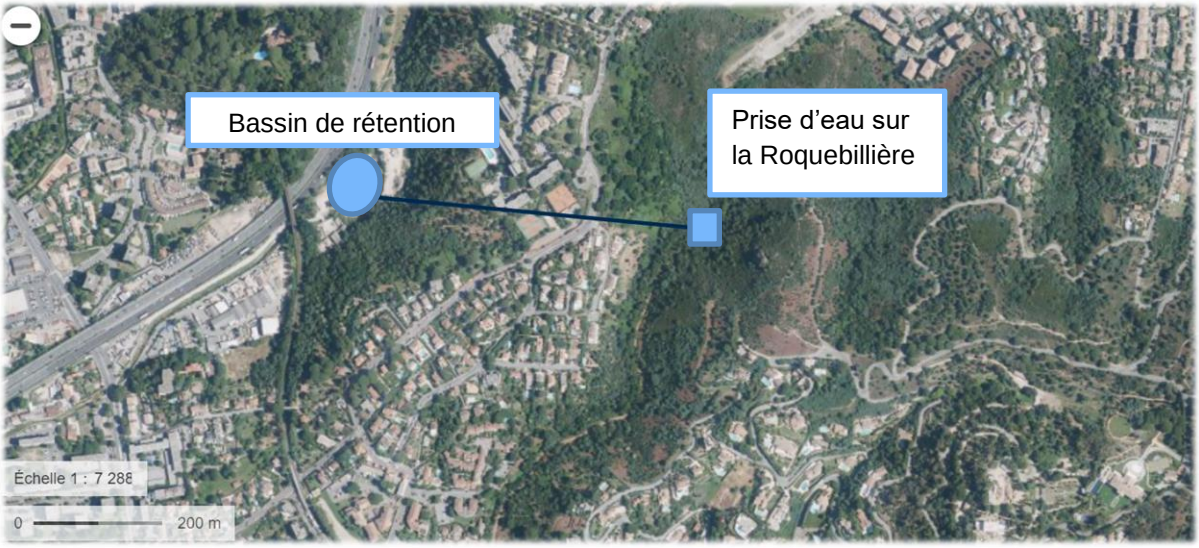


Figure 2 : Vue d'ensemble du site avec le cours d'eau du Vallon de Roquebillière et l'emplacement prévu pour le bassin de rétention

1.3 Synthèse de l'étude préliminaire

L'étude préliminaire présente un premier design des ouvrages en étudiant deux scénarios de stockage, dont les résultats sont rappelés ci-après.

Tableau 1 : synthèse scénarios

	N digue	N déversoir	Délestage de Roquebillière	Débit sortie du bassin (Q_{100})	Déblais / Remblais (x 10^3 m^3)
S1 – V = 54 000 m^3 (scénario PAPI)	N ≈ 21 m NGF	N = 19.5 m NGF	NON	Q = 22.9 m^3/s (débit PAPI)	D=35 / R=9
S2 – V = 70 000 m^3	N = 22 m NGF	N = 20.5 m NGF	OUI	Q = 24.2 m^3/s (+1.3 m3/s)	D=29 / R= 19

A l'issue de l'étude préliminaire, **la CAPL a décidé d'engager l'avant-projet sur le scénario S2** comprenant un volume de stockage de 70 000 m^3 afin de pouvoir stocker, en supplément de la crue centennale de la Grande Frayère, la crue centennale de la Roquebillière.

2. DONNEES D'ENTREE

2.1 Topographie

Une campagne de levé topographique a été effectuée par la CAPL pour les besoins du marché, en décembre 2021.

Cette campagne comprenait :

- Un levé topographique de la future zone d'aménagement,
- Un levé des profils en travers des deux ouvrages amont et aval de la zone (SNCF et ESCOTA),

A l'issue d'une première analyse de SAFEGE, les levés complémentaires suivant ont été effectués en mars et juin 2022 :

- Levés des dépôts de matériaux en place sur le site et estimation des volumes (ces matériaux seront retirés avant le démarrage des travaux),
- Levés de 6 profils en travers du cours de la Grande Frayère,
- Localisation des tampons des réseaux humides,
- Relevé de la parcelle « Guiffray » situé en rive gauche du cours d'eau,
- Le levé de la butte naturelle située contre le remblai ESCOTA en rive droite.

Durant la phase AVP, de nouveaux levés ont été transmis :

- Le levé des regards EU et de leur fil d'eau ;
- Le levé de l'entrée et de l'exutoire de la conduite pluviale arrivant du talus de l'A8 et se jetant dans la Grande Frayère.

Pour la suite de l'étude, les levés complémentaires devront comporter :

- L'appui rive gauche du barrage : l'éperon rocheux et le talweg ;
- La rive gauche du bassin à l'exutoire de l'ouvrage autoroutier (extrémité amont du bassin) ;
- Le talweg rive gauche provenant de la falaise dans la partie amont du bassin ;
- L'éperon naturel le long du talus de l'A8 afin d'affiner le raccordement des ouvrages projetés sur celui-ci et position/dimensions précises des murs existants ;
- Cote exutoire pluvial résidence des pins parasols dans falaise rive gauche et diamètre/matière de la conduite ;
- Un levé détaillé du pied du mur en terre armée ESCOTA tronçon aval s'étendant jusqu'au minimum 3 m au-delà de la clôture.

2.2 Géotechnique

A ce stade de l'étude, les données géotechniques disponibles sont :

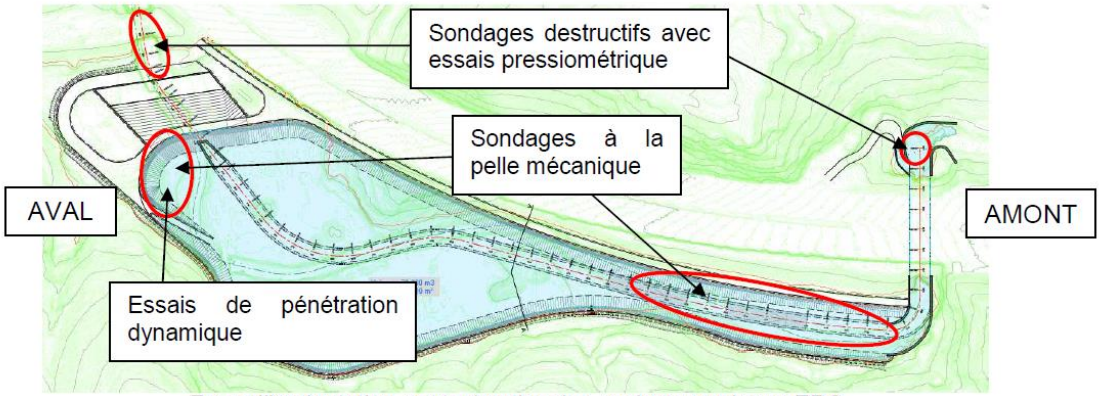
- Etude G1 – ES – ERG – 25/05/2021 comprenant notamment :
  - CR intervention ERG – 28/07/2008
  - CR Intervention ERG – 05/02/2013
- Etude G1 – PGC – Fondasol – 25/01/2022 (manque plan d'implantation).
- Diagnostic du milieu souterrain – Rapport n°PR06AGT.21.0055-69EN-001 – Fondasol – 28/10/2022.
- Investigation géophysique par panneaux électriques et méthode électromagnétique – Rapport n°PR.06GT.21.0055-DTGM – Fondasol – 04/11/2022.
- Interprétation d'essai de perméabilité – Rapport n°06GT.21.0055-DTHY.002 – Fondasol – 22/12/2022.
- Etudes G2AVP – Fondasol :
  - Rapport n°PR.06GT.21.055-001 – CR campagne d'investigations (28/09/2021) ;
  - Rapport n°PR.06GT.21.055-002 – Etude géotechnique G1 phase PGC (25/01/2022) ;
  - Rapport n°PR.06GT.21.055-003 – CR campagne d'investigations (07/07/2023) ;
  - Rapport n°PR.06GT.21.055-004 – Etude géotechnique de conception AVP (21/07/2023) ;
  - Rapport n°PR06GT.21.0055-005 – Etude géologique de la stabilité des versants existants – Mission G5 (23/05/2023).
- Estimation des niveaux caractéristiques de nappe au stade AVP – Rapport n°PR.06GT.21.0055-DTHY.005 – Fondasol – 04/08/2023.

2.2.1 Etude G1ES – ERG Géotechnique

La mission G1ES s'est appuyée sur les résultats de deux campagnes d'investigations in situ réalisées en 2008 et 2013 et sur une visite de site détaillée du site en 2021.

2.2.1.1 Investigations in situ

La localisation des sondages de 2008 et 2013 est reportée ci-dessous.



Zone d'implantation approximative des anciens sondages ERG

Figure 3 : Zone d'implantation approximative des anciens sondages ERG

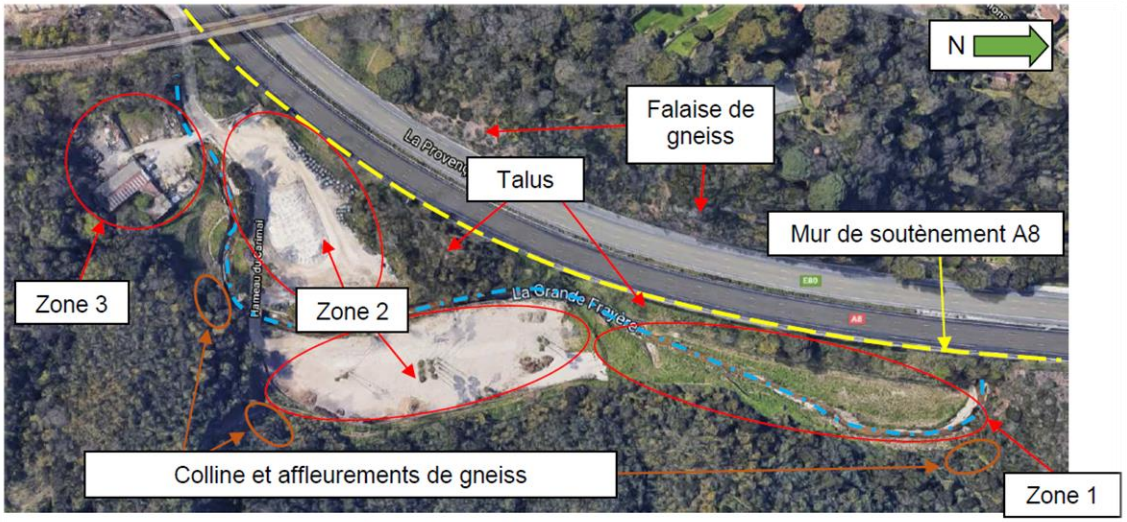
Il a été réalisé :

- A l'amont du site :
  - 7 sondages de reconnaissance à la pelle mécanique,
  - 1 sondage de reconnaissance géologique destructif avec essais pressiométriques ;
- A l'aval du site :
  - 4 sondages de reconnaissance à la pelle mécanique,
  - 6 essais de pénétration dynamique,
  - 3 sondages de reconnaissance géologique destructif avec essais pressiométriques ;

2.2.1.2 Visite de site

La visite de site a permis d'identifier 3 Zones. Les principales caractéristiques de ces zones et leur localisation sont rappelées ci-dessous.

- la zone 1 au Nord, composée d'un terrain végétalisé et boisé (figuiers, cannes de provence…), en pente en direction du cours d'eau de La Grande Frayère, qui traverse cette zone ;
- la zone 2, centrale, composée de deux larges plateformes relativement planes et séparées par La Grande Frayère. Les constructions sur ces plateformes ont été démolies (zone de l'ancien Hameau de Carimaï) ;
- la zone 3, plateforme en enrobé au Sud, comportant des bâtiments industriels en tôles.



Vue aérienne de la zone du projet

Figure 4 : Localisation des zones du projet - Source : G1ES ERG Géotechnique

Les zones 2 et 3 sont anthropiques, des plateformes y ont été aménagées en remblai.
La zone 1 est plus naturelle hormis les berges qui ont été aménagées.
Des affleurements de Gneiss sont visibles, notamment coté Est, à proximité des futurs ouvrages.

2.2.1.3 Modèle géotechnique préliminaire

Le modèle géotechnique préliminaire proposé par ERG est rappelé ci-après

Le contexte géotechnique pressenti, suite à notre visite du site et à la consultation des anciens sondages réalisés par ERG et de la carte géologique, serait constitué d'une épaisseur variable et potentiellement importante de terrains remaniés par les démolitions et de remblais, recouvrant des formations alluvionnaires limono-sableuse à galets et blocs.

Un substratum gneissique, visible à l'affleurement sur la colline constituant le relief en extrémité Est, est pressenti au droit du projet à une profondeur non connue à ce jour.

Ainsi, sur la base de ces éléments, nous proposons le modèle géologique préliminaire suivant :

Couche	Lithologie
Couche n° 1	Terrains remaniés et remblais de limons sableux à nombreux cailloux, graves, et blocs de gneiss
Couche n° 2	Alluvions limono-sableuses à sablo-graveleuses à galets et passages de gros blocs de compacité limitée
Couche n° 3	Substratum gneissique compact à rocheux

Compte-tenu de la surface importante de la zone du projet (> 20 000 m²) d'importantes variations d'épaisseur des couches et de faciès lithologique sont attendues au droit du site du projet.

D'une manière générale, dans l'axe de l'écoulement de la Grande Frayère une épaisseur d'alluvions est attendue, dont l'épaisseur diminue en s'en écartant (substratum visible au niveau du versant Est, et potentiellement présent à faible profondeur vers l'autoroute).

Par ailleurs, une nappe en relation hydraulique avec le cours d'eau La Grande Frayère, est attendue au sein des formations du site.

2.2.2 Etude G1PGC – Fondasol

L'étude G1PGC de Fondasol réalisée en 2021 fait suite à l'étude G1ES d'ERG Géotechnique.
Lors de l'étude de sols G1 PGC, 3 sondages pressiométriques ont été réalisés dans l'emprise du fond de la future retenue.



Figure 5 : Plan d'implantation des sondages réalisés par FONDASOL

FONDASOL a considéré, conformément aux Eurocodes 0 et 7, les hypothèses suivantes

- Catégorie géotechnique du projet : 2
- Classe de conséquence des ouvrages : CC2
- Catégorie de durée d'utilisation des ouvrages définitifs : 4 (50 ans)

Dans la suite des études, la durée d'utilisation des ouvrages définitifs sera considérée comme un ouvrage de catégorie 5, soit 100 ans.

2.2.2.1 Risques naturels connus sur le site

Les risques reconnus sur le site du projet sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 2 : Risques naturels inventoriés sur le site du projet - Source : G1PGC Fondasol

Risques	Aléa/ sensibilité
Inondations	Terrain situé en zone rouge (aléa fort) selon le zonage réglementaire du PPR inondation
Remontées de nappe	Terrain situé en zone potentiellement sujette aux inondations de cave – (fiabilité moyenne)
Retrait – gonflement des sols argileux	Aléa moyen

Risques	Aléa/ sensibilité
Cavités	Pas de cavité recensée dans un rayon d'un kilomètre en périphérique de la zone d'étude
Mouvement de terrain	2 éboulements sont recensés à moins d'un kilomètre de la zone d'étude et dans les mêmes formations géologiques
Risque sismique	Zone de sismicité 3 (modérée)
Rayonnements ionisants (décret n° 2002-460 du 4 avril 2002) - Radon	Potentiel fort (catégorie 3)

2.2.2.2 Géotechnique

Les résultats des sondages pressiométriques sont les suivants :

Tableau 3 : Résultats des sondages pressiométriques - Source : G1PGC Fondasol

N° formation	Nature de la formation	Profondeur /TN (m)			Etat	Pression limite nette Pl* (MPa)	Module pressiométrique Em (MPa)
		SP1	SP2	SP3			
1	Remblais argileux à débris de construction	1	1,2	0,6	Globalement molle	Entre 0,34 et 0,41	Entre 1,7 et 2,4
2	Alluvions limono-graveleuse à cailloux et ou blocs	9,4	3,5	7,2	Hétérogènes (très molles à raides)	Entre 0,13 et 1,47	Entre 0,7 et 17,1
3	Substratum gneissique	15	15	15	Bonnes à excellentes	Entre 1,39 et 4,93	Entre 14 et 266

Le modèle géotechnique préliminaire retenu par Fondasol est similaire à celui proposé par ERG.

2.2.2.3 Hydrogéologie

Les niveaux d'eau en fin de chantier sont donnés ci-dessous (PS1 sec). Les forages ont été réalisés fin août 2021 :

Tableau 4 : Niveaux d'eau en fin de chantier - Source : G1PGC Fondasol

SP2	SP3
Profondeur / TN	Profondeur / TN
3.2	3.31

Il s'agit de niveau non stabilisé car influencés par la méthode de forage par injection d'eau.

Fondasol précise par ailleurs que des écoulements d'eaux souterraines et une nappe phréatique d'accompagnement du cours d'eau « La Grande Frayère » sont à attendre, notamment lors de périodes pluvieuses.

Le rapport ne précise pas si les 3 forages ont été équipés de piézomètres mais un suivi a été réalisé sur 2 mois (suivi arrêté car piézomètres non retrouvés à la suite des remaniements des terrains et la mise en dépôts de matériaux).

Tableau 5 : Suivi piézométriques SP1 à SP3 - Source : G1PGC Fondasol

Date du relevé	SP1	SP2	SP3
	Profondeur / TN	Profondeur / TN	Profondeur / TN
23/09/2021	(*)	3.2	3.31
18/01/2022	(*)	3.31	(*)

(*) : piézomètre non retrouvé suite à des travaux avec remaniement du terrain

2.2.3 Diagnostic environnemental des sols

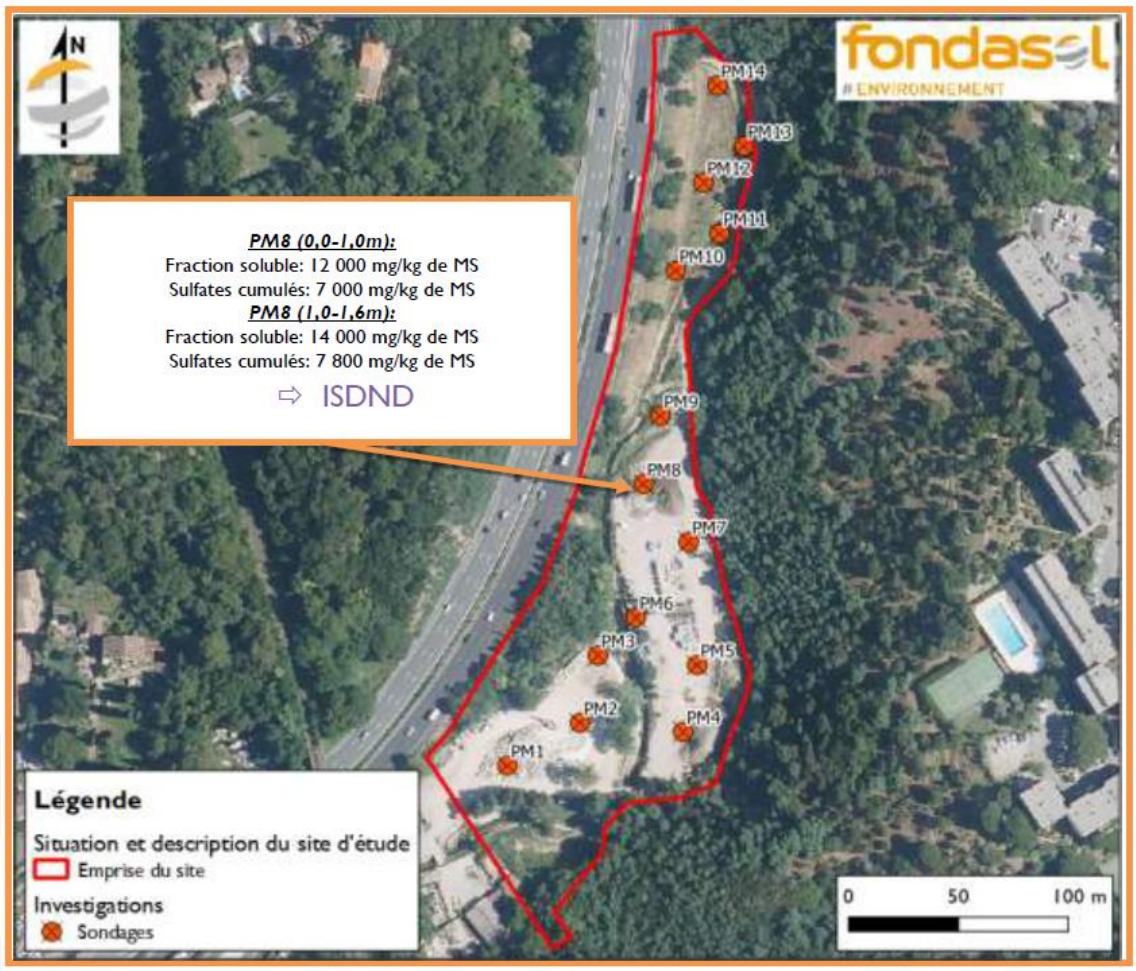


Figure 6 : Implantation des sondages réalisés dans le cadre du diagnostic environnemental des sols - Source : Rapport n°PR06AGT.21.0055-69EN-001 Fondasol

Le diagnostic de sol mené par Fondasol (rapport n°PR.06GT.21.0055-69EN-001) spécifie que les sondages ont permis d'identifier, sur la partie centrale et sud du site, des épaisseurs de remblais sur 1 m de profondeur et jusqu'à 1,6 mètre localement reposant sur des sables graveleux légèrement limoneux marron jusqu'à l'arrêt des sondages. Les remblais contiennent de nombreux débris de démolition (briques, carrelage, ferraille, verre, câbles électriques, enrobés, béton, géotextile et plastique). Les mesures (PID) in situ ont mis en évidence l'absence de quantification de composés volatils dans les sols.

28 échantillons de sols et de remblais ont été analysés. En l'absence d'éléments sur les anciens aménagements des années 60 à 2015 environ, le programme analytique a été étendu aux familles de polluants le plus communément recherchés. Des analyses sur lixiviats ont également été réalisées pour juger de la qualité des terres qui seront potentiellement excavées hors site.

Les résultats d'analyses sur les sols bruts permettent d'observer l'absence de problématique de pollution pour le futur projet d'aménagement.

Les analyses sur lixiviats ont mis en évidence des dépassements des seuils de définition des déchets inertes en fraction soluble et sulfates au droit d'un sondage (PM 8) sur l'épaisseur de remblais. La présence d'éléments d'origine anthropique, au sein des remblais et issus vraisemblablement de la démolition des anciens bâtiments, peut engendrer des refus de leur acceptation en filière de traitement des terres inertes.

Sur la base de ces éléments, FONDASOL préconise :

- L'évacuation locale des terres en filière non inerte autour du sondage PM 8 sur les épaisseurs de remblais ;
- En cas de réutilisation des terres (sous réserve de bonne qualité géotechnique), de privilégier l'apport des terres situées au nord du site qui ne présentent pas de remblais (PM 11 à PM 14).

2.2.4 Etude G5 – Fondasol

L'étude G5 est basée sur une visite de site par les géologues de FONDASOL. Cette visite a consisté à effectuer un diagnostic de la stabilité des versants :

- A l'Est du bassin (zone A) ;
- De la butte naturelle à l'Ouest du projet soutenant l'autoroute (zone B)

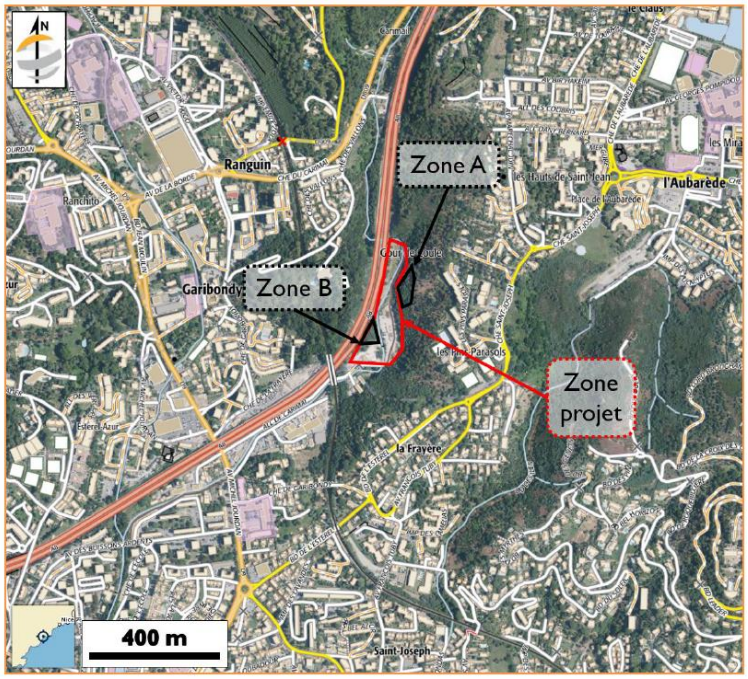


Figure 7 : Localisation de la zone d'étude - Source : rapport G5 FONDASOL

2.2.4.1 Analyse de la zone A

À l'est du projet, le site est bordé par une colline boisée de pente moyenne à 1H/1V.

La carte topographique de la zone d'étude illustre un versant de pente moyenne, entaillé par un thalweg malgré l'absence de matérialisation de cours d'eau intermittent. **Aucun marqueur d'instabilité n'est visible au droit de ce versant.**

La carte topographique établie dans le cadre du projet met en évidence une zone à investiguer in situ au droit de la coupe EE' (tracé pointillé rouge sur la Figure 8). Cette coupe ne permet pas d'identifier de potentielles morphologies caractéristiques de glissement de terrain. Il pourrait s'agir d'une zone d'emprunt.

Le substratum gneissique est drapé par des formations superficielles limono-graveleuses marron. Les graves sont gneissiques, anguleuses, de D_{max}=58mm. Un cône de déjection est visible au droit d'un thalweg.

Des éboulis gneissiques à éléments décimétriques sont localement visibles au droit de ressauts topographiques.

Ces formations superficielles présentent des épaisseurs réduites, inférieure au mètre. **Aucun marqueur de glissement de peau n'a été observé.**

Des arbres penchés dans le sens de la pente ont été observés ponctuellement dans le versant. Ce phénomène peut résulter d'instabilités localisées, superficielles. Les bases de troncs ne sont pas nécessairement incurvées dans le sens de la pente. Ces arbres penchés sont généralement localisés au droit de petits ressauts rocheux, où les épaisseurs de formations superficielles sont faibles. Le caractère penché de certains troncs n'est pas dû à un phénomène de glissement du versant.

Aucune instabilité n'a été constaté au droit de la coupe EE'. Le ressaut topographique est potentiellement lié à une ancienne zone d'emprunt.

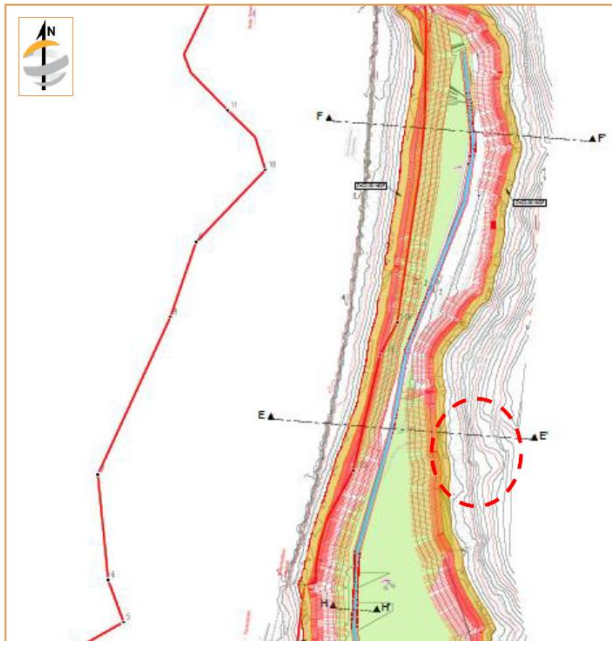


Figure 8 : Plan topographique du projet en phase EP - Source : G5 FONDASOL

2.2.4.2 Analyse de la zone B

À l'ouest du projet, le site est bordé par un petit massif rocheux boisé de pente moyenne à 1H/1V. Des terrassements en remblais/déblais vont intéresser le sud de cette butte. Les altérites gneissiques ont été atteintes à 6,55m de profondeur au droit du sondage 2022-SC8 (cf. 2.2.5).

La carte topographique de la zone d'étude et la topographie établie dans le cadre du projet ne montrent pas de marqueur d'instabilité au droit de ce petit massif.

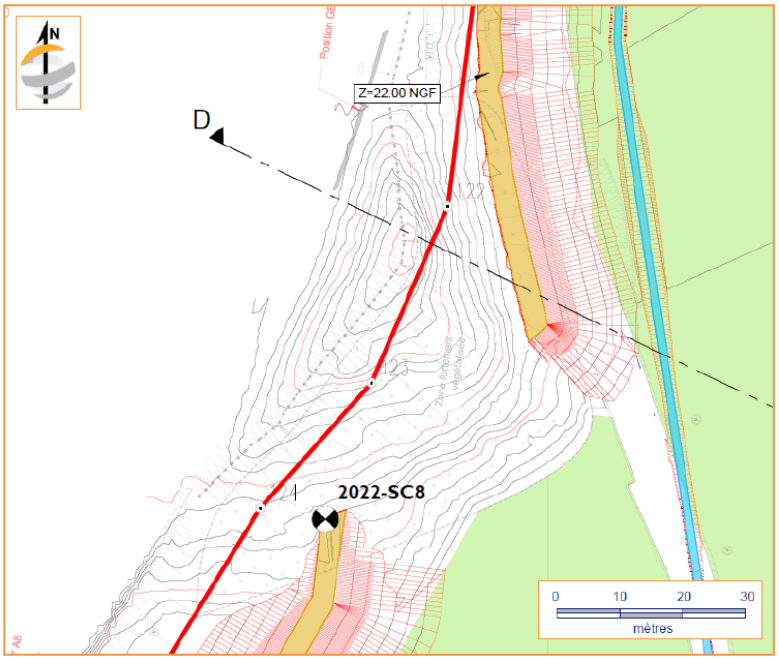


Figure 9 : Plan topographique de la butte naturel - Source : G5 FONDASOL

Cette butte est très végétalisée et comporte localement des ouvrages maçonnés en pierres.

Rarement, des gneiss leptynitiques sains sont visibles à flanc de butte. Leurs caractéristiques sont peu visibles, les affleurements étant de taille réduite. Le substratum gneissique est drapé par des formations superficielles limono-graveleuses marron. Les graves sont gneissiques, anguleuses, de D_{max}=60mm.

Les arbres ne portent pas de marqueur d'instabilité.

2.2.5 Etude G2AVP – Fondasol

2.2.5.1 Géophysique

Une campagne d'investigation géophysique s'est tenue en Octobre/Novembre 2022, avec pour objectif l'évaluation des épaisseurs d'alluvions surmontant le substratum gneissique en vue du décaissement du bassin. Cette étude a été réalisée par méthodes combinées, panneaux électriques et méthode électromagnétique (EM31). Les résultats sont exploités ci-après. Ceux-ci sont présentés dans le détail dans le rapport G2AVP.



Figure 10 : Localisation des zones Nord et Sud

Détermination du toit du substratum

La profondeur maximale d'investigation varie de -12m à -30m par rapport au niveau actuel du terrain, en fonction des dispositifs réalisés.

Les coupes issues du traitement des mesures mettent en évidence 2 grandes familles de résistivité. Leur corrélation avec le contexte géologique permet de leur associer une description géologique :

- Une famille (A) dont les résistivités sont inférieures à 200 Ohm.m. Elle peut être associée aux alluvions constituées essentiellement d'argiles plus ou moins sablo-graveleuses, de 8 à 20m d'épaisseur.
- Une famille (B) sous-jacente dont les résistivités sont supérieures à 200 Ohm.m. Elle peut être attribuée au substratum gneissique altéré en tête.

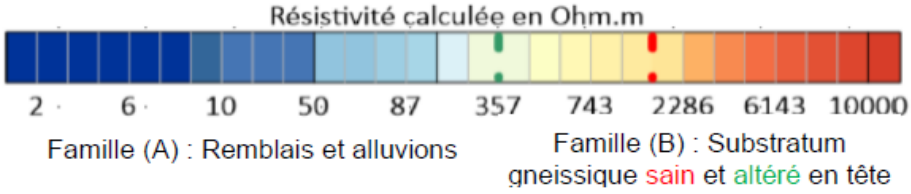


Figure 11 : Résistivité en fonction du type de sol - Source : G2AVP

Les profils électriques sont implantés au fond du vallon, en pied des futurs talus. Ils permettent donc de vérifier la profondeur du toit du rocher par rapport au niveau de terrassement du projet dans les zones en déblai.

Sur la **zone Nord** du projet, le niveau de terrassement est prévu entre les cotes +16.5 et +16.8 NGF d'après les coupes E et F du Plan des digues projet (phase EP), référencé 22MAX005_MOE_CARMAI_EP_IndB, daté de août 2022. Dans cette zone, le toit du rocher serait repéré au plus haut à +10 NGF (entre les électrodes 17 à 21 du profil 2).

Sur la **zone Sud** du projet, le niveau de terrassement est prévu entre les cotes +14.5 et +15.5 NGF d'après les coupes C et D du Plan des digues projet (phase EP), référencé

22MAX005_MOE_CARMAI_EP_IndB, daté de août 2022. Dans cette zone, le toit du rocher serait repéré au plus haut à +8 NGF (entre les électrodes 8 à 11 du profil 5).

Par conséquent les déblais ne concerneront que les remblais anthropiques et les alluvions limono-graveleux. Les travaux de terrassement ne nécessiteront donc pas de moyens lourds (minages et BRH) pour l'attaque du substratum rocheux. Ils pourront néanmoins être nécessaires localement en cas de présence de blocs et/ou de passages indurés, notamment dans les remblais ou éventuellement en périphérie du projet.

Détermination de la nature des alluvions

Sur l'ensemble de la zone d'étude, l'investigation par méthode électromagnétique a permis de caractériser le sous-sol en termes de résistivités apparentes sur la tranche de sol 0-6m de profondeur. Les résistivités apparentes mesurées sont liées à la composition des matériaux constitutifs du sol sur une tranche de profondeur donnée. Elle est principalement liée à leur teneur en minéraux ferromagnésiens et en argile.

Une augmentation des résistivités apparentes mesurées traduit une diminution de la fraction argileuse au sein des alluvions et/ou une remontée du toit du substratum gneissique. La carte de résistivités apparentes mesurées montre deux ensembles distincts :

- Une zone Nord, dont les résistivités apparentes mesurées sont élevées, comprises entre 70 et 200 Ω.m, caractérisée par la présence d'alluvions à prédominance sablo-graveleuse sur 6vm d'épaisseur au minimum. Au niveau de l'étranglement en pied des versants, les résistivités apparentes mesurées sont supérieures à 100 Ω.m, caractéristiques d'une remontée du toit du substratum rocheux à proximité des versants ;

- Une zone Sud, dont les résistivités apparentes mesurées sont plutôt faibles, inférieures à 60 Ω.m, caractérisée par la présence d'alluvions à prédominance argileuse sur 6 m d'épaisseur au minimum, probablement influencée également par l'approfondissement du substratum. Ponctuellement et en périphérie en pied des versants, les résistivités apparentes mesurées peuvent atteindre 60 à 200 Ω.m, caractéristiques d'une remontée du toit du substratum rocheux à proximité des versants.

La variation du faciès des formations superficielles (remblais et alluvions) n'est pas perceptible sur la description des matériaux reconnus sur les 3 premiers mètres par les sondages à la pelle mécanique. Les sondages carottés réalisés dans la zone Sud montrent bien la présence d'alluvions au faciès argileux (par exemple 2022-SC1), non-reconnues dans la zone Nord (par exemple 2022-SC6). Les classifications GTR montrent que tous les échantillons appartenant à la classe A ont bien été prélevés dans la zone Sud.

Dans l'ensemble les remblais et les alluvions présentent un faciès limono- à sablo-graveleux, mais des passages franchement argileux sont rencontrés exclusivement dans la zone Sud du site.

2.2.5.2 Géotechnique

Investigations réalisées en 2022

Sondages géotechniques :

- 8 sondages carottés de 8 à 20 m de profondeur (SC1 à SC8) ;
- Equipement piézométrique des sondages carottés SC1 à SC5 ;
- 2 sondages pressiométriques de 15,6 m et 21 m de profondeur (SP1, SP2) ;
- 14 sondages à la pelle mécanique de 3 m de profondeur (PM1 à PMP14 ;

Essais in-situ :

- Essai de pompage in-situ au droit de SC1.

Essais en laboratoire :

- Détermination de la classe d'arase des matériaux et leur classification selon la norme NF P11-300 et les recommandations GTR,
- Caractérisation de la résistance au cisaillement des sols

Lithologie

Les sondages ont permis de lever une coupe lithologique des terrains rencontrés au droit du site. Les coupes de sondages sont dans le rapport d'investigation. Les profondeurs sont données par rapport au niveau du terrain naturel au moment de la reconnaissance.

Ces reconnaissances ont mis en évidence, depuis la surface vers la profondeur, les formations suivantes :

- **Formation 1 [F1] : Remblais**

Cet horizon est constitué de matrice argilo-sableuse avec de nombreux débris de construction divers (morceaux de béton, briques, graves, tuiles, verre, …) et peut présenter une forte variabilité de faciès. L'épaisseur de ce niveau de remblai, reconnu au droit des sondages, est comprise entre 0,5 et 2,8 m.

- **Formation 2 [F2] : Alluvions limono-graveleuses à cailloux et/ou blocs**

Cette formation formée d'alluvions limono- à sablo-graveleuse à cailloux et/ou blocs a été reconnue sur une épaisseur très variable entre 3,0 et >15 m suivant les sondages.

Cette formation est constituée d'une alternance de niveaux argilo-sableux à graveleux :

- Graves à cailloutis,
- Sables moyens à grossiers, gravelo-limoneux avec des graves polygéniques de forme quelconque, et avec une faible à très faible fraction argileuse,
- Sables argileux à rares éléments plus grossiers,
- Argiles légèrement sableuses à graveleuses (rencontrées dans la zone Sud).

- **Formation 3 [F3] : Substratum gneissique**

Cette formation présente trois faciès du gneiss :

- Faciès peu fracturé, dit « sain » [F3sain],
- Faciès fracturé/altéré à décomposé [F3alt],
- Matériaux sablo-graveleux [F3ter].

Formation 4 [F4] : Autre formation = Remblai rocheux calcaire/gneiss

Cette formation a été reconnue sur le seul sondage carotté 2022-SC7 (puis apparentée au sondage pressiométrique 2022-SP2), et se distingue par la présence alternée d'éléments de calcaire parmi des éléments de gneiss. Une observation précise des carottes et la configuration du site ont conduit le géologue à conclure sur une origine anthropique de ces matériaux, mis en œuvre lors de la construction du remblai de l'autoroute A8 en contre-haut du site.

Spécificité au droit du sondage SC7

La présence de calcaire ayant interpelée le géologue, une observation plus précise des carottes a été faite, conduisant à l'interprétation suivante :

- Des remblais rocheux polygéniques de gneiss et de calcaire liés à la construction du remblai autoroutier en surplomb sur les 15,7 premiers mètres,
- Puis le substratum rocheux de gneiss plus ou moins altéré/morcelé entre 15,7 et 17,0m avec des éléments graveleux polygéniques sur des passages décimétriques provenant d'éboulement des remblais en fond de forage.

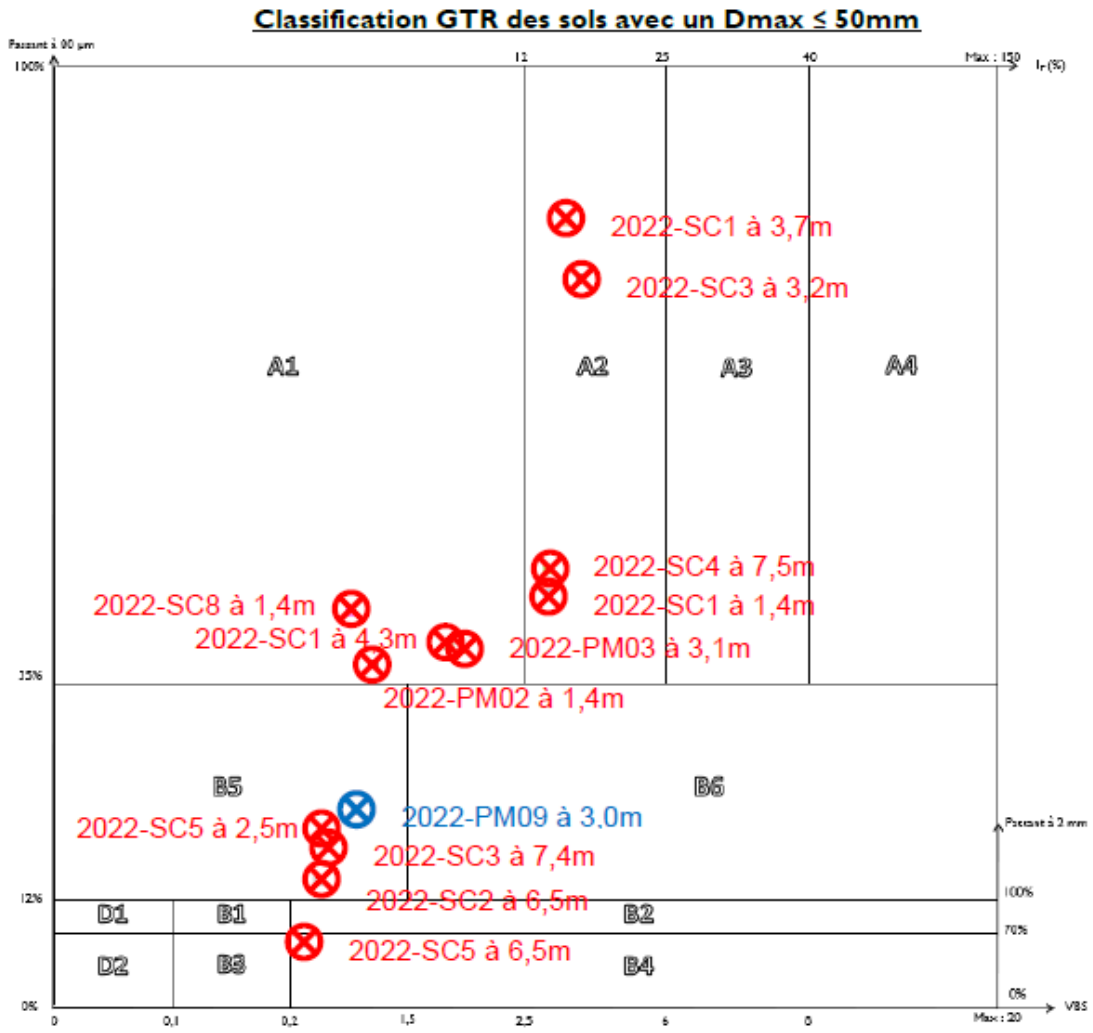
Nature de l'éperon naturel au droit du talus de l'A8

La conception de la digue tient compte de la topographie du site et de la présence d'un éperon rocheux sur sa trace (en rive droite, en pied d'autoroute). Cet éperon rocheux doit donc assurer un rôle de retenue (mécanique et hydraulique). Le sondage 2022-SC8 a été implanté à l'interface de l'éperon rocheux et de la section sud de la digue. Avant d'atteindre le substratum (F3alt) à 6,55m de profondeur, des limons sableux polygéniques, orangés, avec présence de micas sont rencontrés en premier lieu. Affectés à la couche (F2) pour des raisons d'apparenté mécanique, il est possible qu'il s'agisse d'un mélange de remblais provenant de la construction de l'autoroute et de substratum très décomposé.

Ce sondage met en évidence que la digue ne s'appuiera pas sur le massif rocheux directement (sans disposition constructive) mais sur des sols pulvérulents plus ou moins fins (décrits comme sables argileux mais deux échantillons classés A1).

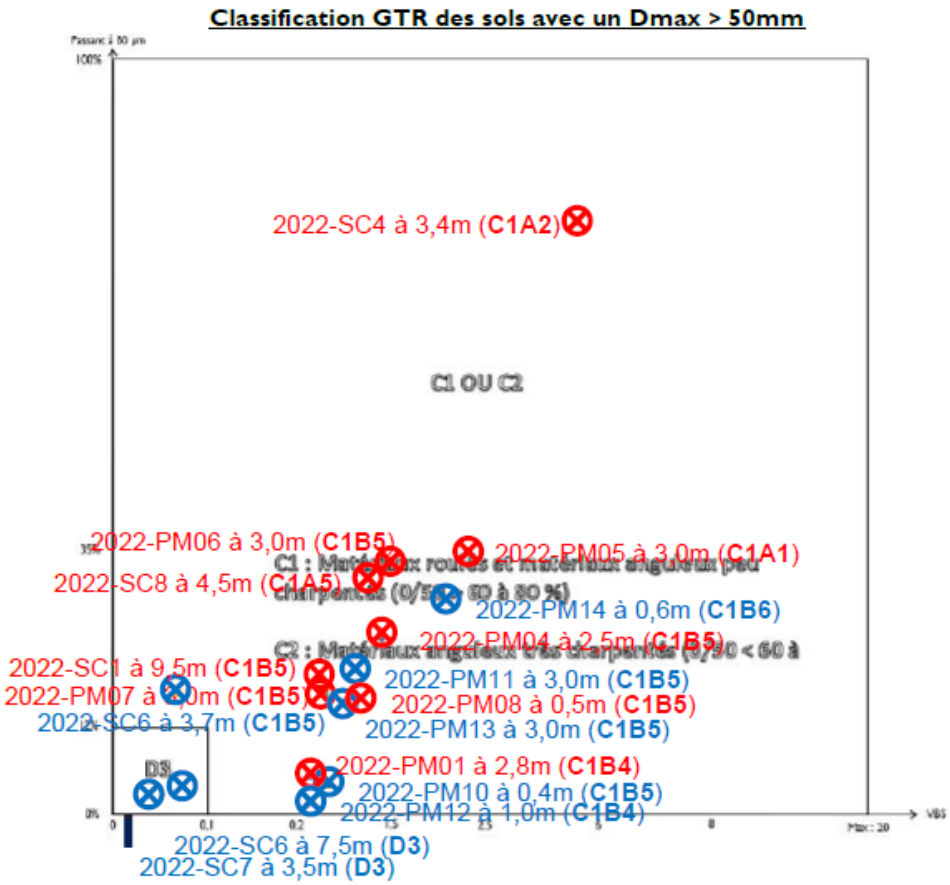
Nature des matériaux

L'ensemble des classifications GTR sont représentées ci-après.



En bleu, les sondages réalisés dans la zone Nord et en rouge, les sondages réalisés dans la zone Sud

Figure 12 : Classification GTR des échantillons de sol prélevés – Dmax < 50 mm



En bleu, les sondages réalisés dans la zone Nord et en rouge, les sondages réalisés dans la zone Sud

Figure 13 : Classification GTR des échantillons de sol prélevés – Dmax > 50 mm

Modèle géomécanique général

Tableau 6 : Modèle géomécanique général issu de l'étude G2AVP – Source : G2AVP

	Sol	Prof.	Zbase	γh	γd	γ'	E_M	pfM*	pLM*	α	C_{CT}	Φ_{CT}	C'	Φ'
		m	NGF	kN/m3	kN/m3	kN/m3	MPa	MPa	MPa		kPa	°	kPa	°
1	Remblai	Voir stratigraphie	Voir stratigraphie	20	16	10	2. 0	0.20	0.35	0.50	5	25	0	25
2	Alluvions limono-graveleuses à cailloux et/ou blocs			20	18	10	3. 0	0.25	0.45	0.33	0	33	0	33
2-3	Terrains meubles d'altération de versant			20	18	10	-	-	-	-	10	20	0	30
3-alt	Substratum gneissique fracturé/altéré			23	23	13	35	2.50	3.00	0.67	10	40	10	40
3-sain	Substratum gneissique sain			24	24	14	120	4.80	4.80	0.50	50	40	50	40
4	Autre			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

NB1 : Pour la zone Sud, une étude de sensibilité des calculs sur les paramètres de cisaillement dans les alluvions (F2) a été conduite. En effet, les investigations géophysiques montrent que les alluvions présentent dans la zone Sud un faciès un peu plus argileux (bien que sablo-graveleux prépondérant – voir §.B.5.1.3) et les seuls essais triaxiaux menés à ce jour ont été faits sur des échantillons classés A (voir §.B.3.3.2). Nous avons mené une étude de sensibilité lors des premiers calculs de stabilité sur les paramètres de cisaillement en prenant c' = 5 kPa et φ' = 30° au lieu de c' = 0 kPa et φ' = 33° pour les alluvions. Il s'avère que le jeu de paramètre c' = 5 kPa et φ' = 30° est plus favorable que celui purement frottant (c' = 0 kPa et φ' = 33°). L'ensemble des résultats présentés dans ce document ont été obtenus avec le jeu de paramètre retenu (c' = 0 kPa et φ' = 33°).

NB2 : Le matériau pulvérulent rencontré au sein du substratum (F3-ter) n'est pas retenu dans le modèle géotechnique car trop ponctuel et aléatoire. De plus, il n'a pas incidence sur les calculs géotechniques de stabilité (profondeur du substratum).

NB3 : Les paramètres de cisaillement dans le substratum (F3) sont pris à titre indicatif. Ils peuvent varier très fortement selon la densité des plans de fracturation/joints et selon la nature de ces derniers (par exemple leur rugosité).

NB : Pour la zone Sud, une étude de sensibilité des calculs sur les paramètres de cisaillement dans les alluvions (F2) pourrait être conduite. En effet, les investigations géophysiques montrent que les alluvions présentent dans la zone Sud un faciès un peu plus argileux (bien que sablo-graveleux prépondérant – voir §.B.5.1.3) et les seuls essais triaxiaux menés à ce jour ont été faits sur des échantillons classés A (voir §.B.3.2.2). Nous recommandons une étude de sensibilité sur les paramètres de cisaillement en prenant c' = 5 kPa et φ' = 30° au lieu de c' = 0 kPa et φ' = 33° pour les alluvions.

Risque de liquéfaction

En zone de sismicité 3, la vérification du risque de liquéfaction des sols est requise :

Tableau 7 - Exigences de vérification de l'absence du risque de liquéfaction (Source : GT Barrages et séismes, DGPR, 2014)

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	non imposé	non imposé	non imposé	non imposé
2	non imposé	non imposé	non imposé	OUI
3	non imposé	OUI	OUI	OUI
4	OUI	OUI	OUI	OUI
5	OUI	OUI	OUI	OUI

En premier lieu, la classe de sol vis-à-vis du risque sismique est déterminée à partir des essais pressiométriques réalisés sur le site, conformément au guide technique AFPS/CFMS (2013). La profondeur du rocher sain de classe A (EM > 100 MPa et pl > 5 MPa) varie au droit du site, mais se trouve à plus de 5 m de profondeur (à quelques exceptions près au pied des versants). Les remblais et alluvions appartiennent aux classes C à D (variations des alluvions) et le substratum altéré/décomposé aux classes B à C (selon le degré d'altération). Nous retiendrons donc pour le projet les classes de sol suivantes selon la zone du projet et la profondeur du substratum sain, et sans tenir compte du risque de liquéfaction :

- Classe D lorsque le rocher sain se trouve à plus de 20m de profondeur ;
- Classe E lorsque le rocher sain se trouve entre 5 et 20m de profondeur ;
- (Classe A lorsque le rocher sain se trouve à moins de 5m de profondeur - très local sur le projet et non-retenu pour la suite).

Sur la base des logs des trois sondages pressiométriques 2021-SP1 et 2 et 2022-SP1, et en tenant compte du terrassement jusqu'à +15.0 m NGF, les alluvions sont classés C, à la limite D. La classe de sol retenue devra être confirmée par les investigations complémentaires de la G2 PRO (sondages CPT).

Avec les paramètres fixés (zone de sismicité, catégorie d'importance de l'ouvrage, classe de sol C/D/E), le rapport d'accélération α.S est supérieur à 0,15 (où $\alpha = a_{gr} * \gamma_1 / 9.81$). **Par conséquent, le risque de liquéfaction ne peut pas être négligé.**

L'analyse granulométrique révèle qu'une partie des échantillons sont identifiés de prime abord comme possiblement liquéfiables (figure ci-dessous).

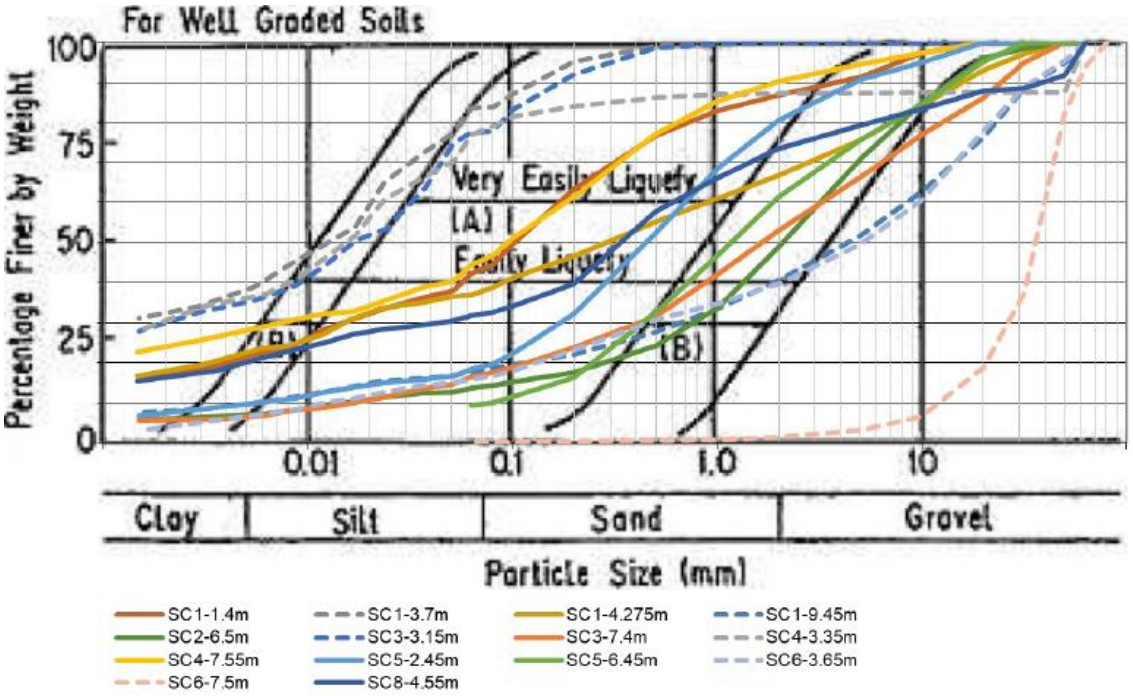


Figure 14 : Fuseau des sols liquéfiables avec une granulométrie étalée - Source : G2AVP

L'analyse préliminaire du risque de liquéfaction selon l'approche proposée par le NCEER avec corrélation entre les essais SPT et pressiométriques conduit à **des sols de fondation alluvionnaires potentiellement liquéfiables** (FS < 2, coefficient retenu dans la mesure où l'analyse fait intervenir des corrélations, ce qui augmente les incertitudes). Les coefficients de sécurité calculés varient entre 1,3 et 1,9. Il convient donc de préciser l'analyse du risque de liquéfaction avec des investigations complémentaires spécifiques. Ce risque doit être caractérisé et levé/traité dans le cadre de la mission G2 PRO du projet.

2.2.5.3 Hydrogéologie

Une étude hydrogéologique a été menée par Fondasol d'après l'analyse des niveaux piézométriques relevés dans les piézomètres du site et les essais réalisés dans le cadre de la campagne de reconnaissances. Celle-ci est synthétisée ci-après.

Contexte hydrogéologique

- Aquifères en présence :

D'après la base de données Infoterre du BRGM, une masse d'eau est susceptible d'interagir avec le projet. Il s'agit de :

- FRDG386 : Alluvions des basses vallées littorales des Alpes-Maritimes.

L'écoulement au sein de cette masse d'eau est de type libre et captif en fonction du secteur, toutefois majoritairement libre.

Le substratum gneissique est, hors fracturation, habituellement peu perméable et constitue le mur de la masse d'eau.

- Piézométrie :

Aucune carte ou esquisse piézométrique de la masse d'eau au droit du site n'est recensé à ce jour. Fondasol a réalisé deux suivis piézométriques de 6 mois chacun à une distance de moins

de 500 m et dans le même contexte hydrogéologique. Ces suivis sont localisés sur la figure ci-après.

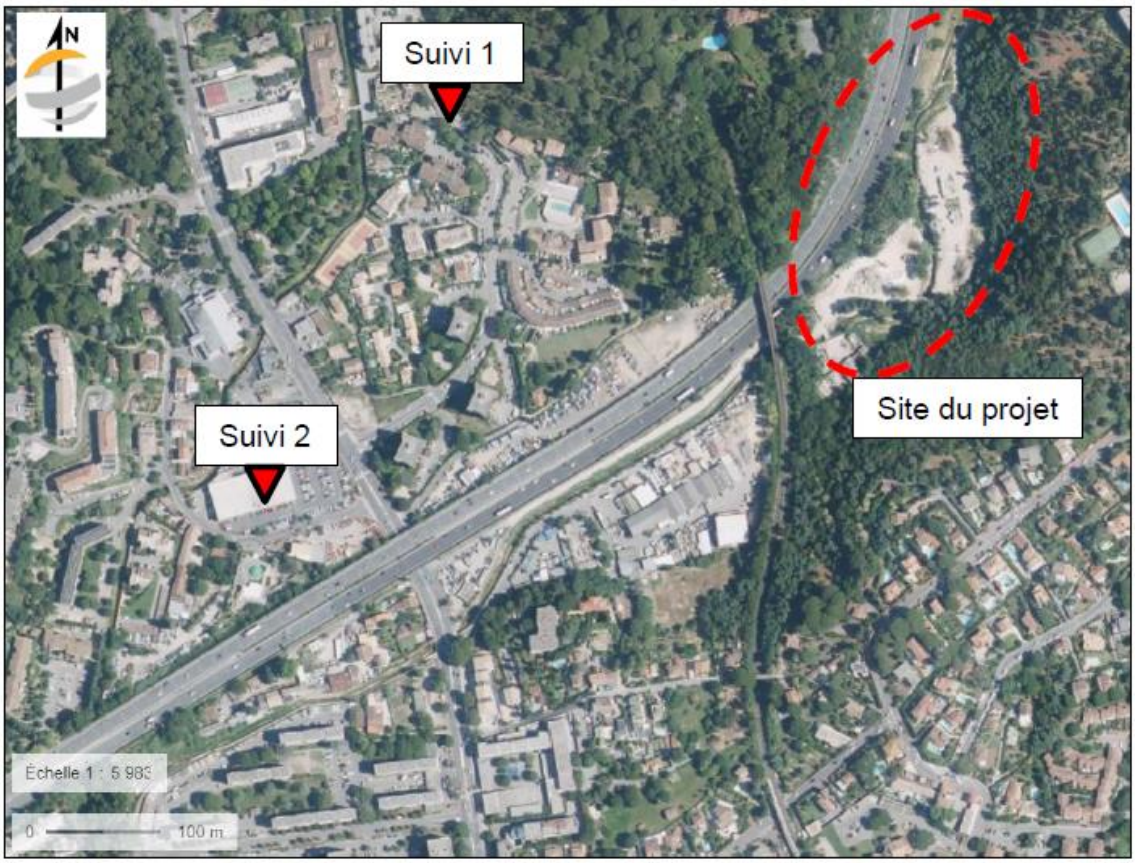


Figure 15 : Localisation des suivis d'archive par Fondasol - Source : Rapport n° PR.06GT.21.0055-DTHY.005

- Remontée de nappe :

D'après la cartographie du BRGM (www.géorisques.gouv.fr), le secteur d'étude est théoriquement situé dans une zone non sujette aux inondations de cave ni aux débordements de nappe (fiabilité forte). Toutefois, le site d'étude est très proche d'une zone potentiellement sujette aux inondations de cave (fiabilité moyenne).

Résultats des investigations in situ

Les niveaux de nappes mesurés in-situ confirment la présence d'une nappe s'écoulant dans les alluvions limono-graveleuses à cailloux et/ou blocs. Pour SC7, ne recoupant pas les alluvions limono-graveleuses, le niveau d'eau est en moyenne 5 m plus bas qu'au droit des autres piézomètres.

Après une période pluvieuse, une nappe superficielle et temporaire d'imbibition peut se créer au sein des remblais surmontant les alluvions.

Estimation des niveaux de nappe de référence

La présente estimation des niveaux EB, EH et EE s'effectue sur la base des premiers relevés de niveau stabilisé effectué par FONDASOL et de données bibliographiques. Les niveaux de nappe estimés seront réévalués à l'issue du suivi piézométrique manuel en cours de 12 mois sur les piézomètres présents sur site.

En première approche, et dans l'attente des résultats du suivi piézométrique en cours, Fondasol propose de retenir, comme estimation de niveaux de référence selon l'EUROCODE 7 (NFP94-261 et NFP94-262), les éléments suivants dans les terrains naturels :

- EB : Niveau quasi permanent correspondant au niveau susceptible d'être dépassé pendant la moitié du temps de référence (50 ans) ;
- EH : Niveau caractéristique correspondant à une période de retour de 50 ans ;
- EE : Niveau accidentel correspondant au niveau des plus hautes eaux connues et/ou prévisibles ou au niveau retenu pour l'inondation des locaux lorsqu'elle est admise pour lequel il doit alors être prévu, dans la structure, un dispositif d'écoulement empêchant l'eau d'exercer une pression plus haut.

D'une manière générale, le niveau des nappes connaît des fluctuations, notamment des remontées qui peuvent dépendre de quatre facteurs :

- Le battement saisonnier ou interannuel de la nappe ; ce paramètre est directement lié à l'intensité de la recharge de la nappe par les précipitations (B) ;
- L'incidence des pompages existants à proximité ou à distance du site (industriels, parkings souterrains, épuisement de fouilles dans le cas de travaux, etc…) qui créent un rabattement artificiel du niveau piézométrique. En cas d'arrêt durable de ces prélèvements, un relèvement (R) du niveau piézométrique se produirait ;
- La transmission d'ondes de crue ou de marée dans l'aquifère à partir de rivière en crue (ou subissant une marée), amortie dans le terrain aquifère, selon la distance à la berge (A) ;
- Dans le cas où les futures infrastructures sont positionnées dans la zone saturée : l'effet barrage noté C.

Le niveau EH théorique de la nappe prévisible à terme peut donc s'exprimer par la formule suivante : **EH = NA + B + R + A + C** où NA correspond au niveau d'étiage de la nappe.

Tableau 8 : Niveaux de nappe retenus - Source : G2AVP

		Zone aval			Zone centrale			Zone amont	
Périodicité	Niveaux d'eau caractéristiques (NF EN 1990/NA)	SC1 (2022)	SC3 (2022)	SC2(2022) SP3(2021)	SP1 (2021)	SC5	SP2 (2021)	SC7	
À définir pour le projet	EE =	17.1	17.2	17.7	x	18.5	18.5	20.5	[NGF]
Période de retour 50 ans	EH =	17.1	17.2	17.7	x	18.0	17.2	18.7	[NGF]
50% du temps de référence (50 ans)	EB =	13.5	13.8	13.5	x	16.2	16.0	12.0	[NGF]

Les niveaux estimés ci-dessus correspondent à des estimations sur la base de données très ponctuelles et d'une mesure piézométrique de niveau stabilisé réalisée à ce jour. Les niveaux de nappe estimés seront réévalués à l'issue du suivi piézométrique de 12 mois. De plus, ces niveaux de référence peuvent néanmoins faire l'objet de variations en fonction d'aléas imprévisibles :

- Aléas naturels : période et intensité de pluie ou de neige exceptionnelle ou de changements climatiques imprévisibles à ce jour ;
- Aléas artificiels : phénomène de drainage ou de réalimentation provoqués par des travaux proches, de futures canalisations, des pompages en sous-sol, la mise en place de réseaux profonds ou de dispositifs d'infiltrations.

- Des écoulements superficiels et temporaires peuvent également avoir lieu dans les remblais en période humide.

Ce qu'il faut retenir…

Tous les ouvrages cuvelés pour ne pas être immergés par les crues de la rivière La Grande Frayère, et les remontées de nappe associées, devront être stabilisés par des dispositifs spécifiques (ajout de poids à l'ouvrage ou ancrages) et devront être conçus et dimensionnés en tenant compte des sollicitations induites par les pressions interstitielles.

2.2.5.4 Incertitudes résiduelles

À ce stade des études AVP, plusieurs incertitudes résiduelles liées au contexte géologique et géotechnique du projet persistent. Un programme d'investigations complémentaires est proposé par la suite afin de lever ces incertitudes.

- **La position du toit du substratum rocheux au droit des ouvrages projetés** : Les investigations ont été très majoritairement réalisées au centre du bassin ou en pied des futurs ouvrages. Au droit des versants sur lesquels les remblais notamment à l'Est du projet s'appuieront, la position du toit du substratum est incertaine. Ceci induit des incertitudes sur les calculs de stabilité et sur les volumes et zones de terrassement au rocher. Des sondages carottés pourraient être envisagés, sinon ces incertitudes doivent être prises en compte dans les études PRO et la prévision des moyens de réalisation.

- **La stabilité et la perméabilité de l'éperon rive droite en continuité du barrage** : Le sondage carotté 2022-SC8 réalisé sur l'éperon rive droite au droit de l'appui du barrage sur celui-ci révèle la présence d'une épaisseur de terrains meubles sur environ 7 m d'épaisseur avant d'atteindre le substratum altéré. Il nous parait nécessaire de réaliser un sondage carotté complémentaire de l'autre côté afin de vérifier la profondeur du rocher mais également de réaliser des essais de perméabilité in-situ afin de vérifier si cette épaisseur de terrain pourrait constituer une zone préférentielle d'érosion (dans le cas où celle-ci ne serait pas purgée).

- **La variabilité des paramètres de cisaillement des sols** : Les investigations montrent des variations de faciès des sols en place (remblais et alluvions), et donc certainement des paramètres de cisaillement. Il est possible que l'ensemble des essais de cisaillement ne soient pas représentatifs de la population globale. Toutefois, les paramètres retenus à ce jour semblent réalistes, et couplés à une étude de sensibilité dans la zone Sud, paraissent satisfaisant au stade G2 AVP.

- **La variabilité de la perméabilité des fondations des ouvrages** : Les investigations montrent des variations de faciès des sols en place (remblais et alluvions), et donc certainement des variations de perméabilité. Un seul essai de perméabilité en place a été réalisé au droit du barrage de fermeture. De plus des essais de perméabilité à l'œdomètre donnent des résultats peu cohérents avec la nature des matériaux rencontrés (bien que reconstitués et recompactés). Des mesures de perméabilité in-situ sont nécessaires afin de vérifier les perméabilités des sols, notamment au droit des fondations des barrages.

- **Le risque d'érosion interne des ouvrages en terre et de ses** fondations : L'érosion interne est le mode de rupture le plus courant pour les ouvrages en remblai sur sol alluvionnaire (CFBR, 2015). La granulométrie des alluvions qui servent de fondation aux barrages les rend sujets au risque d'érosion interne. Toutefois, le risque d'érosion interne dépend également fortement du gradient hydraulique et de la vitesse d'écoulement. De plus, la conception des barrages est un élément important (nature, géométrie, présence de drain, etc.). Au stade de la G2 AVP, l'analyse préliminaire conduit à un risque d'érosion interne possible, mais il n'est pas possible d'aller plus loin dans l'analyse de ce risque. Fondasol rappelle qu'il est recommandé dans le Guide ERINOH Volume 3 d'opter pour une « conception très confortable » pour les barrages écrêteurs de crue vis-à-vis de ce risque. Des essais spécifiques devront être prévus afin de caractériser le risque d'érosion interne, et choisis selon le mécanisme d'initiation le plus probable (suffusion, érosion de conduit, érosion de contact, etc.) et les laboratoires disponibles. Il pourra s'agir par exemple d'essais Contact Erosion Test ou Hole Erosion Test. Le choix de l'essai sera guidé par les recommandations du guide ERINOH volume 1, sachant que certains types d'érosion interne ne sont pas bien reproduits au laboratoire.

- **Le risque de liquéfaction** : L'étude préliminaire faite par corrélation conclut à un risque probable. Afin d'affiner l'analyse, une caractérisation précise devra être regardée au moyen d'investigations complémentaires spécifiques, par exemple avec la réalisation d'essais pénétrométriques statiques (CPT) et/ou dynamiques (SPT). Ce risque doit être levé ou caractérisé à l'issue de la mission G2 PRO du projet.

- **L'aptitude aux traitements des matériaux du site pour réutilisation en remblai** (chaux-ciment et/ou liant hydraulique) : Il serait éventuellement nécessaire de vérifier en G2 PRO les propriétés atteintes par les matériaux après traitement en cas de nécessité constructive (atteinte de perméabilité, prévention de l'érosion interne).

- **L'aménagement existant de l'autoroute A8** : Aucune information n'a été transmise concernant la construction et la fondation du mur en terre-armée et des soutènements en aval. Le principe du soutènement aval n'est pas connu (fiche, tirant, etc.). Les hypothèses prises contraignent les plans de glissement potentiels. Étant donné le profil et les terrains rencontrés sur les sondages SC7 et SP2, il est supposé que le mur en terre armée ait été fondé sur du substratum (F3alt et F3sain). Cette hypothèse contraint fortement les déformations estimées liées à la construction de l'épaulement sur l'ouvrage existant. Cette hypothèse doit être vérifiée par une investigation complémentaire. En effet, il s'agit de vérifier l'origine et la présence du passage sableux, observé sur le sondage 2022-SP2 entre 15 et 17 m de profondeur environ, au sein de la fondation du mur en terre-armée.

2.3 Hydraulique – Hydrologie

On retrouve en annexe 1 du présent AVP le détail de l'hydrologie et des études hydrauliques associées à la conception de l'ouvrage de rétention de Carimaï.

L'annexe de calcul hydraulique a permis de définir les caractéristiques principales du barrage et de sa retenue :

Retenue normale RN	20,60 m NGF
Plus hautes eaux PHE($Q_{p,1000ans}$)	22,11 m NGF
Volume à la RN	70 000 m³

Volume à la PHE	100 000 m³
Pertuis de fond (H x L)	1,5 m x 2,6 m
Longueur évacuateur de crue	65 ml

Phénomène d'embâcles :

La taille importante de l'ouvrage, l'absence d'ouvrages au-dessus de l'évacuateur et la présence d'un piège à embâcles juste à l'amont laisse supposer une bonne résistance face à ce phénomène).

De plus, lors de la réalisation des travaux il est prévu un déboisement de la végétation dans le bassin de l'ouvrage.

2.4 Aménagement PAPI

SUEZ Consulting a réalisé, pour le compte de la CAPL, les études hydrauliques du PAPI sur les territoires de Cannes, Le Cannet et Mandelieu, dont la conception du modèle hydraulique de la Grande Frayère, la Roquebillière et le Devens, depuis l'amont de l'A8 jusqu'à son débouché en mer.

Dans le cadre du PAPI, SUEZ Consulting a ainsi étudié des scénarios de réduction de l'aléa inondation dans le secteur, et la solution de la réalisation d'un bassin d'écrêtement des crues, couplé au recalibrage de la Grande Frayère aval, a ainsi été retenu et défini dans le cadre du programme d'aménagement global.

Cette étude a mené à une première définition de l'aménagement hydraulique de Carimaï, repris ci-dessous :

Bassin de rétention au niveau du Hameau de Carimaï :

1. Création d'un bassin de rétention d'un volume de stockage de 58 000 m³ dans le cas d'un merlon de ceinture collé au remblai ESCOTA et de 54 000 m³ avec un merlon de ceinture décollé du remblai ESCOTA (bande de 4 m laissée libre en pied). Le volume de décaissement est estimé à 29 000 m³.
   Les caractéristiques techniques du barrage seront affinées suite aux études géotechniques qui seront lancées, en conformité avec les contraintes imposées par la présence proche de l'A8 et de la voie ferrée : tassements différentiels, étanchéité, … Le choix de l'ouvrage, à savoir remblai en terre avec noyau étanche ou barrage poids béton sera choisi en fonction de ces contraintes.
2. Le pertuis de fuite est composé d'une ouverture cadre béton de 4 m de large et est équipé de batardeaux permettant de régler la hauteur d'ouverture afin d'optimiser le débit de fuite après retour d'expérience. La hauteur initiale du pertuis est de 0,75 m.
3. Le barrage en remblai est doté d'une pente de 3H/1V sur le parement aval pour une largeur en crête de 4 m. Le parement amont est doté d'une pente de 2H/1V. Le coursier est composé de marches béton permettant de dissiper l'énergie de l'écoulement en cas de surverse. La hauteur du remblai par rapport au TN est de 6,5 m.
4. La surverse de sécurité est située à 5 m de haut permettant de déverser sur une largeur de 90 m à la cote de 19 m NGF. La surverse permet au maximum de faire passer un débit exceptionnel de 120 m³/s. La revanche prévue pour une crue exceptionnelle est de 50 cm. Le bassin est déversant pour les crues d'occurrences supérieures à cent ans.
5. Confortement du remblai au droit de l'autoroute.

2.5 ESCOTA (Vinci Autoroutes)

Les données recueillies auprès d'ESCOTA sont les suivantes :

- Emprise du DPAC (Domaine Public Autoroutier Concédé) ;

- Plans d'archive du mur de soutènement de l'A8 en terres armées datant de 1989 (plans PROJET avant construction, aucun donnée géotechnique).

Une réunion de présentation du projet ainsi qu'une visite de terrain commune en présence d'ESCOTA et de la CAPL a eu lieu le 18/02/2022. Le compte-rendu de cette réunion figure en annexe 2 du présent rapport.

Un second échange a été organisé le 29/09/2023 afin de présenter à ESCOTA les interfaces entre le projet et leurs ouvrages. ESCOTA a notamment précisé qu'il est nécessaire de demander :

- Une convention d'occupation temporaire du DPAC sur la partie aval au droit du barrage (emprise nécessaire pendant les travaux, aucun impact sur le DPAC en phase définitive). Dans la convention, ESCOTA détaillera les prescriptions particulières à suivre en phase chantier, il sera notamment demandé une continuité dans l'étanchéité entre le DPAC et le chantier après la dépose de la clôture (absence de passage humains/animaux vers le DPAC).

- Une convention d'occupation définitive du DPAC au droit de l'épaulement de l'A8.

Le maitre d'ouvrage devra également fournir à ESCOTA, pour approbation, un dossier technique explicitant l'absence d'impact du projet sur le fonctionnement hydraulique actuel du talus de l'A8. Ce dossier sera élaboré sur la base du rapport PRO.

2.6 SNCF

Les données recueillies auprès de la SNCF sont les suivantes :

- Plan de l'ouvrage SNCF : fondations sur pieux

Ces plans correspondent à l'ouvrage original datant des années 1960. Ce viaduc a vraisemblablement été modifié à la suite de l'élargissement de l'A8 en 1989 (rajout de 2 voies). Les derniers plans n'ont pu être recueillis.

- Synoptique du projet de drainage pluvial de la voie ferrée : À la suite de désordres constatés sur les talus de la voie ferrée (au sud-est du projet), un projet de création d'un réseau de drainage pluvial des talus est à l'étude par la SNCF.

Une réunion s'est tenue le 13 juillet 2023 afin d'aborder les sujets suivants :

- L'emprise foncière : la CAPL a demandé l'acquisition d'une partie de la parcelle 255 afin de pouvoir construire l'ouvrage. SAFEGE a demandé si la SNCF a besoin de circuler en pied de leur remblai. **La SNCF a donné une réponse positive pour la cession de la parcelle nécessaire.**

- Les contraintes en phase chantier liées à la proximité des ouvrages SNCF : Les travaux ont lieu à proximité de l'ancien pont, ce qui n'induit pas de contraintes nécessitant une intervention de la SNCF.

- Le projet de drainage des eaux pluviales du remblai SNCF a été transmis le 02 novembre 2023. Le principe de l'aménagement est présenté ci-après.

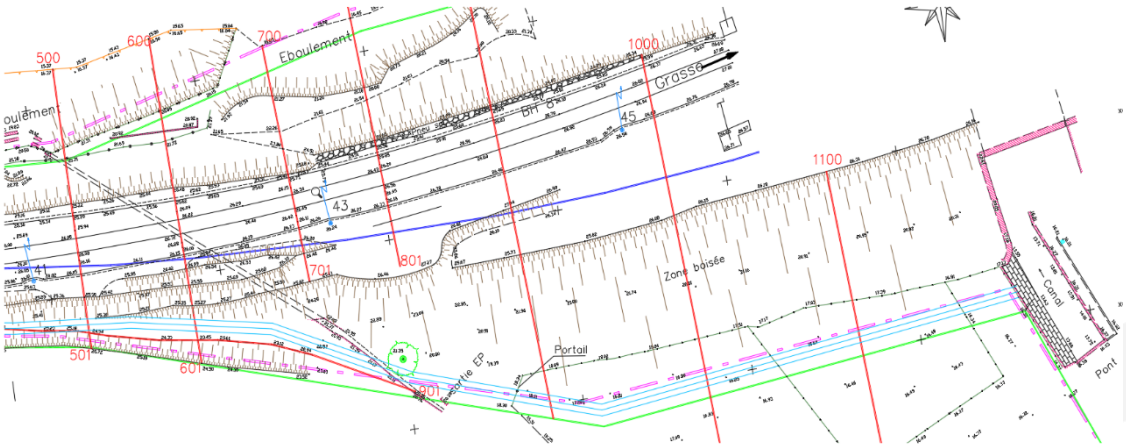
  Il s'agit de la création d'un fossé revêtu de 0,30 m de largeur en fond et 0,30 m de profondeur avec des pentes de talus à 3H/2V. Ce fossé capte un bassin versant naturel de Q_{10}=0,14 m³/s et Q_{100}=0,20 m³/s.



Figure 16 : Schéma de principe de l'implantation du fossé - Source : SNCF mail du 26.07.2023

La SNCF a fourni en Novembre 2023 :

- Un plan niveau AVP du tracé du fossé avec une coupe type.



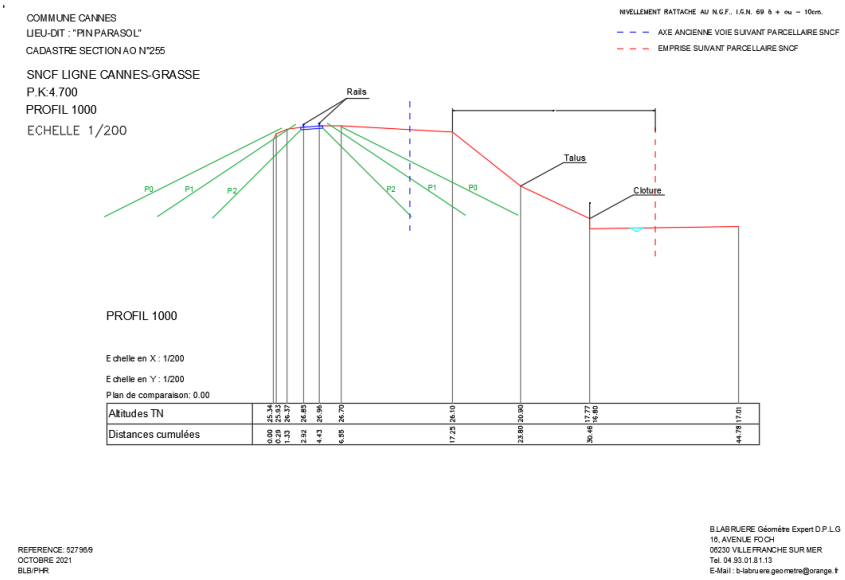


Figure 17 : Plan d'implantation et Coupe type avec fosse de drainage - Source : SNCF mail du 02.11.2023

Ce projet a été intégré sur les plans AVP de nos ouvrages (cf. ci-dessous) :

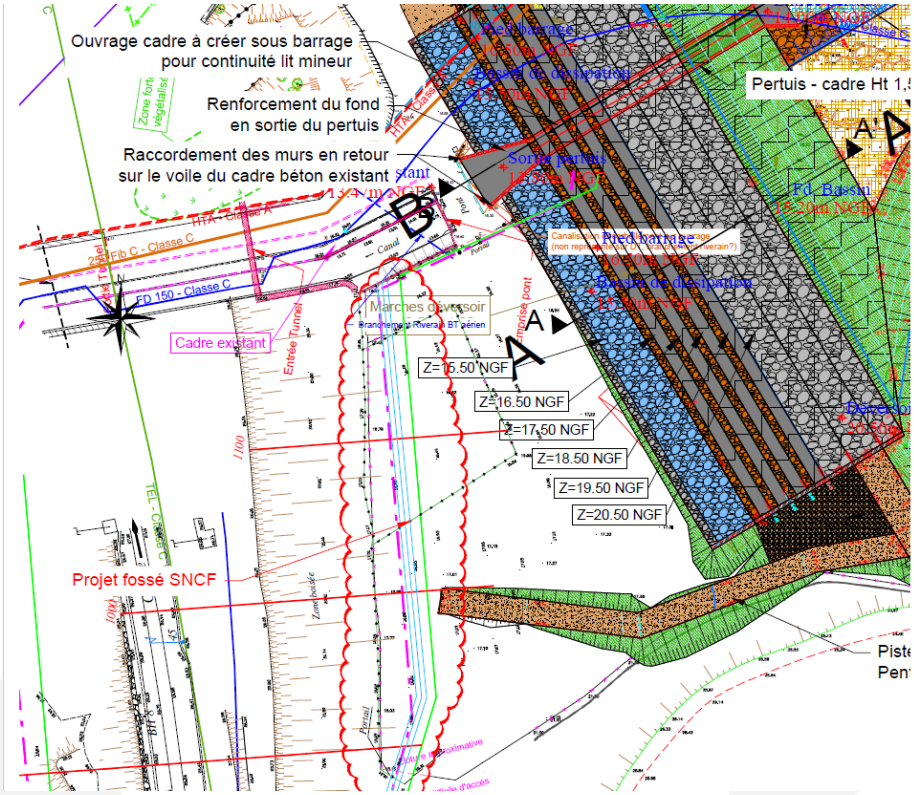


Figure 18 : Intégration du fossé SNCF sur les plans AVP – Source : Suez Consulting

Cet extrait de plan confirme qu'il n'y a pas d'impact significatif sur notre aménagement. Seule la rampe d'accès au barrage devra être légèrement redessinée dans sa partie basse en phase PRO pour prise en compte du tracé du fossé

Il a également été précisé par la SNCF :

- Une planification des travaux sur 2025.
- Un besoin de curage avec une pelle araignée pour l'exploitation du fossé.

Ce qu'il faut retenir…

Au regard des éléments fournis par la SNCF, le projet de création d'un fossé de drainage ne va pas intercepter l'ouvrage de retenue du bassin de Carimaï. L'exutoire du fossé se situe à l'aval du barrage.

2.7 Environnement - Réglementaire

Les données transmises par la CAPL sont les suivantes :

- Pré-diagnostic écologique au lieu-dit Carimaï réalisé par Biotope en juillet 2021 ;
- Diagnostic environnemental initial et étude historique réalisé par ERG environnement en août 2021 ;
- Dossier de dérogation au titre de l'article L411-2 du Code de l'Environnement ;
- Un dossier d'inventaire faune/flore sur l'ensemble du territoire SIFRO réalisé en 2016 ;
- Une analyse environnementale réalisé par Biotope en octobre 2019 dans le cadre du PAPI.

Un dossier d'examen au cas par cas a été déposé sur la base de ces données et de l'étude préliminaire. L'instruction de ce dernier a conduit à la publication de l'arrêté n°AE-F09323P0130 du 5 juillet 2023 prescrivant la réalisation d'une évaluation environnementale.

3. RECENSEMENT ET ANALYSE DES CONTRAINTES

3.1 Contraintes liées à l'environnement du projet

L'ouvrage de rétention se situe sur un site contraint entre les remblais et ouvrages de l'autoroute A8, ceux de la voie SNCF, les pans de collines présentant par endroit des affleurements rocheux et pans verticaux.

La vue en plan ci-dessous localise les principaux ouvrages composant le site.

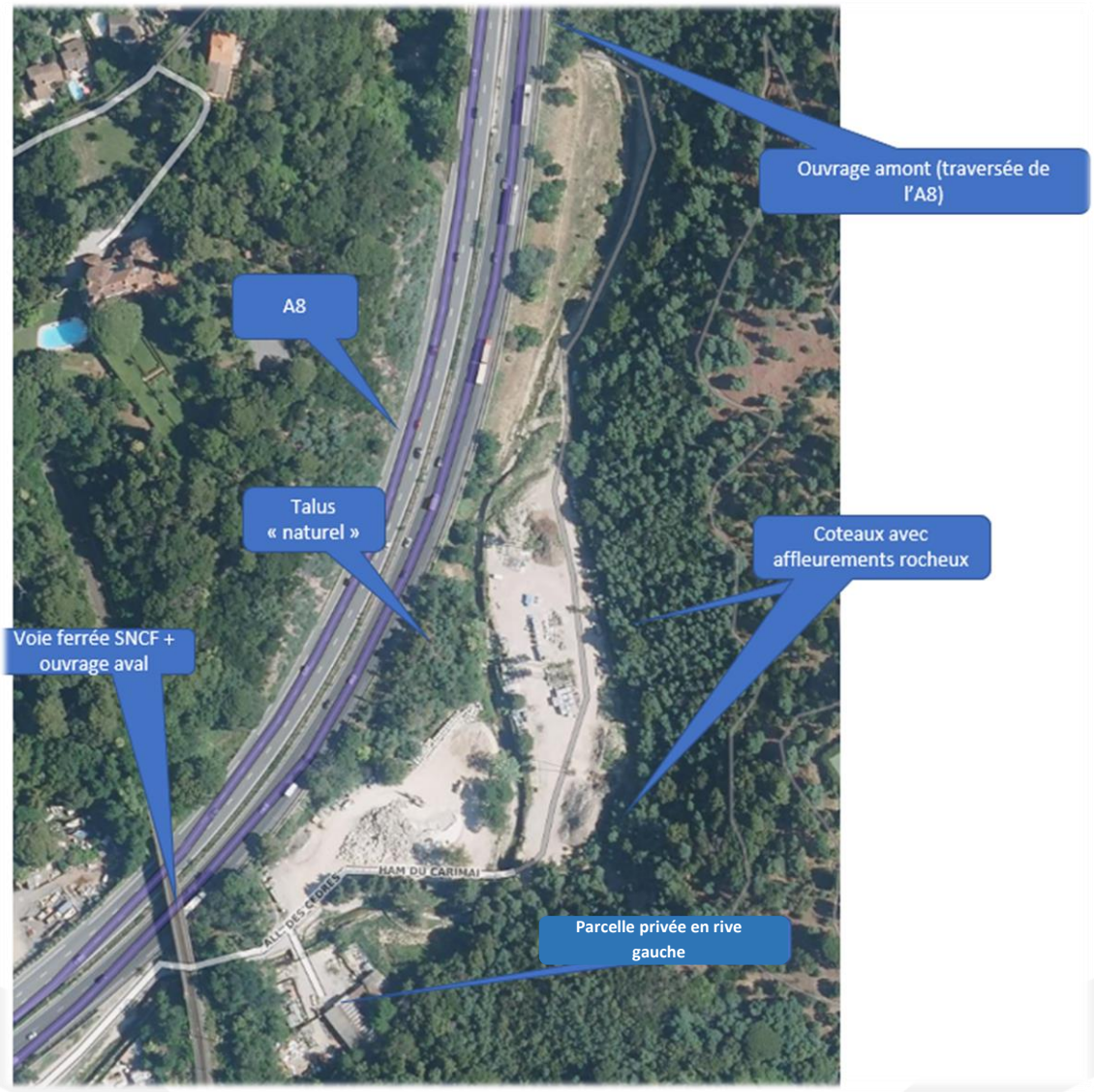


Figure 19 : vue en plan générale - environnement du projet

3.2 Contraintes topographiques

3.2.1 Topographie du site

Afin d'étudier la topographie du site, les courbes de niveau issu de la banque de données du SHOM (LITTO3D) ont été utilisées.

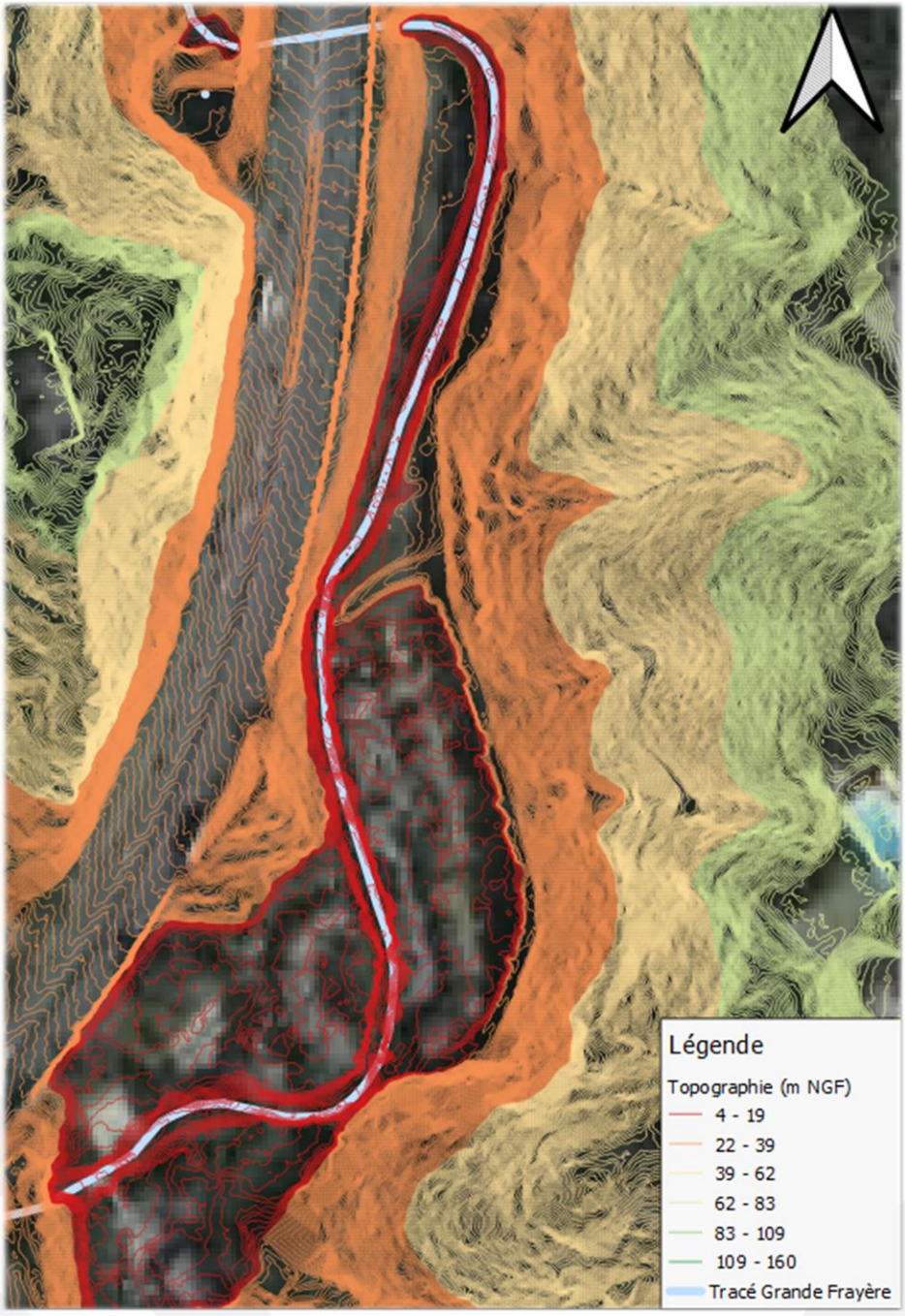


Figure 20 : Topographe du site

La topographie du site se traduit par une vallée de cours d'eau très encaissée, avec les niveaux caractéristiques suivants :

- Fil d'eau de la Grande Frayère : 18,2 m NGF (amont) à 13.5 m NGF (aval) environ, ;
- Niveau des voies de l'A8 : 34.3 m NGF (amont) à 22.4 m NGF (aval) ;
- Pente des talus des coteaux Est : environ 1H/1V en partie inférieure ;
- Fil d'eau de la face aval de l'ouvrage traversant l'A8 : 18,19 m NGF ;
- Fil d'eau de l'entrée de l'ouvrage cadre passant sous le remblai SNCF : 13,52 m NGF.

Le cours d'eau de la Grande Frayère a une profondeur d'environ 2 à 3 m par rapport au terrain naturel de part et d'autre de ces rives.

3.2.2 Talwegs

Des talwegs se rejettent actuellement dans l'emprise du futur bassin de retenue.

Un talweg sur le linéaire amont du bassin, arrivant depuis la falaise en rive gauche.

Un second talweg semble également trouver son exutoire au droit de l'appui rive gauche du barrage.

A noter

Ces deux talwegs devront faire l'objet d'un levé topographique d'ici la phase PRO afin de les localiser précisément et les intégrer au projet.

3.3 Contraintes foncières

3.3.1 Localisation des contraintes foncières

La cartographie ci-dessous permet de localiser l'ouvrage projeté vis-à-vis :

- Des parcelles cadastrales ;
- De l'emprise du DPAC transmis par ESCOTA.

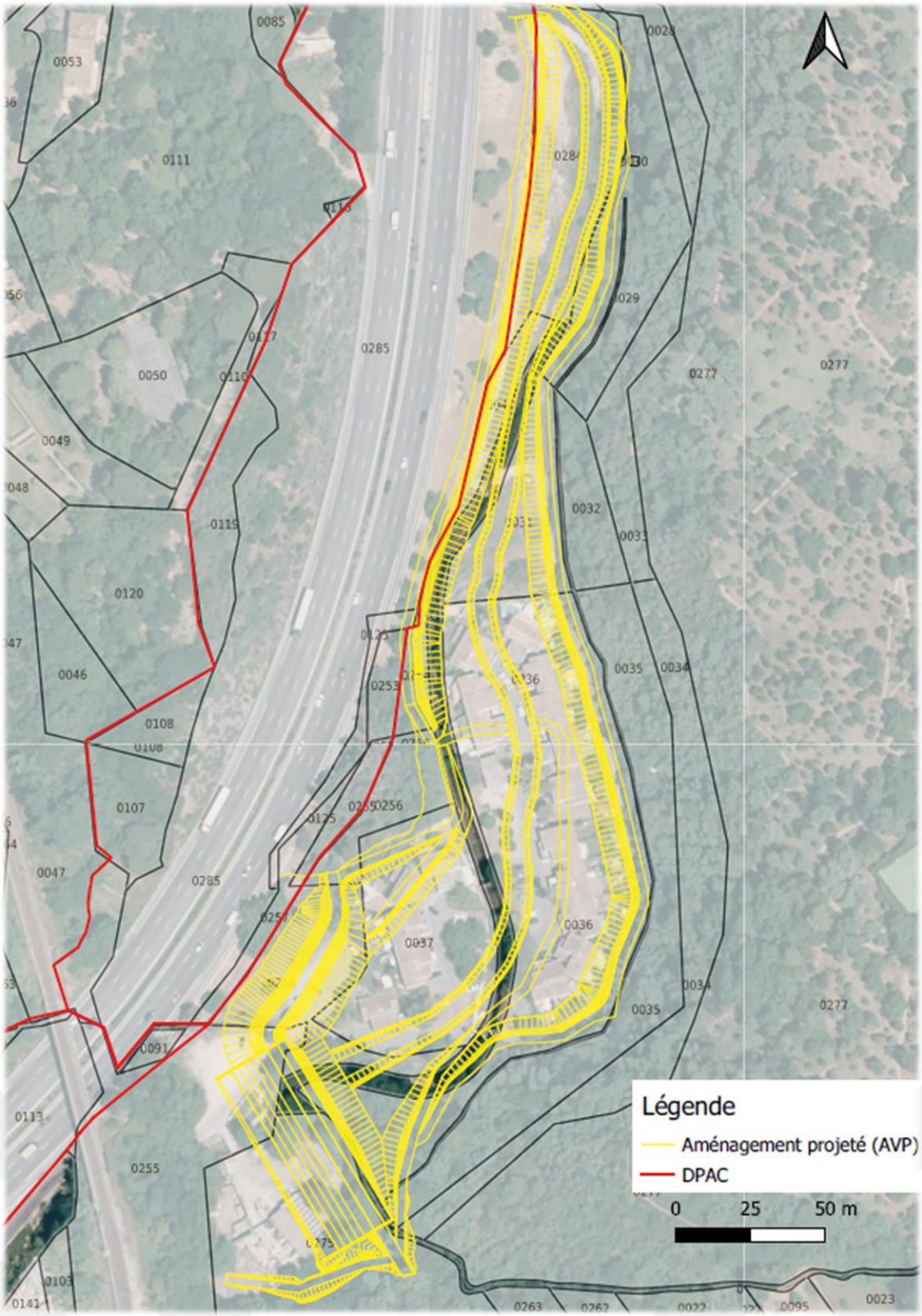


Figure 21 : Contraintes foncières

Le tableau ci-dessous résume l'analyse foncière menée sur le projet :

Tableau 9 : Analyse foncière du projet

N° parcelle	Commune	Propriétaire	Interface projet
AO255	Cannes	**SNCF**	Ouvrage déversant et bassin de dissipation
AO275	Cannes	Parcelle privée GUIFFRAY	Ouvrage déversant et bassin de dissipation
AC29	Le Cannet	Commune du Cannet *Classée comme « Rétrocession réalisée, acquis par l'Etat » par Escota*	Soutènement de la partie inférieure des côteaux Est
AC31	Le Cannet	Société Azur Mimosas	Fond de retenue + soutènement coteaux Est
AC34	Le Cannet	Etat (Direction de l'Immobilier de l'Etat)	Soutènement de la partie inférieure des côteaux Est (emprise réduite)
AC35	Le Cannet	Ville de Cannes (bailleur)	Soutènement de la partie inférieure des côteaux Est (emprise réduite)
AC36	Le Cannet	Ville de Cannes (bailleur)	Fond de retenue
AC37	Le Cannet	Ville de Cannes (bailleur)	Fond de retenue
AC41	Le Cannet	Ville de Cannes (bailleur)	Soutènement talus Ouest
AC254	Le Cannet	Ville de Cannes (propriétaire)	Soutènement talus Ouest
AC256	Le Cannet	Ville de Cannes (propriétaire)	Soutènement talus Ouest
AC258	Le Cannet	Comptoirs DELHOM et CONTE STE	Digue talus Ouest
AC284	Le Cannet	Commune du Cannet *Classée comme « Rétrocession réalisée, acquis par l'Etat » par Escota*	Fond de retenue + soutènement talus
AC285	Le Cannet	Emprise du DPAC	Soutènement de la partie inférieure du remblai Escota (linéaire concerné 200 m environ)
AC286	Le Cannet	Commune du Cannet	Partie amont de la retenue – soutènement coteaux Est

N° parcelle	Commune	Propriétaire	Interface projet
AC287	Le Cannet	ESCOTA	Partie amont de la retenue – soutènement coteaux Est

3.3.2 Interfaces ESCOTA

ESCOTA opère dans l'emprise d'un Domaine Public Autoroutier Concédé (DPAC) par l'Etat. Lors de la réunion de présentation/concertation avec les Services d'ESCOTA, ces derniers ont alerté sur le possible empiètement du projet avec l'emprise du DPAC : en cas de superposition avec cette emprise, des processus de validation très longs sont à engager avec la DGITM par le Maître d'Ouvrage, afin d'obtenir les autorisations nécessaires.

La parcelle faisant partie du DPAC d'ESCOTA est la AC 285, qui inclue le remblai autoroutier jusqu'à une cote inférieure de 17 m NGF environ. Le tronçon nord du projet, constituant l'épaulement des talus enherbé d'ESCOTA, se situe dans l'emprise du DPAC.

Les procédures d'autorisation à engager sont détaillées au chapitre 2.5.

A noter

Dans le scénario retenu par la CAPL, la largeur de la bande de délaissé entre le pied du mur ESCOTA et le pied de talus du barrage est supérieure à 10 m.

3.3.3 Régularisation avec SNCF

Les premiers retours des Services SNCF évoquent une validation du projet par leurs services Ouvrages à l'issue de la phase AVP.

3.3.4 Acquisition foncière

Le tableau ci-dessous résume les terrains restants à acquérir.

N° parcelle	Commune	Propriétaire	Interface projet	Statut
AO255	Cannes	**SNCF** *En cours d'acquisition avec servitude de passage*	Ouvrage déversant et bassin de dissipation	Privé
AO275	Cannes	Parcelle privée GUIFFRAY	Ouvrage déversant et bassin de dissipation	Privé
AC29	Le Cannet	Commune du Cannet *Classée comme « Rétrocession réalisée, acquis par l'Etat » par ESCOTA*	Soutènement de la partie inférieure des côteaux Est	Public

N° parcelle	Commune	Propriétaire	Interface projet	Statut
AC31	Le Cannet	Société Azur Mimosas	Fond de retenue + soutènement coteaux Est	Privé
AC34	Le Cannet	Etat (Direction de l'Immobilier de l'Etat)	Soutènement de la partie inférieure des côteaux Est (emprise réduite)	Public
AC35	Le Cannet	Ville de Cannes (bailleur)	Soutènement de la partie inférieure des côteaux Est (emprise réduite)	Public
AC36	Le Cannet	Ville de Cannes (bailleur)	Fond de retenue	Public
AC37	Le Cannet	Ville de Cannes (bailleur)	Fond de retenue	Public
AC41	Le Cannet	Ville de Cannes (bailleur)	Soutènement talus Ouest	Public
AC254	Le Cannet	Ville de Cannes (propriétaire)	Soutènement talus Ouest	Public
AC256	Le Cannet	Ville de Cannes (propriétaire)	Soutènement talus Ouest	Public
AC258	Le Cannet	Comptoirs DELHOM et CONTE STE	Digue talus Ouest	Privé
AC284	Le Cannet	Commune du Cannet *Classée comme « Rétrocession réalisée, acquis par l'Etat » par ESCOTA*	Fond de retenue + soutènement talus	Public
AC285	Le Cannet	Emprise du DPAC	Soutènement de la partie inférieure du remblai Escota (linéaire concerné 200 m environ)	Escota - DPAC
AC286	Le Cannet	Commune du Cannet	Partie amont de la retenue – soutènement coteaux Est	Public
AC287	Le Cannet	ESCOTA	Partie amont de la retenue – soutènement coteaux Est	ESCOTA

Concernant les acquisitions foncières privées :

- **AC31 : totalité de la parcelle concernée**
- **AC258 : totalité de la parcelle concernée**
- **AO275** : Privée (Guiffray) : en cours d'acquisition par la CAPL.

3.4 Contraintes réglementaires – environnementales

3.4.1 Sensibilité du milieu

La présente étude a fait l'objet d'une note de cadrage réglementaire au stade de la faisabilité.

Le projet d'aménagement a ainsi fait l'objet d'une analyse de synthèse des sensibilité et enjeux du milieux, et de leurs liens avec le projet.

Les travaux envisagés sont destinés à réduire la vulnérabilité de la zone aux risques d'inondation. De fait, les enjeux liés aux masses d'eau superficielle sont donc forts.

Les autres enjeux identifiés sur le site prévu pour le projet concernent le milieu naturel et le paysage.

En effet, bien que le projet soit relativement éloigné des zones naturelles protégées et inventoriées, il s'inscrit dans un contexte naturel sensible, ce que confirment les études naturalistes conduites : **présence de la Consoude bulbeuse et de zones de frayères**.

Le projet est par ailleurs inclus dans le site inscrit « Bande côtière de Nice à Théoule ».

Les enjeux relatifs au milieu naturel et au paysage devront être pris en compte dans le projet dès les études de conception, afin d'aboutir au projet de moindre impact environnemental.

3.4.2 Analyse réglementaire

La CACPL déposera un dossier de **Demande d'Autorisation Environnementale** (DAE) au titre de la Loi sur l'Eau conformément à l'article R214-32 du code de l'environnement qui inclura :

- Un volet Loi sur l'Eau (le projet étant soumis à Autorisation), comprenant :
  - Une évaluation environnementale prescrite à la suite de l'examen au cas par cas,
  - Une étude de danger vis-à-vis de la rubrique 3.2.6.0. ;
  - Les documents réglementaires prescrits dans la rubrique 3.2.5.0 ;
  - Un volet autorisation de défrichement ;
  - Une Déclaration d'Intérêt Général, le cas échéant ;
- Un volet Natura 2000, sous forme d'évaluation simplifiée compte tenu de la distance des sites par rapport au projet.
- Un volet dérogation à la destruction d'espèces protégées.

En plus de la DAE, le recours à la Déclaration d'Utilité Publique (**DUP**) pourrait être nécessaire afin d'assurer la maîtrise foncière de l'opération.

Le dossier à constituer comprend notamment le document d'incidence (étude d'incidence ou d'impact) du projet, accompagnée de l'évaluation simplifiée Natura 2000 et le cas échéant un dossier de mise en compatibilité du PLU. Parallèlement à la procédure de DUP, une enquête parcellaire est réalisée nécessitant la constitution d'un Dossier d'Enquête Parcellaire.

Le futur ouvrage générant une rétention temporaire des eaux, il est susceptible de faire l'objet d'une servitude s'il induit une sur-inondation de terrains de tiers. Le cas échéant, son institution nécessite un dossier rédigé conformément à l'article R211-97 et qui sera soumis à enquête publique.

En parallèle, l'aménagement nécessite un **Permis d'Aménager ou une Déclaration de Projet** incluant **l'autorisation de travaux en site inscrit**.

→ L'ensemble de ces procédures implique la tenue d'une **Enquête Publique conjointe** : pour l'Autorisation Environnementale, la Déclaration d'Utilité Publique le cas échéant avec l'Enquête Parcellaire, l'établissement d'une servitude.

En amont du dépôt des dossiers et en parallèle des études de conception, **une participation du public** pourrait être demandée au titre du Code de l'environnement si le projet est soumis à étude d'impact.

3.4.3 Etudes et démarches préalables

Les études et démarches préalables nécessaires à la réalisation de l'étude d'impact et des dossiers sont :

- Inventaires faune, flore, habitat dans l'emprise du projet. Cette analyse devra inclure une délimitation des zones humides et l'identification des zones de frayères ou d'alimentation de la faune piscicole, des crustacés et des amphibiens ;
- Etude hydraulique nécessaire à l'établissement de l'étude de dangers (rubrique 3.2.6.0.) permettant d'évaluer la performance de l'ouvrage en termes d'écrêtement des crues. Conformément à l'article R214-116 IV relatif aux aménagements hydraulique, l'étude de danger :
  - Quantifie la capacité de l'ouvrage à réduire l'effet des crues en fonction des conditions d'exploitation ;
  - Identifie le périmètre bénéficiant de manière notable des effets de l'aménagement ;
  - Justifie le dimensionnement des ouvrages ainsi que leurs moyens d'entretien et de surveillance au regard du niveau de protection qu'ils apportent (en termes de volume et débit écrêté) ;
  - Indique les dangers résiduels associés aux événements supérieurs au niveau de protection ainsi que l'adéquation des moyens humains et de l'organisation qui sont mis en place par le gestionnaire de l'aménagement hydraulique :
    - Pour garantir dans le temps la protection qui est apportée par l'aménagement hydraulique ;
    - Pour s'informer auprès des services compétents en matière de prévision et d'annonce de crues et de tempêtes ;
    - Pour alerter sans délai les autorités qui sont compétentes pour la mise en sécurité préventive des personnes.
- Etat initial de la qualité des eaux superficielles permettant le diagnostic et la définition des moyens opérationnels de gestion du risque de pollution ;
- Diagnostic paysager en site inscrit afin d'évaluer la perception paysagère du projet au sein du site inscrit (incluant la réalisation de photomontages) ;

- Sollicitation du service forestier de la DDTM 06 pour la caractérisation de l'état boisé des parcelles ;
- Présentation des travaux pour avis auprès de l'Architecte des Bâtiments de France ;
- Concertation avec les services urbanismes de commune du Cannet et de l'intercommunalité afin de s'assurer de la cohérence du projet de PLU et de l'aménagement envisagé.
- Concertation avec ESCOTA et SNCF.

3.4.4 Rubriques Loi sur l'Eau visées par le projet

Le cadrage réglementaire du projet a été présenté à la DDTM 06 le 14/04/2023. Les rubriques Loi sur l'Eau présentées ci-dessous ont été confirmées lors de cette réunion.

Le projet est soumis à autorisation environnementale au titre de la Loi sur l'Eau pour les rubriques :

- **Rubrique 3.2.6.0.** Ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et les submersions :
  - Système d'endiguement au sens de l'article R. 562-13 (A) ;
  - **Aménagement hydraulique au sens de l'article R. 562-18 (A).**

Le bassin projeté constitue un aménagement hydraulique avec un barrage de classe C. Il a pour but de retenir les eaux provisoirement et de diminuer l'exposition du territoire au risque d'inondation, le volume global maximal pouvant être stocké sera supérieur à 70 000 m3.

- **Rubrique 3.1.2.0.** Installations, ouvrages, travaux ou activités conduisant à la modification du profil en long ou du profil en travers du lit mineur d'un cours d'eau, à l'exclusion de ceux visés à la rubrique 3.1.4.0, ou conduisant à la dérivation d'un cours d'eau :
  - **1° Sur une longueur de cours d'eau supérieure ou égale à 100 m (A)** ;
  - 2° Sur une longueur de cours d'eau inférieure à 100 m (D).

Le profil en long et le profil en travers de la Grande Frayère seront modifiés par la mise en œuvre du bassin. La longueur de la modification est estimée à près de 600 m. Il est prévu le maintien du cours d'eau via des buses et des merlons fusibles.

- **Rubrique 3.1.5.0.** Installations, ouvrages, travaux ou activités, dans le lit mineur d'un cours d'eau, conduisant à la destruction de frayères, de zones de croissance ou de zones d'alimentation de la faune piscicole, des crustacés et des batraciens, ou dans le lit majeur d'un cours d'eau, conduisant à la destruction de frayères de brochet :
  - **1° Destruction de plus de 200 m² de frayères (A) ;**
  - 2° Dans les autres cas (D).

D'après les inventaires réalisés par Biotope en 2022, les surfaces favorables pour la frayère sont très faibles. Néanmoins, le projet engendrera des déblais sur toute la zone et donc destruction de l'ensemble du cours d'eau actuel. Ainsi, l'autorisation est visée.

- **Rubrique 3.3.1.0.** Assèchement, mise en eau, imperméabilisation, remblais de zones humides ou de marais, la zone asséchée ou mise en eau étant :
  - 1° Supérieure ou égale à 1 ha (A) ;
  - **2° Supérieure à 0,1 ha, mais inférieure à 1 ha (D).**

- **Rubrique 1.1.1.0.** Sondage, forage, y compris les essais de pompage, création de puits ou d'ouvrage souterrain, non destiné à un usage domestique, exécuté en vue de la recherche ou de la surveillance d'eaux souterraines ou en vue d'effectuer un prélèvement temporaire ou permanent dans les eaux souterraines, y compris dans les nappes d'accompagnement de cours d'eau (D).

D'après les premiers retours des investigations géotechniques, la nappe se situe à une profondeur de 3 m sous le terrain naturel. L'objectif étant de déplacer le cours d'eau de la Grande Frayère, il est très probable que la nappe d'accompagnement sera rencontrée durant les terrassements. Ainsi, un pompage sera mis en place pour assécher les fouilles.

- **Rubrique 2.2.1.0.** Rejet dans les eaux douces superficielles susceptible de modifier le régime des eaux, à l'exclusion des rejets mentionnés à la rubrique 2.1.5.0 ainsi que des rejets des ouvrages mentionnés à la rubrique 2.1.1.0, la capacité totale de rejet de l'ouvrage étant supérieure à 2 000 m^3/ j ou à 5 % du débit moyen interannuel du cours d'eau (D).

Les eaux pompées pour travail à sec dans le cours d'eau proviendront des fouilles. Elles seront rejetées après décantation et filtration. Le régime des eaux ne sera pas modifié. La rubrique n'est pas visée.

- **Rubrique 2.2.3.0.** Rejet dans les eaux de surface, à l'exclusion des rejets réglementés au titre des autres rubriques de la présente nomenclature ou de la nomenclature des installations classées annexée à l'article R. 511-9, le flux total de pollution, le cas échéant avant traitement, étant supérieur ou égal au niveau de référence R1 pour l'un au moins des paramètres qui y figurent (D).

Les eaux pompées pour travail à sec dans le cours d'eau proviendront des fouilles. Elles seront rejetées après décantation et filtration. Le flux de pollution sera le même que le cours d'eau. La rubrique n'est pas visée.

La hauteur de l'ouvrage, le volume de sa retenue et les enjeux en aval implique le classement du barrage en classe C. Par conséquent, la rubrique suivante s'applique en complément de celles identifiées ci-avant :

- **Rubrique 3.2.5.0**. Barrage de retenue et ouvrages assimilés relevant des critères de classement prévus par l'article R. 214-112 (A).

3.5 Contraintes géotechniques

Les risques reconnus sur le site du projet sont donnés par le tableau suivant :

Risques	Aléa/ sensibilité
Inondations	Terrain situé en zone rouge (aléa fort) selon le zonage réglementaire du PPR inondation

Risques	Aléa/ sensibilité
Remontées de nappe	Terrain situé en zone potentiellement sujette aux inondations de cave – (fiabilité moyenne)
Retrait – gonflement des sols argileux	Aléa moyen
Cavités	Pas de cavité recensée dans un rayon d'un kilomètre en périphérique de la zone d'étude
Mouvement de terrain	2 éboulements sont recensés à moins d'un kilomètre de la zone d'étude et dans les mêmes formations géologiques
Risque sismique	Zone de sismicité 3 (modérée)
Rayonnements ionisants (décret n° 2002-460 du 4 avril 2002) - Radon	Potentiel fort (catégorie 3)

3.6 Contraintes liées au remblai autoroutier – ESCOTA

Le projet d'aménagement du bassin de Carimaï doit sa complexité notamment à l'interaction du futur ouvrage avec le remblai autoroutier de l'A8.

Les principaux enjeux sont rappelés ci-dessous :

- La connaissance structurelle de l'ouvrage A8, construit tantôt en remblais d'apport, tantôt en déblais selon l'analyse historique et topographique.
- L'évaluation des interactions / sollicitations entre les remblais existants et projetés, vis-à-vis :
  - Des risques de tassements induits,
  - Des risques d'écoulement / d'infiltration d'eaux (nécessité d'une étanchéité ou non sur les ouvrages construits),
- L'influence du niveau de stockage sur les remblais autoroutiers (notamment au droit de l'ouvrage amont)

3.6.1 Analyse historique



Figure 22 : vue aérienne – 1959 // vue aérienne 1965

La comparaison de ces deux photos montre le déplacement du tracé du cours de la Grande Frayère lors de la construction de l'autoroute en partie Nord : le lit de la Frayère a été « décalé » du Nord au Sud.

Après analyse de la topographie du site, les zones de construction déblais / remblais peuvent être supposées :

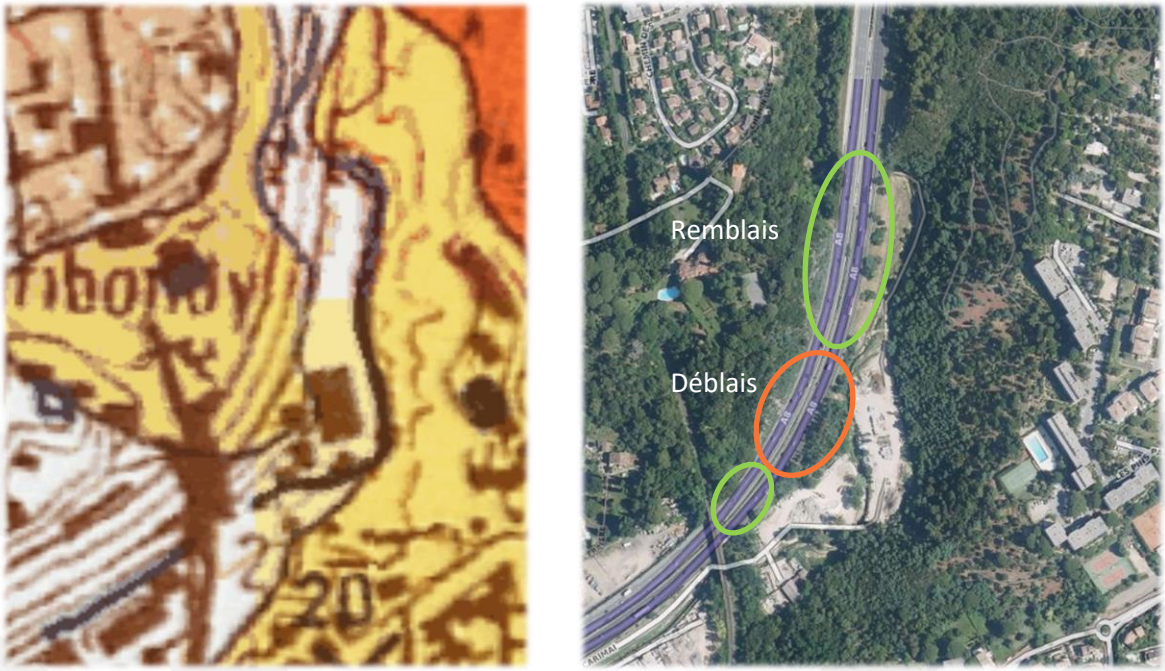


Figure 23 : zones de déblais / remblais de construction de l'A8

La partie centrale de l'autoroute semble avoir été creusée dans la falaise de gneiss.

3.6.2 Nature du remblai ESCOTA

Le remblai ESCOTA peut se décomposer en trois tronçons homogènes :

Tronçon amont - Remblai « nord » de l'A8, composé :

- D'un mur en terres armées vertical d'une hauteur d'environ 5m
- D'une partie inférieure en talus enherbé, d'une hauteur d'environ 2 m
- De soutènement de la rive droite de la Grande Frayère :
- Vertical type caisson Armco sur 85 ml environ (là où le cours d'eau est proche du remblai autoroutier)
- En enrochements sur environ 1 m de haut sur le reste du linéaire
- Le niveau du sommet du mur est entre 27.7 à 34 m NGF

Tronçon – talus central :

- Talus naturel végétalisé, avec présence de restanques et mur en enrochements, penté à environ 3H/2V, sur une hauteur totale de 16 m environ.

Tronçon aval - Remblai « sud » de l'A8, composé :

- D'un mur en terres armées vertical d'une hauteur d'environ 5 m
- D'une partie inférieure en talus enherbé, d'une hauteur d'environ 2 m
- Le niveau du sommet du mur est entre 22 à 25 m NGF

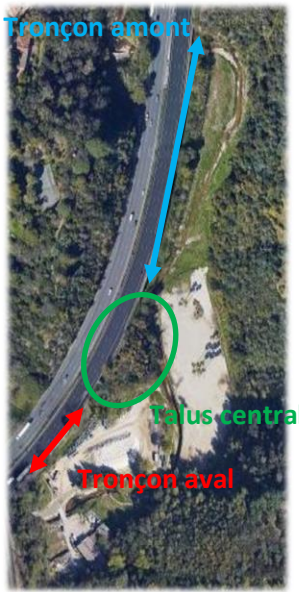


Figure 24 : Tronçons remblai ESCOTA

Les plans recueillis montrent bien l'interruption du mur en terres armées au niveau du talus central :

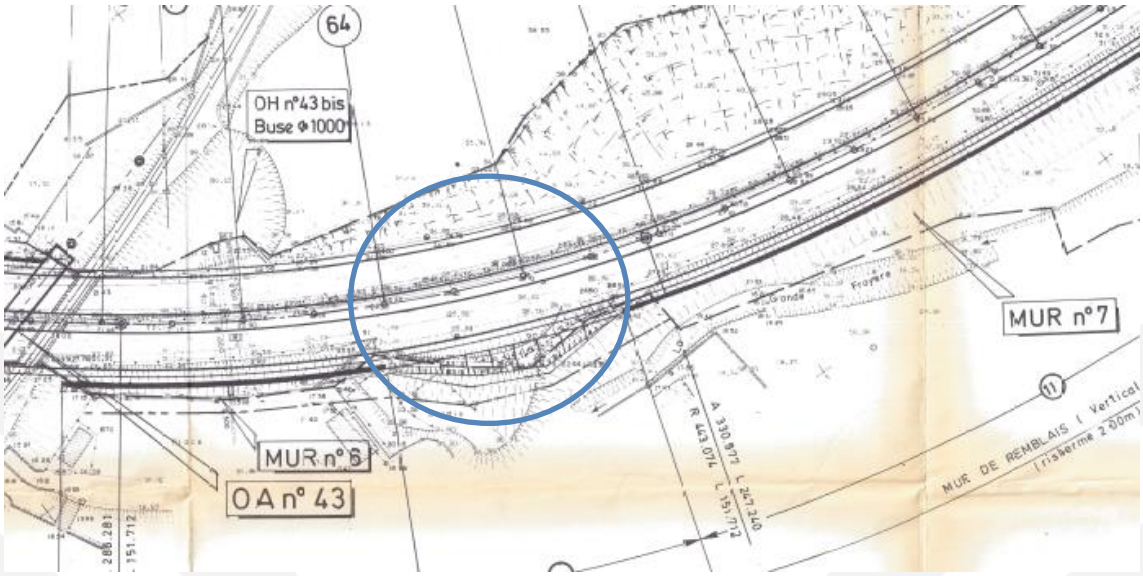


Figure 25 : Interruption du mur en terre armé - Source : plan d'archive



Figure 26 : Tronçon aval



Figure 27 : Talus central



Figure 28 : Tronçon amont



Figure 29 : Transition caisson Armco / restanque enrochements sur le tronçon amont

3.6.3 Ouvrages traversants et annexes

3.6.3.1 Conduite pluviale

Une buse DN1000 traverse le remblai autoroutier et trouve son exutoire dans le mur en terre armé du tronçon aval. Au pied de l'exutoire, un avaloir alimente une buse DN450 qui se prolonge sous la plateforme en remblai (cf. Figure 30).

A noter

Le tracé de cette conduite DN500 n'est pas connu, un levé topographique a pu identifier un exutoire pluvial dans la Grande Frayère qui pourrait correspondre à cette conduite. La conduite est un diamètre 450 mm et non un 500 mm comme indiqué sur les plans d'archive.

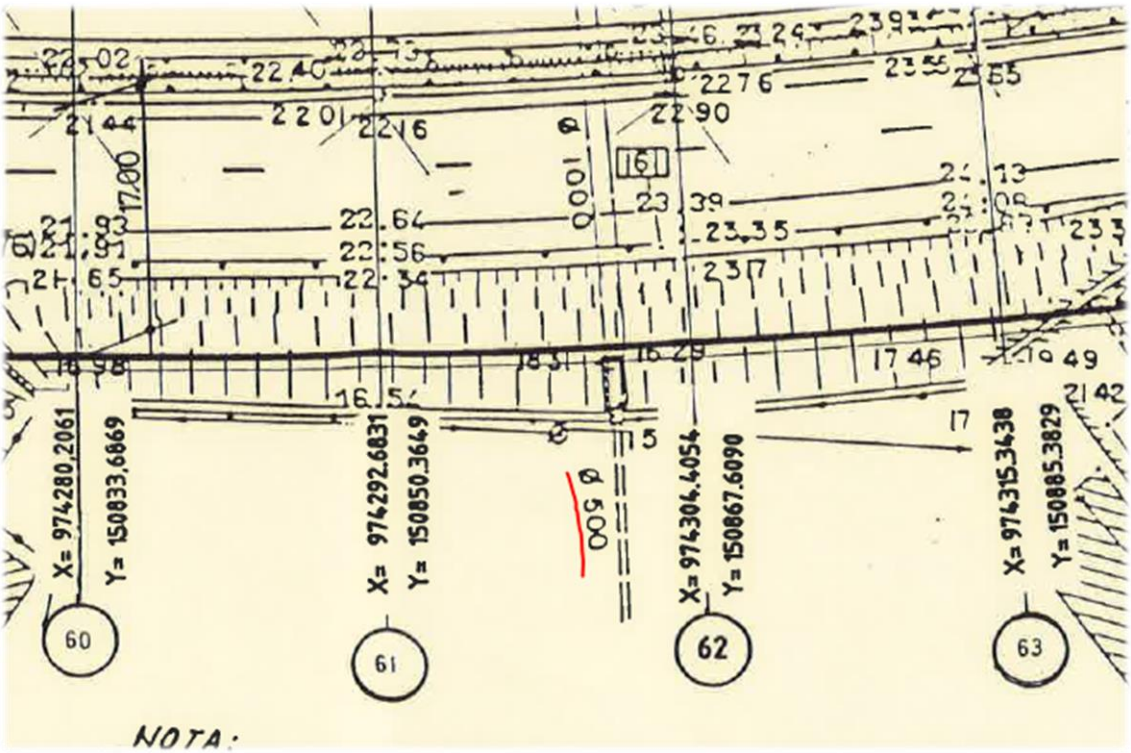


Figure 30 : Ouvrage traversant - Tronçon aval - Source : plan MTA43-01.pdf



Figure 31 : Exutoire de la buse DN1000 traversant l'A8



Figure 32 : Levé topographique entrée et exutoire de la buse pluviale - Source : Plan topographique du 11/08/2023

Afin de limiter l'impact éventuel de cette buse sur le pied du barrage en aval, un fossé sera mis en place afin d'accompagner les eaux pluviales jusqu'en sortie du barrage. Un point de mesure en sortie de cette buse sera mis en place, permettant de connaître la débitance provenant de cette buse.

Le fossé permettant de collecter les eaux pluviales servira également de collecte des eaux de drainage du barrage.

3.6.3.2 Descente pluviale

Une descente pluviale est présente dans l'éperon naturel entre les tronçons A et B. Celle-ci sera intégrée au projet afin de protéger les ouvrages du ruissellement et assurer la continuité hydraulique.

3.6.3.3 Ouvrage amont

L'ouvrage amont est un ouvrage vouté d'environ 4 m de hauteur permettant la traversée du remblai autoroutier par la Grande Frayère, en partie amont de la future zone d'expansion de crues.

L'influence de la création d'une zone de stockage sur cet ouvrage, et notamment le remblai autoroutier situé au-dessus, a été étudiée dans l'étude préliminaire.

Ce qu'il faut retenir…

➔ Pas d'influence notable du plan d'eau sur l'ouvrage de franchissement de l'autoroute A8.
➔ Un ennoiement significatif de l'ouvrage par l'aval est à prévoir, notamment pour la crue de 2015.

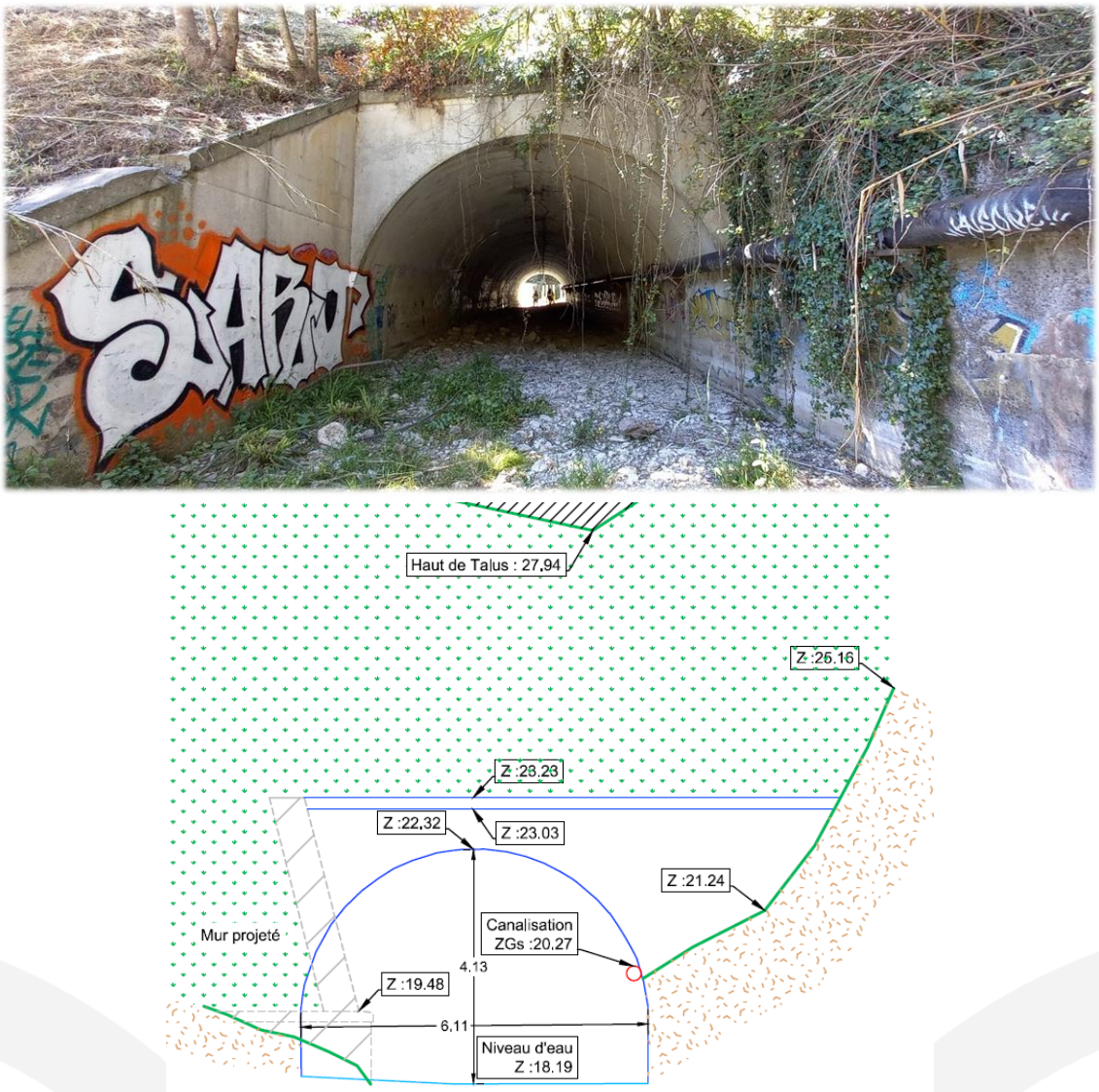


Figure 33 : Ouvrage amont (passage sous l'autoroute A8) – Photo face aval – Plan topographique novembre 2021

3.6.4 Contraintes d'exploitation

Les contraintes issues de la réunion du 18/02/22 avec ESCOTA et de la collecte des données d'entrées sont les suivantes :

- Nécessité de pouvoir accéder au pied du mur en terres armées pour réaliser le suivi annuel, l'entretien ou la réalisation de travaux éventuels. La piste devra être accessible par des engins. Une largeur de piste d'environ 5 m est demandée par ESCOTA.
- La garantie du maintien du bon fonctionnement des ouvrages hydrauliques pluviaux du remblai ESCOTA (exutoires)
- La réalisation d'une piste submersible n'est pas envisageable pour ESCOTA.
- La justification de la stabilité des ouvrages existants, ainsi que les dispositifs d'étanchéité, seront attendus par ESCOTA.

ESCOTA détaillera dans les conventions d'occupation temporaire et définitive du DPAC les mesures spécifiques à intégrer en phase chantier et en phase d'exploitation.

3.7 Contraintes liées aux ouvrages SNCF

Le remblai de l'ancienne voie ferrée SNCF est situé en partie aval du futur aménagement.

3.7.1 Ouvrage existant aval

Un ouvrage de traversée constitue le passage de la Grande Frayère sous l'ancienne voie ferrée SNCF.

Cet ouvrage est composé (voir illustrations pages ci-après) :

- A - D'un pont permettant l'accès à la parcelle en rive gauche, marquant le début de la section bétonnée du cours d'eau : l'ouvrage est composé de deux cadres béton armé de dimensions intérieures L 3.00 m x H 2.50 m

  (Longueur totale 4.5 m constitué de deux éléments préfabriqués d'environ 2.25 m)

- B - D'un linéaire, avant l'entrée sous l'ancienne voie ferrée, d'environ 16 ml avec un cours d'eau en deux parties :
  - Côté rive gauche : un demi-lit avec fond en enrochements liaisonnés sur 30 cm
  - Côté rive droite : un cadre béton armé de dimensions intérieures L 3.00 m x H 2.50 m, posé sur béton de propreté et matériau de substitution.

    Ce cadre est recouvert d'un revêtement voirie (couche de GNT) constituant la moitié de la voie et équipé d'un garde-corps.

    L'interface avec le remblai de l'autre moitié de la voirie se fait par une paroi berlinoise et un rideau de micropieux.

- C - Sous l'ancienne voie ferrée, un ouvrage voûte maçonné permet la continuité de la voirie à la traversée de la SNCF. Le lit de la Grande Frayère est là aussi séparé en deux parties, l'une en cadre béton armé et l'autre avec fond en enrochements.

- D - En amont de l'ancienne voie ferrée, côté rive droite, un talus enherbé constitue le remblai de la voie ferrée et soutenu en partie inférieure par un muret.

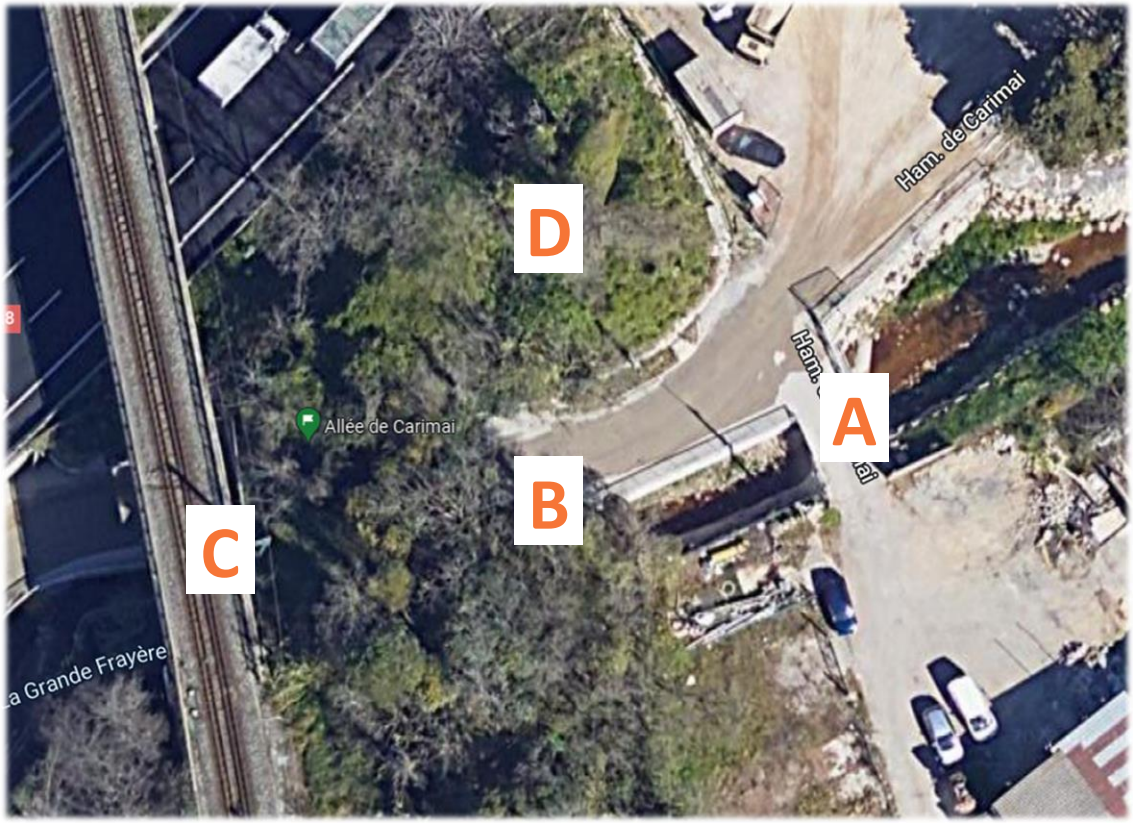


Figure 34 : Vue aérienne du franchissement de la Grande Frayère au droit du passage SNCF

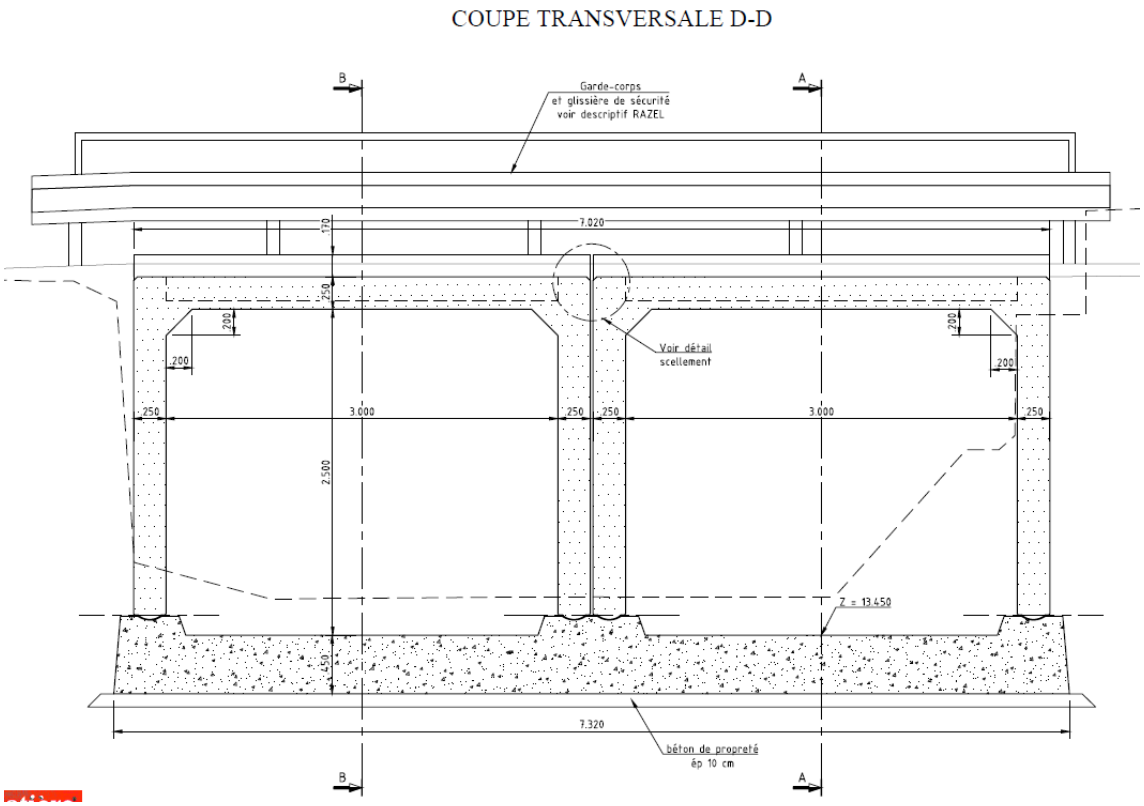


Figure 35 : A - Coupe au droit du pont - Plan de construction juillet 2015



Figure 36 : Photo A – Pont – Entrée de l'ouvrage cadre

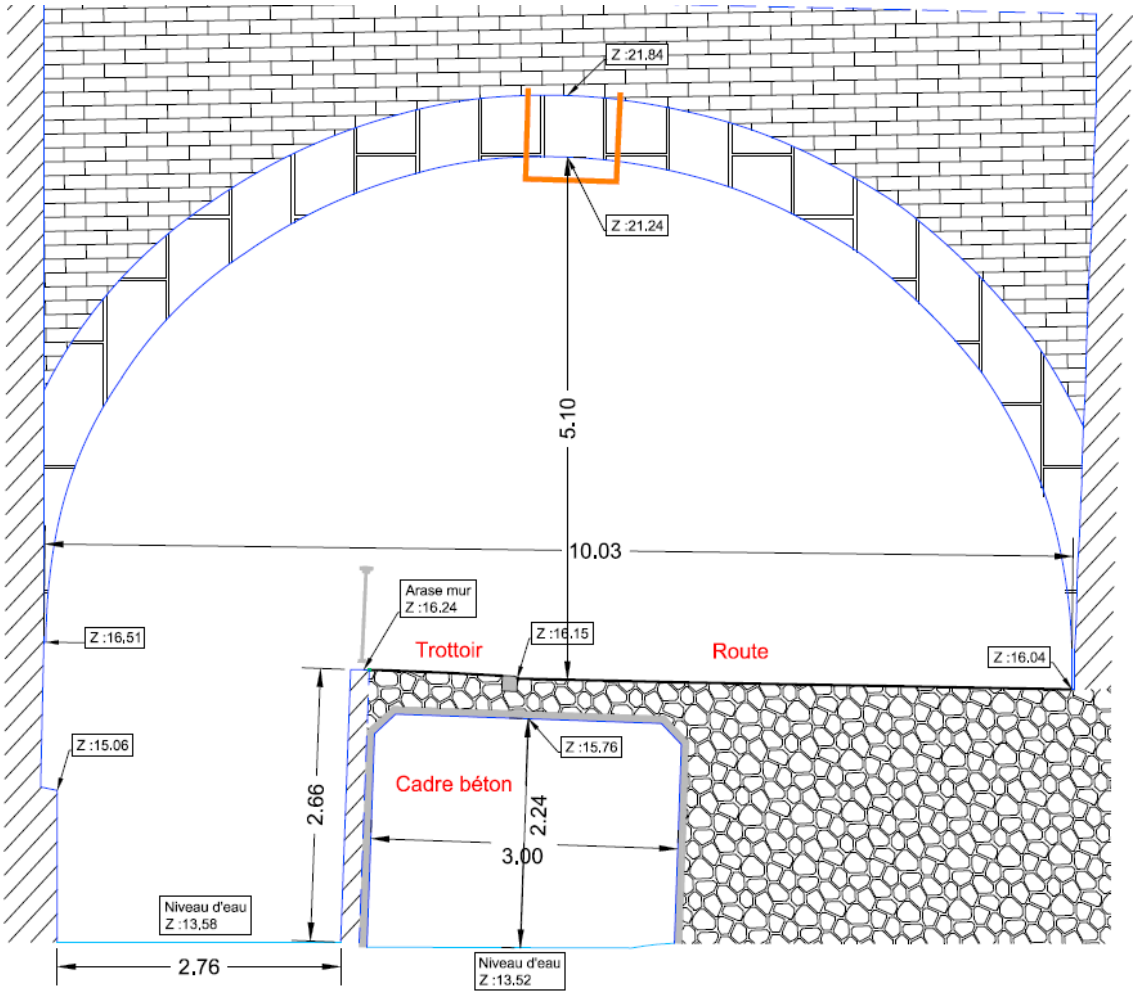


Figure 37 : C – Elévation de la face amont de la voute SNCF – Plan topographique novembre 2021



Figure 38 : Photo C de l'ouvrage voûte

3.7.2 Contrainte d'exploitation

Un accès / une servitude à maintenir sur le viaduc est demandé par **SNCF**, pour les travaux de maintenance et inspection. L'ouvrage fait l'objet d'inspection décennale (prochaine prévue en 2028).

Une demande écrite concernant la nécessité d''établir une servitude de passage en pied du remblai SNCF a été formulée par la CAPL le 13 juillet 2023.

Une réunion s'est déroulée le 11 octobre 2023 entre la SNCF, la CAPL et SAFEGE afin de présenter l'interface entre le remblai SNCF et le projet. L'analyse historique du talus SNCF permet de s'assurer qu'aujourd'hui il ne joue plus de rôle de soutien de la voie SNCF. En effet, la voie a été dévoyée au début des années 1990 et est maintenant soutenue par un pont indépendant du remblai.
A l'issue de la réunion il a été acté que compte tenu de l'historique de ce talus et de la distance maintenue en son pied, il n'y a pas de sujet technique particulier au droit de cette interface.

3.8 Contraintes des réseaux existants

3.8.1 Enedis

L'ancien Hameau de Carimaï disposait d'une alimentation électrique par l'intermédiaire d'un poste de transformation. En rouge, deux lignes HTA et en bleu le réseau BT.

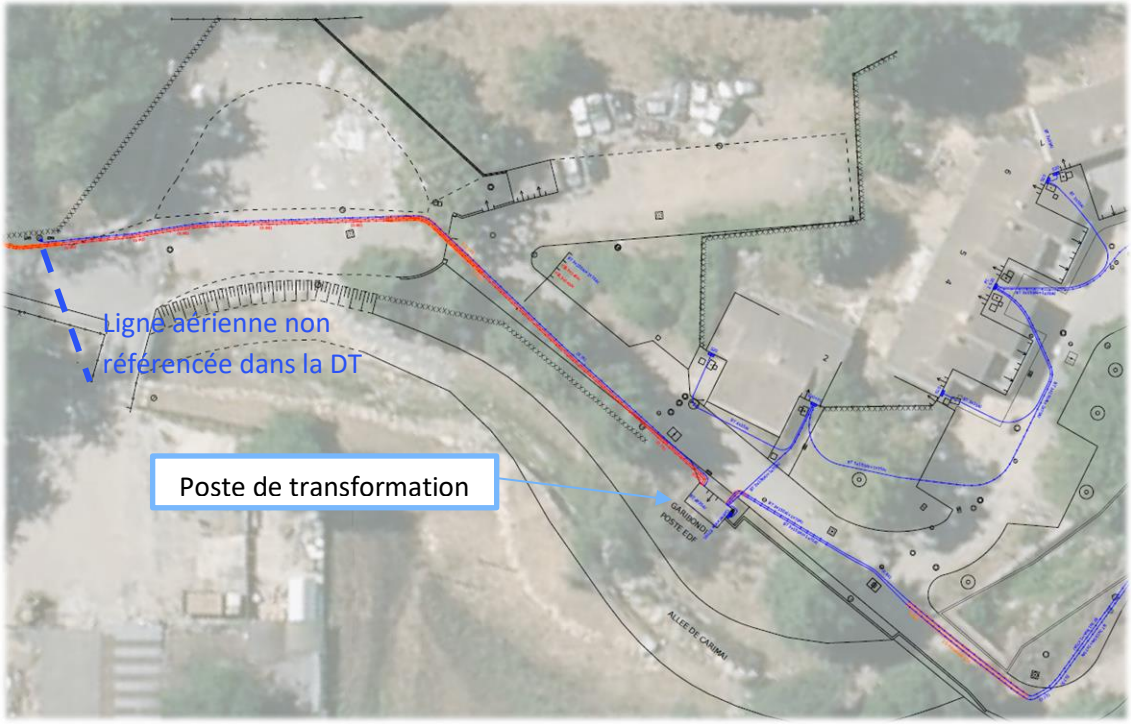


Figure 39 : Extrait DT Enedis

Le poste de transformation dit « Garibondi » est bien présent sur le site projeté des travaux.



Figure 40 : transformateur ENEDIS

Les travaux à envisager sont les suivants :

- Dépose du poste de transformation par ENEDIS ;

- Consignation des câbles électriques par ENEDIS : pourra être enclenché à la suite de la libération de la parcelle au 1er semestre 2025 ;
- Dépose des câbles et infrastructures (chambres de tirage) pendant la réalisation des travaux du bassin par l'entreprise mandatée par la CAPL.

Une note a été rédigée à l'attention d'ENEDIS afin de décrire les besoins du chantier (cf. dossier en Annexe 3 au présent AVP).

Dans la mesure où le besoin en électricité pour le projet sera très faible (fonctionnement des appareils de mesure et d'une caméra de surveillance) ; la dépose du poste transfo Enedis est préférable.

3.8.2 Eau potable (Suez Eau)

L'ancien Hameau de Carimaï disposait d'une alimentation en eau potable par l'intermédiaire d'un réseau de distribution composé de PE en diamètre 75, 100 et 110 ainsi qu'un tronçon en fonte de diamètre 150 mm.

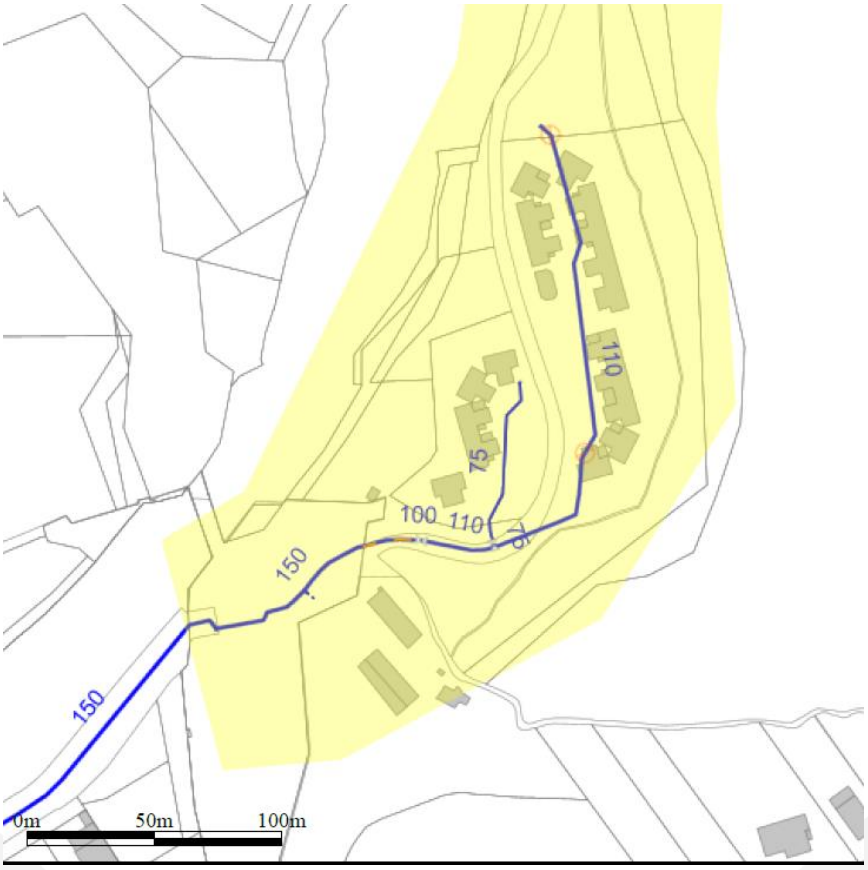


Figure 41 : Extrait DT Suez Eau

A noter que les branchements individuels n'apparaissent pas sur la DT. Les réseaux privés seront également à déposer pendant le chantier.

Les travaux à envisager sont les suivants :

- Isolement et vidange des réseaux à la charge du délégataire (Suez Eau) à l'aval immédiat de l'hydrant présent au niveau de la passerelle ;



Figure 42 : Hydrant présent sur le réseau AEP Suez Eau

- Dépose des réseaux et infrastructures (regards…) pendant la réalisation des travaux du bassin par l'entreprise mandatée par la CAPL.

Une note a été rédigée à l'attention de Suez Eau afin de décrire les besoins du chantier (cf. dossier en Annexe 3 au présent AVP).

3.8.3 Eaux usées (Veolia Eau)

L'ancien Hameau de Carimaï disposait d'un réseau d'évacuation des eaux usées :

- Un DN250 venant de l'amont à l'ouvrage de traversée de l'A8 (via la RD809) en Amiante Ciment suivant les DT : dépose prévue en septembre 2024,
- Un DN400 PVC de tête de réseau depuis l'ancien Hameau de Carimaï,
- Un DN 400 Amiante Ciment et un DN250 en Fibro-ciment sur la partie aval pour la traversée de l'ouvrage SNCF.

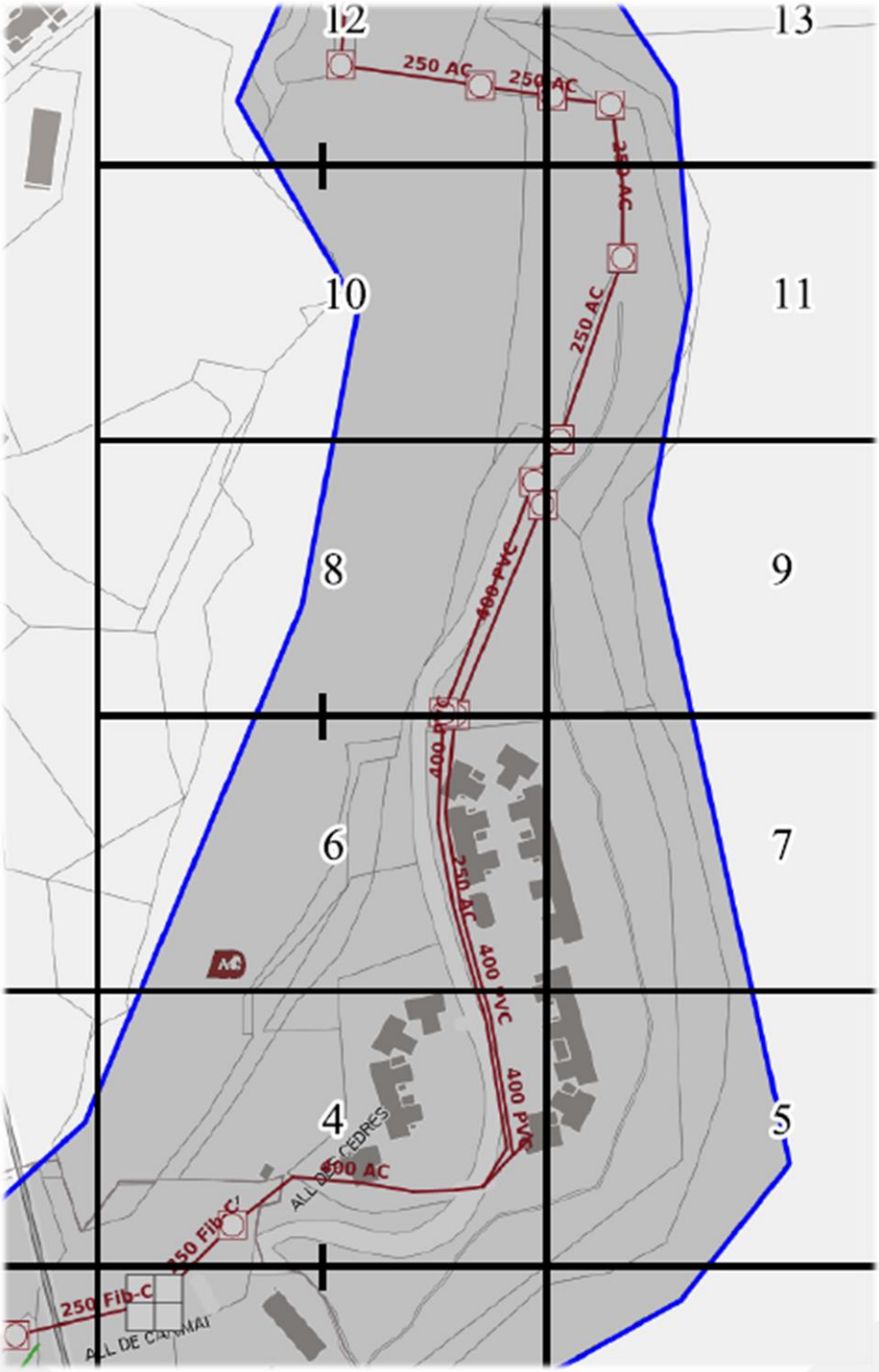


Figure 43 : Extrait DT Veolia Eau

L'investigation topographique des regards présents sur le site a permis de compléter le plan fourni par Véolia dans la DT comme suit :

- 3 réseaux abandonnés en amiante ciment 150 mm, à déposer.

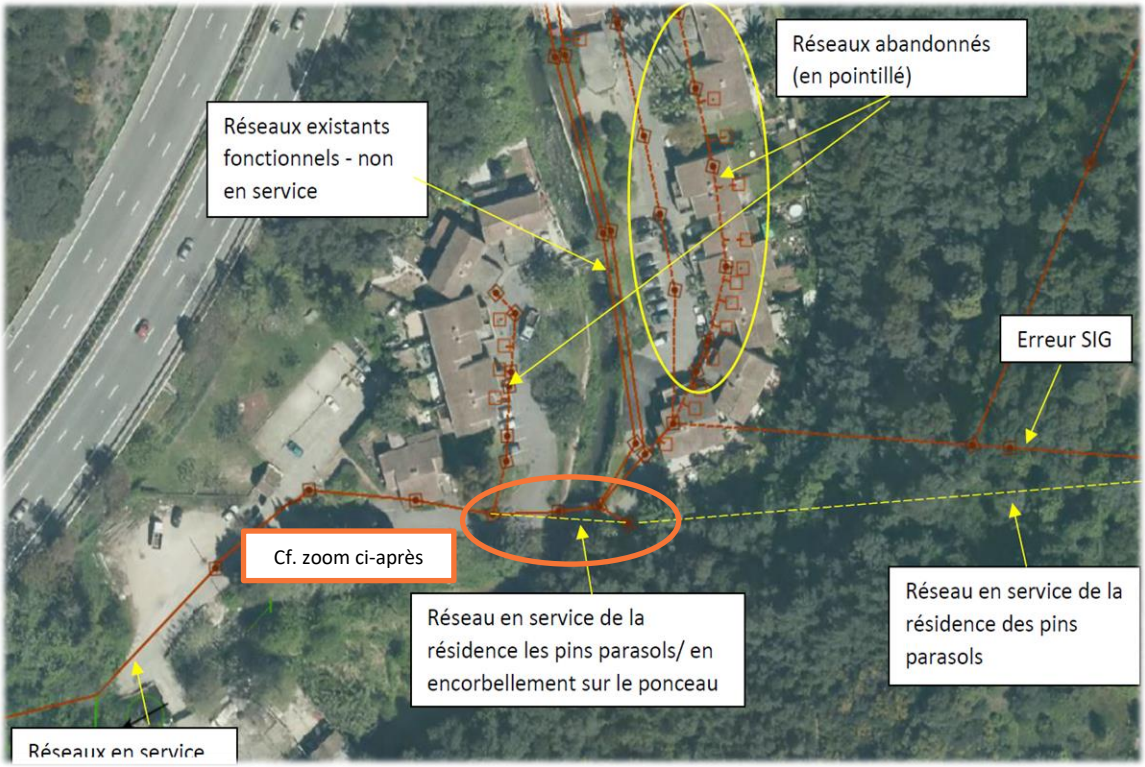


Figure 44 : Compléments à la DT Véolia - Explication des réseaux EU dans l'emprise du projet

- Un réseau descendant de la falaise depuis la résidence des pins parasols, qui traverse le ponceau en encorbellement (fonte DN200) **à conserver**. Par manque de donnée d'entrée, la continuité de service est assurée par un poste de relevage à ce stade, mais une solution en gravitaire sera étudiée en phase PRO sous réserve d'obtenir la topo complémentaire.

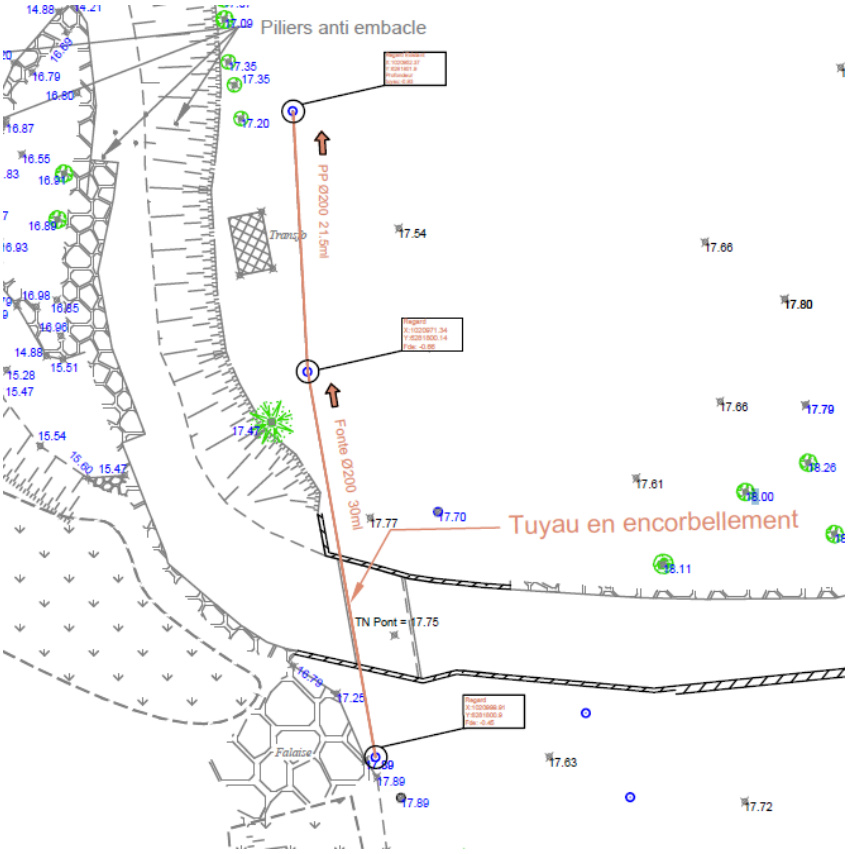


Figure 45 : Zoom sur passage en encorbellement du réseau EU sur le ponceau (Tuyau en fonte)

Les travaux à envisager sont les suivants :

- Curage – Vidange des réseaux par le délégataire (Veolia Eau),
- Dépose du réseau en amiante ciment depuis l'ouvrage de traversée de l'A8,
- Dépose du réseau PVC 400,
- Dépose du réseau en fibre ciment jusqu'à l'aval du barrage (dans le marché du bassin),
- Dépose des réseaux abandonnés du hameau,
- Dépose de la fonte 200 et du PP 200 du réseau provenant de la résidence rive gauche,
- Dépose du siphon existant traversant le lit mineur de la Grande Frayère,
- Recalibrage – Dévoiement du réseau dans sa partie aval pour récupérer l'antenne venant du pan de la colline (cf. chapitre 5.8.4).

A noter

La CAPL étudie la possibilité de dévoyer le réseau d'eaux usées de la résidence des pins vers le chemin St Joseph afin que celui-ci n'interagisse pas avec le projet.

3.8.4 Orange

L'ancien Hameau de Carimaï disposait d'un réseau de télécommunication.



Figure 46 : Extrait DT Orange

Les travaux à envisager sont les suivants :

- Consignation des câbles par les opérateurs (Orange, SFR…) ;
- Dépose des câbles et infrastructures (chambres de tirage…). Ceux-ci ont été neutralisés lors de la démolition des logements.

3.8.5 SNCF

Sans objet

3.8.6 SNEF

Le retour de la DT SNEF indique la présence d'éclairage LED sur la partie aval du projet.



Figure 47 : Localisation des éclairages LED - DT SNEF

Les travaux à envisager sont les suivants :

- Consignation des câbles d'alimentation par la CACPL ;
- Dépose des câbles et infrastructures (candélabres, …) pendant la réalisation des travaux du bassin par l'entreprise mandatée par la CACPL.

Une note a été rédigée à l'attention de SNEF afin de décrire les besoins du chantier (cf dossier en Annexe 3 au présent AVP). Il s'agit notamment de connaitre la source d'alimentation électrique des candélabres conservés en bordure de voirie.

3.8.7 Réseau non référencé dans les DT

Une conduite d'eau pluviale a été identifiée lors de la visite du site. Elle permet d'évacuer les eaux provenant de la conduite traversant l'A8 vers la Grande Frayère. Son tracé exact n'est pas connu, les fils d'eau d'entrée et de sortie hypothétique ont été levés (cf. 3.6.3.1).

3.9 Contraintes d'accès au site

L'accès s'effectue depuis le chemin Allée de Carimaï, d'une largeur d'environ 5.5 m + 1.4 m de trottoir.

Le gabarit de l'ouvrage voute de la voie SNCF est **d'environ 5 m de hauteur et 5 m de largeur.**

Le gabarit des engins de chantier devra être adapté aux restrictions de passage.



Figure 48 : Accès par Allée de Carimaï

L'allée de Carimaï est limitée à des engins d'une hauteur de 2,8 m suivant la signalisation en place sur site, notamment par la présence de l'ouvrage de franchissement de la SNCF :



Figure 49 : Vue de l'ouvrage de franchissement de la SNCF

3.10 Contraintes météorologiques

Les écoulements de la Grande Frayère hors crue restent modérés.

Les niveaux d'eau constatés lors des visites terrain en période hivernale restent de l'ordre de la dizaine de centimètres.

Lors de la visite du site réalisée en mai 2023, le cours d'eau était à sec.



Figure 50 : La Grande Frayère le 2 mai 2023

Néanmoins les temps de réaction du bassin versant sont relativement courts, de l'ordre de 50 minutes pour la crue centennale.

Le temps de montée de la crue étant très court, des conditions d'alerte devront être mises en place lors de la réalisation des travaux.

Le débit réservé du cours d'eau devra également être maintenu durant toute la durée des travaux.

4. DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DES AMENAGEMENTS

4.1 Etude du fonctionnement hydraulique actuel

Le fonctionnement hydraulique actuel est présenté dans la note de calcul hydraulique en annexe 1 du présent rapport.

4.2 Objectifs d'écrêtements – hydrogrammes issus du PAPI

L'objectif d'écrêtement de l'ouvrage a été définie dans le PAPI à partir de l'hydrologie décrite dans la note de calcul hydraulique, c'est-à-dire les débits hydrauliques issus des modélisations amont (études PPRi et PAPI).

Le bassin de Carimaï doit également prendre en compte le potentiel futur délestage de la Roquebillière. L'étude complémentaire sur la possibilité de création d'un délestage de la Roquebillière vers la Grande Frayère, donne les hydrogrammes combinés de la Grande Frayère et de la Roquebillière.

Les hydrogrammes sont combinés sur base d'une situation « pluie homogène » sur le bassin versant et donc sans concordance des pointes (ils présentent donc un décalage dans le temps en fonction du temps de réponse des bassins versants).

Les hydrogrammes et les débits de pointes servant à définir l'objectif d'écrêtement du bassin sont donc les suivants :

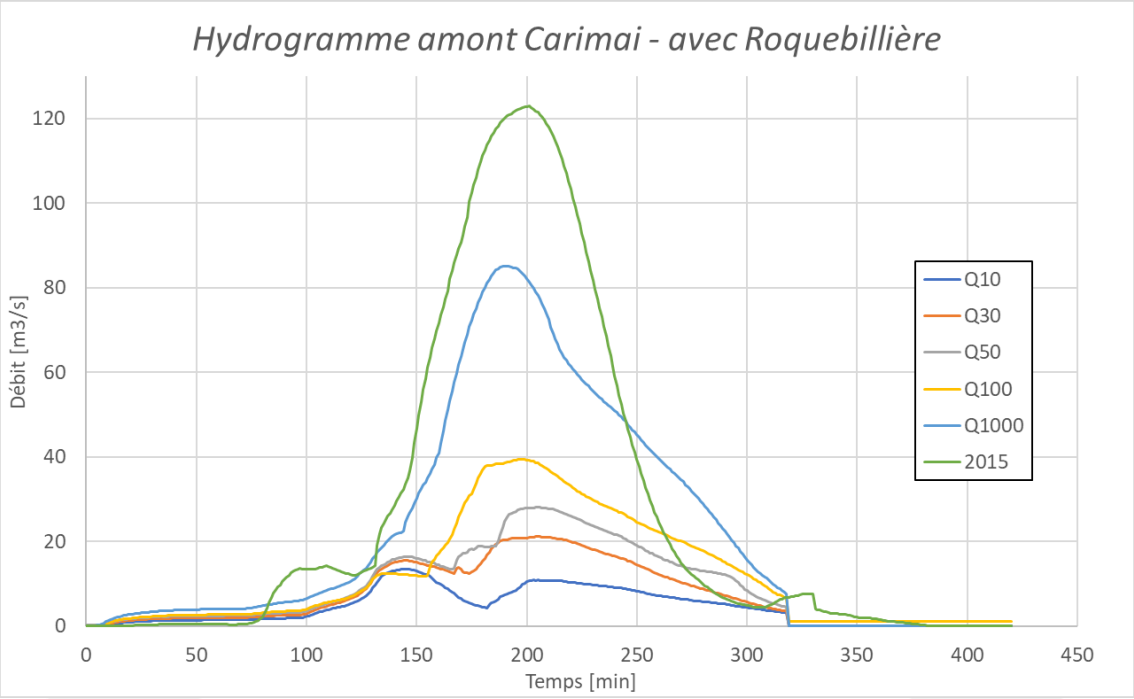


Figure 51 : Hydrogramme de la Grande Frayère au droit de l'aménagement hydraulique – hydrologie PAPI 2020 avec prise en compte des hydrogrammes de la Roquebillière

Tableau 10 : Récapitulatif des débits de pointes – hydrogrammes combinés Grande Frayère et Roquebillière interceptée – PAPI 2020

	Grande Frayère et Roquebillière interceptée				
PAPI 2020	Q10	Q30	Q50	Q100	2015
Qp – débits de pointe [m³/s]	13.5	21.2	28.1	39.5	123

4.3 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crues

4.3.1 Fonctionnement général

L'objectif de l'évacuateur de crue en marches d'escalier est de dissiper soit la totalité, soit une partie de la charge le long du coursier. Il y a deux types de régime d'écoulement :

- Le régime d'écoulement dit « en nappe » avec une succession de chutes et de ressauts sur les marches. Dans cette configuration, l'énergie est dissipée sur chaque marche et la charge restante en pied correspond à la charge d'une marche.

- Le régime d'écoulement dit « en mousse » (skimming flow), où l'écoulement se décompose en deux phases, une phase de surface qui accumule de la vitesse, et une phase au fond qui présente des recirculations verticales et qui permet de dissiper l'énergie. Dans cette configuration, les marches ne dissipent pas la totalité de l'énergie due à la chute et de l'énergie résiduelle s'accumule le long du coursier.

Il existe aussi un régime de transition instable entre ces deux régimes.

Un des objectifs est de vérifier que l'un des deux régimes d'écoulement est bien établi pour les débits de dimensionnement et que les marches d'escalier permettent bien de dissiper une bonne partie de la charge totale du barrage.

L'évacuateur de crues de l'aménagement hydraulique de Carimaï est constitué des organes suivants :

<u>Le déversoir :</u>

- Seuil épais rectiligne à la cote de 20,5 m NGF

- Une longueur déversante totale de 65ml délimité en rive droite et en rive gauche par deux murs bajoyers verticaux et avec une partie obstruée au centre

<u>Le coursier en marche d'escalier :</u>

- Le coursier est rectiligne et est constitué de 4 marches de longueur 2,5 m et de hauteur 1m pour une longueur totale de 8m (sans compter le déversoir) ;

- Des bajoyers verticaux sont implantés sur les côtés et viennent délimiter la partie coursier de la partie digue en remblai.

<u>Bassin de dissipation en pied :</u>

- Le bassin de dissipation est à la cote de 15,50 m NGF, en déblai par rapport au terrain naturel, d'une profondeur variable de l'ordre de 1m et d'une longueur de 5m.

**Les modifications en phase AVP ont conduit à adapter la géométrie de l'ouvrage comme suit :*

- *Poutre de 10 cm sur le déversoir – cote du déversoir à 20,60 m NGF*
- *Longueur déversante de 70ml*

Ces modifications ne sont pas de nature à remettre en cause les résultats présentés dans ce chapitre.

Ces modifications sont bien prises en compte dans le calcul de laminage et la détermination des PHE

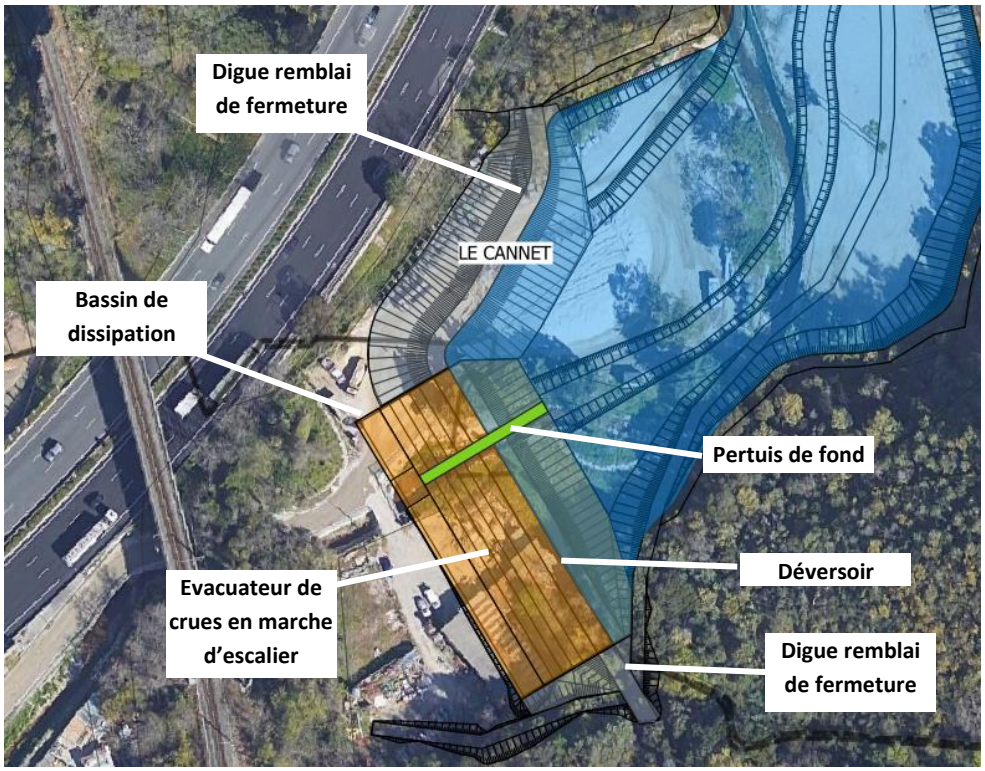


Figure 52 - Détail de l'aménagement hydraulique de Carimaï – lignes de structures issues du plan AVP (Fond de plan Google Satellite 2023)

4.3.2 Type de coursier

Le coursier doit permettre d'évacuer les débits de crues en gardant une lame d'eau minimale par-dessus le seuil du fait de la proximité de l'autoroute et dans l'objectif de minimiser la hauteur du barrage de fermeture par rapport à la crête du déversoir.
Cet ouvrage doit également être accompagné d'un **ouvrage dissipateur en aval** afin de dissiper l'énergie induite par le déversement.
Etant donnée la présence du remblai SNCF et du peu de place disponible pour dissiper l'énergie il est judicieux de choisir un évacuateur qui permet de dissiper l'énergie directement sur le coursier afin que l'énergie résiduelle en pied de coursier soit la plus faible possible. L'étude préliminaire conclue sur la mise en œuvre d'un coursier en marches d'escalier.

4.3.3 Dimensionnement - Coursier en marches d'escalier

Bibliographie utilisée :
Flow and energy dissipation over stepped gabion and weirs, L. Peyras, P. Royet and G. Degoutte
Journal of Hydraulic engineering vol 118, 1992
Construction hydrauliques vol. 15, Hager Schleiss

Afin d'estimer le nombre de marches nécessaires pour la dissipation de l'énergie d'une crue type 2015 sur le coursier, des calculs de dissipation d'énergie ont été effectués lors de la phase d'études préliminaires.

Ici les résultats sont présentés pour des hypothèses de longueur déversante de 70ml et pour une hauteur de chute de 4 m.
Deux agencements de marches différentes sont présentés :

- 4 marches de 1m de haut [configuration 1]
- 7 marches de 0,57 m de haut [configuration 2]

Tableau 11 : Résultats pour la configuration [1]

	Occurrences		Q100	Q1000	Q2015	
Débit	m3/s		**37**	**75**	**120**	**140**
Largeur du déversoir	m		70	70	70	70
débit linéique	m3/s/m		0.53	1.07	1.71	2.00
Hauteur dans la retenue (seuil - Bazin)	m		0.46	0.73	1.00	1.11
Hauteur critique	m		0.31	0.49	0.67	0.74
Vitesse seuil	m/s		1.73	2.19	2.56	2.70
Hauteur de chute	m		4.00	4.00	4.00	4.00
Nombre de marche	-		4	4	4	4
Hauteur d'une marche	m		1.00	1.00	1.00	1.00
Type d'écoulement sur les marches (en fonction de la pente)	V/H	1/3	**nappe flow**	**nappe flow**	**nappe flow**	**nappe flow**
	V/H	1/2	**nappe flow**	**nappe flow**	**nappe flow**	**transition**
	V/H	1	**nappe flow**	**nappe flow**	**transition**	**transition**
	V/H	1 1/3	**nappe flow**	**transition**	**transition**	**transition**
Charge non-dissipée (en fonction de la pente)	m	1/3	0.00	0.00	0.00	0.00
	m	1/2	0.00	0.00	0.00	0.11
	m	1	0.00	0.00	0.25	0.42
	m	1 1/3	0.00	0.00	0.25	0.42
Longueur - Bassin de dissipation (en fonction de la pente)	m	1/3	3	5	7	8
	m	1/2	3	5	7	8

	m	1	3	5	8	8
Profondeur - Bassin de dissipation (en fonction de la pente)	m	1/3	0.0	0.1	0.1	0.2
	m	1/2	0.0	0.1	0.2	0.2
	m	1	0.1	0.1	0.2	0.3

Tableau 12 : Résultats pour la configuration [2]

Débit	m^3/s		37	75	120	140
Largeur du déversoir	m		70	70	70	70
débit linéique	$m^3/s/m$		0.53	1.07	1.71	2.00
Hauteur dans la retenue (seuil – Bazin)	m		0.46	0.73	1.00	1.11
Hauteur critique	m		0.31	0.49	0.67	0.74
Vitesse seuil	m/s		1.73	2.19	2.56	2.70
Hauteur de chute	m		4.00	4.00	4.00	4.00
Nombre de marche	-		7	7	7	7
Hauteur d'une marche	m		0.57	0.57	0.57	0.57
Type d'écoulement sur les marches (en fonction de la pente)	-	1/3	nappe flow	transition	skimming flow	skimming flow
	-	1/2	nappe flow	transition	skimming flow	skimming flow
	-	1	transition	transition	skimming flow	skimming flow
	-	1 1/3	transition	skimming flow	skimming flow	skimming flow
Charge non-dissipée (en fonction de la pente)	m	1/3	0.00	0.00	0.17	0.31
	m	1/2	0.00	0.00	0.28	0.45
	m	1	0.00	0.18	0.57	0.75
	m	1 1/3	0.00	0.18	0.57	0.75
Longueur - Bassin de dissipation (en fonction de la pente)	m	1/3	3	5	7	8
	m	1/2	3	5	7	8
	m	1	3	5	8	8
Profondeur - Bassin de dissipation (en fonction de la pente)	m	1/3	0.0	0.1	0.1	0.2
	m	1/2	0.0	0.1	0.2	0.2
	m	1	0.1	0.1	0.2	0.3

Dans le calcul ci-dessus, aucune condition aval n'est prise en compte (situation sécuritaire). En réalité la lame d'eau imposée en aval va permettre **de favoriser la dissipation** et un retour rapide aux conditions d'écoulement sans barrage.

L'objectif du dimensionnement du coursier est de se situer dans un des deux régimes d'écoulement établi sur les marches, c'est-à-dire un écoulement en nappe ou un écoulement de type « skimming flow »

- La configuration [1] permet d'avoir un régime d'écoulement en nappe pour les débits entre Q100 et Q2015 pour des pentes de coursier de 2H/1V.

- La configuration [2] permet d'avoir un régime d'écoulement « skimming flow » pour la crue de dimensionnement Q2015 mais fait apparaitre un régime de transition pour un débit type Q1000.

Une longueur d'environ 10m est à prévoir pour le bassin de dissipation en aval.

La configuration [1] avec des marches de 1m de hauteur pour des pentes de 2H/1V est la plus pertinente hydrauliquement du fait de son régime d'écoulement en nappe établi.

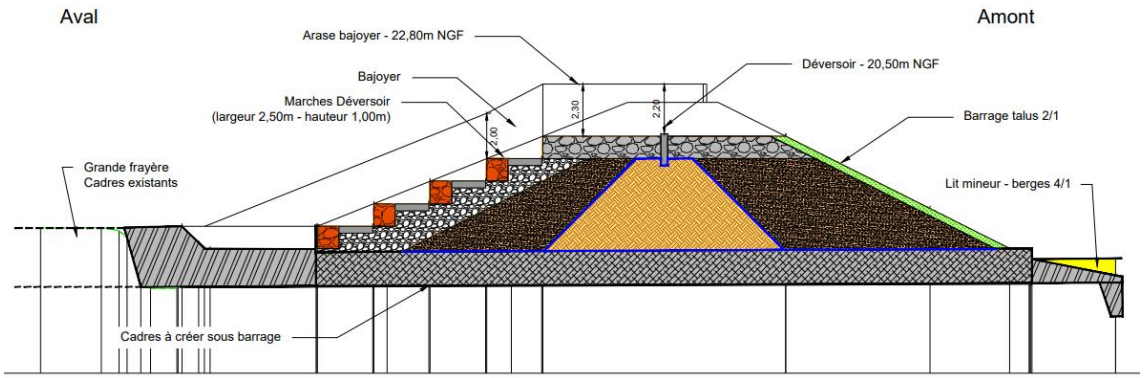


Figure 53 - Profil en long, à travers l'évacuateur de crues – design final retenu

4.3.4 Gestion du retour au cours d'eau en aval de l'ouvrage :

En aval de l'évacuateur de crues, la chute depuis la dernière marche se fera directement dans le cours d'eau. Pour une crue surversante l'écoulement en sortie du pertuis engendrera une lame d'eau dans le cours d'eau qui permettra d'amortir la chute depuis la dernière marche sur cette portion.
Dans le cas très exceptionnel où il y aurait une chute directement dans le cours d'eau sans écoulement par l'ouvrage de fuite (pertuis bouché), le fond à la sortie de l'ouvrage est renforcé avec des enrochements. Ce renforcement en sortie immédiate de l'ouvrage est indispensable vis-à-vis des effets suivants :

- La chute depuis la dernière marche directement dans le cours d'eau.
- La chute depuis le bassin de dissipation en pied de l'évacuateur directement dans le cours d'eau.
- La vitesse d'écoulement en sortie de l'ouvrage de fuite générée par la mise en charge de l'ouvrage. Les vitesses sont de l'ordre de 6 à 7m/s pour un barrage en surverse.

La figure suivante présente le jet plongeant en aval de la dernière marche par rapport à un fond plat minoré à 13,00 mNGF pour un débit de pointe de 123 m^3/s. A noter que pour un tel débit, ce jet ne peut pas se produire étant donné que l'ouvrage est ennoyé par l'aval, mais l'objectif ici est de déterminer la zone d'impact du jet de façon conservative pour connaitre la zone à renforcer.

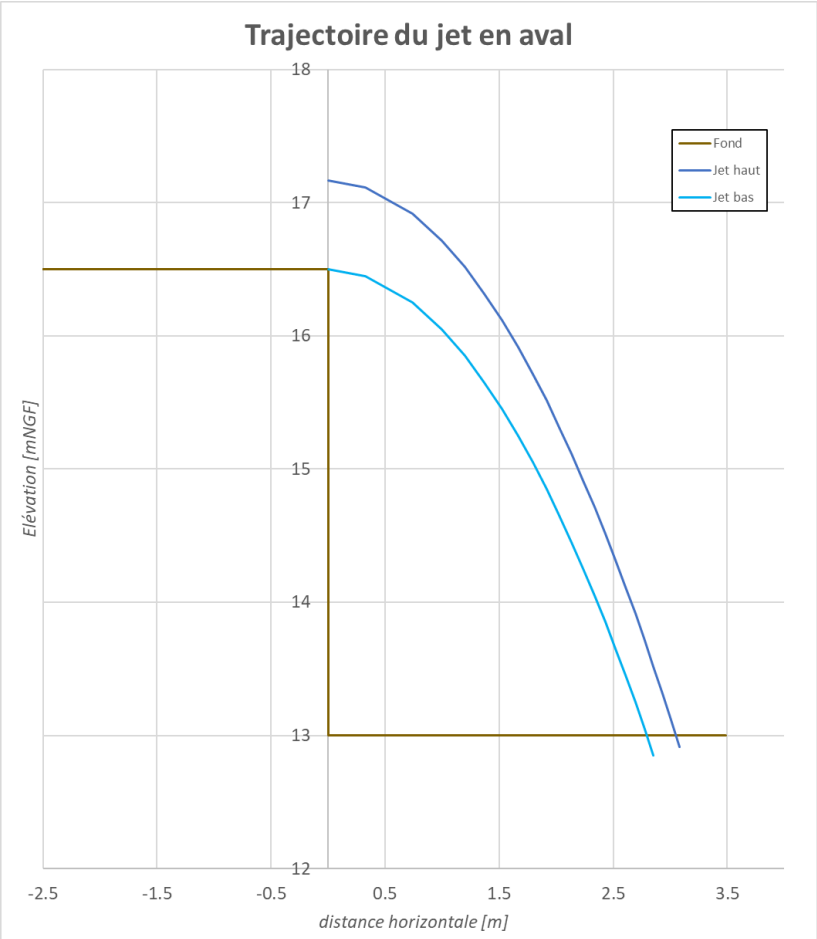


Figure 54 - Trajectoire du jet en aval – Débit de pointe 123 m3/s

Ainsi l'impact du jet se situe entre 2.5m et 3.5m en aval de la dernière marche.
Cette longueur est plus faible que la longueur du bassin de dissipation et ce n'est pas elle qui sera dimensionnante. Le confortement aval devra s'étendre au-delà de l'ouvrage de dissipation donc à plus de **5m** en aval de la dernière marche.

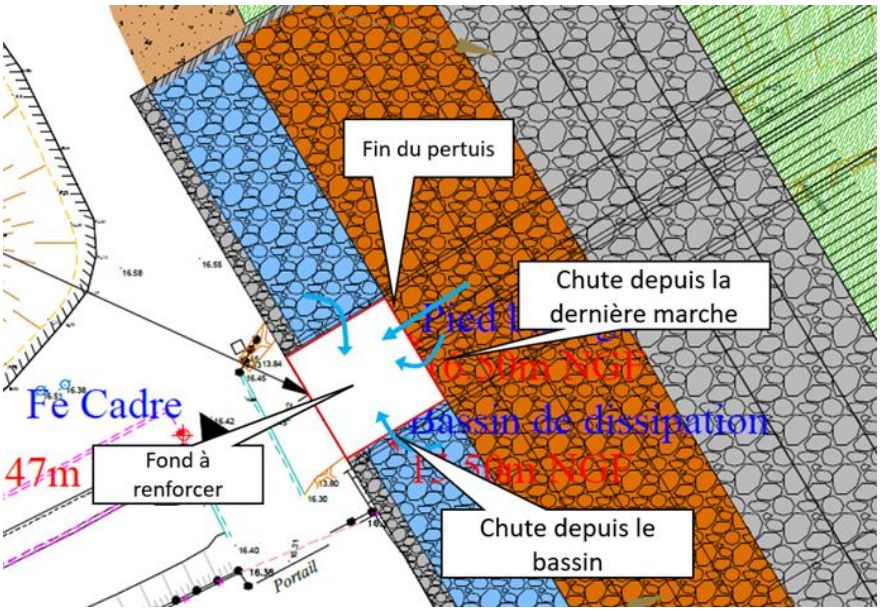


Figure 55 - Schéma restitution en aval

4.3.5 Calage des bajoyers verticaux :

Les bajoyers verticaux sont positionnés pour conserver la même revanche que le 2,2 m par rapport au déversoir (poutre) tout le long de l'évacuateur.
Le principe de calage des bajoyers est le suivant :

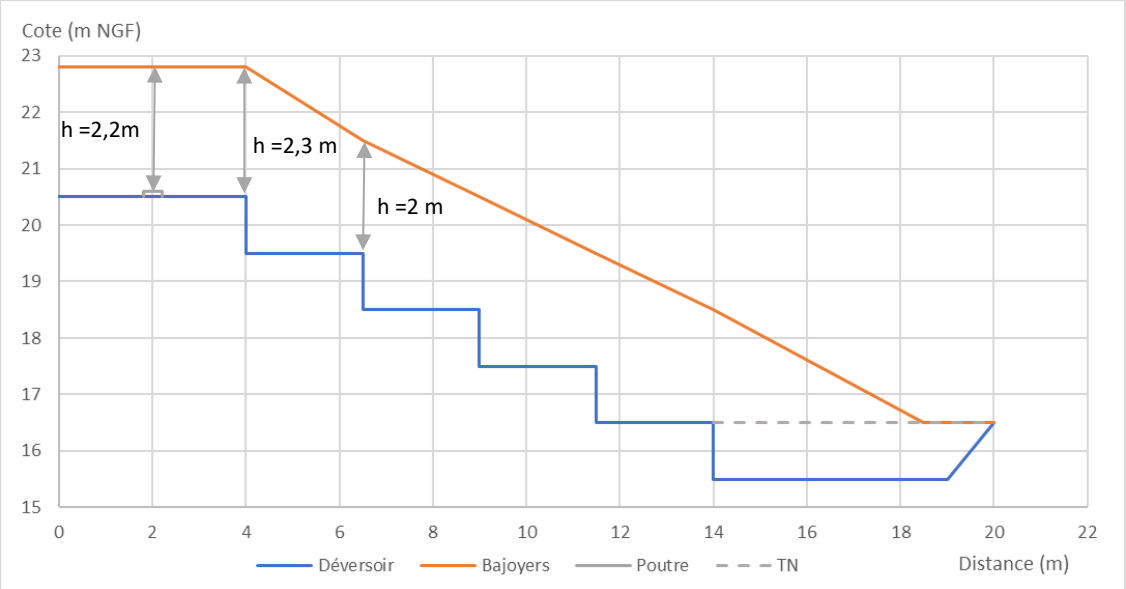


Figure 56 : calage des bajoyers verticaux par rapport aux marches

4.3.6 La débitance du déversoir

La loi de débitance du déversoir est calculée à partir d'une loi de seuil à crête épaisse, avec un coefficient de débit de Bazin de 0,385.

Là encore, la débitance du seuil est comparée aux conditions aval imposée par l'ouvrage de franchissement du remblai SNCF pour déterminer les conditions d'ennoiement du seuil par l'aval.

Pour les très grands débits (>200 m³/s), le seuil est ennoyé par l'aval, un coefficient de submersion est alors déterminé à partir de la formule de Hager (1986).

La courbe de débitance de l'aménagement hydraulique sans prise en compte du pertuis (soit de l'évacuateur de crue seul) est alors la suivante :

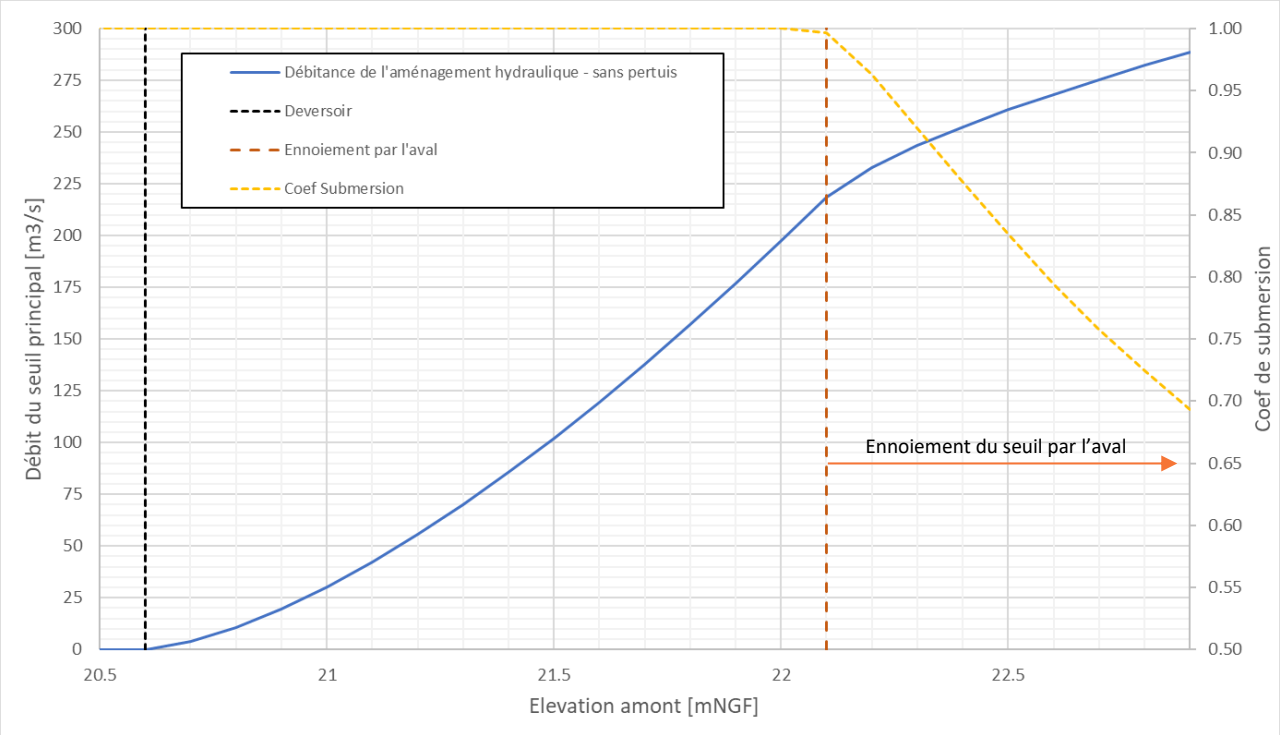


Figure 57 - Loi de débitance de l'aménagement hydraulique - sans pertuis de fond

4.4 Dimensionnement hydraulique du pertuis de fond

4.4.1 Fonctionnement général

Pour déterminer les dimensions du pertuis de sortie, il est comparé : les hydrogrammes d'entrée dans le bassin pour la crue objectif du laminage (c'est-à-dire la crue centennale PAPI, avec prise en compte des apports de la Roquebillière – Qp=39.5 m³/s), la courbe hauteur-volume dans la retenue, c'est-à-dire sa capacité à stocker la crue et la courbe de débitance du pertuis de sortie (qui dépend donc de ses dimensions).
L'objectif à respecter est de trouver un équilibre entre :

- **Permettre un écrêtement suffisant en aval** pour la crue objectif 39.5 m³/s
  - réduire la section du pertuis
- **Ne pas solliciter l'évacuateur de crue** pour la crue objectif 39.5 m³/s
  – augmenter la section du pertuis

Equilibre

La courbe hauteur volume est déterminée à partir du plan topographique à l'état actuel et des caractéristiques de l'ouvrage. Le volume de stockage à la cote de déversement (20.60 mNGF) est d'environ 70 000 m³.

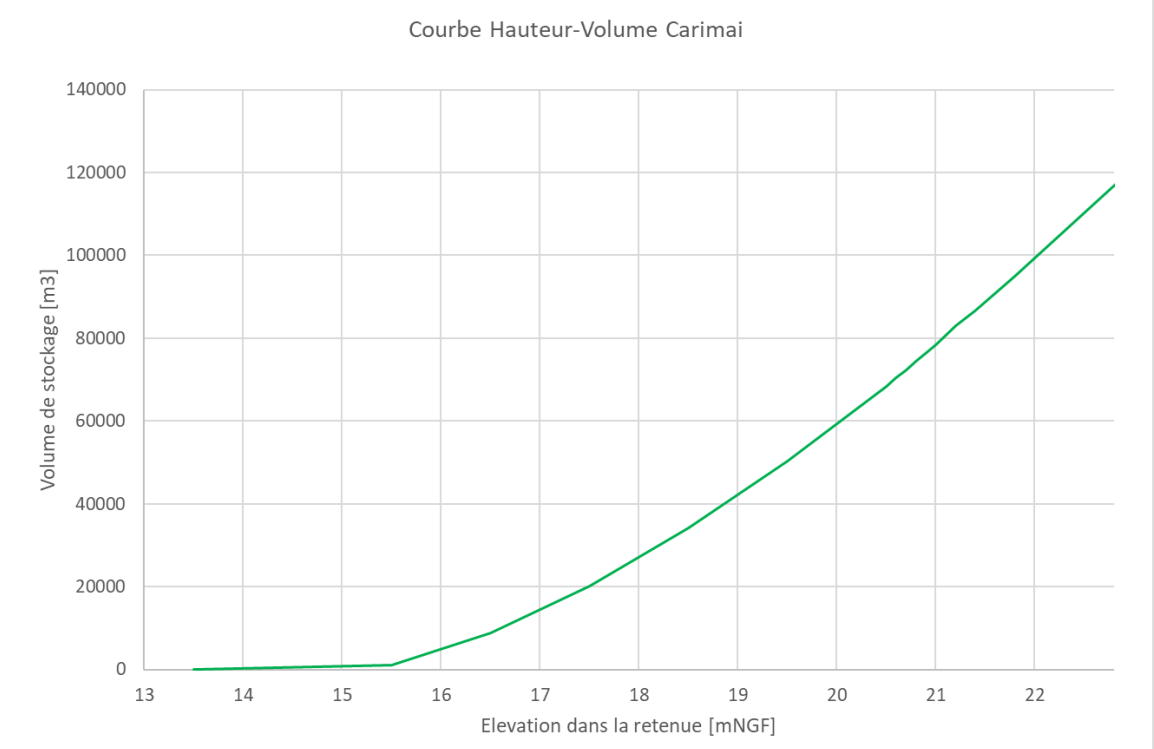


Figure 58 - Courbe hauteur volume de l'aménagement hydraulique

La courbe de débitance du pertuis de sortie est déterminée de trois manières différentes :

- A partir d'un calcul **à surface libre** avec une hypothèse d'un Froude de 0.5 en sortie tant que l'ouvrage n'est pas en charge ;

- Ensuite, lorsque l'ouvrage est **en charge**, par un calcul d'orifice de type Nago (1983) dénoyé ;
- L'écoulement en sortie de l'ouvrage est comparé aux conditions aval imposées par l'ouvrage SNCF pour vérifier les conditions d'ennoiement du pertuis de sortie par l'aval. Lorsque le **pertuis est ennoyé**, une équation d'orifice en charge est utilisée. Le pertuis n'est pas ennoyé tant qu'il n'y a pas de surverse par le déversoir. L'ennoiement du pertuis n'est donc présent que dans la courbe de débitance totale de l'aménagement ci-dessous.

A noter que la partie à surface libre de l'écoulement se produit lorsque le volume de stockage de la retenue n'est quasiment pas sollicité et donc **n'a aucun impact sur le résultat du calcul de laminage.**

Les dimensions du pertuis sont donc calées, à partir des hydrogrammes de crues objectifs PAPI 2020 et de façon à avoir un débit de pointe en sortie qui correspond environ à la capacité du cours d'eau dans le tronçon aval de la Grande Frayère lorsque la charge dans la retenue atteint la cote du déversoir.

4.4.2 Débitance du pertuis de fond

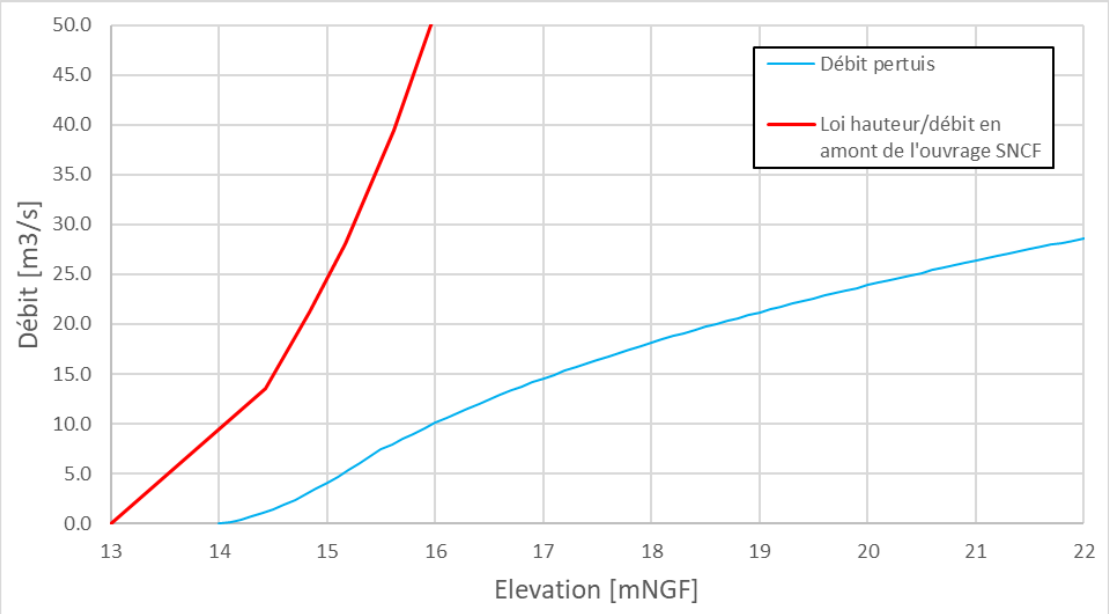


Figure 59 : Loi de débitance du pertuis de sortie (Nago) et loi hauteur débit au droit de l'ouvrage SNCF en aval

4.5 Loi de débitance totale de l'aménagement hydraulique

La prise en compte des deux organes de sortie fait apparaitre un ennoiement du pertuis de fond lorsque le déversoir est sollicité. De plus, la prise en compte d'un débit passant par le pertuis de fond vient également modifier les conditions d'ennoiement du seuil par l'aval pour les très grands débits. La courbe de débitance combinées des deux organes a donc été recalculée en prenant en compte les nouvelles conditions d'ennoiement.

Il est présenté ci-dessous la loi de débitance des deux organes combinés ainsi que la débitance du déversoir seul.

On voit que plus le débit augmente plus la courbe de débitance globale tend vers la courbe de débitance du déversoir seul, puisque la différence de charge amont/aval dont dépend le débit passant dans le pertuis se réduit fortement.

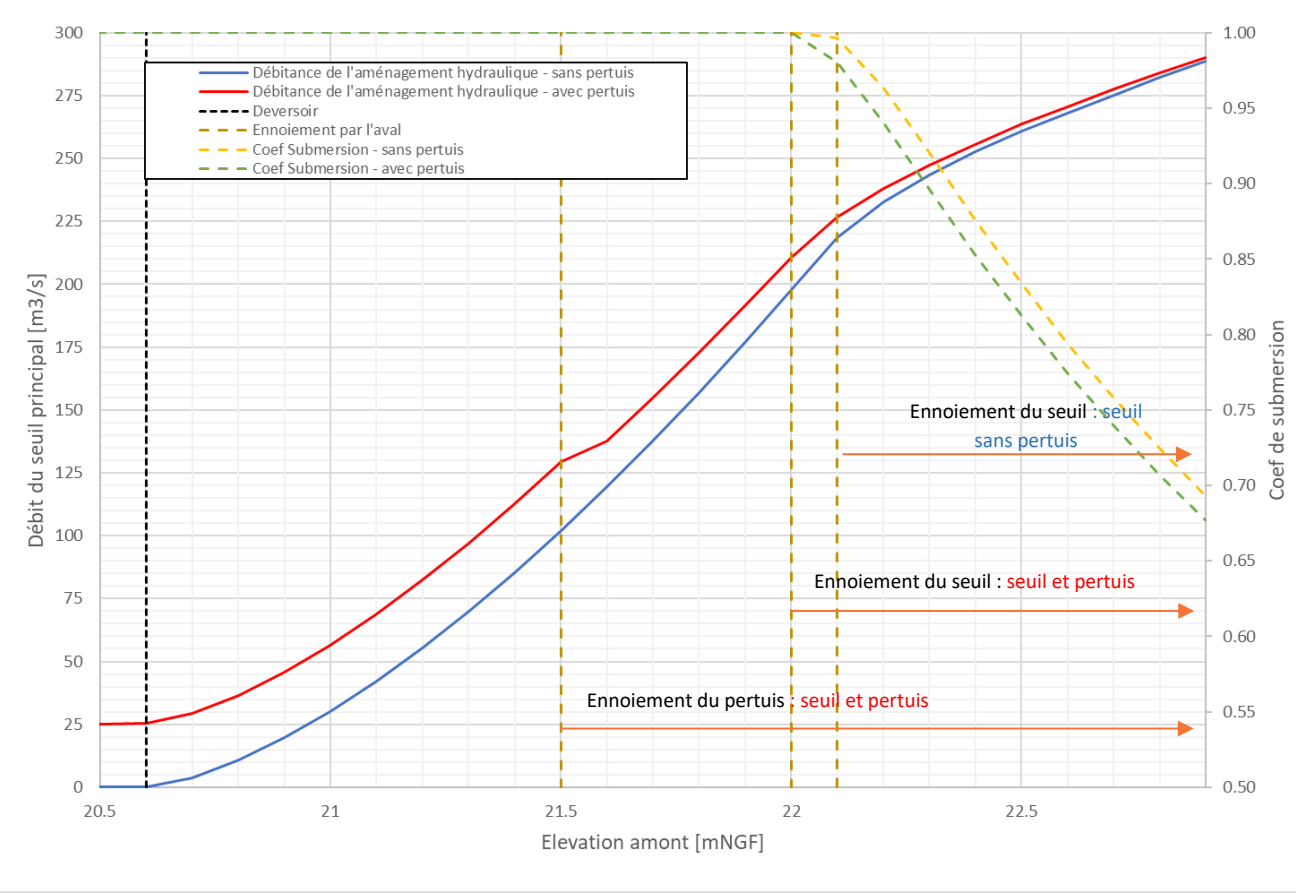


Figure 60 - Loi de débitance à travers l'aménagement hydraulique de Carimaï – Loi de débitance globale (seuil et pertuis) en rouge et loi de débitance du seuil uniquement (pertuis obstrué) en bleu – zoom sur la partie déversante

4.6 Définition des niveaux de PHE et de niveau de danger

L'ouvrage est classé comme **barrage de classe** C au sens de l'article R214-112 du code de l'environnement, au regard de la présence des enjeux en aval.

A ce titre, l'ouvrage doit donc respecter les conditions suivantes en termes de sécurité :

- **Crue exceptionnelle** de période de retour **1 000 ans**[1]
  - *Cette crue permet de vérifier que la revanche est suffisante par rapport aux conditions de vents (cf. 6.1.1)*

[1] Chapitre III de l'arrêté du 06 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages

- **Cote de danger non atteinte chaque année avec une probabilité supérieure ou égale à 10^{-4} → Crue de temps de retour 10 000 ans**

Ce paragraphe permet d'expliciter les éléments dimensionnant au regard de la sécurisation de l'ouvrage, c'est-à-dire les cotes PHE atteintes dans la retenue pour la crue millénale et pour la crue décamillénale.

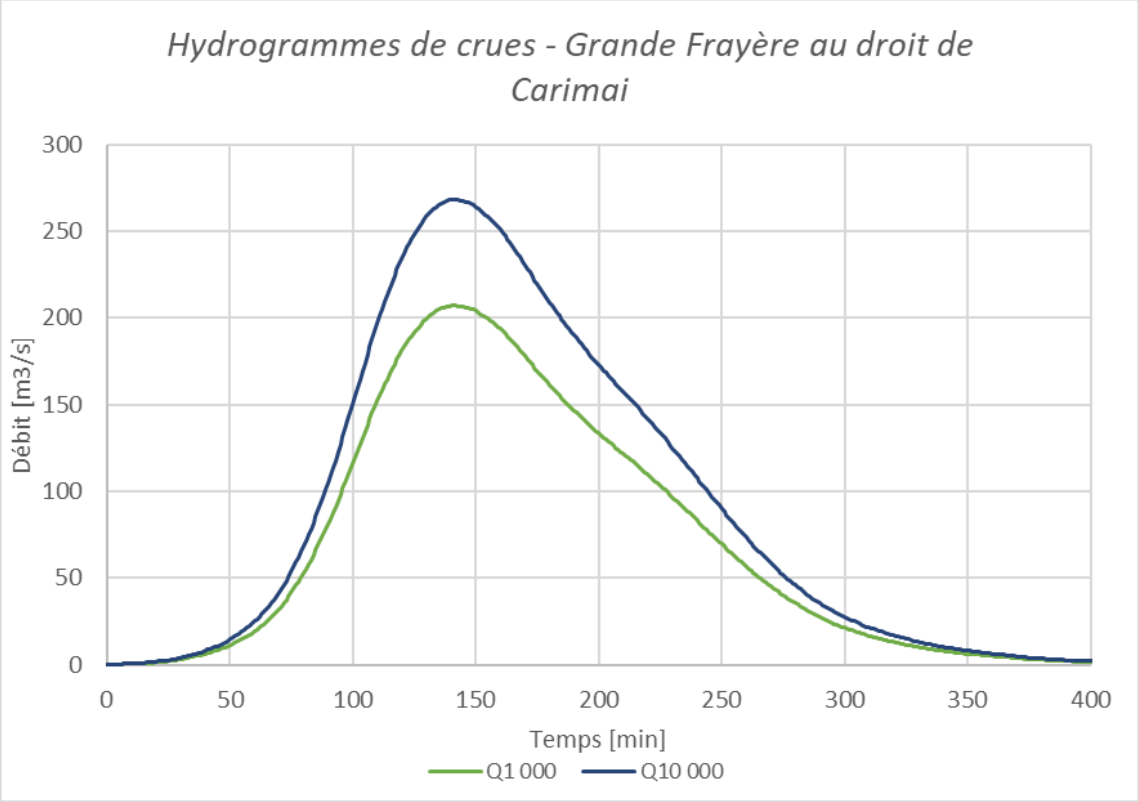


Figure 61 - Hydrogrammes de crues retenues dans le cadre de la sécurisation de l'ouvrage – Grande Frayère au droit de l'aménagement hydraulique de Carimaï

Les cotes d'eau atteintes dans la retenue pour ces deux crues sont donc déterminées dans ce chapitre à l'aide d'un calcul de laminage prenant en compte la loi hauteur volume du barrage et la courbe de débitance du déversoir **sans pertuis de fond.**

Pour de telle crue, l'ouvrage est quasi transparent et l'effet du laminage est négligeable.

Le détail des calculs de laminage est présenté dans la note de calcul hydraulique en annexe.

On retrouve le résultat du calcul de la crue exceptionnelle, et du niveau de danger dans le tableau suivant :

T	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Sollicitation du déversoir	Ouvrage de sortie	Charge sur déversoir
ans	m^3/s	m^3/s	mNGF	-	-	m

Qp= 207 m3/s - crue Q1 000	*207,0*	*206,9*	*22,04*	*OUI*	*NON*	*1,44*
Qp=268 m3/s – crue Q10 000	*268,0*	*266,6*	*22,58*	*OUI*	*NON*	*1,98*
Qp= 220.5 m3/s - crue Q1 000 avec Roquebillière (13.5 m^3/s)	220,5	220,2	22,11	OUI	NON	1,51
Qp= 281.5 m3/s - crue Q10 000 avec Roquebillière (13.5 m^3/s)	281,5	279,8	22,76	OUI	NON	2,16

On retrouve donc les cotes suivantes :

- **Situation exceptionnelle de crue : $Q_{1\ 000}$ Grande Frayère avec prise en compte des potentiels futurs apports de la Roquebillière (13,5 m^3/s) – Cote PHE (pour vérifications des revanches nécessaires pour les vagues dues aux vents) atteinte dans la retenue : 22,11 mNGF**
- **Situation extrême de crue : $Q_{10\ 000}$ Grande Frayère avec prise en compte des potentiels futurs apports de la Roquebillière (13,5 m^3/s) – Cote de danger : 22,76 mNGF**

A noter que pour ces crues exceptionnelles et extrêmes, l'ennoiement par l'aval est significatif et la différence de charge à travers l'ouvrage est de l'ordre 1,5m pour Q1 000 et de 0,7m pour Q10 000. Le coursier est totalement ennoyé et il n'y a donc pas de sujet de dissipation d'énergie à travers l'ouvrage. Les niveaux atteints sont sans prise en compte du pertuis de fond, seuls les organes d'évacuation des crues sont considérés.

4.7 Dimensionnement du mur en crête du barrage – section courante – Rive droite

La révision de l'hydrologie pour les crues et le calcul de la cote de danger à considérer une cote de crête de 22,80 m NGF, fixée par la cote maximale associée à la crue de danger.

Afin de ne pas impacter l'emprise au sol du barrage en amont, et étant donné la contrainte du maintien de la piste d'accès en pied aval du barrage, il a été décidé la mise en place d'un mur de soutènement en Té inversé en béton armé, en crête du barrage sur la section courante en rive droite.

Cette partie a pour objectif de présenter les hypothèses de dimensionnement du mur en crête, dont le dimensionnement sera réalisé lors du PRO

4.7.1 Hypothèses

La hauteur d'encastrement et l'épaisseur du mur seront déterminées lors du dimensionnement du mur.

Le mur présente une hauteur de 80 cm au-dessus du remblai. Les dimensions à déterminer sont les suivantes :

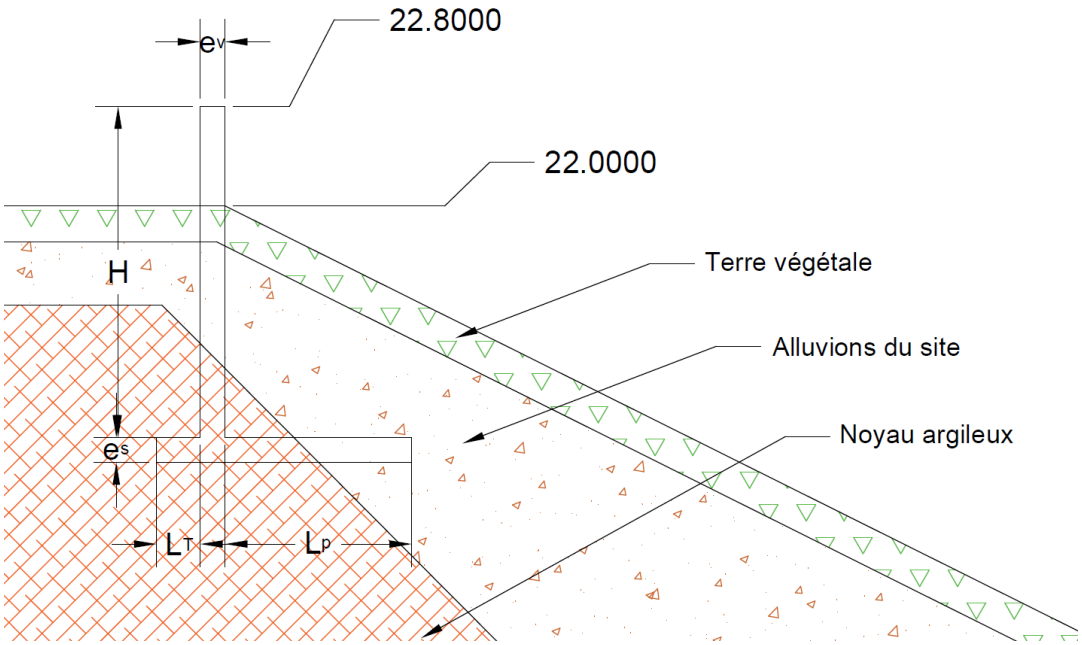


Figure 62 - position du mur en crête du barrage en rive droite

Avec :

- H : hauteur du mur ;
- e_v : épaisseur du voile vertical ;
- e_s : épaisseur de la semelle ;
- L_T : largeur du talon ;
- L_P : Largeur du patin

Les efforts considérés dans le dimensionnement du mur sont :

- Le poids propre du mur de soutènement ;
- Le poids propre du remblai ;
- Les efforts hydrostatiques en crue ;
- Surcharge d'exploitation (véhicule d'entretien) : 5 kN/m^2
- La sous-pression.
- Les effets d'un séisme (force d'inertie et poussée dynamique) sont à négliger en raison de la faible sismicité de la zone et la catégorie de l'ouvrage.

4.7.1.1 Propriétés des sols considérées

Les propriétés des matériaux du barrage et du mur sont issues du rapport **PR.06GT.21.055 – Pièce n°004 – Indice A (- Construction d'un bassin écrêteur de crue Lieu-dit « La Carimaï »**

Tableau 13 - Propriétés du sol et du béton

	Pression limite nette	Cohésion	Angle de frottement interne	Poids volumique
	P^*_l (MPa)	c' (kPa)	φ (°)	γ (kN/m³)
Noyau argileux de la digue	0,45	10	25	20
Remblais (alluvions)	-	3	33	20
Béton	-	-	-	25

Combinaisons d'actions à vérifier

Plusieurs combinaisons d'actions sont à vérifier :

- Les ELU fondamentaux pour la justification de la portance, de la limitation de l'excentrement et pour la justification du non-glissement ;
- Les ELS caractéristiques, fréquents et quasi-permanents pour la justification du non-poinçonnement et la vérification des tassements.

Celles-ci sont définies en suivant l'Eurocode 0.

Les combinaisons d'actions pour chaque vérification ainsi que les coefficients partiels sur les actions retenus sont les suivantes.

Tableau 14 - Combinaisons d'actions et facteurs partiels

γ_G	ELU 1	ELU 2 (Poussée défavorable)	ELU 3 (Poussée favorable)	ELS (Cara, Freq et QP)
W_{voile}	1,35	1	1	1
W_{patin}	1,35	1	1	1
W_{talon}	1,35	1	1	1
W_{solp}	1,35	1	1	1
W_{solt}	1,35	1	1	1
W_{surch}	1,5	1	1	1
P_e	1,35	1,35	1	1

Les vérifications à faire sont les suivantes :

- Limitation de l'excentrement de la résultante des efforts :

Tableau 15 - Vérification de la limitation de l'excentrement

	Expression i_e à vérifier
ELU Portance	1-(2e/B) ≥ 1/15
ELU Glissement	1-(2e/B) ≥ 1/15
ELU Glissement	1-(2e/B) ≥ 1/15
ELS - caractéristique et quasi-permanent	1-(2e/B) ≥ 1/2

- Vérification de la portance du sol :

Afin de vérifier la capacité en portance, il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$V_d \leq R_0 + R_{v,d}$$

$$\text{soit } V_d - A * q_0 \leq \frac{A * i_e * q_{net}}{\gamma_{R;v} * \gamma_{R;d;v}}$$

Avec

- i_e : coefficient de réduction lié à l'excentrement de la charge
- q_o: contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base de la fondation superficielle en l'absence de celle-ci (en kPa) ;
- A : valeur de la surface de la semelle (en m^2/ml) ;
- $R_{v;d}$: valeur de calcul de la résistance ultime du terrain ;
- $\gamma_{R;v}$: facteur partiel de résistance à la portance ;
- $\gamma_{R;d;v}$: coefficient de modèle associe à la méthode de calcul utilisée.

- Vérification du non-glissement :

Aux ELU, il convient de vérifier :

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p,d}$$

Avec :

- H_d : Valeur de calcul de la composante horizontale de la charge transmise par la semelle du mur au terrain ;
- $R_{h;d}$: Valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la semelle à l'effet de Hd ;
- $R_{p,d}$: Valeur de calcul de la résistance au glissement de la semelle du mur sur le terrain.

En condition de sol drainée, la valeur de calcul de la résistance ultime au glissement du terrain détermine à partir de la formule 9.3.1.4

$$R_{h;d} = V_d * \frac{\tan(\delta_{a;k})}{\gamma_{R;h} * \gamma_{R;d;h}}$$

Avec :

- V_d : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la semelle du mur au terrain ;
- $\gamma_{R;h}$: Facteur partiel pour la résistance au glissement : $\gamma_{R;h} = 1{,}1$ pour les ELU fondamentaux ;
- $\gamma_{R;d;h}$: Coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement : $\gamma_{R;d;h} = 0{,}9$;
- $\delta_{a;k}$: valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la semelle du mur et le terrain ;
- $R_{p;d} = 0$ (situation défavorable) ;

5. DESCRIPTION DES AMENAGEMENTS PROJETES

Les ouvrages formant l'enceinte du bassin de retenue ont été distinguées en 3 tronçons.



Les ouvrages ont été conçus, en phase avant-projet, selon les hypothèses / contraintes suivantes :

- La garantie d'un espace de circulation en pied du mur en terre armée du tronçon « barrage section courante ».
- Une largeur en crête de 4 m pour le barrage.
- Une risberme de 3 m pour le tronçon Nord.
- Un niveau de crête défini à 22 m NGF.
- Une conservation du talus central enherbé (éperon naturel).
- Des talus amont pentés à 2H/1V.
- Des talus avals pentés à 2,5H/1V.
- Un niveau de déblai du fond de la retenue permettant de raccorder le talweg aux ouvrages existants amont et aval.
- Un accès dans le bassin depuis le pied aval.

5.1 Barrage écrêteur de crues – Section courante

5.1.1 Principales dimensions

Le barrage en section courante est un ouvrage en remblai dont les caractéristiques principales, vérifiées par l'étude de stabilité, sont les suivantes :

Tableau 16 : Caractéristiques principales du barrage en section courante

Caractéristiques	Valeur
Cote de la crête	22,80 m NGF
Largeur de la crête	4 m
Pente du talus amont	2H/1V

Caractéristiques	Valeur
Pente du talus aval	2,5H/1V
Hauteur / TN aval	5 m

5.1.2 Coupes types

Trois coupes types ont été envisagées dans l'étude G2AVP. Celles-ci sont présentées ci-après.

5.1.2.1 Remblai zoné avec noyau en matériaux étanches (CT1)

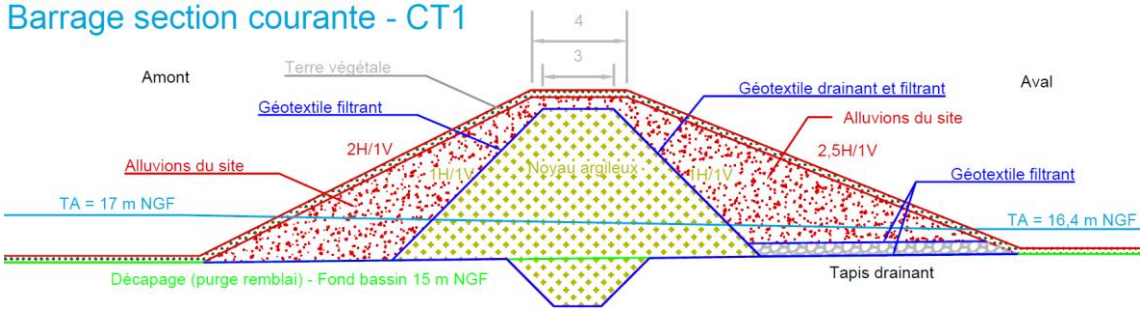


Figure 63 : CT1 - Barrage section courante

Le barrage est composé des éléments suivants :

- Un noyau argileux de 3 m de large en tête et des pentes à 1H/1V ;
- D'une clé d'étanchéité dont la profondeur sera dimensionnée dans le G2PRO à la suite de l'étude des écoulements internes ;
- D'un géotextile filtrant recouvrant le noyau argileux ;
- D'une recharge amont en matériaux alluvionnaires du site avec une pente à 2H/1V ;
- D'une recharge aval en matériaux alluvionnaires du site avec une pente à 2,5H/1V ;
- D'un tapis drainant en matériaux granulaires enrobé d'un géotextile filtrant sous la recharge aval.
- Une piste d'exploitation surmonte la crête du barrage.

La géométrie sera affinée en G2PRO (pente, du noyau épaisseur des couches, …).

5.1.2.2 Remblai homogène avec un dispositif d'étanchéité par géomembrane (DEG) (CT2)

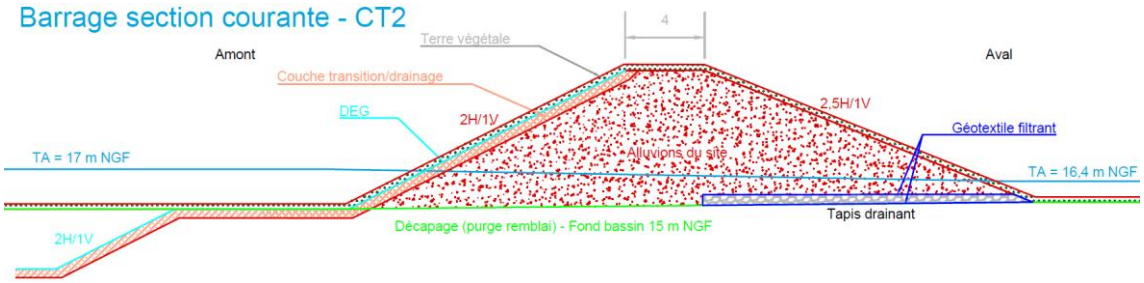


Figure 64 : CT2 - Barrage section courante

Le barrage est composé des éléments suivants :

- D'un remblai homogène en alluvions du site avec des pentes amont et aval respectivement de 2H/1V et 2,5H/1V et une largeur en crête de 4 m ;
- D'un dispositif d'étanchéité amont composé :
  - D'une couche de transition et de drainage reposant sur le remblai ;
  - D'une géomembrane étanche ancrée dans une longrine béton en crête et en pied de talus. Cette géomembrane est également ancrée dans la fondation en amont du barrage afin de rallonger le cheminement hydraulique sous le barrage.
  - D'un géocomposite permettant le maintien de la terre végétale et l'enherbement de la géomembrane.
- D'un tapis drainant en matériaux granulaires enrobé d'un géotextile filtrant sous la recharge aval.
- Une piste d'exploitation surmonte la crête du barrage.

Un raccordement spécifique du dispositif d'étanchéité devra être prévu au droit du pertuis et des appuis du barrage.

La géométrie sera affinée en G2PRO (pente, du noyau épaisseur des couches, …).

5.1.2.3 Remblai homogène avec masque amont en matériaux étanches (CT3)

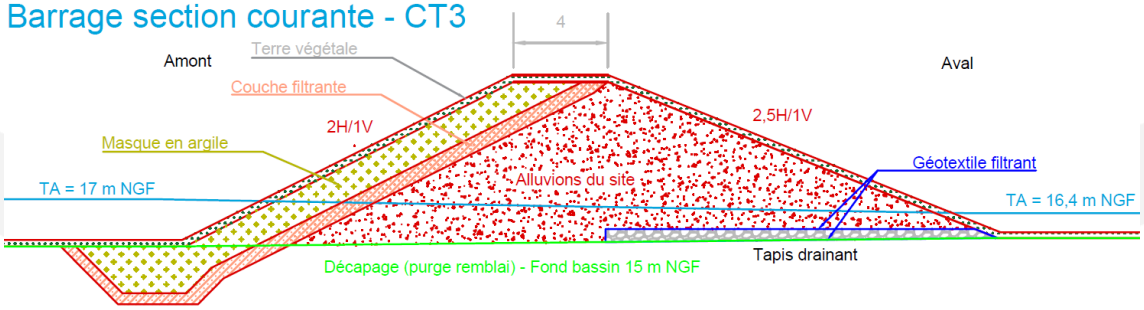


Figure 65 : CT3 - Barrage section courante

Le barrage est composé des éléments suivants :

- D'un remblai homogène en alluvions du site avec des pentes amont et aval respectivement de 2H/1V et 2,5H/1V et une largeur en crête de 4 m ;
- D'une couche de transition filtrante reposant sur les alluvions du parement amont ;
- D'un masque en argile assurant l'étanchéité du parement amont jusqu'en crête. Une bèche d'ancrage en pied de talus permet de rallonger le chemin hydraulique des écoulements sous le barrage ;
- D'un tapis drainant en matériaux granulaires enrobé d'un géotextile filtrant sous la recharge aval.
- Une piste d'exploitation surmonte la crête du barrage.

La géométrie sera affinée en G2PRO (pente du noyau, épaisseur des couches, …).

5.1.3 Solution retenue

Au commencement de l'avant-projet, trois solutions techniques par aménagement ont été envisagées :

Solution	Avantages	Inconvénients
Noyau central	- Permet l'utilisation des matériaux du site en recharge amont/aval, - Etanchéité centrale bien protégée,	- Nécessité de disposer de matériau A1/A2 d'apport - La mise en œuvre est à soigner (2 interactions noyau/recharge)
Géomembrane	- Réutilisation maximum des matériaux du site, - Bonne étanchéité si bien réalisé	- Fragile, empêche tout travaux ultérieurs sur le talus amont - peu environnemental (PVC)… - problème de tenue de la terre végétale sur la membrane
Etanchéité amont en limon	- Etanchéité amont efficace - Bonne réutilisation des matériaux du site	- La partie étanchéité est directement sur le talus amont => peut-être endommagée plus facilement

À la suite d'une première analyse, il apparait que la solution d'étanchéité par géomembrane présente de fortes contraintes techniques tant en phase chantier qu'en phase d'exploitation. En effet, cette solution apparait la moins robuste compte tenu de la destination de l'ouvrage.

Elle nécessiterait une surveillance accrue pour s'assurer du bon fonctionnement de l'ouvrage (absence de dégradation) et les opérations de maintenance impliquerait l'intervention d'une entreprise spécialisée (ex : réparation par soudure).

La solution d'étanchéité par géomembrane (DEG) est écartée de la suite de l'étude.

La solution avec masque argileux présente le désavantage d'exiger que le barrage ne présente pas de déformation après la construction, par tassement du remblai ou par mouvement de la fondation, qui entraînerait de potentiels risques de perte d'étanchéité.

Cette solution exigerait également qu'une attention particulière soit portée à l'étanchéité en périphérie du masque amont aussi bien en rive qu'en pied et en fondation. De plus, la faible mise en eau générale du parement amont peut amener à une dessication, avec apparition de fissures et retraits/gonflements successifs qui peuvent solliciter le masque.

À la suite de la présentation des solutions possibles, la solution retenue par le maître d'ouvrage correspond **à la coupe CT1 – Remblai zoné avec noyau en matériaux étanches.**

5.1.4 Points particuliers

Le levé topographique disponible entre le mur en terre armé et le pied de l'ouvrage projeté est très succinct. Un levé détaillé est nécessaire afin d'affiner la conception du système de drainage du pied aval du barrage vis-à-vis de l'espace disponible.

5.2 Barrage écrêteur de crues – Section déversante

5.2.1 Barrage

La section déversante n'a pas été étudiée en termes de stabilité au stade de la G2AVP. Sa conception repose sur les mêmes coupes types que la section courante auxquelles sont ajoutées les modifications liées à la présence de l'évacuateur de crues.

5.2.2 Evacuateur de crues

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- L'abaissement de la crête à la cote 20,50 m NGF impliquant un élargissement de celle-ci ;
- La création d'une poutre béton, d'une longueur de 70 m, et ancrée de 60 cm minimum dans le noyau en limon, dans l'axe de la crête. Cette poutre permet de régler la cote de déversement à 20,60 m NGF ;
- Un revêtement de la crête en enrochements bétonnées ;
- La création de marches d'escalier en enrochements bétonnés de 1 m de hauteur et 2,5 m de largeur sur le talus aval reposant sur une couche drainante. Les marches seront conçues de manière à présenter un recouvrement entre les marches, afin d'assurer la stabilité de l'ensemble ;
- D'un bassin de dissipation d'un mètre de profondeur protégé en fond et sur les talus par des gabions/enrochements ;

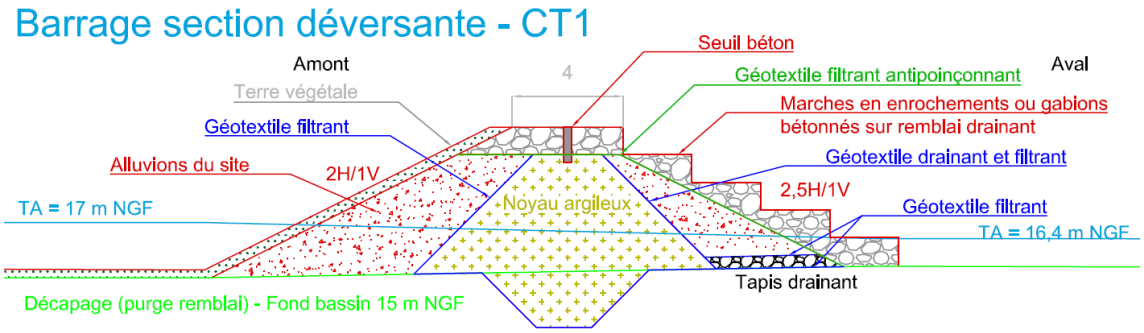


Figure 66 : Coupe type de la section déversante - Exemple de la coupe CT1

Ce choix de géométrie a mené à l'établissement de la coupe suivante, au droit de l'évacuateur :

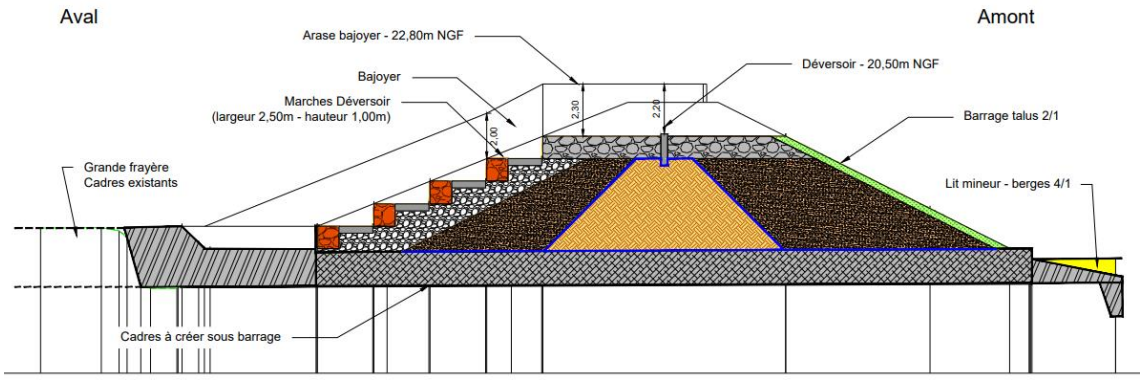


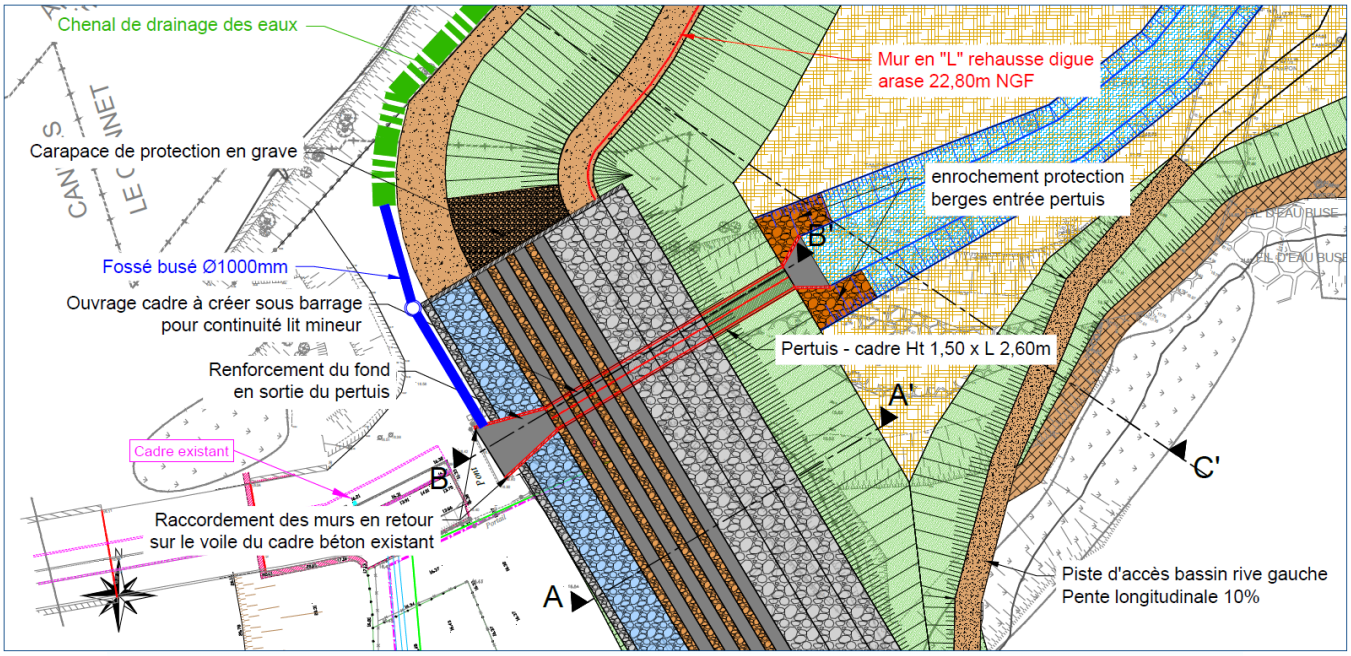
Figure 67 - Coupe au droit de l'évacuateur de crue (Plans AVP)

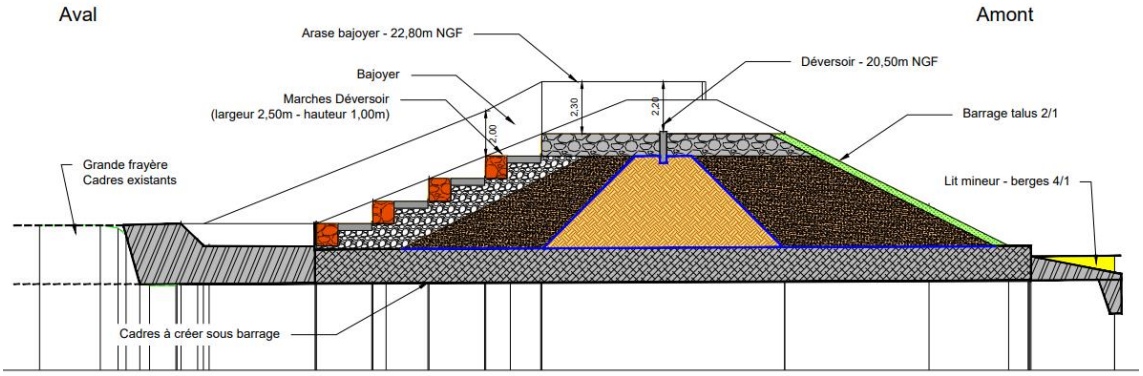
5.2.3 Pertuis de fond

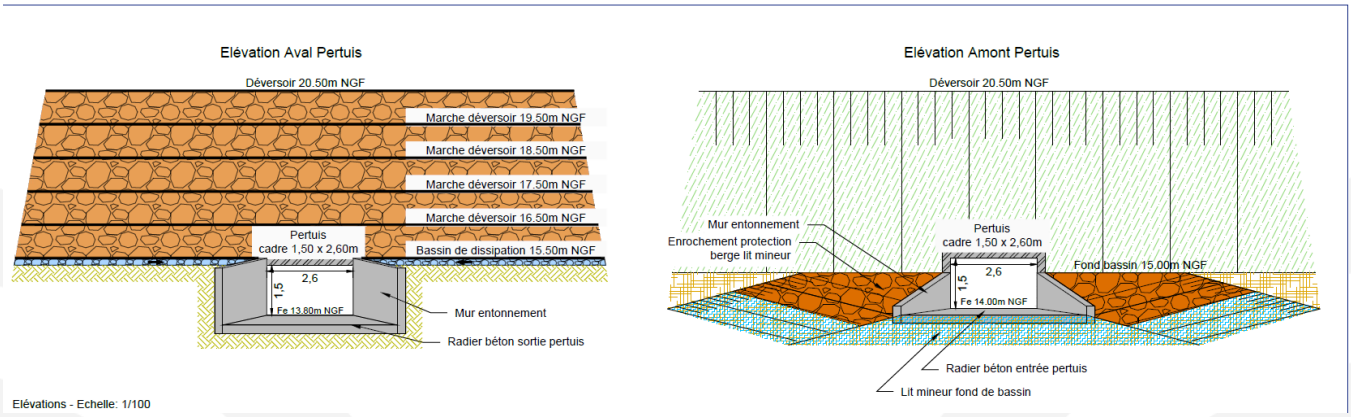
Le pertuis de fond est un ouvrage, dimensionné pour évacuer le débit de la crue centennale du PAPI sans déversement, et équipé comme suit :

- D'un entonnement amont composé d'une bèche d'ancrage et protégé par une grille limitant le transit des embâcles dans le pertuis ;
- D'une ouvrage cadre traversant le barrage en fondation ;
- D'un ouvrage de raccordement aval sur les ouvrages cadres existants.

Celui-ci présente la géométrie suivante :


Chenal de drainage des eaux
Carapace de protection en grave
Fossé busé Ø1000mm
Ouvrage cadre à créer sous barrage pour continuité lit mineur
Renforcement du fond en sortie du pertuis
Cadre existant
Raccordement des murs en retour sur le voile du cadre béton existant
Mur en "L" rehausse digue arase 22,80m NGF
enrochement protection berges entrée pertuis
Pertuis - cadre Ht 1,50 x L 2,60m
Piste d'accès bassin rive gauche
Pente longitudinale 10%
A
A'
B
B'
C'


Aval
Amont
Arase bajoyer - 22,80m NGF
Bajoyer
Marches Déversoir (largeur 2,50m - hauteur 1,00m)
Déversoir - 20,50m NGF
Barrage talus 2/1
Grande frayère Cadres existants
Lit mineur - berges 4/1
Cadres à créer sous barrage


Elévation Aval Pertuis
Déversoir 20.50m NGF
Marche déversoir 19.50m NGF
Marche déversoir 18.50m NGF
Marche déversoir 17.50m NGF
Marche déversoir 16.50m NGF
Bassin de dissipation 15.50m NGF
Pertuis cadre 1,50 x 2,60m
Fe 13.80m NGF
Mur entonnement
Radier béton sortie pertuis
Elévation Amont Pertuis
Déversoir 20.50m NGF
Mur entonnement
Enrochement protection berge lit mineur
Pertuis cadre 1,50 x 2,60m
Fond bassin 15.00m NGF
Fe 14.00m NGF
Radier béton entrée pertuis
Lit mineur fond de bassin
Elévations - Echelle: 1/100

Le dimensionnement de l'écran central autour du pertuis sera réalisé lors de la phase PRO. Cet écran central, perpendiculaire à l'écoulement, permettra de limiter les circulations d'eau autour de l'ouvrage, et ainsi limiter l'érosion de conduit.



Figure 68 : Exemple d'une grille de protection contre les embâcles

La grille de protection pourra être ouverte en partie haute pour limiter le risque d'obstruction, et faciliter l'exploitation. Cela correspondrait à l'ouverture de la zone rouge ci-dessus.

5.3 Auscultation du barrage

5.3.1 Dispositifs d'auscultation

Le barrage sera équipé d'une sonde de niveau d'eau à l'entrée du pertuis, ainsi que d'une sonde en sortie du pertuis. Celles-ci permettront de relever et enregistrer la cote du plan d'eau, ainsi que de mesurer l'efficacité de l'écrêtement des crues. Un coffret sera mis en place en crête du barrage comprenant : le dispositif d'alimentation autonome (batterie) ; la centrale d'acquisition ; le système de télétransmission. Ce système peut être alimenté par panneau solaire.

Le bassin sera également équipé d'une échelle limnimétrique graduée du fond de la retenue jusqu'à la crête de l'ouvrage (22,80 m NGF).

Le dispositif d'auscultation sera complété par des repères topométriques en crête dans l'axe du barrage (5u en rive droite, 2u en rive gauche).

Des spits seront scellés sur la poutre du seuil du déversoir à raison de 7 unités réparties sur le linéaire du seuil ainsi que sur les bajoyers du déversoir (2 sur chaque bajoyer).

5.3.2 Périodicité des mesures

Les mesures de suivi du niveau d'eau en amont et en aval du pertuis seront automatisées. En cas de montée des eaux et d'éventuelles crues, celles-ci pourront être plus rapprochées, afin d'apprécier au mieux l'évolution des niveaux d'eau, et afin d'assurer une veille. Notamment, celles-ci se baseront sur la définition des seuils d'alertes des épisodes de crues.

Les recommandations petits barrages de 2002 du Cemagref, ainsi que le guide pratique du CEMAGREF « surveillance et entretien des petits barrages » recommandent des visites de

surveillance mensuelles à bimestrielles, permettant une inspection visuelle de l'ouvrage, et la réalisation d'éventuelles mesures d'auscultations.

Les mesures topométriques seront effectuées lors de certaines visites d'inspection régulières du barrage. Celles-ci pourront être effectuées de manière trimestrielle à semestrielle après la construction du barrage, avant d'être réalisé de manière annuelle à la suite de la stabilisation du remblai, représentée par une diminution du tassement.

5.3.3 Sécurité

Une caméra de surveillance sera installée sur le site.

La caméra est les appareils de mesure seront alimentés par électricité.

5.4 Epaulement contre le remblai autoroutier

L'épaulement contre le talus de l'A8 a pour but de conforter le talus existant et d'améliorer sont étanchéité vis-à-vis du remplissage du bassin. Pour cela, trois profils types ont été envisagés au stade de l'étude G2AVP.

5.4.1 Enrochements bétonnés (CT1)

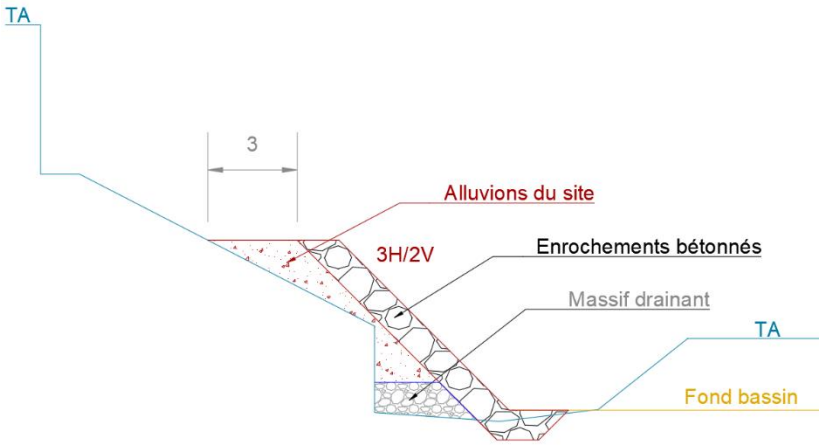


Figure 69 : CT1 - Epaulement A8

Un remblai est mis en œuvre contre le talus de l'A8 avec une pente à 3H/2V. Des enrochements bétonnés sont mis en œuvre sur le parement depuis le fond de bassin projeté jusqu'à la cote 22 m NGF. Une risberme de 3 m de large est créée en tête. Celle-ci ne constitue pas une piste d'exploitation, aucun accès à cette risberme n'est prévu dans le cadre du projet.

Un massif drainant est présent en pied du remblai afin de collecter et évacuer les eaux d'infiltration.

5.4.2 Dispositif d'étanchéité par géomembrane (DEG) (CT2)

Cette solution repose sur le même principe que le talus amont du barrage.

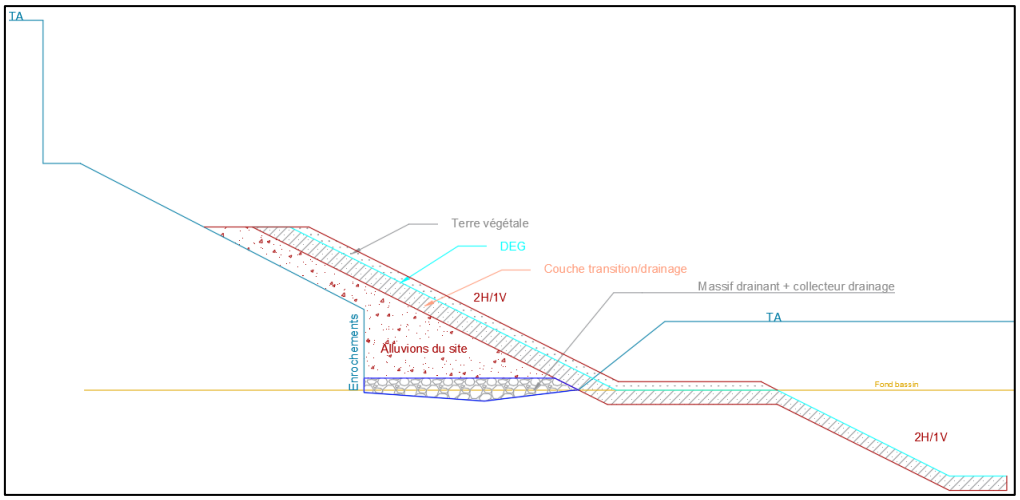


Figure 70 : CT2 - Epaulement A8

5.4.3 Masque amont en matériaux étanches (CT3)

Cette solution repose sur le même principe que le talus amont du barrage.

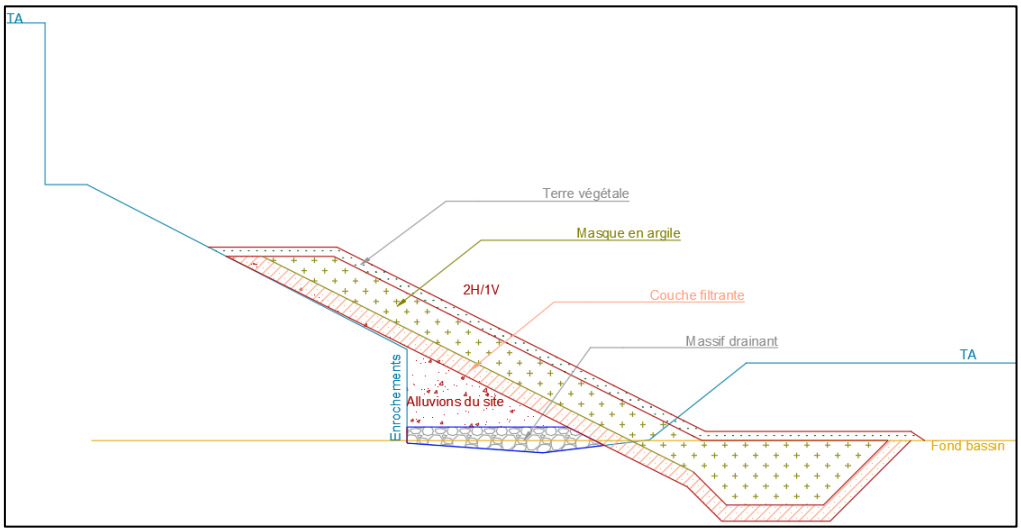


Figure 71 : CT3 - Epaulement A8

5.4.4 Solution retenue

À la suite de la présentation des différentes solutions pour l'épaulement contre le talus de l'A8, et aux échanges entre Cannes Pays de Lérin et SAFEGE, la variante CT1 a été retenue pour la suite de l'étude.

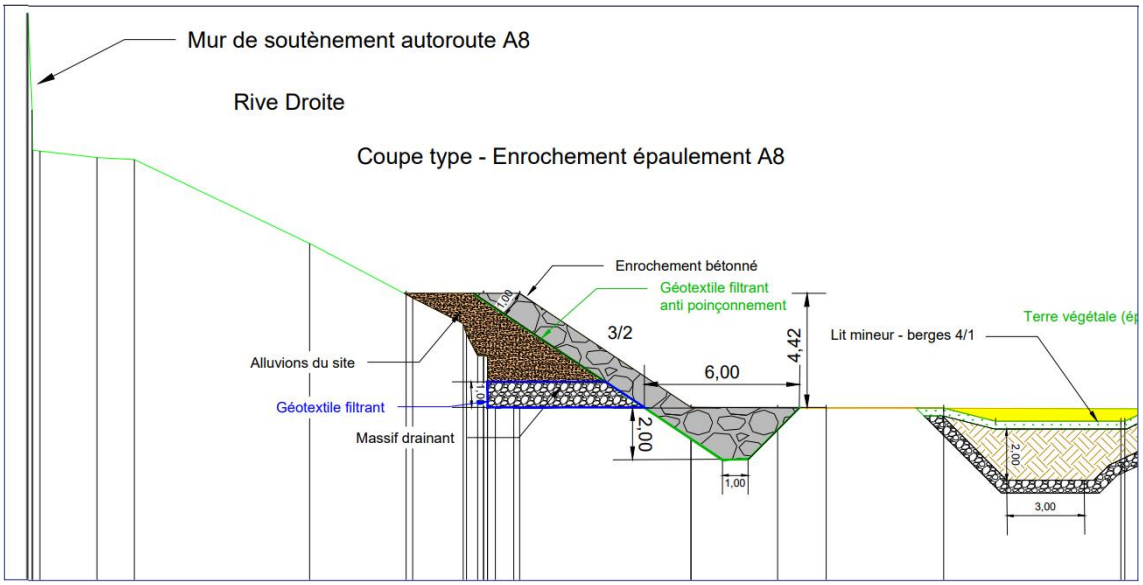


Figure 72 - Epaulement contre le remblai autoroutier - Géométrie retenue

5.4.5 Point particulier

Au nord du bassin, à la suite de l'aménagement des deux rives, la Grande Frayère connait un étranglement topographique qui nécessite de protéger les berges contre l'érosion.

Des enrochements bétonnés seront mis en place sur un sabot en enrochements. L'utilisation d'enrochements bétonnés permet de raidir la pente du talus et de limiter ainsi la réduction de largeur du lit mineur de la Grande Frayère.



Figure 73 : Etranglement topographique en fond de bassin post-aménagement

5.5 Aménagement de l'éperon naturel contre l'autoroute

Au droit de l'éperon naturel, une risberme de 3 m de large est maintenue au pied du talus. Le terrassement en déblai est ensuite réalisé avec une pente à 2H/1V jusqu'à la cote de fond de bassin projet.

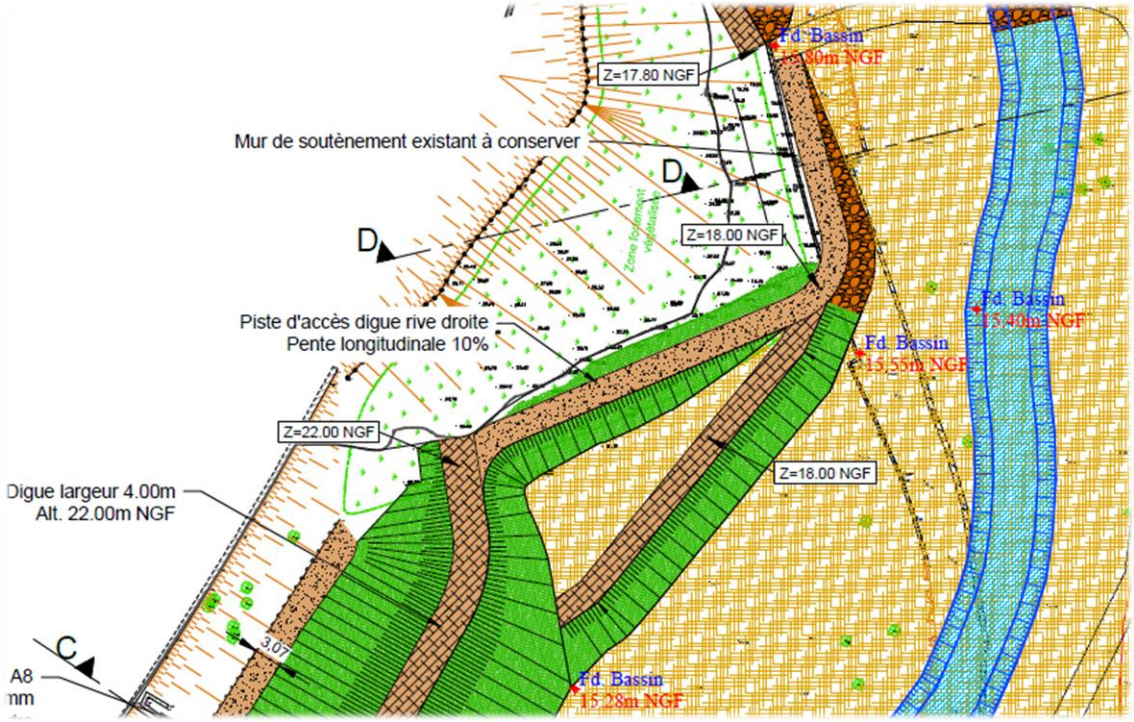


Figure 74 : Aménagement de l'éperon naturel - Extrait de la vue en plan AVP

5.6 Aménagement à la base du versant rive gauche

5.6.1 Principe de l'aménagement

En rive gauche, une risberme de 3 m de large est maintenue au pied de la falaise ou des murs existants. Le bassin est ensuite terrassé en déblai avec une pente à 2H/1V jusqu'à atteindre la cote de fond de projet.

Cette solution permet de minimiser les impacts sur le terrain naturel existant tout en maximisant le volume de la retenue.

La risberme étant créée à la cote du terrain naturel actuel, celle-ci sera submergée lors du remplissage de la retenue. Cette risberme ne constitue pas une piste d'exploitation.

5.6.2 Point particulier

Au nord du bassin, à la suite de l'aménagement des deux rives, la Grande Frayère connait un étranglement topographique qui nécessite de raidir la pente naturelle du versant en rive gauche et de protéger les berges contre l'érosion (cf. Figure 73).

Ainsi, sur cette section, des enrochements bétonnés seront mis en œuvre en rive gauche avec une pente 1H/1V.

5.7 Aménagement paysager du bassin de rétention

Cf dossier en annexe 4.

5.8 Ouvrages annexes

5.8.1 Aménagement de l'exutoire de la buse DN1000 provenant de l'A8

Au travers du mur en terre armée du tronçon aval du talus de l'A8 est présente une canalisation pluviale. Les écoulements sont ensuite évacués dans la Grande Frayère via un avaloir et une buse identifiée au chapitre 3.6.3.1.

La buse va être déposée dans la cadre des travaux du bassin, par conséquent, un ouvrage de réception sera créé au pied du mur en terre armée. Cet ouvrage guidera les écoulements en aval du barrage.

Un chenal de collecte des eaux en provenance de la buse sera mis en place en pied du barrage en aval. Ce chenal sera présent en aval du chemin d'accès d'ESCOTA.

Les caractéristiques structurelles du chenal de collecte seront précisées lors de la phase PRO.

5.8.2 Descente pluviale sur le talus de l'A8

En amont de l'éperon naturel, une descente pluviale est présente drainant les eaux de ruissellement de l'A8. Cette descente sera reprise sur sa partie aval et prolonger pour descendre le long de l'épaulement jusqu'au pied de talus. La réception des écoulements demande l'aménagement d'un bassin protégé contre l'érosion (béton, enrochement) et un fossé guidant les eaux vers le lit mineur de la Grande Frayère.

5.8.3 Aménagement de la réception du talweg rive gauche

Dans la partie amont du bassin, un talweg est réceptionné en pied de falaise. Actuellement, une érosion est observée jusqu'au lit mineur de la Grande Frayère. Afin de palier le risque d'érosion à la suite du terrassement du fond du bassin, un chenal protégé par des enrochements bétonnés sera réalisé jusqu'au lit mineur de la Grande Frayère.

5.8.4 Dévoiement du réseau d'eaux usées

Le dévoiement du réseau d'eaux usées provenant de la résidence des pins en rive gauche consiste en :

- La création d'un regard de réception du réseau au pied de la berge ;
- La pose d'un réseau sous le fond de bassin projeté puis sous le lit mineur de la Grande Frayère. Le réseau sera équipé de regards de visite espacés de 50 m maximum (hors passage sous le barrage) ;
- La traversée du réseau sous le radier du pertuis du barrage (pose en tranchée, conduite enrobée de béton) ; La création d'un poste de refoulement à l'aval du barrage pour raccordement sur le réseau existant. Le dévoiement du réseau d'eaux usées en gravitaire sera étudiée en phase PRO sous réserve des informations topo complémentaires.

Le schéma de principe est présenté ci-après.



Figure 75 : Schéma de principe du dévoiement du réseau d'eaux usées provenant de la résidence en rive gauche

5.9 Accès et entretien de l'ouvrage

L'accès à l'intérieur de la zone de stockage des eaux est envisagé via la réalisation de rampes en remblais de part ou d'autre du tronçon déversant.

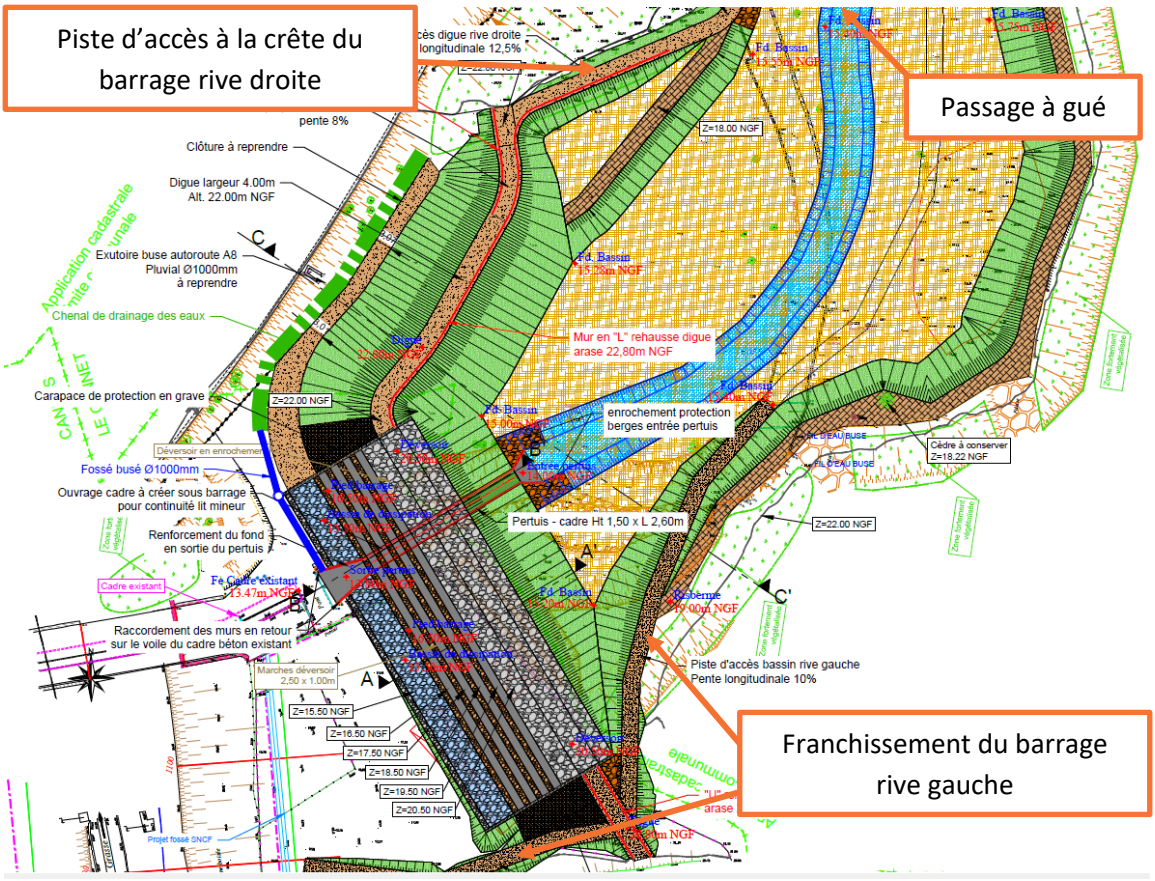


Figure 76 : Accès envisagés à l'intérieur du site

La rampe rive droite permet un accès depuis l'intérieur du bassin à la crête du barrage. Cet accès ne dispose pas de zone de retournement. La piste est aménagée en remblai avec une pente 10% à contre l'éperon naturel.

L'accès en rive gauche est composé d'une rampe permettant de monter en crête du barrage depuis le pied aval et d'une seconde rampe permettant de descendre dans le fond du bassin. Ces ouvrages sont aménagés en remblai rapporté sur la structure du barrage et contre le versant rive gauche avec une pente variant de 9 à 9,5%.

Ces rampes sont équipées d'une piste recouverte d'une couche de GNT.

Afin de traverser la Grande Frayère, un passage à gué est prévu.

5.10 Coût global de l'opération

Le montant total de l'opération est estimé à 9.21 M€ HT dont :

- 710 000 € HT d'acquisitions foncières,
- 500 000 € HT pour les études,
- 1.4 M€ HT pour les travaux préparatoires,
- 370 000 € HT pour la maîtrise d'œuvre,
- 6.23 M€ HT de travaux.

5.11 Synthèse des aménagements

Un dossier de plans est disponible en annexe 5 du rapport. La vue d'ensemble du projet est présentée ci-après.

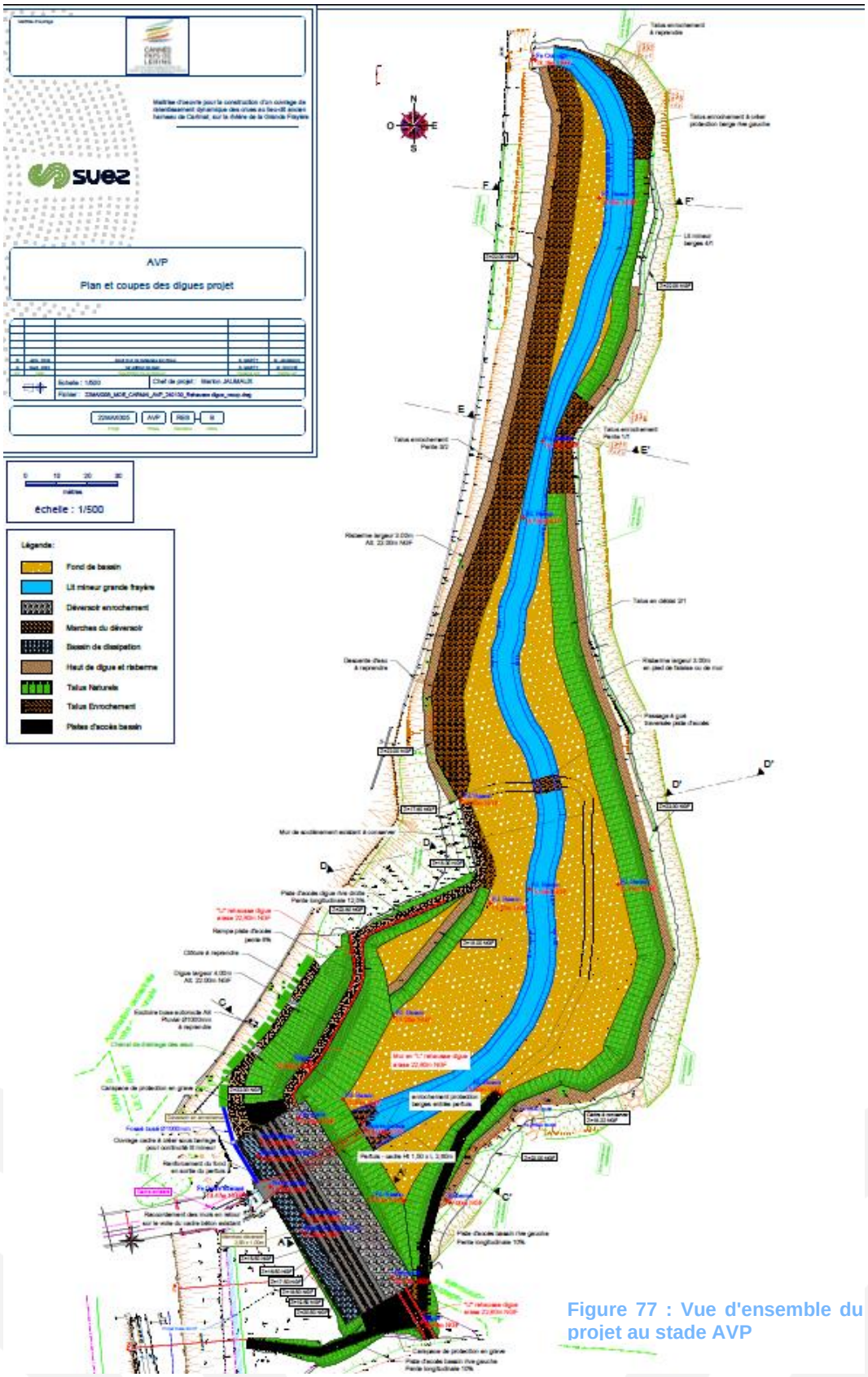


Figure 77 : Vue d'ensemble du projet au stade AVP

6. PREDIMENSIONNEMENT STRUCTUREL DES OUVRAGES

6.1 Barrage section courante

6.1.1 Justification de la cote de la crête

6.1.1.1 Préambule

La vérification de la revanche est réalisée selon les recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrage du CFBR (2013).

La revanche est calculée selon deux situations :

- Situation 1 : Un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la cote des PHE (21,40 m NGF) ;
- Situation 2 : Un vent de période de retour 1000 ans sur la retenue normale (RN = 20,60 m NGF).

La situation la plus contraignante est retenue comme dimensionnante.

La justification est menée pour un barrage de classe C.

6.1.1.2 Vitesse du vent

L'Eurocode 1 découpe le territoire français en zones climatiques sur lesquelles s'appliquent des vents de références. D'après la norme NF EN 1991-1-4/NA/A3 - Avril 2019, le barrage de Carimaï se situe dans la région 2.

La vitesse de base de référence du vent en zone 2 est **$v_{b,0}$=24 m/s** d'après la norme NF EN 1991-1-4/NA/A2 - Septembre 2012. Cette vitesse correspond à la vitesse moyenne du vent observée sur une période de 10 minutes, avec une probabilité de dépassement sur une période d'un an égale à 0,02 (vent de période de retour 50 ans), toutes directions de vent confondues à une hauteur de 10 m au-dessus du terrain naturel de type « rase-campagne ».

La vitesse de référence du vent v_b se déduit de la vitesse de base selon la formule suivante :

$$v_b = C_{dr} \times C_{season} \times v_{b,0}$$

Les coefficients C_{dr} et C_{season} sont respectivement des coefficients relatifs à la direction du vent ainsi qu'à la saison. Ils sont tous deux inférieurs ou égaux à 1. Par mesure de sécurité et en l'absence de données précises sur les vents du secteur, ces coefficients seront pris égaux à 1.

Ce qu'il faut retenir…

Au droit du barrage, la vitesse du vent de période de retour 50 ans mesuré sur une durée de 10 minutes à 10 m du sol est de 24 m/s, soit 86 km/h.

Une fois le vent de période de retour 50 ans connu, les recommandations du CFBR proposent d'estimer le vent de période de retour 1000 ans grâce au facteur multiplicatif 1,20 (cf. Tableau 17). Soit une vitesse du vent millénal de 28,8 m/s (104 km/h).

Tableau 17 : Facteur multiplicatif entre la vitesse du vent 50 ans et la vitesse du vent T ans - Extrait recommandations CFBR 2013

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

6.1.1.3 Estimation de la hauteur des vagues

Le calcul de la hauteur des vagues H_s est réalisé selon la méthode de Smith.

$$H_s = 0{,}00048 \times \hat{U}_a \times \sqrt{F}$$

Avec H_s la hauteur significative des vagues en m ; F la longueur du fetch de la retenue en m ; $\hat{U}_a$ la vitesse efficace ajustée du vent à 10 m de hauteur en m/s.

Sans information sur la direction des vents, $\hat{U}_a = U_a$

$$U_a = U \times \sqrt{0{,}75 + 0{,}067 \times U}$$

Avec U la vitesse moyenne du vent sur la durée à considérer à 10 m au-dessus de la surface du plan d'eau.

La vitesse du vent U est corrigée afin de prendre en compte la surface lisse du plan d'eau. Un facteur de majoration y est donc appliqué (Saville et al., 1962).

Tableau 18 : Facteur de majoration de la vitesse du vent - Extrait recommandation CFBR 2013

Fetch (m)	Facteur de majoration
100	1,01
500	1,06
1000	1,1
5000	1,2
>8000	1,3

Une seconde correction sur les données de vitesse de vent est nécessaire pour les transposer à la durée minimale de vent t_{min} nécessaire à la formation des vagues.

$$t_{min} = 27 \times F^{0,72} \times \hat{U}_a^{-0,44}$$

Un calcul itératif permet ensuite de déterminer U_a correspondant à la donnée du vent mesurée au sol pour la durée adéquate t_{min}.

D'après le calcul, pour un fetch de 400 m, la hauteur significative des vagues H_s est de 0,39 m pour un vent cinquantennal et 0,50 m pour un vent millénal.

6.1.1.4 Calcul de la vague de projet

La vague de projet H_d dépend du pourcentage de vagues du spectre que l'on accepte de laisser dépasser la crête.

$$H_d = K \times H_s$$

Tableau 19 : Coefficient K utilisé pour le calcul de la vague de projet - Extrait recommandation CFBR, 2013

K	% de vagues dont la hauteur dépasse H_d
0,75	32 %
0,89	20 %
1,00	13 %
1,07	10 %
1,25	5 %
1,33	3 %
1,58	1 %

Pour les barrages en remblai, il est recommandé d'accepter que 5% des vagues déferlent, soit un coefficient K=1,25.

Par conséquent, $H_{d,\ PHE}$ = 0,48 m et $H_{d,\ RN}$ = 0,63 m.

6.1.1.5 Détermination de la hauteur de déferlement

Pour la vague de projet, la hauteur de déferlement R est la différence de hauteur verticale entre le niveau maximal atteint par le déferlement de la vague sur le parement amont et le niveau du plan d'eau. Cette hauteur dépend de la nature du barrage (pente et rugosité du parement).

Le déferlement relatif de la vague R/H_d est fonction de la pente du talus et de H_d/L où L est la longueur d'onde des vagues telle que $L = 1{,}56 \times T^2$.

La longueur d'onde des vagues dépend de la période du pic spectral T des vagues estimée à partir de la formule de Smith : $T = 0{,}0716 \times F^{0,28} \times \hat{U}_a^{0,44}$.

Tableau 20 : Grandeurs intermédiaires T, L, H^d/L - Calcul de revanche

Grandeur	Situation 1	Situation 2
T (-)	1.95	2.19
L (m)	5.93	7.47
H_d/L	0.08	0.08

Ainsi la valeur de déferlement relatif R/Hd sur un parement lisse est donnée dans le tableau suivant.

Tableau 21 : Valeurs de déferlement relatif sur parement lisse - Extrait recommandations CFBR

Pente du talus amont ➔	1/3	1/2,5	1/2
H_d/L = 0,1	1,15	1,4	1,9
H_d/L = 0,08	1,37	1,64	2,0
H_d/L = 0,07	1,49	1,73	2,0

Le parement amont du barrage de Carimaï présentera une pente de 2H/1V, ainsi le déferlement relatif est de 2 pour les deux situations.

Pour un parement rugueux, comme celui du barrage de Carimaï, la hauteur de déferlement R est prise égale à 60% de celle calculée pour un parement lisse.

La hauteur de déferlement correspond à la revanche nécessaire entre la crête et le plan d'eau considéré, soit **une revanche minimale de 0,58 m sur la PHE (situation 1) et 0,76 m sur la RN (situation 2).**

6.1.1.6 Détermination de la cote de la crête du barrage

D'après les calculs de revanche réalisés et les cotes RN (20,60 m NGF) et PHE (22,11 m NGF), les cotes théoriques minimales de la crête sont données ci-après.

- Cote de la crête pour respect de la revanche sur la cote PHE : 22,69 m NGF
- Cote de la crête pour respect de la revanche sur la retenue normale : 21,36 m NGF

De plus, le chapitre VIII de l'arrêté de 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages fixe la non-atteinte de la cote de danger avec une probabilité supérieure ou égale à 10^{-4}. Ainsi, l'analyse hydraulique de la crue associée, de temps de retour 10 000 ans menée dans la note de calcul hydraulique en annexe du présent rapport a permis d'établir une cote de retenue de PHEE de 22,76 m NGF.

Ce qu'il faut retenir…

En considérant un parement amont rugueux, la cote minimale de la crête du barrage ou du muret pare vagues doit atteindre 22,76 m NGF afin de respecter la revanche minimale calculée selon les recommandations du CFBR, ainsi que la cote de danger.
La crête de l'ouvrage étant calée à la cote 22,80 m NGF, la revanche minimale est respectée.

6.1.1.7 Protection des parements et de la crête

Le calcul de la revanche et de la hauteur des vagues pose à question du dimensionnement de la protection du talus amont, qui doit prendre en compte l'effet des vagues. Les recommandations pour la conception la réalisation et le suivi des petits barrages du CFBR de 2022 établissent le type d'enrochement à mettre en place.

La hauteur de vague prise en compte ici correspond à la situation la plus sécuritaire, à savoir pour un vent de temps de retour 1000 ans calculé pour une retenue à la cote de RN. On considère donc une hauteur de vague de 76 cm.

Les recommandations du CFBR nous donnent l'épaisseur et les dimensions du rip-rap suivantes :

Tableau 22 - Dimension de la protection amont en enrochements (Source : recommandations petits barrages – CFBR, 2002)

Hauteur des vagues h (m)	Épaisseur e (m)	d_{50} des blocs (m)
0,30	0,30	0,20
0,55	0,40	0,25
0,80	0,50	0,30
1,05	0,60	0,40
1,30	0,70	0,45
1,55	0,80	0,50

Il est donc recommandé de mettre en place un rip-rap sur le parement amont présentant un d_{50} de 30 cm (diamètre tel que 50% en poids des blocs aient un diamètre égal ou supérieur au d_{50}), sur une épaisseur de 50 cm. Cette recommandation concerne notamment la partie haute de la

crête du barrage sur la section courante. La partie basse du parement amont pourra présenter des dimensions de protection plus faible, l'effet des vagues sur la protection lorsque la retenue est plus basse étant bien plus faible.

6.1.2 Justification de la stabilité de l'ouvrage au glissement

La justification de la stabilité de l'ouvrage a été détaillée par Fondasol dans le cadre de la mission G2AVP. **En première approche, Fondasol a considéré des pentes de talus à 2H/1V en amont et en aval.**

Les principaux résultats sont repris ci-après.

6.1.2.1 Vérification au glissement du talus amont

La vérification au glissement du talus amont est demandée pour les situations suivantes :

- En situation normale d'exploitation avec la retenue vide ;
- En situation rare de décrue rapide pour la crue centennale ;
- En situation extrême de décrue rapide pour la crue de 2015 ;
- En situation extrême de séisme avec la retenue vide.

6.1.2.2 Vérification au glissement du talus aval

La vérification au glissement du talus amont est demandée pour les situations suivantes :

- En situation normale d'exploitation avec la retenue vide ;
- En situation normale d'exploitation avec un niveau de crue centennale ;
- En situation exceptionnelle de crue rapide pour la crue millénale ;
- En situation extrême de crue rapide pour la crue de 2015 ;
- En situation extrême de séisme avec la retenue vide.

Le cas de dégradation de l'étanchéité ou du drainage est également étudié vis-à-vis de la stabilité au glissement du talus aval, en situation rare pour la crue centennale.

6.1.2.3 Synthèse des résultats

Situation de projet	Commentaires et cote de remplissage	États limites	CT1	CT2	CT3	
Situations normales d'exploitation						
Situation normale d'exploitation – hors crue	**Retenue vide** **+16.00 NGF**	Glissement du talus amont	1,06 > 1,0	1,08 > 1,0	1,16 > 1,0	
		Glissement du talus aval	1,06 > 1,0	1,09 > 1,0	1,10 > 1,0	
		Défaut de portance de la fondation / tassement	1,09 > 1,0	1,09 > 1,0	1,09 > 1,0	
Situation normale d'exploitation – crue	Crue de projet (niveau de protection de l'aménagement hydraulique) **Crue 100 ans** **+20.50 NGF**	Glissement du talus aval	Non (0,95)	Non (0,97)	Non (0,97)	A
		Affouillement du pied amont	-	-	-	
		Défaut de portance de la fondation / tassement	1,09 > 1,0	1,09 > 1,0	1,09 > 1,0	
		Érosion interne	À confirmer	À confirmer	À confirmer	
Situation exceptionnelle de crue	Niveau de PHE, pour un barrage en remblai de classe C : Q1 000 ans **Crue 1 000 ans** **+21.16 NGF**	Glissement du talus aval	1,09 > 1,0	1,15 > 1,0	1,10 > 1,0	
		Affouillement pied amont	-	-	-	
		Soulèvement pied aval	2,15 > 1,33	2,93 > 1,33	2,34 > 1,33	
		Érosion interne	À confirmer	À confirmer	À confirmer	
Situation rare de décrue/ vidange rapide	Décrue rapide après situation normale de crue (crue de protection) **Crue 100 ans** **+20.50 NGF**	Glissement du talus amont	1,52 > 1,44	Non (<1,4)	1,51 > 1,44	B
Situation rare de dégradation de l'étanchéité	Niveau de protection **Crue 100 ans** **+20.50 NGF**	Glissement du talus aval	1,51 > 1,44	x	1,55 > 1,44	
Situation rare de dégradation du drainage	Niveau de protection **Crue 100 ans** **+20.50 NGF**	Glissement du talus aval	1,50 > 1,44	x	1,50 > 1,44	
Situations accidentelles ou extrêmes de crue						
Situation extrême de crue (crue de danger)	Période de retour 10 000 ans pour un barrage de classe C **Crue 2015** **+21.41 NGF**	Glissement du talus aval	1,29 > 1,0	1,37 > 1,0	1,31 > 1,0	
		Affouillement pied amont	-	-	-	
		Soulèvement pied aval	2,35 > 1,1	3,20 > 1,1	2,56 > 1,1	
		Érosion interne	À confirmer	À confirmer	À confirmer	
Situation extrême de décrue rapide (si justifié)	Depuis le niveau de crue extrême de la rivière (cote de danger) **Crue 2015** **+21.41 NGF**	Glissement du talus amont	1,52 > 1,1	1,31 > 1,1	1,51 > 1,1	
		Érosion interne	À confirmer	À confirmer	À confirmer	
Situation extrême de séisme (SES)	On considère que cette situation ne peut pas être concomitante d'une crue **Retenue vide** **+16.00 NGF**	Glissement du talus amont	1,01 > 1,0	1,01 > 1,0	1,04 > 1,0	
		Glissement du talus aval	1,02 > 1,0	1,02 > 1,0	1,03 > 1,0	
		Liquéfaction	Non (1,3 à 1,9)	Non (1,3 à 1,9)	Non (1,3 à 1,9)	C
Situation accidentelle de dégradation de l'étanchéité et du drainage	Niveau de protection **Crue 100 ans** **+20.50 NGF**	Glissement du talus aval	1,49 > 1,1	x	1,52 > 1,1	

A/ Pour la crue de projet, il s'avère que le coefficient de sécurité obtenu dans le calcul de stabilité du talus aval est insuffisant, bien qu'étant proche de la valeur limite de 1. Par conséquent, Fondasol a adouci la pente du talus à 2,5H/1V sur le talus aval. Dans cette situation, le coefficient de sécurité est supérieur à la valeur limite.

B/ La membrane de la coupe CT2 a été modélisée en élément volumique de 5 cm . La modéliser avec un segment interdisant l'écoulement ne permettait pas d'initialiser et converger les écoulements lors de la première phase de calcul dans un temps compatible avec les études. Toutefois, la faible épaisseur de cet élément peut conduire à une rupture purement numérique impliquant des facteurs de sécurité très faibles ne reflétant pas la sécurité réelle de l'ouvrage. En effet, cette coupe présente une géométrie similaire aux deux autres avec, qui plus est, une meilleure étanchéité limitant ainsi la saturation du remblai amont.

C/ Cf. chapitre 2.2.5.2.

6.1.3 Vérification du soulèvement en pied aval

La vérification du soulèvement en pied aval est demandée pour les situations suivantes :

- En situation exceptionnelle de crue rapide pour la crue millénale ;
- En situation extrême de crue rapide pour la crue de 2015.

A priori, le modèle ne présente pas de couche suffisamment peu perméable pour mettre en surpression l'eau dans un horizon plus perméable. Les calculs numériques aux éléments finis ayant été réalisés pour une problématique de stabilité au glissement, il est rapide de faire tout de même les vérifications du soulèvement en pied aval en considérant que les fondations soient plus perméables que le barrage.

L'étude de Fondasol conclut sur des coefficients de sécurité vis-à-vis de ce risque supérieur au coefficient limite dans les situations exceptionnelle et extrême de crue, et ce quel que soit la coupe type envisagée. **Le risque est donc écarté.**

6.1.4 Vérification de la portance et des tassements

Le détail de l'étude est disponible dans le rapport G2AVP de Fondasol.

Les tassements totaux sous le barrage, apparentée à une semelle filante de 18m de large, sont estimés à l'ELS QP en appliquant le poids de l'ouvrage avec un poids volumique théorique de 20 kN/m^3 sur une hauteur de 7 m ainsi qu'une surcharge d'exploitation de 10 kPa coefficientée de 0,6. Pour rappel, la contrainte en place initiale due à la purge n'est pas prise en compte.

Dans un premier temps, ils sont estimés par analogie à une semelle filante avec la méthode pressiométrique selon les préconisations de l'annexe H la norme NF P 94-261. Les tassements attendus à l'ELS QP seraient de l'ordre de 6 cm.

Dans un deuxième temps, ils sont estimés jusqu'à 9 cm à l'axe du barrage, sous l'axe de l'ouvrage avec la méthode élastique à l'aide de FOXTA.

L'ordre de grandeur des tassements attendus à l'axe serait du demi-décimètre au décimètre. Ces tassements devront être pris en compte pour la géométrie du barrage lors de la réalisation des travaux. Toutefois, ces tassements vont se produire rapidement et ne devraient pas nécessiter leur anticipation dans l'édification du barrage.

6.1.5 Vérification de la sensibilité à l'érosion interne

Différents mécanismes d'initiation peuvent conduire à une dégradation de l'ouvrage par érosion interne :

- Érosion de conduit
- Érosion de contact
- Érosion régressive
- Suffusion

6.1.5.1 L'érosion de conduit

L'érosion de conduit n'est pas étudiée au stade de la G2AVP. En effet, elle dépend fortement des situations et des dispositions préventives éventuelles (animaux fouisseurs, dessication, ouvrage traversant, végétation, fissuration consécutive à des tassement différentiels, etc.).

Selon l'estimation du risque à l'issue de la G2 AVP, des essais HET (Hole Erosion Test) devront être réalisés en G2 PRO afin de qualifier ce risque.

6.1.5.2 Erosion de contact

L'érosion de contact se développe à l'interface entre deux couches de sols différentes : une couche de sol fin et une couche de sol grossier, ou tout autre surface de circulation d'eau préférentielle permettant l'arrachage des particules fines. Le sol fin, mais non argileux, est susceptible d'être érodable lorsqu'il est constitué avec moins de 5% de particule inférieure à 2µm et un Ip inférieur à 7. Dans notre cas, les Ip n'ont été mesurés que sur les échantillons les plus argileux classés A2 (Ip de l'ordre de 15). Les autres échantillons de sol fin classés A1 ont une proportion de particule <2µm de l'ordre de 15 à 20%. Les sols présentant une proportion inférieure à 5% sont des sols classés B5, des sables et graviers très silteux.

Pour qu'une érosion de contact s'initie, les particules fines doivent pouvoir passer à travers les pores du sol grossier (condition de filtre de Terzaghi). On distingue alors trois domaines suivant la granulométrie des deux sols :

- Un domaine où la condition géométrique de stabilité à l'érosion de contact est vérifiée ;
- Un domaine de transition : les facteurs géométriques et hydrauliques sont couplés ;
- Un domaine où seul le facteur hydraulique est déterminant dans la stabilité à l'érosion de contact : les granulométries permettent un facile transport des particules fines à travers le sol grossier.

Au droit du projet, les alluvions présentent des variations de faciès, avec une proportion de fines plus importante dans la partie sud (§.B). Au niveau de la coupe A (partie sud), il n'y a pas de couche suffisamment grossière/perméable pour permettre le transport des fines. **Le risque d'érosion de contact dans la fondation est écarté en première approche.**

Des mesures constructives seront prises afin d'écarter tout risque d'érosion de contact au sein de l'ouvrage (géotextile, matériaux filtres).

Nous attirons l'attention sur les dispositions à prendre au niveau de l'interface entre le barrage et l'éperon naturel en rive droite. Des ouvrages maçonnés existants devront être déconstruits et les matériaux fins (substratum non-affleurant) purgés ou traités afin d'éviter toute surface de circulation et donc d'érosion de contact préférentielle.

De plus, une attention particulière devra être portée sur la réalisation du mur en crête de l'ouvrage, pour éviter le développement d'érosion au contact entre la semelle du mur et le noyau argileux du barrage de la section courante.

6.1.5.3 Erosion régressive

L'érosion régressive s'initie dans une couche de sable sous une paroi cohérente en de fins chenaux. Ce phénomène est repéré en pied aval du barrage par la présence d'un cumulus de sable au milieu duquel coule une résurgence qui transporte des fines. À noter que les sols

particulièrement sensibles à l'érosion régressive sont les sables et les silts à granulométrie serrée avec moins de 5% de particule d < 2µm.

Le barrage, ainsi que sa fondation, seront constitués des matériaux du site qui sont in-situ de granulométrie très étalée avec une certaine proportion de fines. Leur mise en œuvre dans le barrage ne devrait faire qu'accentuer cette caractéristique (mélange).

Bien que le gradient hydraulique soit supérieur au gradient critique de Lane de 0,048 dans des sables fins (approche empirique), leur granulométrie limite le risque d'érosion régressive. Il faudra veiller toutefois à la granulométrie des matériaux mis en œuvre, bien que le risque soit faible avec la réalisation d'un drain-filtre en aval.

6.1.5.4 Suffusion

L'érosion par suffusion consiste au détachement et au transport des particules les plus fines du sol à travers le réseau de pores. La suffusion peut conduire à des modifications de porosité et des caractéristiques mécaniques des sols. La suffusion dépend de paramètres géométriques (granulométrie), hydrauliques, minéralogiques et physico-chimiques. Ici seuls les critères granulométriques d'initiation de la suffusion sont abordés, qui sont les seuls communément admis à présent.

Les sols sensibles à la suffusion sont ceux dont la courbe granulométrique est discontinue ou concave vers le haut (courbes 3 et 4 sur la figure ci-dessous).

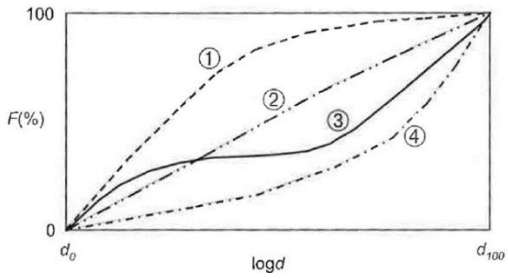


Figure 78 : Granulométrie des sols sensibles à la suffusion (Bonelli et al, 2012)

Pour estimer si le sol est sujet au phénomène de suffusion, il est possible de se référer aux critères de Kezdi et Kenney & Lau. Ces deux méthodes consistent en quelque sorte à vérifier la condition de filtre de Terzaghi (D15/d85 > 9) entre les fractions fines et grossières d'un sol délimitées par un diamètre limite d_{limite} et ce pour d_{limite} parcourant toute la courbe granulométrique. On vérifie ainsi que les particules les plus fines du sol ne peuvent être emportées par un écoulement à travers les constrictions des particules les plus grosses. Ces méthodes sont conservatives car elles ne tiennent pas compte des forces de contact entre les grains qui s'opposent à leur détachement.

Selon ces deux critères granulométriques, de nombreux échantillons présentent un risque potentiel à la suffusion (voir tableau de synthèse ci-dessous).

Tableau 23 : Analyse du risque de suffusion - Source : G2AVP Fondasol

										Evaluation du risque de suffusion :	
Sondage	Prof. (m)	Alt. (NGF)	GTR	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cu	Cc	D15/d85	Critère de Kezdi et Kenney & Lau :	Critère simplifiée de Terzaghi :
SC1	1.4	15.50	A2	0.169	0.015				6.19	Oui	Non
SC1	3.7	13.20	A2	0.020	#DIV/0!				#DIV/0!	Non	x
SC1	4.275	12.63	A1	0.885	0.015				9.68	Oui	Oui
SC1	9.45	7.45	C1B5	8.421	0.663	0.006	1513.1	9.38	5.65	Oui	Non
SC2	6.5	10.80	B5	3.158	0.769	0.015	206.4	12.24	2.47	Oui	Non
SC3	3.15	13.80	A2	0.032	0.002				#DIV/0!	Non	x
SC3	7.4	9.55	B5	3.223	0.418	0.016	198.8	3.34	3.65	Oui	Non
SC4	3.35	15.70	C1A2	0.023	0.002				#DIV/0!	Non	x
SC4	7.55	11.50	A2	0.181	0.007				18.25	Oui	Oui
SC5	2.45	16.27	B5	0.692	0.171	0.006	122.5	7.51	2.32	Oui	Non
SC5	6.45	12.27	B4	1.869	0.433	0.077	24.3	1.30	2.18	Non	Non
SC6	3.65	18.10	C1B5	9.603	0.462	0.012	776.4	1.80	8.01	Oui	Non
SC6	7.5	14.25		39.772	26.261	12.088	3.3	1.43	1.38	Non	Non
SC8	4.55	18.20	C1A1	0.602	0.044				16.07	Oui	Oui

Le risque de suffusion des sols de fondation est possible, mais faible dans sa globalité (granulométrie très étalée).

De plus, le gradient hydraulique variant de 0,17 à 0,20 selon les situations de charge est inférieur au critère de Monnet (rappelé ci-dessous) évalué à 0,25 avec un d15 de 0,05mm et une perméabilité de 10^{-4} m/s.

Pour limiter le risque d'érosion interne, il est nécessaire d'imposer un critère granulométrique sur le remblai en corps de barrage, mis en œuvre à partir des alluvions du site. **Le matériau devra présenter une courbe granulométrique étalée, graduellement répartie, avec une certaine teneur en fines et respecter le critère de filtre en son sein et vis-à-vis des autres matériaux en contact.**

6.2 Barrage section déversante

6.2.1 Justification du bassin de dissipation

Pour la crue de 123 m^3/s, on constate que la condition aval impose un ressaut au niveau du pied du coursier sur la deuxième marche. Ce ressaut permet de dissiper l'énergie résiduelle en pied dans la lame d'eau aval. Cette lame d'eau est imposée par la section d'ouverture du remblai SNCF, malgré les hypothèses prises, le niveau d'eau à l'aval atteint un niveau de l'ordre de 18.4 mNGF et **ennoie le bassin sous plus de 3m d'eau**. Pour une crue de 36 m^3/s, les écoulements sont bien plus contenus dans le bassin de dissipation avec peu de débordement en dehors du bassin et des hauteurs d'eau de l'ordre de 1m à 1.5m. Le niveau d'eau dans le chenal est plus faible ce qui entraine une chute d'eau depuis le bassin dans le chenal ;

On observe une augmentation de la débitance le long du bassin à mesure que le débit déversé augmente en direction du chenal central sur la partie gauche de l'évacuateur ;

Les Froude montrent bien que, que ce soit pour la crue de 2015 ou une crue de 36m^3/s, l'écoulement est en régime fluvial dans le bassin et que le ressaut permet de dissiper l'énergie résiduelle en pied ;

La vitesse d'écoulement chute à l'entrée du bassin passant de plus de 4.5 m/s à moins de 1m/s pour une crue de 123 m^3/s. On observe également que la vitesse augmente en direction du chenal central. Pour une crue **type 36m^3/s**, malgré le plus faible débit, **les vitesses d'écoulement sont plus importantes dans le bassin** dû à l'absence de contrôle aval. Un écoulement s'établit jusqu'à se rejeter dans le chenal ;

La contrainte tractrice sur le fond est rapidement en dessous des 50 N/m² dans le fond du bassin pour une crue de 123 m³/s. Pour la crue à 36 m³/s, les vitesses établies dans le bassin engendrent une contrainte supérieure sur le fond, de l'ordre de 300N/m² au droit du rejet dans le chenal.

Les contraintes tractrices dans le bassin restent donc raisonnables et ne nécessitent pas de mesures particulières dans le dimensionnement du béton et/ou des enrochements bétonnés.

6.2.2 Justification structurelle du déversoir

Les vérifications du dimensionnement structurel des ouvrages en génie civil seront menées en phase PRO.

6.2.3 Prédimensionnement structurel du pertuis

La dimension du pertuis doit permettre de solliciter un maximum le volume de stockage de l'aménagement sans solliciter le déversoir. L'ouvrage est également conçu pour être visitable donc sa hauteur est limitée au minimum à 1.5m.
L'ouvrage de sortie permettant d'optimiser est un dalot largeur 2,6m par 1.5m de haut. Il permet d'atteindre une cote de 20.54 mNGF dans la retenue pour un écrêtement de 38% du débit de pointe à la crue centennale.

La structure du pertuis sera justifiée dans le rapport de la phase PRO.

6.3 Tronçon Nord – Epaulement du talus de l'A8

6.3.1 Justification de la stabilité de l'ouvrage au glissement

Les ouvrages mis en œuvre contre le talus de l'A8 ont pour unique but de protéger le talus existant existants. Ceux-ci ne constituent pas un ouvrage hydraulique pouvant induire une libération incontrôlée de l'eau vers l'aval. **Ces ouvrages ne sont donc pas concernés par la réglementation et les règles de l'art appliquées à la conception des ouvrages hydrauliques important pour la sécurité des biens et des personnes.**

De manière conservative et informative, l'analyse de la stabilité en situation normale et en crue est tout de même menée. Ces calculs seront effectués sans les coefficients partiels associés réglementairement aux ouvrages hydrauliques.

6.3.1.1 Calage du modèle initial (état actuel)

En tout premier lieu, il est nécessaire de caler le modèle initial avec les structures existantes. Le profil de l'existant est déduit des informations topographiques. Les hypothèses suivantes sont fixées afin d'atteindre un facteur de sécurité à peine supérieur à 1,50 (sur la base des errements usuels) :

- Les paramètres du substratum rocheux concernant le relief en surplomb de l'autoroute : ils sont fixés afin que le facteur de sécurité obtenu soit représentatif de la stabilité de l'ouvrage autoroutier ;
- La structure de l'ouvrage en terre-armée (parement et renforcements) : elle est simplifiée et simulée par une charge équivalente à la poussée des terres, ainsi qu'un remblai renforcé modélisé avec une cohésion relativement importante de 50 kPa et un angle de frottement de 30° ;

- Les terrains d'assise de l'ouvrage en terre-armée : ils sont supposés être du substratum altéré avec une cohésion de 20 kPa et un angle de frottement de 40° ;
- Le soutènement métallique en pied : il est modélisé avec une fiche de 3,4 m et un module d'inertie de $5x10^7$ kN.m²/m ;
- Le remblai rocheux en pied : il est modélisé avec une cohésion de 30 kPa et un angle de frottement de 40°.

L'ensemble de ces hypothèses permet d'atteindre un facteur de sécurité global de 1,51 sans prise en compte de surcharge et de 1,498 avec une surcharge de circulation autoroutière de 20 kPa.

Ce calage permet d'initier un modèle géomécanique nécessaire pour les vérifications du talus en situations de crues. Vis-à-vis de la stabilité générale, il permet d'estimer le gain apporté par les aménagements projetés (amélioration de la stabilité par ajout d'un poids en pied). **Les valeurs considérées pour les aménagements existants sont des hypothèses de modélisation à défaut de connaissance de ces aménagements (absence de DOE de l'ouvrage en terre-armée et soutènement inférieur).**

6.3.1.2 Situations de calcul

La vérification au glissement du talus amont est demandée pour les situations suivantes :

- En situation normale d'exploitation avec la retenue vide ;
- En situation rare de décrue rapide pour la crue centennale ;
- En situation extrême de décrue rapide pour la crue de 2015.

6.3.1.3 Synthèse des résultats

Tableau 24 Etude de stabilité du talus amont de l'épaulement de l'A8 – Coefficients de sécurité

Situation	CT1	CT2	CT3
Normale d'exploitation	1,66>1,5	1,66>1,5	1,71>1,5
Rare de décrue	1,72>1,44	Artéfact numérique	1,72>1,44
Extrême de décrue	1,71>1,1	Artéfact numérique	1,68>1,1

Comme attendu, l'épaulement en pied de l'ouvrage existant apporte de la stabilité puisque le facteur de sécurité global présente un gain de +13%.

Pour vérifier la stabilité au glissement du talus amont du profil CT1 en situation normale d'exploitation, il a été nécessaire d'enraciner le massif d'enrochements bétonnés en pied de 2 m par rapport au fond de bassin (cf. Figure 79).

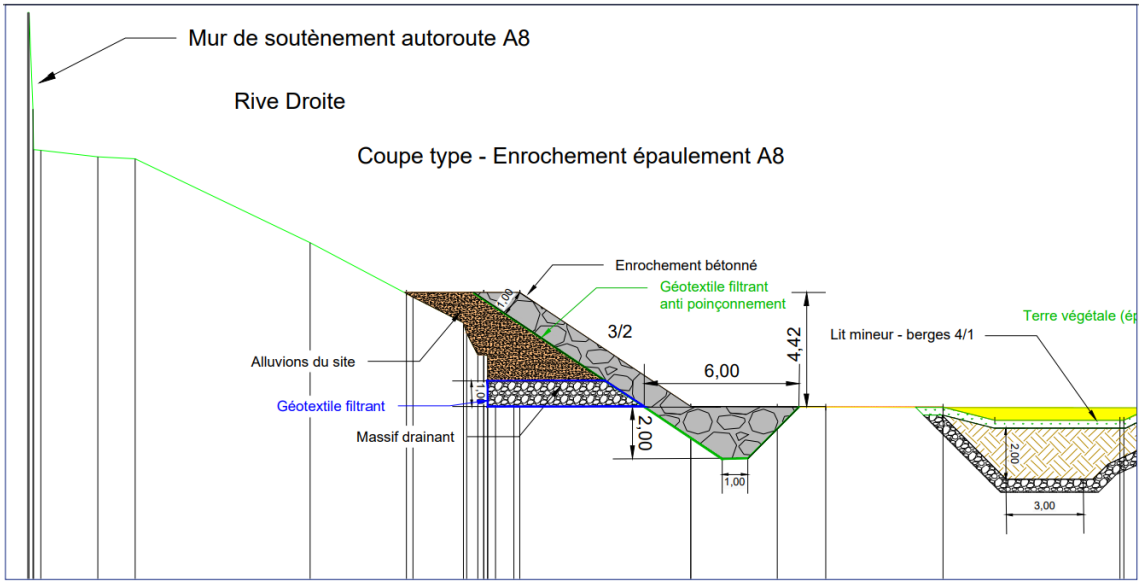


Figure 79 : CT1 - Dimension de la bèche d'ancrage d'après les calculs de stabilité

6.3.2 Vérification de la portance et des tassements

La vérification de la portance et l'estimation des tassements sont faits à l'ELS QP et à l'ELS CARA selon la méthode pressiométrique de la norme NF P 94-261.

Le détail de l'étude est disponible dans le rapport G2AVP de Fondasol.

Les tassements totaux sous le remblai, apparentée à une semelle filante de 6 à 8m de large, sont estimés à l'ELS QP en appliquant le poids de l'ouvrage avec un poids volumique théorique de 20 kN/m3 sur une hauteur de 6m ainsi qu'une surcharge d'exploitation de 10 kPa coefficientée de 0,6. Pour rappel, la contrainte en place initiale due à la purge n'est pas prise en compte.

Dans un premier temps, ils sont estimés par analogie à une semelle filante avec la méthode pressiométrique selon les préconisations de l'annexe H la norme NF P 94-261. Les tassements attendus à l'ELS QP seraient de l'ordre de 3 cm.

Dans un deuxième temps, ils sont estimés jusqu'à 6 cm à l'axe du remblai sous l'axe de l'ouvrage avec la méthode élastique à l'aide de FOXTA.

L'ordre de grandeur des tassements attendus à l'axe serait du demi-décimètre.

Ces tassements devront être pris en compte pour la géométrie du talus lors de la réalisation des travaux. Toutefois, ces tassements vont se produire rapidement et ne devraient pas nécessiter leur anticipation dans l'édification du remblai.

Dans le cadre de l'interaction avec la structure existante (murs de soutènement et chaussée de l'autoroute A8), il s'avère nécessaire de vérifier que la structure est bien en mesure d'accepter ces tassements attendus à son pied. Il faudra pour cela consulter les notes de calcul géotechnique et les plans DOE, et réaliser un diagnostic structurel à l'état actuel.

Au stade de l'étude, et d'après le relief topographique (proximité de l'éperon rive droite), il est supposé pour les calculs de stabilité d'ensemble au glissement que le mur en terre-armée est fondé sur du substratum altéré. Dans une telle configuration, les tassements au niveau de l'autoroute seraient alors négligeables. **Il est important de vérifier cette hypothèse de fondation en mission G2 PRO, autant pour les vérifications au glissement que pour l'interaction entre les ouvrages.**

6.4 Terrassement des berges naturelles

6.4.1 Rive gauche du bassin

Une étude préliminaire très succincte de la stabilité générale de la risberme en rive gauche est faite à titre informatif en situation normale d'exploitation en G2AVP.

Des sondages de reconnaissance géotechnique ont été réalisés en pied du relief existant. Les sondages listés ci-dessous permettent de reconnaitre les terrains concernés par la risberme.

- Le sondage carotté 2022-SC4 réalisé en pied de relief n'a pas rencontré le substratum sur les 8m de profondeur reconnus (< +11 NGF). Dans cette configuration, le déblai n'intéressera que les remblais (F1) et les alluvions (F2) ;
- Le sondage pressiométrique 2021-SP2 réalisé à environ 3m du pied du relief en aval a rencontré le substratum altéré à 3,5m de profondeur (i.e. +16.1 NGF). Le sondage carotté 2022-SC5 réalisé à 6m du pied du relief en aval l'a rencontré à 6,5m de profondeur. Ces sondages permettent d'estimer l'approfondissement du toit du substratum en profondeur lorsque que l'on s'éloigne du pied du versant. Dans cette configuration, le déblai ne devrait pas attaquer le substratum, sinon potentiellement l'effleurer dans la zone des sondages mentionnés ci-dessus (des fluctuations du toit du rocher sont bien entendu à attendre entre les sondages) ;
- Le sondage carotté 2022-SC6 réalisé en pied de relief a rencontré le substratum altéré à 4,3m de profondeur. Dans cette configuration, le déblai n'intéressera que les alluvions (F2).

La vérification de la stabilité de la risberme en situation normale d'exploitation est donc faite selon le profil géotechnique simplifié et indicatif suivant.

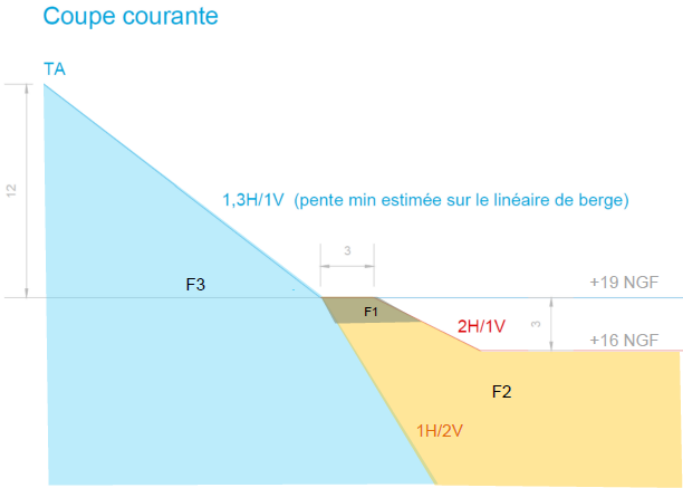


Figure 80 : Terrassement de la rive gauche du bassin - Coupe type de calcul

En première approche (ébauche dimensionnelle), une vérification de la stabilité du talus est examinée vis-à-vis d'un glissement circulaire débouchant en pied à partir de l'abaque de Taylor Biarez (approche de calcul traditionnelle, avec facteurs partiels unitaires). Cet abaque permet de faire la vérification avec une seule couche de terrain, ici les alluvions (F2)). Le facteur de sécurité global de 1,5 est atteint pour une pente de 2H/1V sur une hauteur de 3 m dès lors qu'une cohésion est prise en compte (c'≥ 1 kPa). En regardant l'ensemble des essais de cisaillement obtenus lors

des investigations géotechniques, cette condition s'avère réaliste. Toutefois, avec les paramètres du modèle géotechnique retenu, c'est-à-dire un couple c'= 0 kPa et ϕ' = 33°, le facteur de sécurité global est de 1,3 pour une pente 2H/1V.

En deuxième approche (toujours ébauche dimensionnelle), la vérification est réalisée à l'aide du logiciel TALREN (approche de calcul 3, avec facteurs partiels appliqués sur les actions, les paramètre de sols et/ou les résistances), en situation normale d'exploitation. En excluant les glissements de peau et en prenant en compte la présence des remblais (F1) sur le premier mètre, le facteur de sécurité est de 1,0 tout juste, avec un cercle de rupture préférentielle localisé dans les terrains purement frottants (F2). Dès qu'un peu de cohésion est prise en compte pour (F2) (c'= 2 kPa et ϕ' = 30°), le facteur de sécurité atteint 1,2.

Étant donnés les résultats de cisaillement obtenus sur les terrains meubles et le rôle de cet aménagement, la stabilité d'une pente de 2H/1V peut être considérée comme vérifiée pour la risberme rive gauche en situation normale d'exploitation au stade du projet (ébauche dimensionnelle et à titre informatif uniquement). Cette analyse devra être confirmée en phase G2 PRO, tenant compte également de la surverse/submersion de la risberme lors du remplissage du bassin en situations de crues. Nous rappelons qu'une situation de vidange rapide est très pénalisante au regard de la stabilité des talus, et serait certainement dimensionnante.

La risberme telle que définie au stade de réflexion du projet sera submergée pendant les crues importantes puisque la crête se trouverait entre +18 et +19.5 NGF a priori (i.e. < +20.5 NGF le niveau de crue centennale). Une protection de la risberme devra être mise en œuvre pour limiter les phénomènes d'érosion.

6.4.2 Eperon naturel rive droite

Le terrassement au droit de l'éperon naturel n'a pas été étudié en G2AVP. Ce sujet sera détaillé dans les études de G2PRO.

7. MODE DE REALISATION DES TRAVAUX

7.1 Accessibilité

Un seul accès au chantier est disponible. Il s'agit de l'allée de Carimaï qui s'étend entre l'autoroute A8 et la Grande Frayère. L'entrée du site des travaux est contrainte par l'ouvrage voute de la SNCF dont les dimensions sont rappelées ci-après.

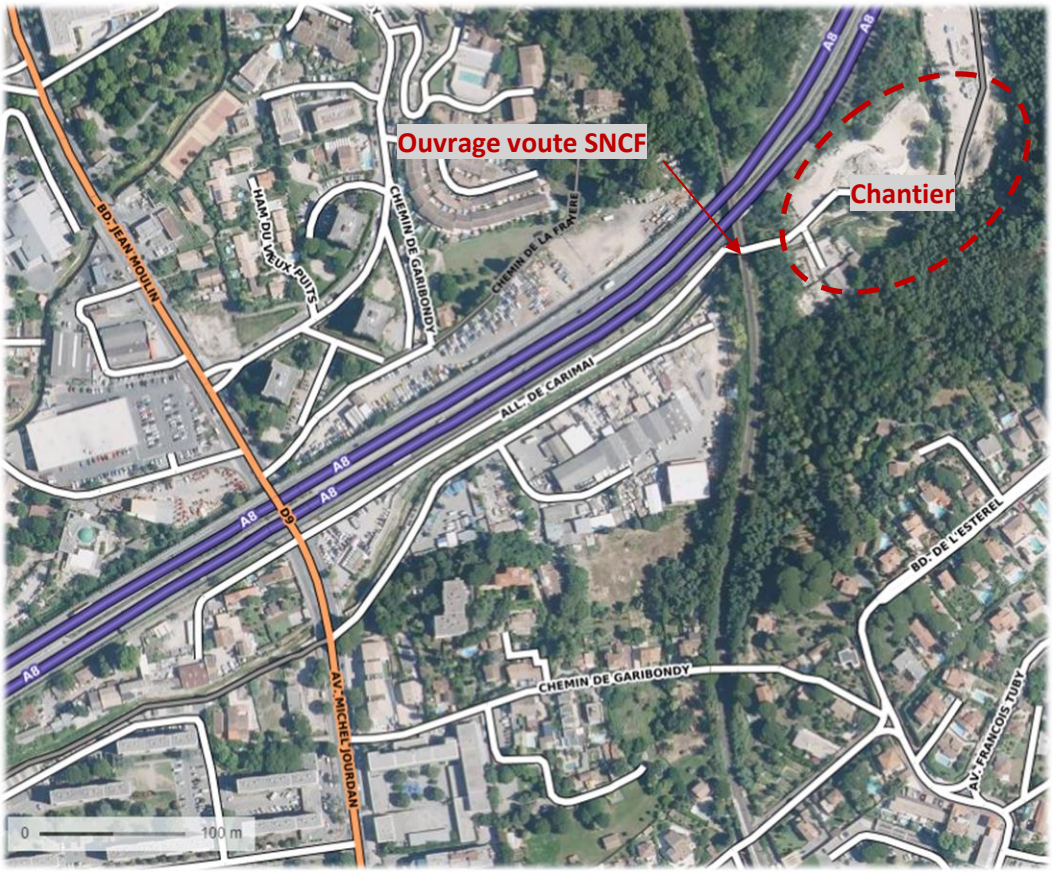


Figure 81 : Accès au chantier - Source : Géoportail

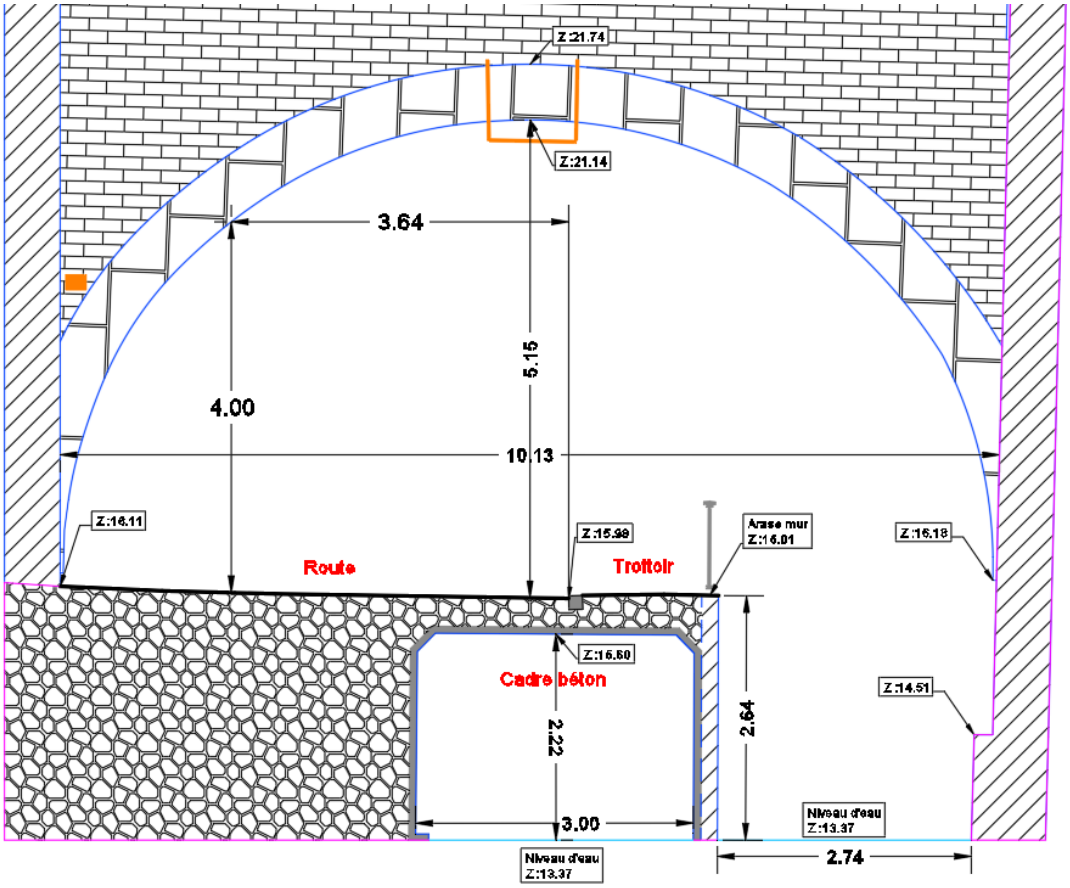


Figure 82 : Dimensions de l'ouvrage voute SNCF - Face aval

7.2 Installation de chantier et zones de travaux

La zone de travaux se concentre dans l'emprise du bassin de rétention. Les matériaux d'apport et ceux réutilisés seront stockés dans le fond du bassin.

La zone d'installation de chantier proposée à ce stade de l'étude est située à l'aval immédiat du futur barrage. Elle représente une surface d'environ 870 m².

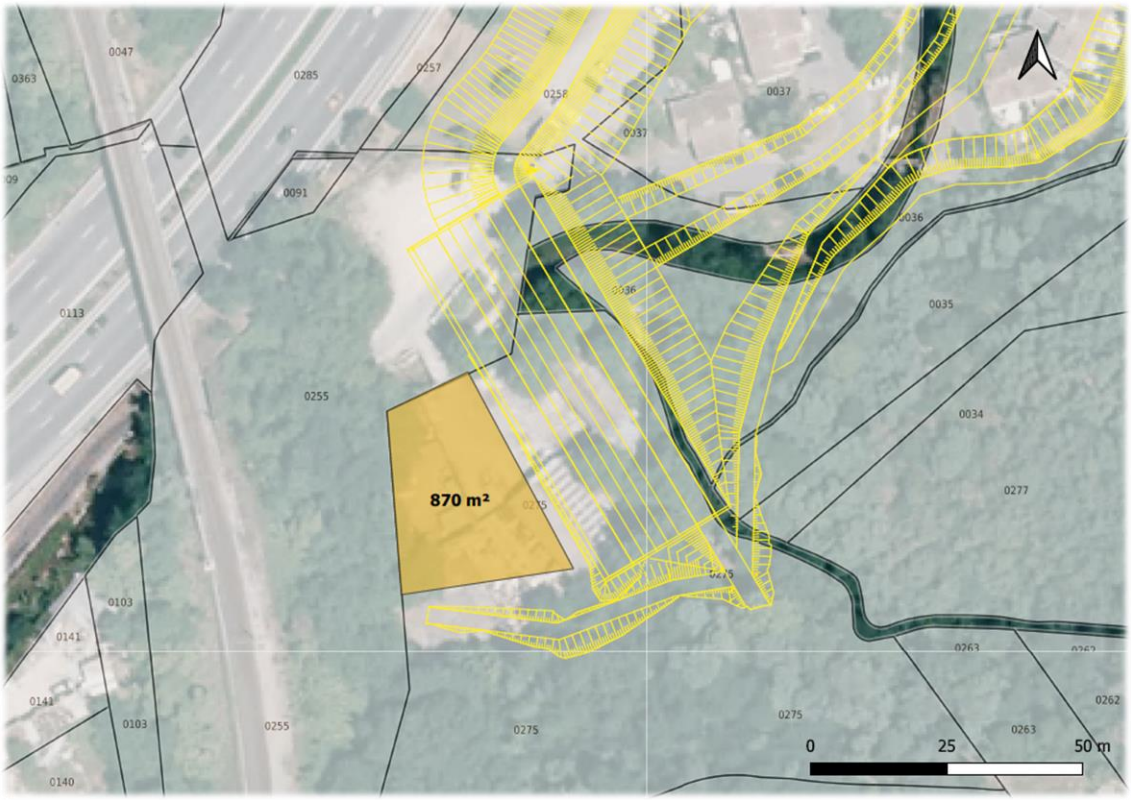


Figure 83 : Localisation d'une zone potentielle d'installations de chantier

La zone de travaux, tout comme la zone d'installation de chantier proposée, sont classées en zone d'aléa fort du PPRi de la commune du Cannet. Un suivi hydrologique spécifique, un dispositif d'alerte ainsi qu'un plan d'évacuation d'urgence devra être mis en place par l'entreprise.

7.3 Travaux de terrassement

Ces recommandations sont issues des études G5 et G2AVP (Fondasol).

7.3.1 Terrassements généraux à la pelle et au ripper

Le site est occupé par une plateforme d'activité et de stockage de matériaux sur les deux tiers de l'emprise du projet. Sur la partie Sud du site, des vestiges de constructions démolies sont connus mais pas reconnus par les investigations géotechniques réalisées.

Après décapage de la terre végétale, les terrassements pourront être réalisés en partie avec des moyens usuels (déblais meubles à la pelle sans préparation) à puissants (terrains ameublis au ripper) dans les formations rocheuses altérées et fracturées.

En cas de rencontre de gros blocs dans les remblais ou lors du reprofilage des versants, le recours au BRH et/ou à des outils désagrégateurs pourra s'avérer nécessaire

7.3.2 Terrassement en déblais

En grande majorité les terrassements en déblais sont en terrain meuble (remblais et alluvions), mais un terrassement du substratum n'est ponctuellement pas exclu (proximité des versants) et doit être envisagé.

7.3.2.1 Déblais de catégorie 1 – Matériaux meubles

Sont considérés comme déblais de catégorie 1 les matériaux « meubles » qui peuvent généralement être extraits avec tous les engins à lame, pelles, chargeurs, décapeuses (motorscraper), et bouteurs (bulldozer).

Au niveau des voiries existantes, les enrobés devront être rabotés pour évacuation. Au droit des sondages, les épaisseurs mises en évidence ne dépassaient pas 40 cm.

Au niveau des espaces avec de la végétation ou en friche, il sera nécessaire de prévoir un décapage de la terre végétale et des remblais.

Un remblai anthropique a été localisé dans les zones centrales et sud du projet. Les épaisseurs pouvant atteindre plus de 3 m localement, le décapage minimal de 2 m préconisé devra être vérifié lors d'une inspection de l'arase et approfondi si nécessaire. Les matériaux extraits seront évacués dans les filières appropriées décrites dans le diagnostic environnemental des sols de Fondasol.

7.3.2.2 Déblais de catégorie 2

Rappelons que les déblais de catégorie 2 (ou dits de 2ème catégorie) correspondent à des matériaux qui ne peuvent pas être extraits à l'aide :

- D'une pelle de deux cent vingt kilowatts DIN (220 kW = 300 CV DIN) au moins, équipée d'un godet de deux mètres cubes (2m³) en rétro et trois mètres cubes (3 m³) en butte, avec un débit d'extraction d'au moins cent vingt mètre cubes par heures (120 m³/h),

- Ou bien à l'aide d'une défonceuse à une dent montée sur un tracteur de deux cent soixante kilowatts DIN (260 kW = 355 CV DIN) au moins, avec un débit de défonçage d'au moins cent vingt mètre cubes par heure (120 m³/h) et qui nécessite donc l'emploi d'explosifs ou d'engins de forte puissance.

D'après les investigations réalisées, il conviendra de prendre en compte une variation du toit du substratum sur le site, avec un affleurement possible à proximité des versants. Pour la réalisation des déblais d'aménagement des versants (reprofilage), l'extraction des déblais de catégorie 2 sera sur des épaisseurs comprises entre la surface des terrains (topographie du site) et les arases de terrassement du projet.

Tableau 25 : Base des formations - Source : G2AVP Fondasol

Cat.	Nature	Moyens	SC2	SP3	SC8	SP1	SC5	SP2	SC6	SP2	SC7
			[NGF]	[NGF]	[NGF]	[NGF]	[NGF]	[NGF]	[NGF]	[NGF]	[NGF]
Cat. 1	Remblais et alluvions	Pelles, chargeurs, etc.	+5.3	+10.55	+16.2	+10.1	+12.2	+16.1	+17.5	+23.7	+26.7
Cat. 2	Substratum altéré	Rippage	-	X	X	X	X	X	X	X	X
Cat. 2	Substratum sain	BRH, micro-minage, …	-	X	X	X	X	X	X	X	X

Nota : rappelons que des variations du toit du rocher sain, pouvant être brutales, et/ou des variations de fracturation du massif, sont prévisibles entre nos points de sondages.

Alors d'après ces différents éléments, la réalisation des terrassements en déblais entre les cotes du projet +20 et +15 m NGF pourra être généralement réalisée par excavation et rippage facile, sauf localement sur le dernier mètre.

En revanche, la réalisation des terrassements est à considérer en rippage difficile au droit du verrou/éperon pseudo-rocheux en rive droite (où la plateforme de l'autoroute A8 a incisé le

versant), au droit des remontées du substratum identifiées par la prospection géophysique (R > 70 Ohm.m) et pied du versant rocheux abrupte en rive gauche du vallon.

7.3.3 Moyens d'extraction

Bien que les terrassements au rocher ne soient pas attendus sur la globalité du projet, ponctuellement ce type de terrassement n'est pas exclu (en particulier à proximité des versants) et les moyens spécifiques doivent être prévus.

Par ailleurs, les matériaux rocheux extraits seront compatibles, après traitements mécaniques (tri, concassage et criblage notamment), avec une réutilisation en remblai, couche de forme, infrastructure de chaussée ou enrochement éventuellement.

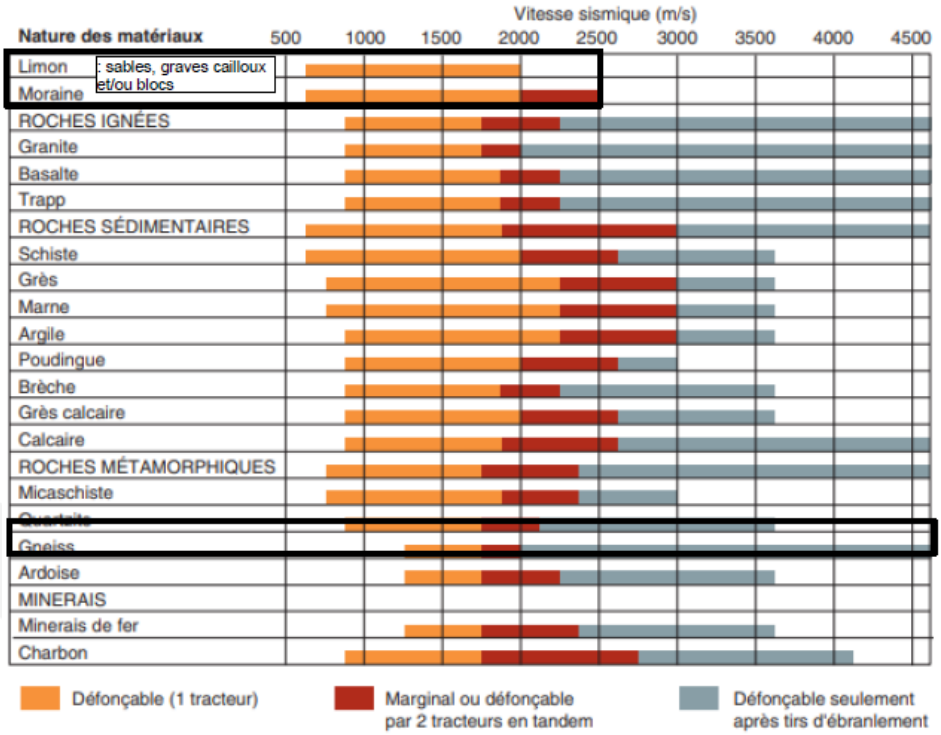
La campagne géophysique (panneaux électriques et méthode électromagnétique), dont la synthèse est présentée au chapitre 2.2.5.1 du présent rapport, permet également de préciser la profondeur du toit du substratum rocheux.

Sur les profils fournis dans le rapport G2AVP, les altitudes et les épaisseurs fournies en dehors des sondages, sont des données extrapolées par le modèle. Ces valeurs sont des tendances et pourront varier localement.

Ces investigations permettent par corrélation avec la table établie par CATERPILLAR (1982) de définir les vitesses pour lesquelles les matériaux sont défonçables (avec 1 tracteur ou 2 en tandem de type D9G [390CV] avec défonceuse 9B une dent) ou seulement après un tir d'ébranlement :

Tableau 26 : Table Caterpillar

TABLE CATERPILLAR POUR TRACTEUR D 9G (390 CV) AVEC DÉFONCEUSE 9B UNE DENT.
TIRÉE DE L'OUVRAGE : *RECONNAISSANCE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE DES TRACÉS DE ROUTES ET AUTOROUTES* ÉDITÉ PAR LE LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES EN 1982.



Rappelons toutefois qu'il existe actuellement des tracteurs puissants de plus de 500CV et que les limites précisées ci-dessous sont purement indicatives.

D'après le rapport géophysique, on peut en déduire :

Tableau 27 : Moyen d'extraction des matériaux du site - Source : G2AVP Fondasol

Résistivité	Vitesse P	Lithologie supposée	Moyens d'extraction	Prof.
[Ohm.m]	[m/s]			[m]
10 à 60	400 à 2000	Matériaux de couverture non consolidés constitués de remblais, de dépôts alluvionnaires, de sables-graveleux et blocs de gneiss ou gneiss altéré et/ou très fracturé (hors remblai autoroutier)	Rippable à la pelle	0 à 5
70 à 100	2000 à 3000	Massif rocheux de gneiss altéré/fracturé (et remblai autoroutier)	Rippeur puissant en tandem	5 à 20
> 100	> 3000	Massif rocheux sain, gneiss peu fracturé/altéré : SC7(2022) jusqu'à PM1(2008), SC6(2022) jusqu'à SP2(2021),	Tirs d'ébranlement nécessaire	de 1 à 10 (en rives)

7.3.4 Pentes des talus

Les directions de fracturation, mises en évidence dans les comptes rendus d'investigation par les descriptions en sondages carottés, pourront avoir une incidence sur la stabilité des talus provisoires. Les talus provisoires en déblais pour construire les digues en rive droite du vallon pourront nécessiter des phasages par plots de longueur limitée (à définir par études de stabilité G2PRO).

Les éventuels blocs instables seront à purger, ce qui pourra amener des hors profils.

Dans le cas de réalisation de micro-minage, des dispositions particulières pourront être envisagées pour limiter les effets arrière et assurer une meilleure sortie du front rocheux (pré-découpage notamment).

Localement, en cas de dièdre instable ou de glissement plan, l'entreprise devra réaliser des mesures de confortement telles que des purges ou clouages du ou des compartiment(s) potentiellement instable(s), à définir dans le cadre de la mission G3.

Tableau 28 : Pente des talus provisoires et définitifs

Type de sol à terrasser		Talus et terrassement phase provisoire (1)	Talus et terrassement phase définitive (1)	Paroi clouée
Sol meuble	Remblai	3H/2V	2H/1V	Nécessaire, si terrassement vertical
	Argile	3H/2V	2H/1V	Nécessaire, si terrassement vertical
	Sables et galets	3H/2V	2H/1V	Nécessaire, si terrassement vertical
Roche altérée	Gneiss ou calcaires altérés, faillés ou présentant un pendage défavorable	1H/1V à 1H/2V et selon état de fracturation	1H/1V et selon état de fracturation	Nécessaire, si terrassement vertical
Roche massive	Gneiss sain	1H/2V et selon état de fracturation	1H/2V et selon état de fracturation	Boulonnage si terrassement vertical et selon contexte structural

(1) H : horizontale, V : verticale

7.3.5 Terrassement en remblais

7.3.5.1 Utilisation des déblais meubles

Les limons et argiles de surface sont de classe A1 à A2 (GTR).

Les sables et graves argileux sont de classe B4 à B5 (GTR).

Les matériaux rippables issus de l'altération du substratum seront vraisemblablement de classe C1B4 à C1B6. La présence de fines en proportion plus ou moins abondante conférera à ces sols une certaine sensibilité à l'eau.

Ces matériaux sont généralement aptes à une utilisation en remblai courant, avec un objectif de densification q4, et à condition de maitriser leur teneur en eau. En effet, pour des états hydriques humides, ces sols sont sensibles au matelassage. Ils ne seront pas réutilisables en l'état pour une mise en œuvre en couche de fondation (CDF), sauf éventuellement par l'intermédiaire d'un traitement de sol au liant hydraulique.

Dans le cadre du chantier, ces sols pourront être réutilisés moyennant les traitements mécaniques, et aux liants hydrauliques si nécessaire. Les déblais du chantier étant excédentaire une partie de ces matériaux devront être évacués.

NB : Par couche de fondation (CDF), nous sous-entendons une couche à mettre en œuvre avant érection des digues avec des matériaux insensibles à l'eau permettant une mise hors d'eau (équivalente à une couche de forme) …

7.3.5.2 Utilisation des déblais rocheux

Les matériaux rocheux sont classés R6 (roches magmatiques et métamorphiques).

La granulométrie des matériaux à extraire est fonction de leur réutilisation.

Toutefois, afin d'éviter les mises en dépôts de blocs importants (enrochements peu probables du fait de la réduction de maille du minage du fait du contexte de l'autoroute et du pont SNCF

proches), la blocométrie devra être adaptée afin de permettre une réutilisation en remblais courants sans travaux supplémentaires.

Pour une réutilisation en matériaux nobles de couche de fondation, une valorisation des matériaux est à prévoir (centrale de concassage et criblage). Les matériaux élaborés pourront également être réutilisés en remblai de corps de digue.

7.3.6 Mise en œuvre des couches de fondation (CDF)

7.3.6.1 Qualité de l'arase (PST/AR)

Au niveau du fond de forme calé au-dessus de la cote +17.0 NGF, l'arase sera formée soit par des sols argilo-limoneux à sablo-gravelo-argileux ou du gneiss très altéré à déstructuré.

Au niveau des fonds de forme situés entre les cotes +17.0 à +14.0, l'arase sera formée :

- En partie Nord du projet, par des matériaux sablo-argileux,
- En partie Sud du projet, par des matériaux argilo-sableux.

En période météorologique et/ou hydraulique (crue) défavorable, et en présence de sols argileux saturés (drainage préalable insuffisant, ou dévoiement inefficace de la rivière, ou crue), alors le cas d'une PST0/AR0[2] pourra nécessiter une épaisseur de purge des sols en place et leur substitution par un cloutage en petits enrochements.

En période météorologique et hydraulique (étiage) favorable, on considérera une PST2/AR1 de bonne portance, pouvant chuter en présence d'eau en PST1/AR1. Au niveau des arases formées par le gneiss rocheux moins altéré, on se situera a minima dans le cas d'une PST3/AR2.

L'épaisseur de la couche de fondation sera fonction de la traficabilité du sol support (qui dépendra des conditions météorologiques et hydrauliques au moment du chantier). Les adaptations à envisager dans différentes configurations d'état du sol support, liées à la météorologie seront à préciser en phase chantier. Des mesures de portance réalisées en début de chantier devront permettre d'adapter les modalités de travaux aux conditions de traficabilité.

Afin de considérer une PST2/AR1, on cherchera strictement EV2 > 20 MPa.

On pourra considérer une AR2 si EV2 > 35 MPa.

7.3.6.2 Objectif et épaisseur de CDF

L'objectif de la couche de fondation étant d'obtenir une portance minimale et pérenne mesurée à l'essai à la plaque (EV2) de 80 MPa, ce critère est à considérer en tant qu'obligation de résultat et qu'il appartient à l'entreprise de mettre en œuvre les matériaux et les épaisseurs afin de le respecter.

En effet, l'épaisseur de la couche de fondation des digues ainsi que la classe de la plateforme (PF) sont déterminées par classification de la plateforme (PST) et la classe de l'arase (AR) au moment des terrassements (cf. Guide des Terrassements Routiers) pour un R6 :

[2] PST : Partie Supérieure des Terrassements

Tableau 29 : Epaisseur CDF, classe PST, classe AR - Source : G2AVP Fondasol

Type de PST	PST1	PST2	PST3		PST4
Classe de l'arase	AR1	AR1	AR1	AR2	AR2
Epaisseur de la couche de fondation (m)	0.80m ou 0.65m (1)	0.70 m ou 0.60 m (1)	0.60 m ou 0.50 m (1)	0.50 m ou 0.40 m (1)	(2)
Classe de la plateforme	PF2+	PF2+	PF2+	PF2+	

(1) *Si intercalation d'un géotextile à l'interface PST-couche de fondation*

(2) *Une couche de fondation conduisant à une PF2+ peut se limiter à une couche de protection superficielle de quelques centimètres d'épaisseur de ce matériau. Celle-ci peut même être inutile si l'on a prévu la possibilité d'éliminer par rabotage les 5 à 10 cm supérieurs de la PST. Elle peut également être remplacée par un enduit de cure gravillonné ou éventuellement clouté, appliqué directement sur l'arase du terrassement.*

Dans le cas d'une arase rocheuse, l'épaisseur pourra être limitée à 30 cm, ou une couche de réglage si EV2 > 80 MPa afin de satisfaire aux objectifs de nivellement et planéité de la CDF.

7.3.6.3 Conditions de mise en œuvre

La mise en œuvre des matériaux granulaires pour la CDF devra se faire dans les règles de l'art, au fur et à mesure du décapage et des décaissements éventuels aux fins de ne pas exposer les arases aux conditions météorologiques.

Les remblais seront soigneusement compactés par couches dont les épaisseurs dépendront du type de compacteur utilisé, avec contrôle de portance et de compactage par essais à la plaque de type LCPC. Leur mise en place devra respecter les exigences du GTR et utiliser une méthodologie légère permettant de limiter les vibrations des ouvrages mitoyens et infrastructures avoisinantes, et garantir leur stabilité et leur intégrité.

On apportera un soin particulier pour la mise en œuvre des matériaux de remblaiement le long des murs enterrés du pertuis. Ces remblais seront à considérer comme des remblais techniques, satisfaisants aux caractéristiques des matériaux de CDF et mis en œuvre avec des moyens de compactage adaptés (plaques vibrantes, zone d'exclusion des compacteurs lourds). Pour leur mise en œuvre on se reportera au guide des remblayages de tranchées (Guide technique. Sétra-LCPC, mai 1994).

Une qualité de compactage q3 est prescrite pour l'ensemble des remblais contigus, sur toute la hauteur.

7.4 Sécurité du chantier

La mise en œuvre du barrage prévoira dans sa réalisation la mise en place de la buse de fond dans les premières phases du chantier. Cela permettra de conserver une continuité des écoulements de l'amont vers l'aval, et limitera la possibilité de mise en charge du remblai lors sa mise en place.

Lors de sa construction, le barrage peut être soumis à une crue. Afin de se prémunir des dégâts éventuels, une protection provisoire en remblai, ou un batardeau sera mise en place en amont du barrage afin de re-diriger les écoulements vers le pertuis de fond. Ce dispositif permettra notamment de se prémunir des dommages pouvant être causés par une crue courante.

La mise en place d'un tel dispositif ira de pair avec le suivi des alertes météo-France, afin de limiter le danger sur site en cas de survenue d'une crue rare. Le chantier sera mis en sécurité et évacué en cas d'alerte par les services météos.

7.5 Phasage des travaux

Pour l'organisation des travaux, il a été privilégié une réutilisation des déblais du site pour la réalisation des ouvrages.

Il devra donc être planifié les travaux suivant l'ordre suivant :

- Réalisation des travaux de dévoiement/prolongement des réseaux maintenus,
- Défrichage, déboisement de l'emprise des terrassements,
- Réalisation des travaux de terrassement dans la retenue entre le passage sous l'autoroute A8 et l'ouvrage de franchissement de la SNCF avec une mise en stock des déblais réutilisables : décapage et évacuation des matériaux des plateformes en remblai, déblai jusqu'à la cote de fond du bassin avec mise en stock des matériaux réutilisables, terrassement du nouveau lit mineur de la Grande Frayère,
- Dévoiement de la Grande Frayère pendant la construction du pertuis de fuite du barrage,
- Réalisation de l'aménagement des talus de l'A8 à l'avancement des déblais de fond de bassin,
- Réalisation de l'ouvrage de retenue et des différentes pistes d'accès pour les besoins en exploitation.

7.6 Planification des travaux

La durée prévisionnelle des travaux (hors période de préparation de 2 mois) est estimée à ce stade à 12 mois, décomposée de la manière suivante :

- Période de préparation des travaux : 2 mois
- Travaux préparatoires (dévoiements des réseaux, déboisement, …) : 2 mois
- Terrassements grande masse : 3 mois
- Epaulement A8 – Barrage : 6 mois
- Remise en état et repli de chantier : 1 mois

8. PISTES D'OPTIMISATION DE L'OUVRAGE

Dans les phases ultérieures de l'étude il sera proposé des pistes d'optimisation sur les thèmes suivants :

- **Dispositif de drainage des ouvrages**
  - Design détaillé du dispositif de drainage de l'épaulement de l'A8 ;
  - Design détaillé de l'exutoire du dispositif de drainage du barrage.
- **Pertuis**
  - Dimensionnement structurel de l'ouvrage cadre ;
  - Dimensionnement du renforcement de la structure au droit de la réception du bassin de dissipation.
- **Dévoiement de la conduite pluviale de l'A8** : dimensionnement du regard de réception et de l'exutoire dans la Grande Frayère.
- **Déversoir** :
  - Dimensionnement structurel des bajoyers latéraux ;
  - Dimensionnement structurel des marches de l'évacuateur de crue.
- **Talus aval du barrage en section courante** : nécessité d'une protection en enrochements bétonnés contre la mise en charge par l'aval.
- **Crête :** optimisation de la position du mur en crête sur la section courante, et de la crête des ouvrages en rive gauche pour faciliter la circulation de véhicules.
- **Continuité du réseau EU :** étude d'une solution gravitaire pour acheminer les eaux usées de la résidence des pins parasols

9. ETUDES / INVESTIGATIONS COMPLEMENTAIRES

9.1 Nécessaires à l'établissement des dossiers réglementaires

Afin de lancer la réalisation de l'Etude d'impact et des dossiers réglementaires, plusieurs études et démarches préalables devront être réalisées :

- **Inventaire faune flore** dans l'emprise du projet.

Cette analyse devra inclure une délimitation des zones humides et l'identification des zones de frayères ou d'alimentation de la faune piscicole, des crustacés et des amphibiens.

- Diagnostic Paysager en site inscrit afin d'évaluer la perception paysagère du projet au sein du site inscrit
- Sollicitation du service forestier de la DDTM 06 pour la caractérisation de l'état boisé des parcelles
- Concertation avec les services urbanismes de commune du Cannet et de l'intercommunalité afin de s'assurer de la cohérence du projet de PLU et de l'aménagement envisagé.

9.2 Nécessaire à la connaissance des ouvrages existants

Un programme d'investigations géotechniques/géophysiques a été défini et est joint en annexe du présent rapport. Celui-ci est synthétisé ci-après.

- 5 sondages carottés afin de préciser la stratigraphie et la perméabilité des terrains, échantillonner pour essais en laboratoire.
- 5 sondages au pénétromètre statique CPT pour vérifier le risque de liquéfaction des sols de fondation (corrélation pressiométrique insuffisante).
- Un sondage pressiométrique, destiné à reconnaitre la fondation du mur en terre-armée de l'autoroute A8. La profondeur du sondage dépendra de son implantation.
- 6 sondages à la pelle mécanique jusqu'à 2 à 4 m de profondeur afin de préciser la perméabilité des terrains au niveau de fond/purge du projet, échantillonner pour essais en laboratoire.

Les échantillons prélevés seront soumis à des essais d'identification en laboratoire (la liste exhaustive est présentée dans le programme complet en annexe 5).

9.3 Concertation avec les concessionnaires

Les concertations à mener en phase PRO :

- Avec ESCOTA : rédaction du dossier nécessaire à l'obtention des conventions d'occupation temporaire et définitive du DPAC ; rédaction d'une note technique décrivant l'impact du projet sur les ouvrages ESCOTA (basée sur la G2PRO). Obtention si possible des informations concernant la débitance et les vitesses en sortie de la buse passant sous le remblai autoroutier.

- Avec SNCF : régularisation foncière (pose de la DN1000 dans la servitude de passage) et plan AVP de leur réseau de drainage.

- Avec les concessionnaires de réseaux à dévoyer/déposer (ENEDIS, ORANGE, SNEF, Suez Eau et Veolia Eau). Des notes ont été produites (cf. annexe 3) à destination des gestionnaires des réseaux afin d'obtenir les informations nécessaires quant à la consignation des différents réseaux avant la dépose en phase chantier. Les échanges avec ENEDIS sont assurés par la CAPL, et avec les autres concessionnaires par SAFEGE.

10. PHASE ULTERIEURE : LE DELESTAGE DE LA ROQUEBILLIERE

Cette phase s'inscrit dans le cadre du Programme d'Actions de Prévention contre les Inondations menée par la CACPL, dont l'axe 6, « Ralentissement des écoulements », et plus particulièrement la fiche action 6.3 **« Travaux d'aménagement d'un ouvrage de Rétention au lieu-dit Carimaï »,** sur les communes de Cannes et Le Cannet.

Le principe de l'aménagement est de créer une rétention dans une zone naturelle d'expansion des crues, afin d'écrêter l'hydrogramme de crue centennale de la Grande Frayère pour protéger les secteurs aval, dont celui de la Bocca.

Les travaux de dérivation depuis le vallon de la Roquebillière jusqu'au Bassin de Carimaï seront réalisés dans une phase ultérieure, après les travaux du barrage.

10.1 Topographie

Le profil en long du terrain illustre la coupe verticale du terrain entre le cours d'eau du Vallon de Roquebillière et le bassin de rétention. La distance totale est d'environ 500 mètres avec :

- Niveau de départ Prise d'eau : ~ 45 mNGF
- Niveau d'arrivée dans le bassin de rétention : ~ 15mNGF

Soit un dénivelé de l'ordre de 30 m sur 500 m (pente moyenne du tir de l'ordre de 6%)

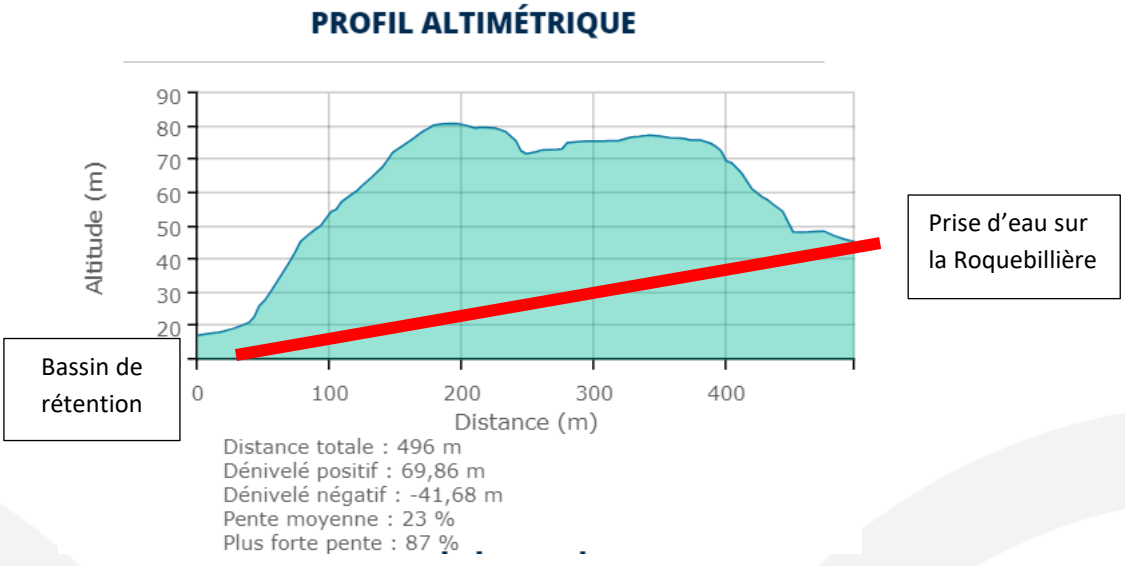


Figure 84: Schéma du profil en long montrant le dénivelé et les caractéristiques altimétriques du site (Extrait du site de Géoportail)

Ce profil en long présente une longueur estimative approximative de tranchée par micro-tunnelier de 501 ml.

10.2 Géotechnique

Les sondages réalisés aux environs du site révèlent une prédominance de gneiss au sein des couches étudiées. Cette roche métamorphique offre une stabilité pour les opérations d'excavation et de construction mais pourrait requérir des équipements spécifiques et influencer la durée des opérations.

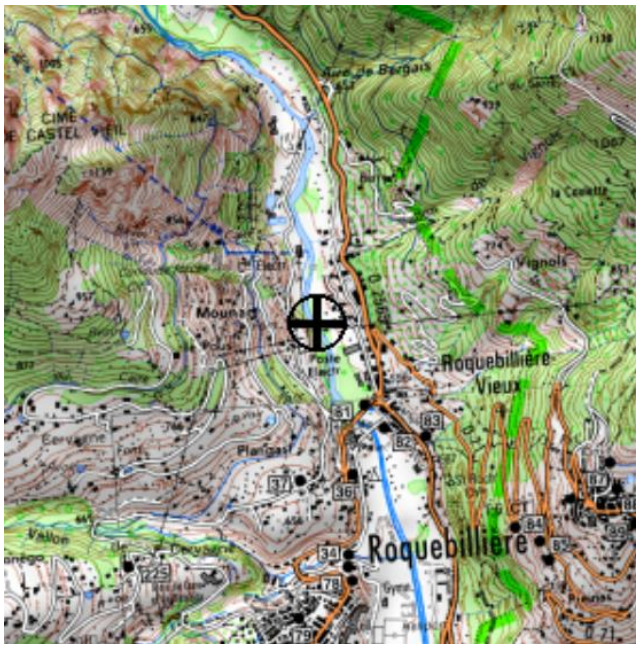


Figure 85: Localisation du sondage (Extrait du site de brgm)

SITE DE L' USINE DE ROQUEBILLIERE. SOND.BACHY JUIN-MARS I962.

D.I z=(596.73

00.00 05.50 alluv. galets et blocs (I0 à 30 cm) gneiss-permien
05.50 I6.50 sable argileux fin ; blocs de cargneule v. I0m et I6.45
I6.50 20.30 gypse massif non altéré
Absorption nulle au dessous de 5.50 . Niv. stat. à 0.90

D.2 z= 599.63

00.00 05.50 alluv. galets et blocs (I0 à 30 cm) gn.-permien
05.50 I0.00 argile ocre
I0.00 I0.90 arg. grise sableuse : Trias
I0.90 I5.00 gypse massif non altéré
Absorption nulle au dessous de 5.00 . Niv. stat. à I.75

D.3 z= 595.28

00.00 I0.80 alluv. gn.-permien, galets et blocs 20cm, sable
I0.80 I8.70 sable argileux avec petits galets et cailloutis, devenant plus argl. de I4 à I4.80, pour passer à argile ocre jaune av. qq graviers (roulés à I7.60) et qq débris de cargneules
I8.70 2I.00 gypse blanchâtre
Absorption nulle au dessous de I3.00 . Niv. stat. à I.80

U.I z= 598.05

00.00 05.00 alluv. blocs et sable sur 1m de sable ocre jaune t. faiblement argileux
05.00 I5.00 gypse massif
Niv. stat. à I.40 . perte d'eau à 4m

U.5 z= 597.74

00.00 I2.25 alluv. petits blocs, galets, sable fin au dessus sur arg. ocre av. qq graviers roulés au dessous de 7.90
I2.25 20.00 gypse blanc se délitant en rondelles
Niv. stat. à I.80

U.6 z= 597.4I

00.00 08.35 alluv. sable, blocs, cailloux au sommet, sur arg. jaunâtre à ocre jaune au dessous de I.55, av. qq galets de gn. et calc. à 6m ,et "clous" de gypse altéré entre 2.50 et 4.00 et entre 4.40 et 5.50
08.35 I8.I5 gypse massif veiné blanc ou grisâtre altéré dans la masse
Absorption nulle au dessous de 5.50 . Niv. stat. var. de 0.50 à I.I0

U.7 z= 6I0.I2

00.00 I0.I0 alluv. (terrasse) av. blocs et galets (5 à 30cm) gn.-permien
I0.I0 I2.90 sable fin
I2.90 24.00 arg. jaune, puis blanche ou jaune, av. qq graviers roulés v. le haut, qq galets gn. et calc. av. du gypse altéré et des cargneules v. le bas
24.00 27.45 gypse

014924
09472X0006

Résultats des sondages montrant la présence de gneiss et éventuellement d'autres strates dans la zone (extrait du site de brgm)

10.2.1 Risques naturels connus sur le site

Les risques reconnus sur le site du projet sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 30 : Risques naturels inventoriés sur le site du projet - Source : G1PGC Fondasol

Risques	Aléa/ sensibilité
Inondations	Terrain situé en zone rouge (aléa fort) selon le zonage réglementaire du PPR inondation
Remontées de nappe	Terrain situé en zone potentiellement sujette aux inondations de cave – (fiabilité moyenne)
Retrait – gonflement des sols argileux	Aléa moyen
Cavités	Pas de cavité recensée dans un rayon d'un kilomètre en périphérique de la zone d'étude
Mouvement de terrain	2 éboulements sont recensés à moins d'un kilomètre de la zone d'étude et dans les mêmes formations géologiques
Risque sismique	Zone de sismicité 3 (modérée)
Rayonnements ionisants (décret n° 2002-460 du 4 avril 2002) - Radon	Potentiel fort (catégorie 3)

10.2.2 Hydrogéologie

Une étude hydrogéologique a été menée par Fondasol d'après l'analyse des niveaux piézométriques relevés dans les piézomètres du site et les essais réalisés dans le cadre de la campagne de reconnaissances. Celle-ci est synthétisée ci-après.

Contexte hydrogéologique

Le contexte hydrogéologique présenté ci-dessous concerne la partie aval du délestage de la Roquebillière.

- Aquifères en présence :

D'après la base de données Infoterre du BRGM, une masse d'eau est susceptible d'interagir avec le projet. Il s'agit de :

- FRDG386 : Alluvions des basses vallées littorales des Alpes-Maritimes.

L'écoulement au sein de cette masse d'eau est de type libre et captif en fonction du secteur, toutefois majoritairement libre.

Le substratum gneissique est, hors fracturation, habituellement peu perméable et constitue le mur de la masse d'eau.

- Piézométrie :

Aucune carte ou esquisse piézométrique de la masse d'eau au droit du site n'est recensé à ce jour. Fondasol a réalisé deux suivis piézométriques de 6 mois chacun à une distance de moins de 500 m et dans le même contexte hydrogéologique. Ces suivis sont localisés sur la figure ci-après.

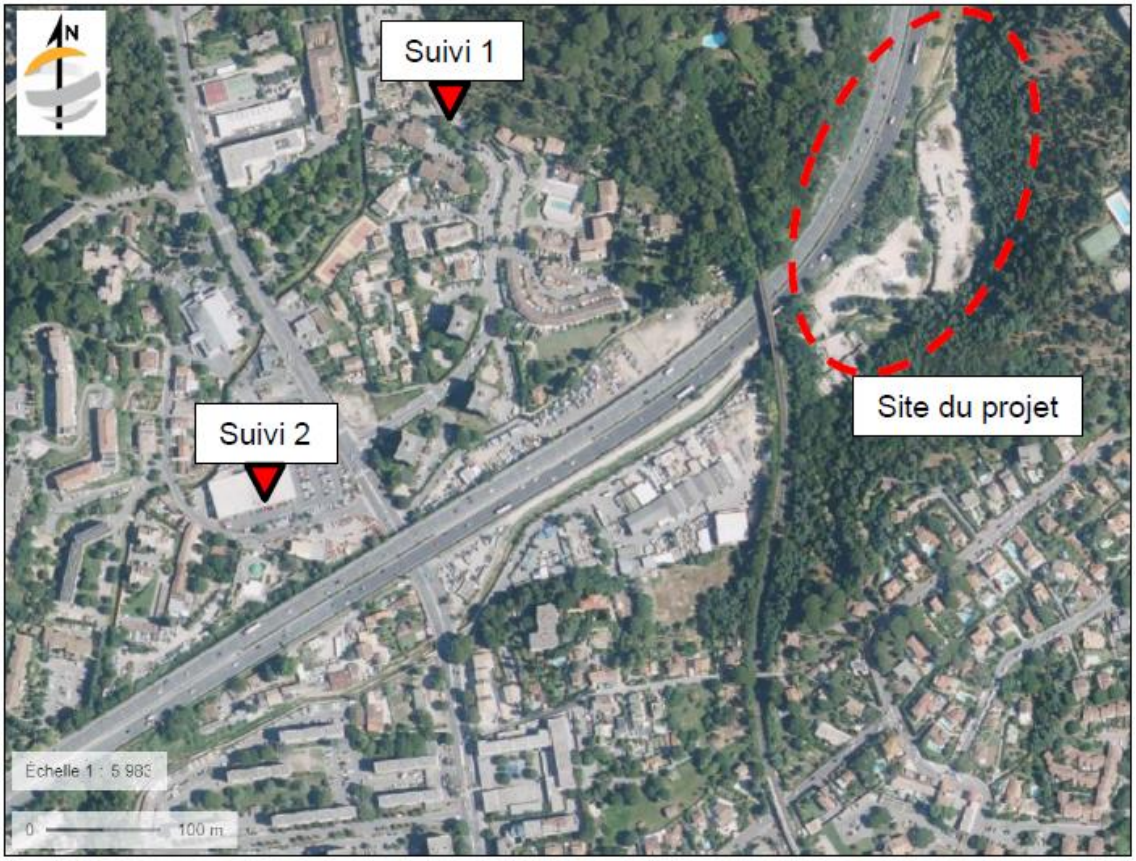


Figure 86 : Localisation des suivis d'archive par Fondasol - Source : Rapport n° PR.06GT.21.0055-DTHY.005

- Remontée de nappe :

D'après la cartographie du BRGM (www.géorisques.gouv.fr), le secteur d'étude est théoriquement situé dans une zone non sujette aux inondations de cave ni aux débordements de nappe (fiabilité forte). Toutefois, le site d'étude est très proche d'une zone potentiellement sujette aux inondations de cave (fiabilité moyenne).

Résultats des investigations in situ

Les niveaux de nappes mesurés in-situ confirment la présence d'une nappe s'écoulant dans les alluvions limono-graveleuses à cailloux et/ou blocs. Pour SC7, ne recoupant pas les alluvions limono-graveleuses, le niveau d'eau est en moyenne 5 m plus bas qu'au droit des autres piézomètres.

Après une période pluvieuse, une nappe superficielle et temporaire d'imbibition peut se créer au sein des remblais surmontant les alluvions.

Estimation des niveaux de nappe de référence

La présente estimation des niveaux EB, EH et EE s'effectue sur la base des premiers relevés de niveau stabilisé effectué par FONDASOL et de données bibliographiques. Les niveaux de nappe estimés seront réévalués à l'issue du suivi piézométrique manuel en cours de 12 mois sur les piézomètres présents sur site.

En première approche, et dans l'attente des résultats du suivi piézométrique en cours, Fondasol propose de retenir, comme estimation de niveaux de référence selon l'EUROCODE 7 (NFP94-261 et NFP94-262), les éléments suivants dans les terrains naturels :

- EB : Niveau quasi permanent correspondant au niveau susceptible d'être dépassé pendant la moitié du temps de référence (50 ans) ;
- EH : Niveau caractéristique correspondant à une période de retour de 50 ans ;
- EE : Niveau accidentel correspondant au niveau des plus hautes eaux connues et/ou prévisibles ou au niveau retenu pour l'inondation des locaux lorsqu'elle est admise pour lequel il doit alors être prévu, dans la structure, un dispositif d'écoulement empêchant l'eau d'exercer une pression plus haut.

D'une manière générale, le niveau des nappes connaît des fluctuations, notamment des remontées qui peuvent dépendre de quatre facteurs :

- Le battement saisonnier ou interannuel de la nappe ; ce paramètre est directement lié à l'intensité de la recharge de la nappe par les précipitations (B) ;
- L'incidence des pompages existants à proximité ou à distance du site (industriels, parkings souterrains, épuisement de fouilles dans le cas de travaux, etc…) qui créent un rabattement artificiel du niveau piézométrique. En cas d'arrêt durable de ces prélèvements, un relèvement (R) du niveau piézométrique se produirait ;
- La transmission d'ondes de crue ou de marée dans l'aquifère à partir de rivière en crue (ou subissant une marée), amortie dans le terrain aquifère, selon la distance à la berge (A) ;
- Dans le cas où les futures infrastructures sont positionnées dans la zone saturée : l'effet barrage noté C.

Le niveau EH théorique de la nappe prévisible à terme peut donc s'exprimer par la formule suivante : **EH = NA + B + R + A + C** où NA correspond au niveau d'étiage de la nappe.

Tableau 31 : Niveaux de nappe retenus - Source : G2AVP

		Zone aval			Zone centrale			Zone amont	
Périodicité	Niveaux d'eau caractéristiques (NF EN 1990/NA)	SC1 (2022)	SC3 (2022)	SC2(2022) SP3(2021)	SP1 (2021)	SC5	SP2 (2021)	SC7	
À définir pour le projet	EE =	17.1	17.2	17.7	x	18.5	18.5	20.5	[NGF]
Période de retour 50 ans	EH =	17.1	17.2	17.7	x	18.0	17.2	18.7	[NGF]
50% du temps de référence (50 ans)	EB =	13.5	13.8	13.5	x	16.2	16.0	12.0	[NGF]

Les niveaux estimés ci-dessus correspondent à des estimations sur la base de données très ponctuelles et d'une mesure piézométrique de niveau stabilisé réalisée à ce jour. Les niveaux de nappe estimés seront réévalués à l'issue du suivi piézométrique de 12 mois. De plus, ces niveaux de référence peuvent néanmoins faire l'objet de variations en fonction d'aléas imprévisibles :

- Aléas naturels : période et intensité de pluie ou de neige exceptionnelle ou de changements climatiques imprévisibles à ce jour ;

- Aléas artificiels : phénomène de drainage ou de réalimentation provoqués par des travaux proches, de futures canalisations, des pompages en sous-sol, la mise en place de réseaux profonds ou de dispositifs d'infiltrations.
- Des écoulements superficiels et temporaires peuvent également avoir lieu dans les remblais en période humide.

10.3 Prescriptions techniques pour la réalisation d'un tir au micro-tunnelier

10.3.1 Pente du tir 6%

Au vu de la pente à réaliser il est fortement conseillé de réaliser le tir en descente donc depuis le vallon de la Roquebillière jusqu'au Bassin Carimaï.

Conséquences :

- Puits de départ du micro-tunnelier au droit du vallon de la Roquebillière :
  - Questions : Gestion foncière pour la réalisation des travaux au droit de la Roquebillière (parcelles 0193 / 0090 / 0091 / 0092 / 0093 / 0094 / 0095 / 0096 / 0097 /0098 / 0100 / 0204 sur Le Cannet)



Figure 87 : Parcelles impactées par les travaux du délestage de la Roquebillière

- Besoins en surface pour réaliser les travaux : ~ 1 500 m² suivant exemple ci-dessous :



Figure 88 : Installation type pour puits de départ du micro-tunnelier

- « Puits » d'arrivée dans le bassin Carimaï :
  - Zone de sortie pressentie dans le bassin Carimaï

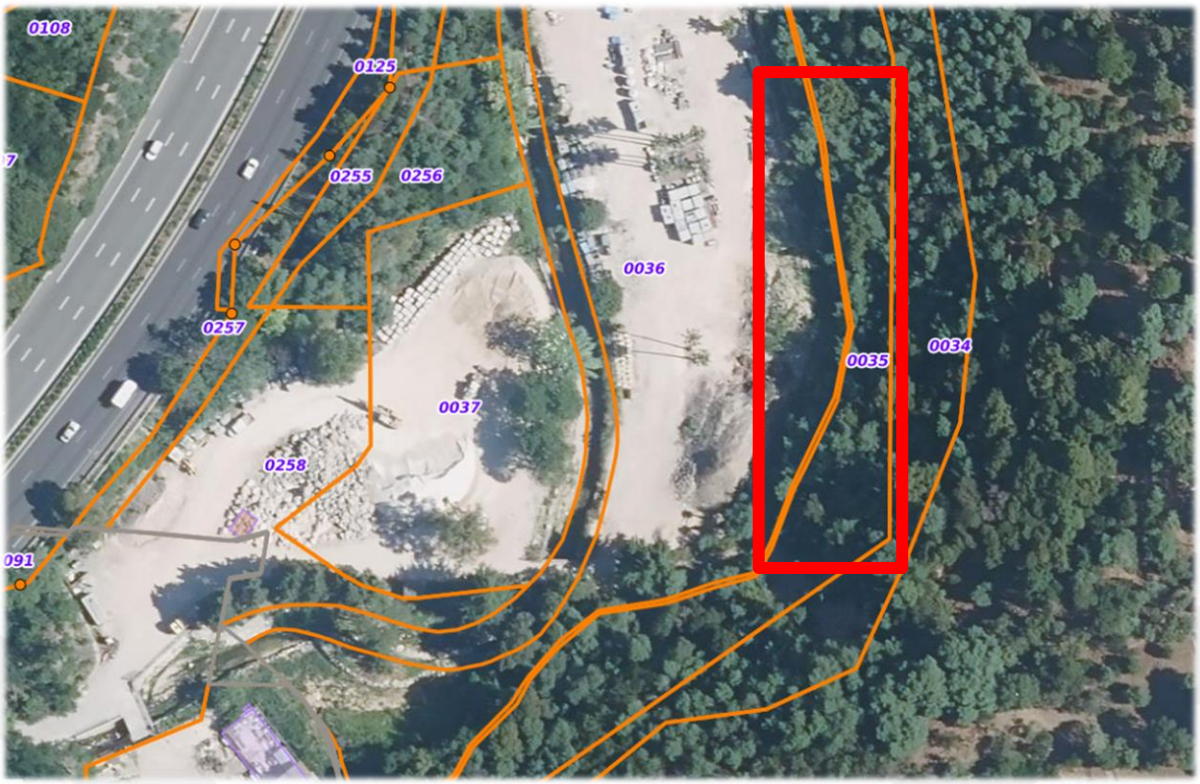


Figure 89 : Zone de sortie du micro-tunnelier dans le bassin de Carimaï

  - Besoins en surface pour réaliser les travaux : ~ 500 m² suivant exemple ci-dessous :

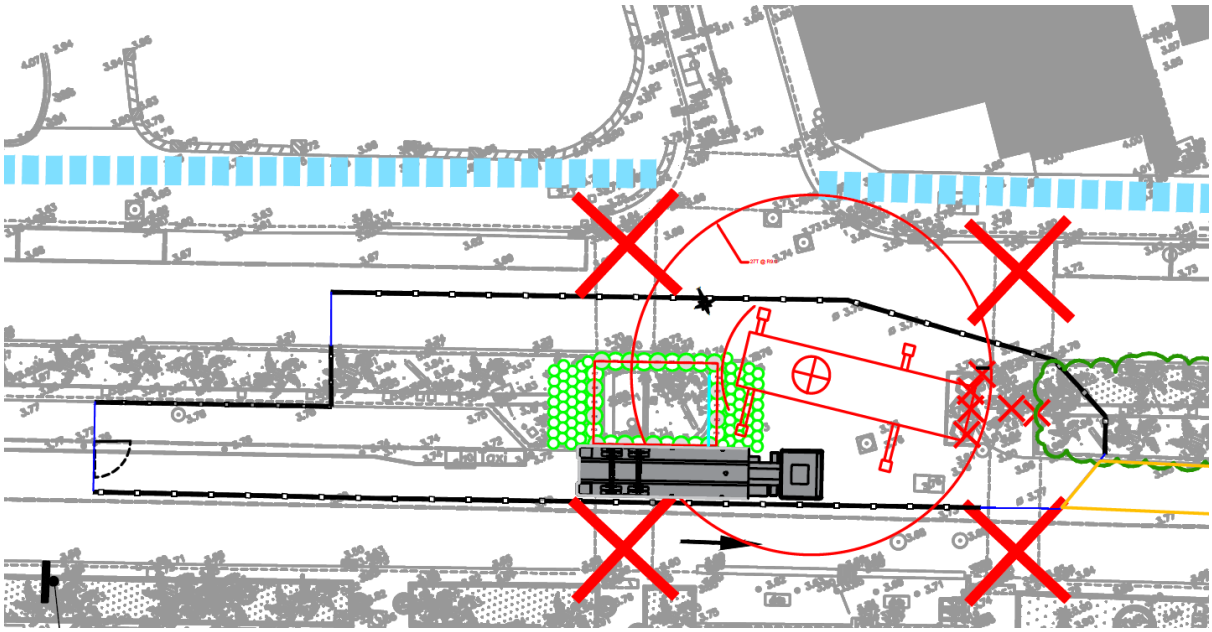


Figure 90 : Installation type pour puits d'arrivée du micro-tunnelier

10.3.2 Diamètre du tir

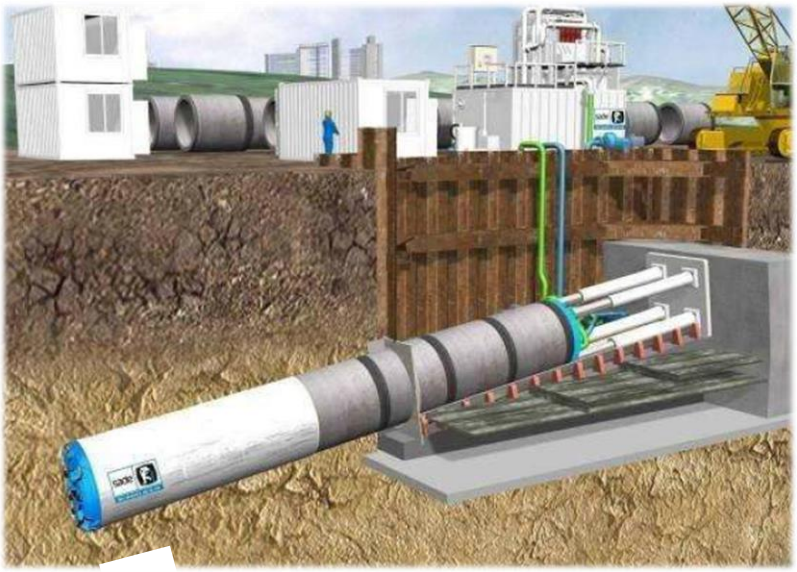


Figure 91 : Micro-tunnelier

Entre un DN 1600 et un DN 2000 suivant :

- La géologie des terrains,
- L'hydrogéologie des terrains.

Une étude géologique et hydrogéologique exhaustive avant toute conception du tir par micro-tunnelier paraît nécessaire pour fiabiliser les données d'entrée et limiter le risque et les aléas en phase travaux, qui peuvent amener des surcoûts importants en cas de panne ou de perte de la tête du micro-tunnelier.

A ce stade de l'étude les données manquantes sont importantes.

Il apparaît comme nécessaire la réalisation d'une carte géologique détaillée au droit des ouvrages et de dresser un profil en long géologique faisant apparaître les accidents géologiques à l'appui d'investigations linéaires et ponctuelles qui seront proposées par le géologue en charge de l'étude.

Au stade des études AVP et sans données géotechniques il est proposé de réaliser un tir en DN 2000 :

Tableau 32 : Caractéristiques du tir au micro-tunnelier proposées au stade AVP

Caractéristiques Micro-tunnelier	AVN2000
Diamètre intérieur Tuyau	2 000 mm
Diamètre extérieur Tuyau	2 400 mm
Diamètre excavation	2 425 mm
Pression de fonçage maximale des tuyaux	~ 1 000 Tonnes
Couple de rotation	780 kN.m au maximum
Puissance de rotation	250 kW à minima
Diamètre puits d'entrée	9,0 m
Diamètre puits de sortie	6,0 m
Emprise de surface nécessaire puits d'entrée	~ 1 500 m²
Emprise de surface nécessaire puits de sortie	~ 500 m²
Longueur maximale de tir	~ 1 000 m
Conditions d'accès au front de taille	Front de taille accessible pour le changement des outils, déplacement dans les tuyaux (possibilité de se tenir debout droit) et plus de place au niveau machine.
SAS de pressurisation	Oui nécessaire pour accès au front de taille à pression atmosphérique
Possibilité d'un tir courbe	Oui

10.3.3 Détail d'un puits de sortie

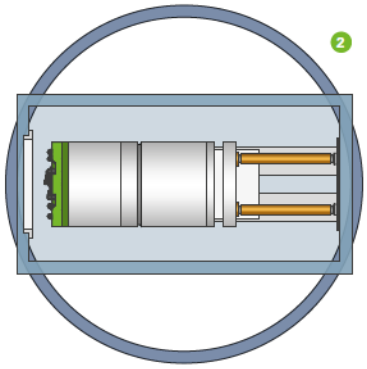


Figure 92 : Illustration du puits de sortie

10.3.4 Choix de la nature des tuyaux

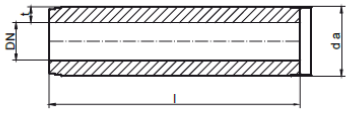
Compte tenu de la nature des effluents transportés et de la technique de pose (sans tranchée), nous proposons d'utiliser des matériaux suivants :

10.3.4.1 Le béton armé



Caractéristiques techniques des tuyaux de fonçage

DIN EN 1916/DIN V1201 | ÖNORM EN 1916/ÖNORM B 5074
Forme VT-K-VM (circulaire, manchon de fonçage) avec joint glissant à biseau





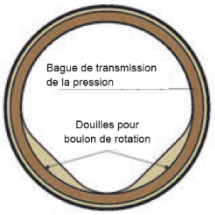
DN [mm]	t [mm]	da [mm]	l [m]	kg [m]		
Diamètre nominal	Épaisseur de paroi	Diamètre ext.	Longueur (standard)	Poids du tuyau	Décoffrage immédiat	Durcissage en coque
300	130	560	2,00	440	●	○
300	180	660	2,00	680	○	●
300	230	760	2,00	950	○	●
400	130	660	2,00	540	●	●
400	180	760	2,00	820	○	●
500	80	660	2,00	365	○	●
500	130	760	2,00/3,00	645	●	●
600	80	760	2,00	430	○	●
600	130	860	2,00/3,00	745	●	●
700	80	860	2,00/3,00	490	○	●
700	130	960	2,00/3,00	850	●	●
800	80	960	2,00/3,00	555	○	●
800	150	1100	2,00/3,00	1120	●	●
900	100	1100	3,00	785	○	●
900	190	1280	3,00	1630	●	●
1000	140	1280	3,00	1260	●	●
1000	155	1310	3,00/4,00	1410	●	●
1200	145	1490	3,00/4,00	1535	●	●
1200	170	1540	3,00/4,00	1830	●	●
1300	210	1720	3,00/4,00	2490	○	●
1400	160	1720	3,00/4,00	1960	●	●
1400	170	1740	3,00/4,00	2100	○	●
1500	160	1820	3,00/4,00	2117	○	●
1500	170	1840	3,00/4,00	2230	●	●
1600	170	1940	3,00/4,00	2365	●	●
1600	180	1960	3,00/4,00	2520	●	●
1600	190	1980	3,00/4,00	2670	○	●
1600	220	2040	3,00/4,00	3145	●	●
1700	170	2040	3,00/4,00	2500	●	●
1800	180	2160	3,00/4,00	2800	●	●
1800	200	2200	3,00/4,00	3140	●	●
1800	220	2240	3,00/4,00	3490	○	●
1800	250	2300	3,00	4020	○	●
2000	200	2400	3,00/4,00	3455	●	●

Figure 93 : Tuyaux de fonçage en béton armé (fournisseur HABA)

10.3.4.2 Le béton résiné



Tubes de fonçage POLYCRETE® avec cunette intégrée DN 800 - DN 2000



Diamètre intérieur DN	Diamètre extérieur da	Epaisseur de paroi s	Longueur de construction L	Force de fonçage admissible*		Poids de tube**
(mm)	(mm)	(mm)	(m)	(t)	(kN)	(kg/m)
800	960	80	2 et 3	305	2990	565
1000	1185	92,5	2 et 3	405	4010	890
1000	1280	140	3	705	6930	1305
1200	1485	142,5	3	810	7990	1525
1400	1720	160	3	1025	10090	2125
1600	1940	170	3	1275	12520	2595
1800	2160	180	3	1500	14740	3025
2000	2400	200	3	1875	18400	3690

*) Valeurs minimales pour le pressage droit dans des sols meubles, sans ouverture de joint | **) Valeurs maximales

Figure 94 : Tuyaux de fonçage en béton résiné (fournisseur MEYER)

10.3.4.3 Le PRV



Data Sheet for JACKING PIPE OD 1940 - t = 72 mm with GRP Sleeve Coupling

Unit Pipe Length	l	mm	3,000
Expected Curve radius on Pipe Line	R	m	Not Defined
Angular deflection at each joint	δ	(°)	N / A
Allowable Curve radius on Pipe Line	R_{max}	m	366.0
Allowable Angular deflection at each joint	δ_{max}	(°)	0.47
Pipe OD	d_{OD}	mm	1,940.0
Pipe Thickness	e	mm	72.0
Liner Thickness (Abrasion and Corrosion Resistance Layer)	T_{liner}	mm	1.5
Pipe Thickness at Spigot	T_g	mm	57.5
Pipe DOS at Coupling Section	DOS	mm	1909.4
Pipe DOS at Spigot (Gasket Groove)	d_g	mm	1893.9
Pipe ID max	ID	mm	1794.4
Type of Coupling			GRP Sleeve Coupling
Coupling Thickness	T_c	mm	12.8
Coupling Length	L1	mm	367.0
Compressive Strength	$\sigma_{b,s,min}$	MPa	90
Safety Factor (ISO 25780)	FS		1.75
Stress Eccentry Dependence (SED) Factor	S_e		2.00
TOTAL Calculated Safety Factor			*3.50*
Pipe Volume		m^3/m	427.0
Pipe Weight (Estimated)		kg/m	896.8

Figure 95 : Tuyaux de fonçage en PRV (fournisseur SUBOR)

10.3.4.4 Comparaison des différents matériaux

Ces différents matériaux présentent des coûts et des garanties, en termes de tenue à long terme, résistance mécanique et résistance à l'abrasion étant donné la vitesse et la nature des écoulements.

Les principaux avantages et inconvénients des matériaux sont indiqués dans le tableau ci-après :

Tableau 33 : Comparatif des matériaux pour conduite posée en micro-tunnelier

	Avantages	Inconvénients
Béton armé	- Résistance mécanique - Coût de la fourniture	- Sensible aux agressions chimiques et à l'abrasivité
Béton résiné	- Résistance mécanique - Résistance aux agressions chimiques - Rugosité faible	- Coût très élevé - Peu de retour d'expérience - Sensible à l'abrasivité
PRV	- Résistance aux agressions chimiques - Rugosité faible - Epaisseur du tuyau optimisé	- Coût élevé - Matériau fragile

A la lecture du tableau ci-dessus il est proposé de retenir des **tuyaux en PRV** qui répondent aux besoins du projet. Cela restant à confirmer en fonction des études géotechniques à réaliser.

10.4 Mode de réalisation des travaux

10.4.1 Prescriptions communes

Pour ces travaux, les points importants sont :

- Définition des obstacles (longement et croisement) sur l'itinéraire ;
- Sécurité du chantier ;
- Signalisation du chantier ;
- Information des usagers, riverains ;
- Nettoyage permanent du chantier et des voies d'accès ;
- Définition des éventuels itinéraires de livraison et de déviations.

10.4.2 Fonctionnement

La méthode de micro-tunnelage repose sur des opérations cycliques. Des tronçons courts sont foncés les uns après les autres depuis le puits de travail vers le puits de sortie.

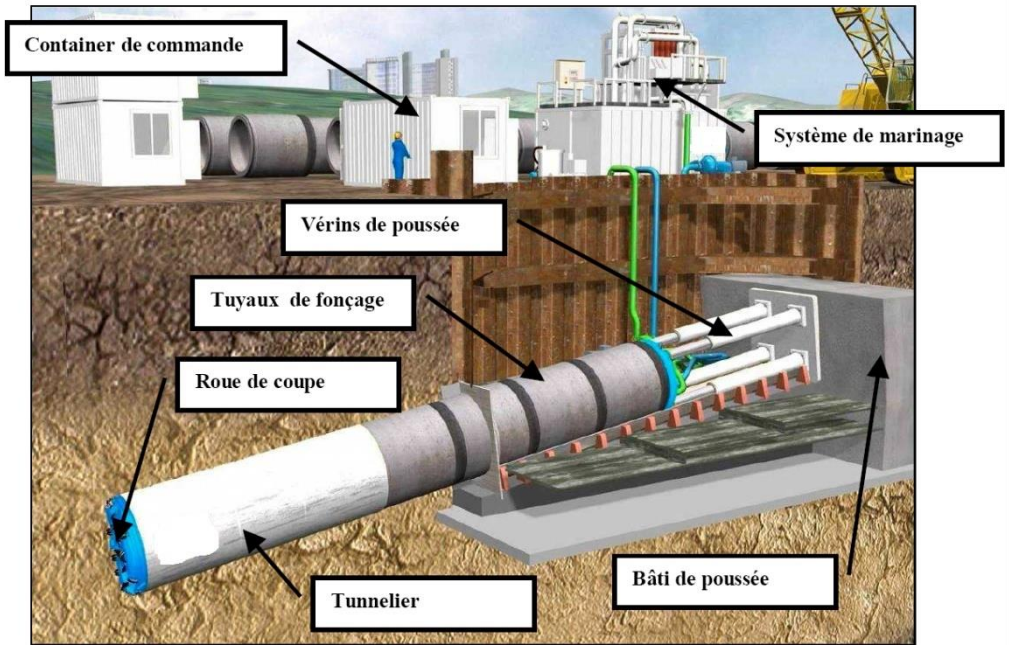


Figure 96 : Vue générale des éléments constitutifs du micro-tunnelage

Le système de micro-tunnelage peut se décomposer en plusieurs éléments :

- Une station de poussée assurant l'avancement,
- Un tunnelier, compose d'une roue de coupe en tête associée à un système de concassage, permettant l'excavation,
- Un système de marinage afin d'évacuer les déblais,
- Un système de guidage pour contrôler et éventuellement corriger la trajectoire,
- Un système d'injection ayant pour but d'assurer la lubrification puis le blocage en position définitive de la canalisation,
- Un poste de pilotage en surface pour commander les différents organes de la machine.

Un opérateur (ou pilote) commande depuis la surface, dans le container de pilotage, situe à proximité du puits de travail afin de garder un contact visuel avec les travaux. Une équipe travaux est à la manœuvre pour la manutention et le placement de chaque tronçon dans le puit d'attaque.

10.4.3 Travaux préliminaires

Ces travaux préalables à la pose d'une conduite dans le micro-tunnelier comprennent :

- Les installations de chantier,
- Terrassement des puits de travail et de sortie avec soutènement approprié au terrain rencontré et à la profondeur des puits.

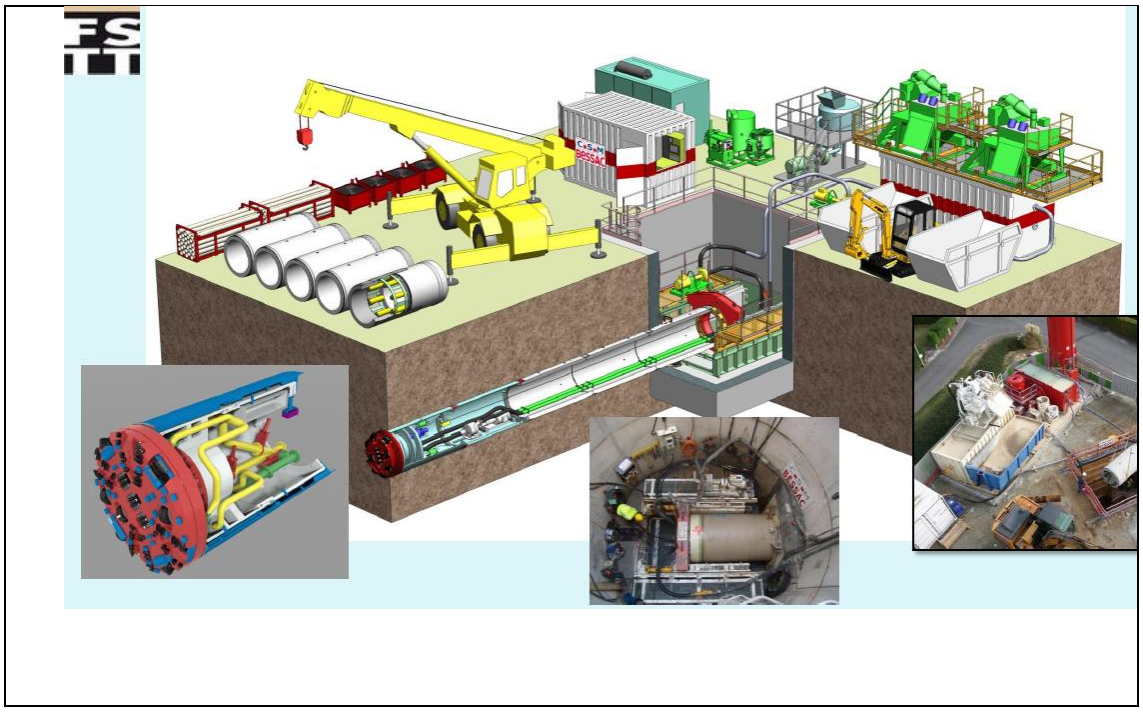
- Le puits de travail aura des dimensions assurant le montage du matériel de micro-tunnelage et permettre également la pose des tuyaux. Le puits de sortie permettra de réceptionner l'outil de coupe.
- Les puits seront ensuite aménagés pour constituer des ouvrages d'accès permettant l'exploitation et l'entretien de la conduite.
- Fonçage réalisé au moyen d'un micro-tunnelier à confinement par pression de boues forant suivant un diamètre permettant la pose de tuyaux. Ci-dessous est donnée la description du micro-tunnelier :
  - Fonçage des tuyaux réalisé par la station de poussée située au fond du puits de travail.
  - L'excavation s'effectue par l'intermédiaire d'une roue de coupe installée en tête du micro-tunnelier. Cette roue, constituée d'outils permettant l'abattage du terrain, agit sous l'action combinée de la rotation et de la poussée.
  - Le marinage a pour définition le transport des déblais excavés depuis la chambre de concassage vers la surface. L'opération consiste à mettre ces déblais en suspension dans un fluide en circulation et les évacuer à l'extérieur. Le système de marinage fonctionne en circuit fermé ; le fluide servant au transport des déblais est recyclé par le biais d'un système de séparation.
  - Le contrôle de la trajectoire du micro-tunnelier passe par deux phases différentes :
    - Repérage de la position,
    - Correction de la trajectoire.
  - Assemblage des tubes est réalisé à l'aide de manchons.

10.4.4 Réalisation des puits de travail

Le puits d'introduction comportera un radier en béton armé et les dispositifs de report de poussée nécessaires au poussage des tuyaux. Il comprendra également l'installation des appareils de forage (branchements électriques et hydrauliques, vérins, grue…).

L'entrepreneur calculera le mur de poussée de façon à ne mobiliser que la réaction du sol lors des phases de poussée.

10.4.4.1 Considérations générales



10.4.4.2 Rayon de courbure

Le rayon de courbure minimal à respecter en micro-tunnelier devrait être de 300 m, afin de rester avec des tuyaux standards de longueur 3 ml et éviter le recours au dispositif « jack control » pour réduire ce rayon.

10.4.4.3 Pression de confinement

La pression standard maximal de confinement au micro-tunnelier est de 3 bars. Au-delà des adaptations de machine sont nécessaires.

10.4.4.4 Accès à la tête de forage

Pour permettre un accès à la tête de forage depuis l'intérieur du tuyau et permettre un changement des outils de coupe il est jugé nécessaire de prévoir un forage d'un diamètre intérieur minimal de 1 200 mm.

Le choix d'un diamètre 2000mm est confortable vis-à-vis de la possibilité d'intervenir au niveau du front de taille en cas de panne, difficulté, etc mais aussi confortable en terme de distance de cheminement entre puits (plus de 1000m pour un 2000mm de diamètre).

10.4.4.5 SAS de pressurisation

Etant donné la nécessité de travailler sous nappe, il doit être prévu pour l'accès au front de taille, un SAS de pressurisation. Ce SAS est disponible à partir d'un tir d'un diamètre intérieur de 1 500 mm.

10.4.4.6 Linéaires de tirs

Les retours d'expériences sur les longueurs maximales de tir en micro-tunnelier sont résumées ci-dessous :

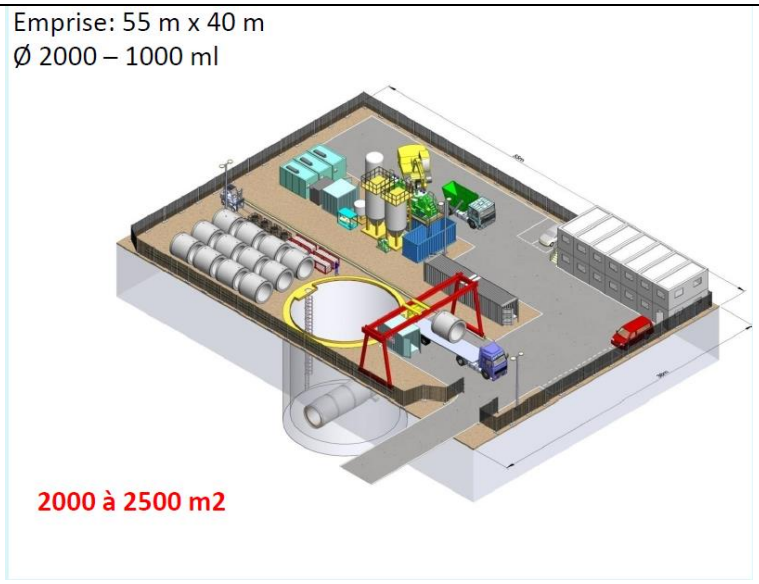
- Forage 1200 mm intérieur → Linéaire max de tir de 350/400 mètres

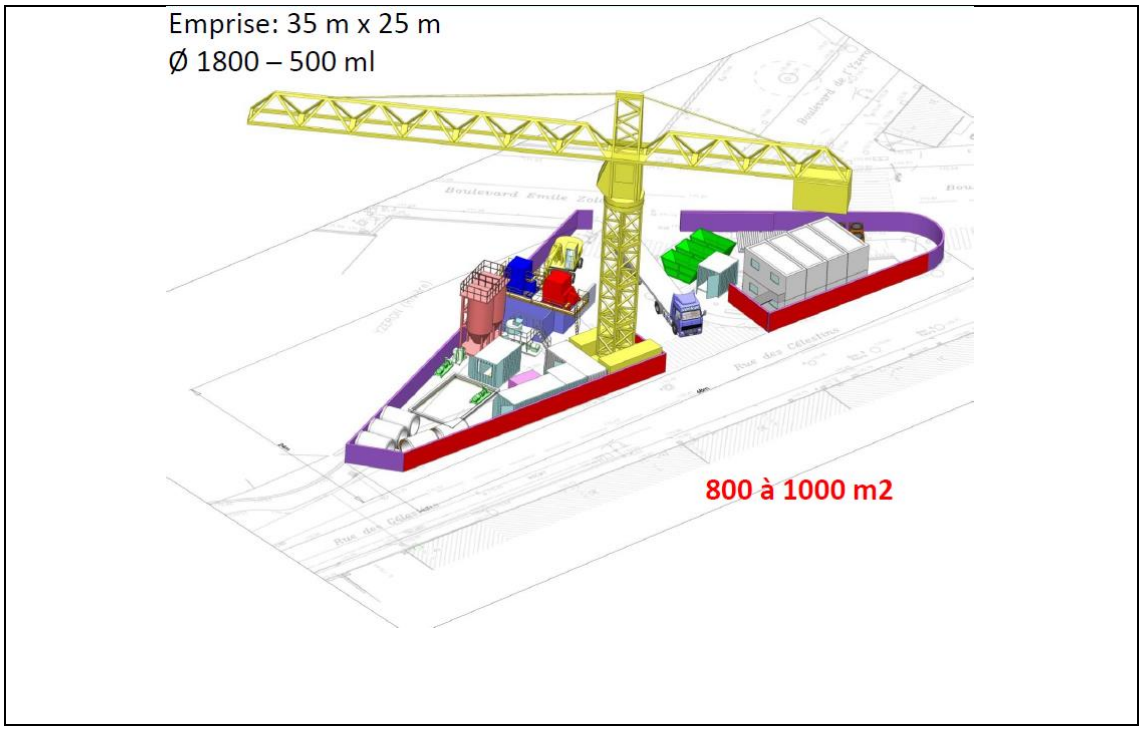
- Forage 1600 mm intérieur → Linéaire max de tir de l'ordre de 900 mètres
- Forage 2000 mm intérieur → Linéaire max de tir de l'ordre de 1 200 mètres

NOTA : Pour des raisons d'optimisation des coûts, il sera préférable de laisser de la souplesse aux entreprises dans le choix des diamètres intérieurs des tirs. Et si plusieurs tirs doivent être regroupés, il est préférable d'uniformiser les diamètres.

10.4.4.7 Emprises chantier

Les emprises chantier nécessaires sont variables en fonction des méthodes choisies par l'entreprise de travaux, de la typologie des parcelles disponibles auxquelles s'adapter, et des dimensions de l'ouvrage à réaliser. Les figures suivantes illustrent quelques configurations envisageables (documentation CSM BESSAC) :





10.4.5 Mise en œuvre des conduites

10.4.5.1 Caractéristiques des conduites

Les fourreaux sont dimensionnés pour répondre aux conditions de poussée du bâti et aux surcharges en phase d'exploitation (hauteurs de couverture).

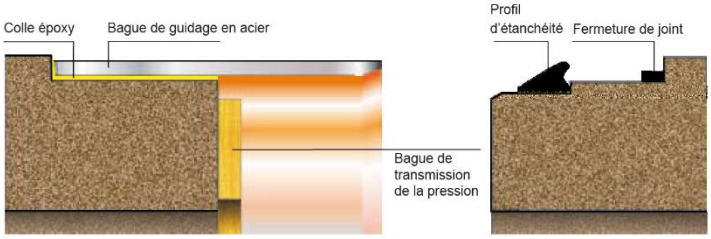
10.4.5.2 Emboîtement et réglage des tuyaux

En fonction des caractéristiques des abouts et de leur mode d'assemblage, les éléments de conduite devront être emboîtés conformément aux dispositions arrêtées par le fabricant.

Le raccord des tubes consiste en la bague de guidage et l'élément d'étanchéité ainsi qu'une couche intermédiaire de joint destinée à transmettre les forces de fonçage à la bague de transmission de la pression.

Les bagues de guidage sont en INOX, garantissent la stabilité latérale nécessaire pour le fonçage dans le raccord du tuyau et une meilleure tenue à l'agressivité.

La bague de transmission de la pression joue un rôle important pour la répartition uniforme des forces longitudinales dans le faisceau du tuyau. On utilise des panneaux en contreplaqué ou du bois mou sans nœud en fonction des forces de pressage.



10.4.5.3 Analyse des risques vis-à-vis des ouvrages avoisinants

Nous avons mené une analyse des risques du tir suivant la nature des travaux à réaliser.

Tableau 34 : Analyse de risques du tir avec micro-tunnelier

Phase de travaux	Risque identifié	Mesure préconisée
Soutènement - Terrassements	Circulation à proximité des ouvrages Nature des terrains Venues d'eau par les fonds de fouilles des puits	**Réalisation d'une enceinte en soutènements continus (pieux sécants) dimensionnée pour reprendre les surcharges sur remblais** **Terrassements limités aux emprises des soutènements** **Utilisation de matériel adapté (BRH, Trépan…)** **Traitement des venues d'eau soit par bouchon en jet grouting réalisé avant terrassement, soit par bouchon en gros béton immergé réalisé après terrassement.** **Mise en place d'un puisard sur les radiers + mise à disposition d'une pompe à crépine sur chantier**
Creusement au micro-tunnelier	Nature des terrains Profondeur du toit de la nappe phréatique Granulométrie et dureté des matériaux	**Adapter les outils de coupes (roue)** **Creusement à pression de boue (gestion du marinage)**
Creusement au micro-tunnelier	**Présence d'obstacles sur le tracé**	**Micro-tunnelier à front confiné avec mise en chômage possible pour réaliser des travaux depuis la surface**

10.4.5.4 Auscultations et surveillance

Les mesures d'auscultation, destinées à suivre et à analyser le comportement des terrains, du bâti et des ouvrages environnants, des ouvrages en construction, et des fouilles seront réalisées pendant l'ensemble de la durée des travaux.

Ces auscultations se matérialisent par la mise en place :

- D'un réseau de clous de nivellement placé en périphérie des puits pour suivre les éventuels tassements,
- De cibles positionnées sur les pieds de façade, de talus rocheux (mesure de déplacements verticaux) et en hauteur (mesure de basculement) de chacun des bâtiments/zones avoisinants.

Le contrôle sera effectué pendant toute la durée du chantier à l'aide d'un théodolite motorisé automatique, monté sur mât. L'appareil est déplacé autant que de besoin avec l'avancement du chantier.

Les seuils habituels pour ce type de travaux sont les suivants :

Nature de la structure	Seuil de vigilance		Seuil de vigilance accrue		Seuils d'alerte	
	Tassement absolu	Tassement différentiel	Tassement absolu	Tassement différentiel	Tassement absolu	Tassement différentiel
Immeubles	10 mm	1‰	20 mm	2,5‰	30 mm	4,5‰
Immeubles sensibles	8 mm	1‰	12 mm	1.5‰	20 mm	3,0‰
Voirie	20 mm	1‰	30 mm	2.0‰	40 mm	3.0‰
Réseaux enterrés	15 mm	1‰	20 mm	2.0‰	30 mm	3.0‰

Seuil de vigilance : Lorsque ce seuil est dépassé, des mesures correctives et/ou complémentaires sont mises en œuvre afin d'éviter la dégradation de la situation et de mieux cerner le problème.

Il peut s'agir de :

- Adapter les méthodes d'exécution.
- Ajouter des points de mesures à des endroits particuliers…

Seuil d'alerte : Le seuil d'alerte est le seuil à partir duquel la situation n'est plus rattrapable sans prendre des mesures drastiques et immédiates. Les valeurs mesurées confirment leur tendance très anormale, au-delà des valeurs calculées.

Comme conséquence, des désordres pourraient être déjà constatés, ou pourraient survenir. Cette situation risquerait de mettre en péril la stabilité de la structure concernée, ainsi que la sécurité des biens matériels.

10.5 Etudes / investigations complémentaires

10.5.1 Nécessaires à l'établissement des dossiers réglementaires

Afin de lancer la réalisation de l'Etude d'impact et des dossiers réglementaires, plusieurs études et démarches préalables devront être réalisées :

- **Inventaire faune flore** dans l'emprise du projet.

Cette analyse devra inclure une délimitation des zones humides et l'identification des zones de frayères ou d'alimentation de la faune piscicole, des crustacés et des amphibiens.

- Diagnostic Paysager en site inscrit afin d'évaluer la perception paysagère du projet au sein du site inscrit
- Sollicitation du service forestier de la DDTM 06 pour la caractérisation de l'état boisé des parcelles
- Concertation avec les services urbanismes de commune du Cannet et de l'intercommunalité afin de s'assurer de la cohérence du projet de PLU et de l'aménagement envisagé.

10.5.2 Nécessaire à la connaissance des existants

10.5.2.1 Topographie

Un relevé précis de la topographie au niveau des puits d'attaque et d'arrivée est indispensable pour positionner judicieusement les puits et dimensionner correctement les soutènements.

10.5.2.2 Géotechnique

Une première liste de sondages géotechniques/géophysiques a été définie et est présentée ci-après. La profondeur des sondages sera adaptée à la profondeur estimée de passage du micro tunnelier :

- Des sondages carottés afin de préciser la stratigraphie et la perméabilité des terrains, échantillonner pour essais en laboratoire.
- Des sondages au pénétromètre statique CPT pour vérifier le risque de liquéfaction des sols de fondation (corrélation pressiométrique insuffisante).
- Des sondages à la pelle mécanique jusqu'à 6 m de profondeur afin de préciser la perméabilité des terrains au niveau des puits d'attaque et de sortie, échantillonner pour essais en laboratoire.
- Des piézomètres afin de définir le niveau de la nappe

Les échantillons prélevés seront soumis à des essais d'identification en laboratoire.

CANNES PAYS DE LÉRINS
Communauté d'agglomération de Cannes, Le Cannet, Mandelieu-La Napoule, Mougins et Théoule/Mer

Annexe 1 : Etude hydraulique, Suez Consulting 2025

CANNES PAYS DE LÉRINS
Communauté d'agglomération de Cannes, Le Cannet, Mandelieu-La Napoule, Mougins et Théoule/Mer

12/2024
22MAX005

CONSULTING

Maîtrise d'œuvre pour la construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues au lieu-dit ancien hameau de Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère



Avant-projet – Annexe Hydraulique

SUEZ

VÉRIFICATION DE DOCUMENTS

Numéro du projet : 22MAX005

Intitulé du projet : Maitrise d'œuvre pour la construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues au lieu-dit ancien hameau de Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère

Intitulé du document : Avant-Projet – Annexe hydraulique

Version	**Rédacteur** NOM / Prénom		**Contrôleur 1** NOM / Prénom		**Contrôleur 2** NOM / Prénom		**Date d'envoi** JJ/MM/AA	**COMMENTAIRES** Documents de référence / Description des modifications essentielles
01	GROSJEAN	Vivien	BONNAFE	Arnaud				Version initiale
02	GROSJEAN	Vivien						Reprise suite remarques MOA

Ce document a été réalisé par du personnel de SAFEGE SAS (opérant sous la marque commerciale SUEZ Consulting) ; SAFEGE SAS est un organisme agréé en tant qu'intervenant pour la sécurité des ouvrages hydrauliques, conformément à l'arrêté du 13 Juillet 2021 (Agrément « Auscultation - tous barrages » valide jusqu'au 31 juillet 2029)

Sommaire

Table des matières

1. Contexte de l'opération 6

1.1 Cadre général de la mission 6

1.2 Objectif de l'aménagement 7

1.3 Rappel de la stratégie du PAPI sur le bassin versant de la Frayère 11

1.4 Synthèse des principales caractéristiques de l'aménagement hydraulique 13

1.5 Synthèse du fonctionnement hydraulique de l'ouvrage 15

1.6 Objectifs du rapport et méthodologie 16

1.7 Données topographiques 18

1.8 Référentiel hydrologique existant 20

1.8.1 Bassin versant intercepté 20

1.8.2 Rappel sur l'hydrologie au droit du secteur 21

2. Détermination des conditions d'écoulement au droit de l'ouvrage en état actuel – condition aval de l'ouvrage 29

3. Dimensionnement de l'évacuateur de crues (coursier et bassin de dissipation en pied) 31

3.1 Présentation de l'état projet 31

3.2 Modélisation numérique 3D du projet 33

3.2.1 Construction du modèle et adaptation de la géométrie de l'AVP pour la modélisation numérique 33

3.2.2 Résultats de la modélisation 37

3.3 Retour au cours d'eau en aval du coursier de l'évacuateur 48

4. Pertuis de sortie et laminage des crues – Performances de l'ouvrage au regard de l'hydrologie PAPI 51

4.1 Objectif d'écrêtement – hydrogrammes issus du PAPI 51

4.2 Laminage des crues 52

4.2.1 Loi hauteur-volume 52

4.2.2 La débitance du pertuis 54
4.2.3 La débitance du déversoir 55
4.2.4 La loi de débitance totale de l'aménagement hydraulique 55
4.2.5 Calcul de laminage de l'aménagement hydraulique 58
4.2.6 Tableau de synthèse du calcul de laminage 64

5. Définition des Plus Hautes Eaux (PHE) dans la retenue dans le cadre de la sécurisation du barrage pour les crues Exceptionnelles et extrêmes 65

5.1 Révision des débits de projet rares à extrêmes dans le cadre de la sécurisation du barrage pour les crues extrêmes et pour l'Etude de dangers 65
5.1.1 Les pluies de projet 66
5.1.2 Particularité sur la géologie du bassin versant 68
5.1.3 La transformation pluie-débit 70
5.1.4 Synthèse des débits de projet retenus 72

5.2 Prise en compte de la Roquebillière pour le calcul des PHE (cote exceptionnelle et cote de danger) 73

5.3 Détermination de la courbe de débitance de l'évacuateur de crues 74

5.4 Détermination des PHE (crue exceptionnelle) et cote de danger (crue extrême) 75

5.5 Mise à jour des performances de l'ouvrage sur base de l'hydrologie révisée 80

6. Fonctionnement hydraulique projeté du secteur et comparaison avec l'état actuel 83

7. Prédimensionnement du dissipateur en sortie de l'ouvrage Roquebillière 92

8. Conclusion 94

Table des illustrations

Figure 1-1 : Localisation de l'ouvrage – vue d'ensemble (*Fond de plan OSM)* 6
Figure 1-2 : Localisation de l'ouvrage – vue rapprochée (*Fond de plan OSM)*..... 7
Figure 1-3 : Localisation du projet et secteur bénéficiant de l'aménagement hydraulique de Carimaï (*Fond de plan Google Satellite 2023)*..... 8
Figure 1-4 : Zoom sur l'aménagement hydraulique de Carimaï (*Fond de plan Google Satellite 2023)*..... 9
Figure 1-5 : localisation du tronçon de la Grade Frayère débordant en aval de l'aménagement 10
Figure 1-6 : Détail de l'aménagement hydraulique de Carimaï – lignes de structures issues du plan AVP (*Fond de plan Google Satellite 2023)*..... 10
Figure 1-7 : Localisation des aménagements prévus dans le PAPI 2020 sur le secteur « Frayère aval » - CACPL 12
Figure 1-8 : Plan topographique de l'ouvrage SNCF – Riviera concepts – 11/2021..... 18
Figure 1-9 : Plan topographique 1/500^{e} de l'état actuel – Riviera concepts – 12/2021..... 19
Figure 1-10 : Vue en plan du MNT – Elévation [mNGF] – Lidar RGEAlti de l'IGN – 2014..... 19
Figure 1-11 : Bassin versant de la Grande Frayère intercepté (en vert) par l'aménagement hydraulique 20
Figure 1-12 : Bassin versant de la Frayère – Source PPRi 2018..... 22
Figure 1-13 : Estimation des débits de pointes et débit-pseudo-spécifique pour l'évènement du 03 octobre 2015 (encadré rouge : Grande Frayère au droit de Carimaï)..... 24
Figure 1-14 : Pluies de projet type Kiefer – PPRi de Cannes..... 25
Figure 1-15 : Débits de pointe et débits pseudo-spécifiques retenus dans le PPRi - 2018..... 26
Figure 1-16 : Bassin versant calculé pour la méthode SHYREG – base de donnée SHYREG 2019 – identifiant ME2260 27
Figure 1-17 : Hydrogramme de crue de la Grande Frayère au droit de l'aménagement hydraulique de Carimaï – source PAPI CACPL 2020..... 28
Figure 2-1 : Vue en plan du modèle 1D HEC-RAS de la Grande Frayère au droit du secteur Carimaï – Fond RGEAlti IGN 2014 29
Figure 2-2 : Résultats du modèle 1D en état actuel – profil en long pour différents débits en permanent – EG=Energy Grade (ligne de charge) – WS= Water Surface (ligne d'eau)..... 30
Figure 2-3 : Loi hauteur débit en amont de l'ouvrage SNCF 30
Figure 3-1 : Détail de l'aménagement hydraulique de Carimaï – lignes de structures issues du plan AVP (*Fond de plan Google Satellite 2023)*..... 32
Figure 3-2 : Profil en long, à travers l'évacuateur de crues – design final retenu 32
Figure 3-3 : Schéma représentant la chute d'eau en aval..... 33
Figure 3-4 : Schéma illustrant les adaptations faites pour la modélisation de l'AVP..... 34
Figure 3-5 : Schéma illustrant les hypothèses à l'aval du barrage 34
Figure 3-6 : Vue 3D - Présentation du fond du modèle et du maillage sur les marches d'escalier 36
Figure 3-7 : Vue 3D de la surface libre..... 39
Figure 3-8 : Résultats du modèle 3D - Hauteur d'eau [m] pour un débit permanent de 123 m^3/s à gauche et de 36 m^3/s à droite..... 40
Figure 3-9 : Résultats du modèle 3D – Vecteurs vitesses d'écoulement 3D [m/s] pour un débit permanent de 123m^3/s à gauche et de 36m^3/s à droite..... 41
Figure 3-10 : Résultats du modèle 3D - Vitesses d'écoulement 2D (moyennées sur la colonne d'eau) pour un débit permanent de 123 m^3/s à gauche et de 36 m^3/s à droite – m/s..... 42
Figure 3-11 : Positionnement de la coupe 1 43
Figure 3-12 : Résultats du modèle 3D - Coupe 3D de la vitesse dans la direction de l'écoulement (coupe 1) - m/s..... 44
Figure 3-13 : Vue en plan de la débitance – m^2/s..... 45
Figure 3-14 : Résultats du modèle 3D - Nombre de Froude pour un débit permanent de 123 m^3/s à gauche et de 36 m^3/s à droite..... 46
Figure 3-15 : Résultats du modèle 3D - Contrainte tractrice [N/m^2] sur le fond (>50 N/m^2) pour un débit permanent de 47
Figure 3-16 : Extrait du plan AVP de l'ouvrage..... 48
Figure 3-17 : Trajectoire du jet en aval – Débit de pointe 123 m^3/s..... 49
Figure 3-18 : Schéma restitution des écoulements en aval..... 50
Figure 4-1 : Hydrogramme de la Grande Frayère au droit de l'aménagement hydraulique – hydrologie PAPI 2020 avec prise en compte des hydrogrammes de la Roquebillière 52
Figure 4-2 : Courbe hauteur volume de l'aménagement hydraulique..... 53
Figure 4-3 : Loi de débitance du pertuis de sortie (Nago) et loi hauteur débit au droit de l'ouvrage SNCF en aval..... 54

Figure 4-4 : Loi de débitance de l'aménagement hydraulique - sans pertuis de fond 55
Figure 4-5 : Loi de débitance à travers l'aménagement hydraulique de Carimaï – Loi de débitance globale (seuil et pertuis) en rouge et loi de débitance du seuil uniquement (pertuis obstrué) en bleu – zoom sur la partie déversante 56
Figure 4-6 : Loi de débitance à travers l'aménagement hydraulique de Carimaï – Loi de débitance globale (seuil et pertuis) en rouge et loi de débitance du seuil uniquement (pertuis obstrué) en bleu 57
Figure 4-7 : Hydrogrammes de crues à gauche et courbe hauteur-volume de l'aménagement hydraulique de Carimaï à droite 58
Figure 4-8 : Loi de débitance à travers l'aménagement hydraulique de Carimaï – Loi de débitance globale (seuil et pertuis) en rouge et loi de débitance du seuil uniquement (pertuis obstrué) en bleu 58
Figure 4-9 : Résultat du laminage de crue – Qp=13.5 m³/s – crue type « Q10 PAPI » avec Roquebillière 59
Figure 4-10 : Résultat du laminage de crue – Qp=21.2 m³/s – crue type « Q30 PAPI » avec Roquebillière 60
Figure 4-11 : Résultat du laminage de crue – Qp=28.1 m³/s – crue type « Q50 PAPI » avec Roquebillière 61
Figure 4-12 : Résultat du laminage de crue – Qp=39.5 m³/s – crue type « Q100 PAPI » avec Roquebillière 62
Figure 4-13 : Résultat du laminage de crue – Qp=123 m³/s – crue type 2015 avec Roquebillière 63
Figure 5-1 : Comparaisons des cumuls de pluie statistique et octobre 2015 – Station de Cannes aéroport [1989-2021] 67
Figure 5-2 : Pluies de projet type Kiefer – Quantiles de pluie Cannes aéroport [1989-2021] 68
Figure 5-3 : Cartographie géologique imprimé 1/50 000 au droit de la Grande Frayère – infoterre BRGM 69
Figure 5-4 : Hydrogrammes de crues retenues dans le cadre de l'Etude de Dangers et de la sécurisation du barrage pour les crues extrêmes – Grande Frayère au droit de l'aménagement hydraulique de Carimaï 73
Figure 5-5 : Loi de débitance de l'aménagement hydraulique - sans pertuis de fond 74
Figure 5-6 : Hydrogrammes de crues retenues dans le cadre de la sécurisation de l'ouvrage – Grande Frayère au droit de l'aménagement hydraulique de Carimaï 75
Figure 5-7 : Résultat du calcul laminage de crue – Qp=207 m³/s – crue Q1 000 76
Figure 5-8 : Résultat du calcul laminage de crue – Qp=268.0 m³/s – crue Q10 000 77
Figure 5-9 : Résultat du calcul laminage de crue – Qp=220.5 m³/s – crue Q1 000 avec Roquebillière 78
Figure 5-10 : Résultat du calcul laminage de crue – Qp=281.5 m³/s – crue Q10 000 avec Roquebillière 79
Figure 5-11 : Scénario 1 : Laminage de fonctionnement nominal en condition normale pour une crue type Qp= 38.5 m³/s 81
Figure 5-12 : Laminage en condition normale pour une crue type Qp= 30 m³/s 82
Figure 5-13 : Laminage en condition normale pour une crue type Qp= 45 m³/s 82
Figure 6-1 : Loi de débitance en amont de l'ouvrage SNCF 83
Figure 6-2 : Topographie du secteur au droit de la voie SNCF 84
Figure 6-3 : Secteur avec des vitesses plus importantes en état projet – débit amont 60 m³/s 86
Figure 6-4 : Hauteur d'eau en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 45 m³/s 87
Figure 6-5 : Vitesses d'écoulement en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 45 m³/s 87
Figure 6-6 : Hauteur d'eau en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 50 m³/s 89
Figure 6-7 : Vitesses d'écoulement en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 50 m³/s 89
Figure 6-8 : Hauteur d'eau en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 55 m³/s 90
Figure 6-9 : Vitesses d'écoulement en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 55 m³/s 90
Figure 6-10 : Hauteur d'eau en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 60 m³/s 91
Figure 6-11 : Vitesses d'écoulement en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 60 m³/s 91
Figure 7-1 : Schéma dissipateur USBR type VI 92
Figure 7-2 : Exemple du dissipateur USBR type VI en fonctionnement – Barrage Picacho Nord – 5.9m³/s 92
Figure 7-3 : Schéma coupe et profil en long – principales dimensions de l'ouvrage 93

Liste des tableaux

Tableau 1 : Synthèse des aménagements prévus dans le PAPI - CACPL PAPI 2020 11
Tableau 2 : Caractéristiques principales de l'ouvrage de Carimaï 13
Tableau 3 : Tableau de synthétisant la méthodologie appliquée et les hypothèses prises en compte 16
Tableau 4 : Caractéristiques du bassin versant intercepté 20
Tableau 5 : Formules de calcul du temps de concentration 22

Tableau 6 : Valeurs de Curve Number par occupation et classe de sol – La Frayère 23
Tableau 7 : Caractéristiques des bassins-versants de la Frayère 23
Tableau 8 : Cumuls en fonction de la durée de pluie et de l'occurrence correspondante à la station de Cannes – PPRi de Cannes 24
Tableau 9 : Récapitulatif des débits de pointe et débits pseudo-spécifiques issus des modélisations hydrologiques réalisées dans le cadre du PPRi - 2018 25
Tableau 10 : Débits de pointe et débit pseudo-spécifiques pour le bassin versant de la Grande Frayère –Base de données SHYREG 2019 – identifiant ME2260 27
Tableau 11 : Récapitulatif des débits de pointe et débits pseudo-spécifiques intercepté par l'aménagement hydraulique retenus dans le cadre du PAPI 28
Tableau 12 : Récapitulatif des débits de pointes – hydrogrammes combinés Grande Frayère et Roquebillière interceptée – PAPI 2020 51
Tableau 13 : Tableau de synthèse des résultats du calcul de laminage du bassin de Carimaï – hydrogrammes issus de l'étude PAPI avec prise en compte de la Roquebillière 64
Tableau 14 : Cumuls en fonction de la durée de pluie et de l'occurrence correspondante à la station de Cannes – Cannes aéroport [1989-2021] 67
Tableau 15 : Caractéristiques des bassins-versants de la Frayère 70
Tableau 16 : Résultats de la modélisation su le bassin versant de la Grande Frayère – BV 2.1 70
Tableau 17 : Débits de pointe et pseudo-spécifique obtenus pour les crues Q100, Q1 000 et Q10 000 - bassin versant de la Grande Frayère au droit de l'aménagent hydraulique de Carimaï 71
Tableau 18 : Débits de pointe et débits pseudo-spécifiques retenus – Au droit de l'aménagement hydraulique de Carimaï 72
Tableau 19 : Récapitulatif des débits de pointe, volumes et débits pseudo-spécifiques retenus dans le cadre de l'Etude de Dangers et de la sécurisation du barrage pour les crues extrêmes 72
Tableau 20 : Récapitulatif des débits de pointe pour le calcul des PHE, avec prise en compte de la Roquebillière 74
Tableau 21 : Récapitulatif des résultats pour le calcul des PHE – Q1 000 ; Q10 000 – avec et sans prise en compte des apports Roquebillière 80
Tableau 22 : Conditions de débits et de cote aval pour différentes crues 85
Tableau 23 : synthèse des observations issues de la modélisation 85

1. CONTEXTE DE L'OPERATION

1.1 Cadre général de la mission

La présente opération s'inscrit dans le cadre du Programme d'Actions de Prévention contre les Inondations menée par la CACPL, dont l'axe 6, « Ralentissement des écoulements », et plus particulièrement la fiche action 6.3 **« Travaux d'aménagement d'un ouvrage de Rétention au lieu-dit Carimaï »,** sur les communes de Cannes et Le Cannet.

Le principe de l'aménagement est de créer une rétention dans une zone naturelle d'expansion des crues, afin d'écrêter les crues de la Grande Frayère pour protéger les secteurs avals, dont celui de la Bocca.

L'aménagement hydraulique de Carimaï se situe sur les communes du Cannet et de Cannes sur le lieudit du « Hameau de Carimaï ». L'aménagement est localisé sur le cours d'eau la Grande Frayère et contribue à réduire les débordements de la Grande Frayère et de la Frayère aval sur le quartier Bocca de Cannes.

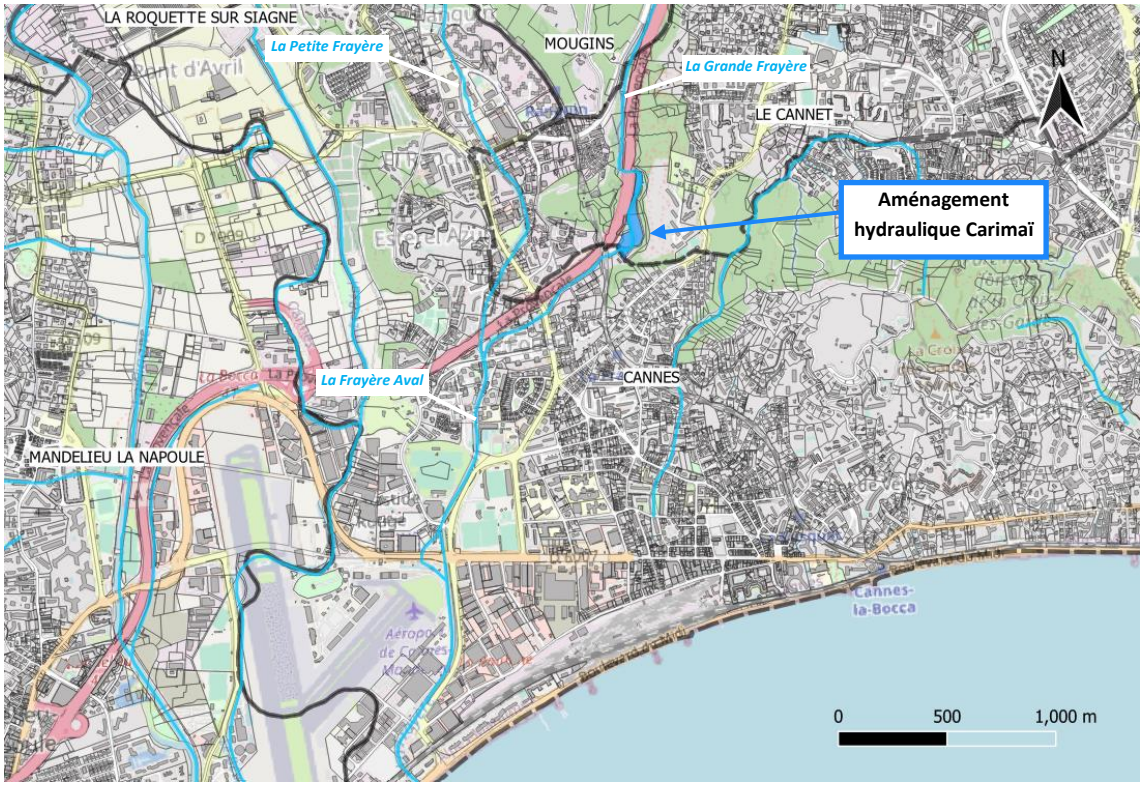


Figure 1-1 : Localisation de l'ouvrage – vue d'ensemble (*Fond de plan OSM)*

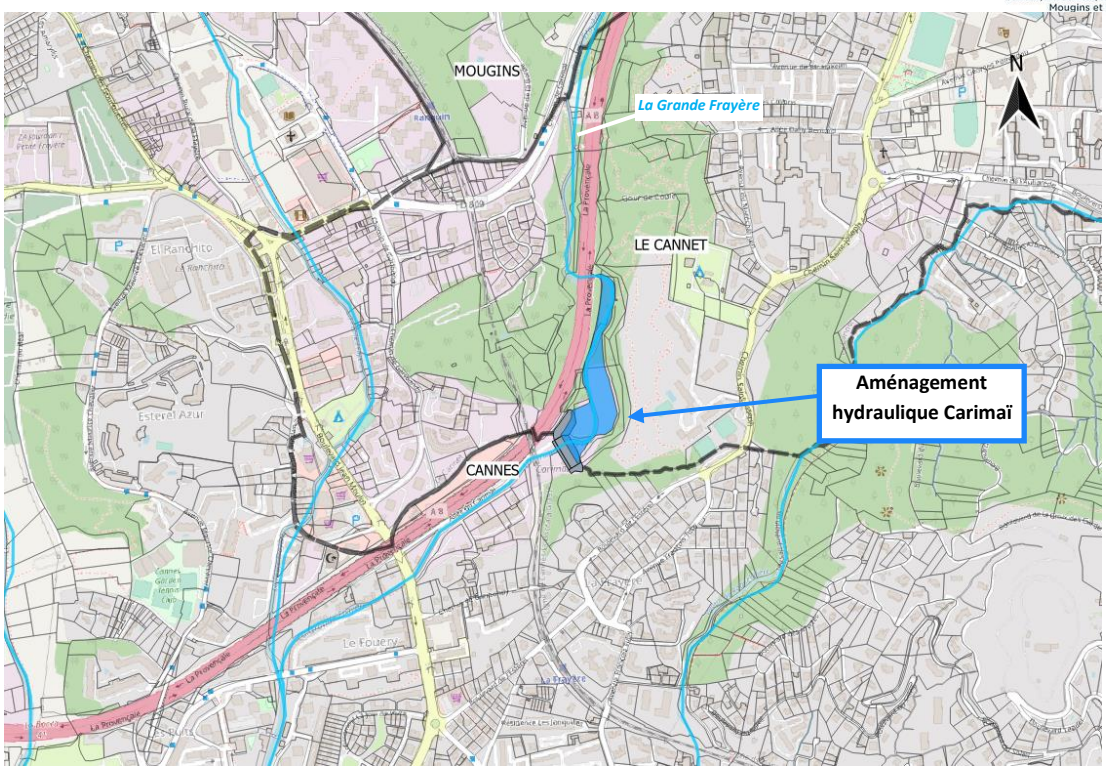


Figure 1-2 : Localisation de l'ouvrage – vue rapprochée (*Fond de plan OSM*)

1.2 Objectif de l'aménagement

L'aménagement hydraulique de Carimaï se situe à la frontière entre les communes du Cannet et de Cannes, sur un secteur contraint entre les remblais et ouvrages de l'autoroute A8, ceux de la voie SNCF, les pans de collines présentant par endroit des affleurements rocheux et pans verticaux.
L'objectif de rétention du PAPI est estimé à un volume compris entre 54 000 et 58 000 m³. Cet objectif de rétention a été augmenté par la suite à un volume 70 000 m³ pour pouvoir réceptionner en plus un potentiel futur délestage de la Roquebillière.

Cet aménagement a pour unique vocation la prévention des inondations sur la commune de Cannes en aval du l'ouvrage.

Du point de vue de la réglementation, l'ouvrage par sa nature à retenir les eaux de manière provisoire lors des crues est classé comme **aménagement hydraulique** au sens de l'article R.562-18 du code de l'environnement et également comme **barrage de classe C** au sens de l'article R214-112 du code de l'environnement, au regard de la présence des enjeux en aval.

A ce titre, l'ouvrage doit donc respecter les conditions suivantes :

- **Crue exceptionnelle** de période de retour **1 000 ans**
  - *cette crue permet de vérifier que la revanche est suffisante par rapport aux conditions de vents (cf. rapport AVP)*
- **Crue extrême** de période de retour **10 000 ans**
  - *La cote atteinte par cette crue ne doit être supérieure à la cote de danger de l'ouvrage*

Dans la suite du document, nous utiliserons le terme « **aménagement hydraulique** » par souci de simplicité pour décrire cet ouvrage hydraulique projeté.

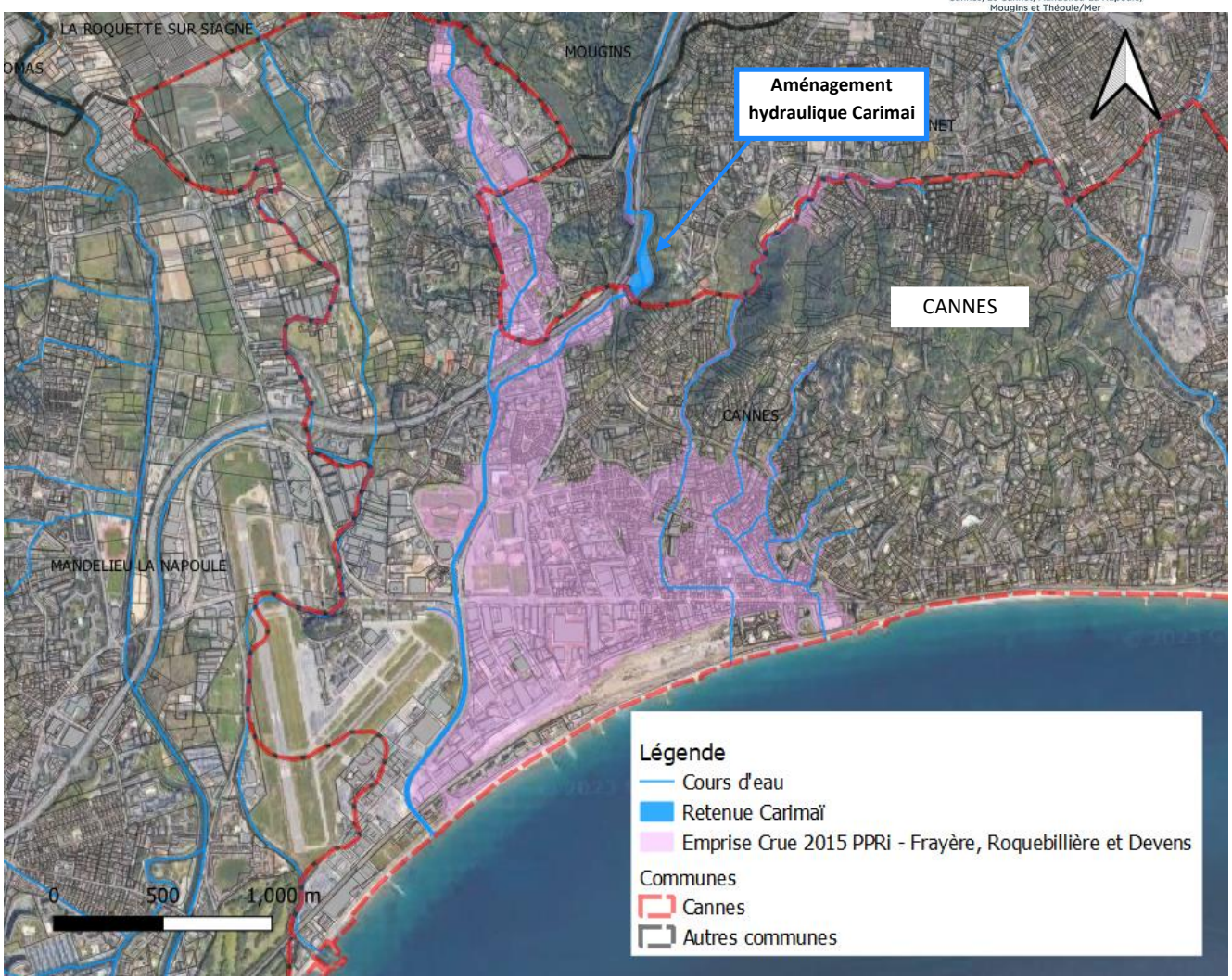


Figure 1-3 : Localisation du projet et secteur bénéficiant de l'aménagement hydraulique de Carimaï (*Fond de plan Google Satellite 2023*)



Figure 1-4 : Zoom sur l'aménagement hydraulique de Carimaï (*Fond de plan Google Satellite 2023)*

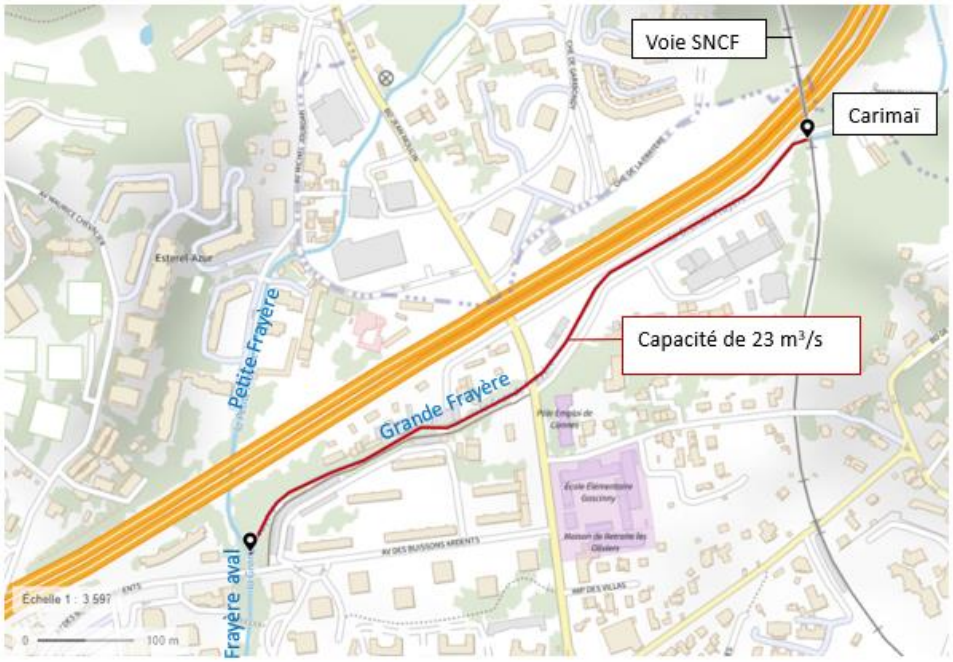


Figure 1-5 : localisation du tronçon de la Grade Frayère débordant en aval de l'aménagement

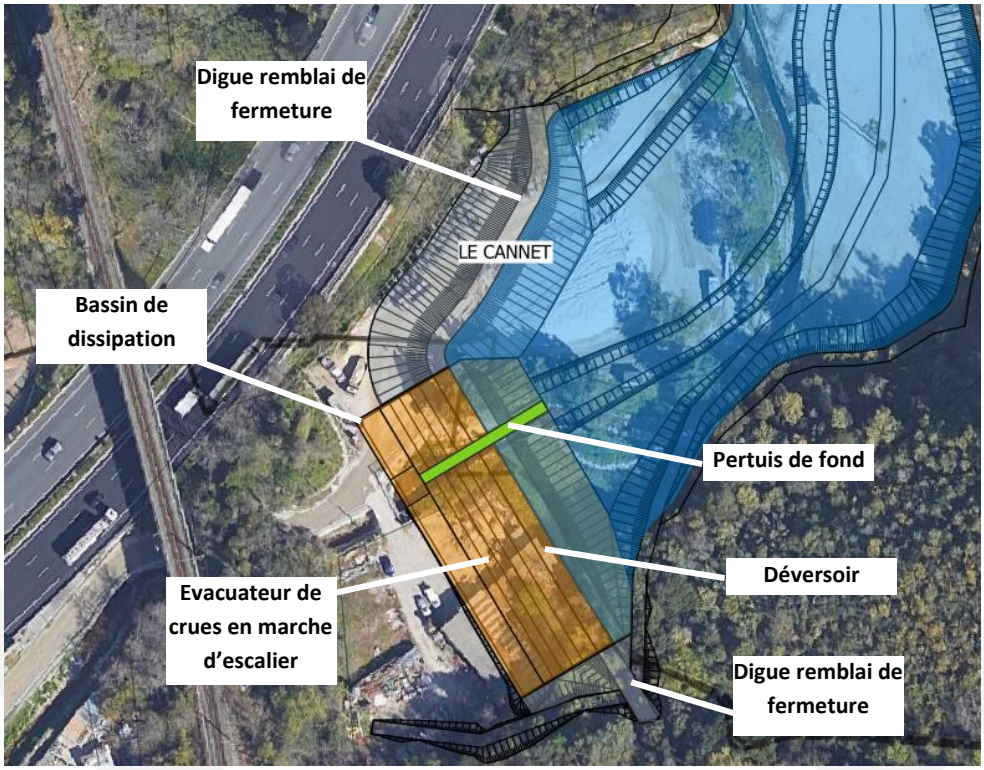


Figure 1-6 : Détail de l'aménagement hydraulique de Carimaï – lignes de structures issues du plan AVP (*Fond de plan Google Satellite 2023)*

1.3 Rappel de la stratégie du PAPI sur le bassin versant de la Frayère

Source : Dossier PAPI réalisé en 2020 - CACPL

La création de l'aménagement hydraulique de Carimai est complémentaire avec plusieurs autres aménagements PAPI sur le secteur Frayère.

La stratégie du PAPI sur le bassin versant de la Frayère, présentée dans le programme « Frayère Aval », a pour objectif la réduction des inondations des secteurs Ranguin, Garibondy et Bocca.

- Sur la Petite Frayère et la Frayère aval, l'objectif est d'augmenter la capacité hydraulique des tronçons les plus limitant.
- Sur la Grande Frayère, l'objectif est la création d'une zone de rétention pour réduire les débits de pointes en aval : l'aménagement hydraulique de Carimaï objet du présent rapport.

La réalisation de l'essentiel du programme de protection se fait à échéance du PAPI 1 et est détaillée dans les fiches actions et les fiches techniques du dossier PAPI. Le tableau ci-dessous synthétise les différents aménagements prévus.

Tableau 1 : Synthèse des aménagements prévus dans le PAPI - CACPL PAPI 2020

	Fiches actions	Objectifs	Priorité
Bassin de rétention de Carimaï	6-4 - Bassin de l'ordre de 60 000 m³	- Ecrêtement des crues de la Grande Frayère pour protéger l'aval - Contribution à la réduction des inondations sur le secteur Bocca	PAPI 1
Travaux d'aménagements prioritaires sur la Petite Frayère	7-6-1 - Augmentation de la hauteur de berge en rive gauche - Fonçage d'une buse sous l'A8 - Suppression passerelle DEKRA	- Contribution à la réduction des inondations sur le secteur Ranguin	PAPI 1
Recalibrage Frayère aval entre la confluence et l'avenue Francis Tonner	7-8 - Recalibrage de la section, Elargissement du fond du lit - Reprise des	- Contribution à la réduction des inondations sur le secteur Bocca	PAPI 1

	passerelles		
Recalibrage de la Petite Frayère en l'amont de l'A8	7-6-2 ○ Augmentation de la hauteur de berge en rive gauche ○ Elargissement du fond du lit ○ Elargissement du U béton ○ Rehausse des murs	○ Contribution à la réduction des inondations sur les secteurs Ranguin et Garibondy	PAPI 2 et 3

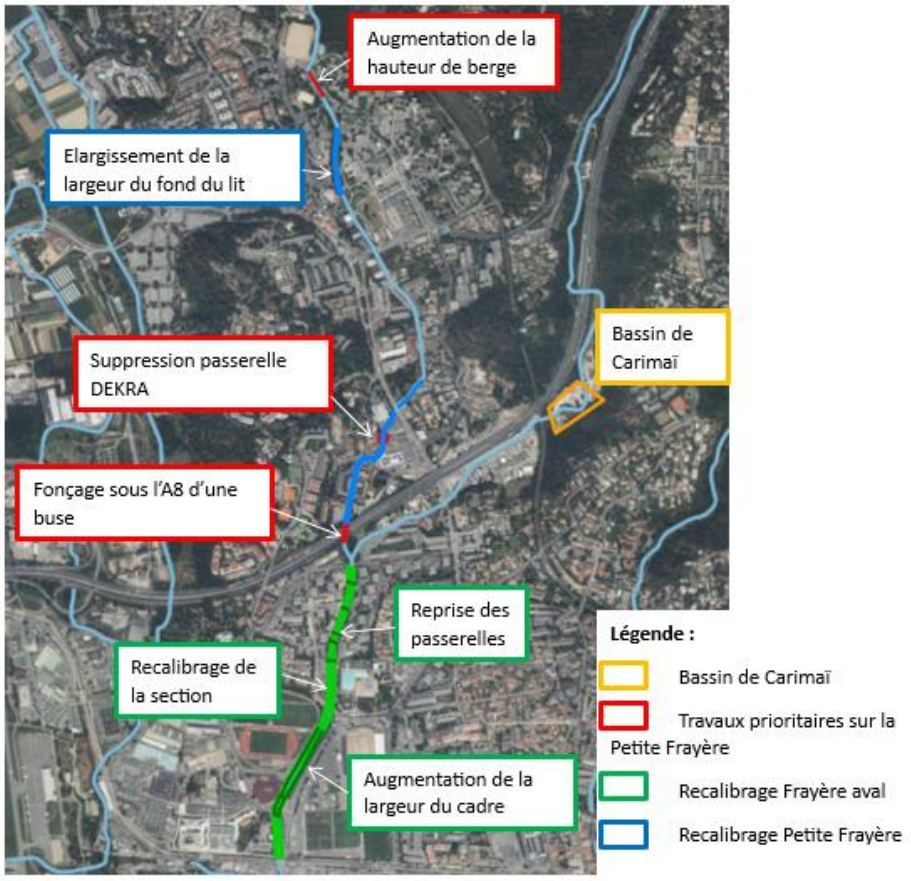


Figure 1-7 : Localisation des aménagements prévus dans le PAPI 2020 sur le secteur « Frayère aval » - CACPL

1.4 Synthèse des principales caractéristiques de l'aménagement hydraulique

Le tableau suivant reprend les principales caractéristiques de l'ouvrage et de sa retenue.

Tableau 2 : Caractéristiques principales de l'ouvrage de Carimaï

Caractéristiques principales de l'ouvrage	
Type	Bassin écrêteur de crue à classer en tant qu'**Aménagement Hydraulique** et **Barrage de classe C**
Fonction	Ecrêteur de crue
Caractéristiques principales de l'ouvrage	Corps du barrage en remblai d'une longueur totale d'environ 150 ml : • D'un remblai principal en travers du cours d'eau calé à la cote de 22 mNGF • D'un « remblai secondaire » adossé à l'A8 à la cote de 22 mNGF • Largeur en crête de 4m • D'un muret en crête à la cote de 22.80 mNGF • D'un déversoir en partie centrale de 70 ml, avec une poutre calée à la cote de 20.60 mNGF • D'un coursier en marche d'escalier en aval du déversoir, marches de 2.5m de long pour 1m de haut • D'un bassin de dissipation en pied du coursier
Fruits	• Fruit du parement amont : 2H/1V • Fruit du parement aval : 2.5H/1V
Retenue normale (RN)	20.60 mNGF à la cote du déversoir
Cote de danger	22.80 mNGF à la cote de la crête de l'ouvrage
PHE	22.11 mNGF (cote atteinte pour la Q 1 000 – yc apports anticipés Roquebillière de 13.5 m^3/s)
Cote atteinte pour la crue extrême	22.76 mNGF (cote atteinte pour la Q 10 000 – yc apports anticipés Roquebillière de 13.5 m^3/s)
Vidange	Pertuis de fond de 3.9 m^2 de section (2.6 m x 1.5 m), calé à la côte 14,00 m NGF (cote amont)
Volume de la retenue	Stockage d'environ 70 400 m^3 à la côte du déversoir

Ouvrages Hydrauliques	
Déversoir	Corps de remblai en limons compactés surmontée : • D'un déversoir de 70ml en enrochements liaisonnés • d'une poutre de seuil calée 0.10 m au-dessus de la protection à la cote de 20.60m NGF • d'un évacuateur de crues en marche d'escalier protection en enrochement et d'un bassin de dissipation d'énergie en pied

Fosse de dissipations	Sur la totalité des 70 ml de déversoir et sur 5 m de largeur, en enrochements libres, avec une sur-profondeur variable d'environ 1m par rapport au terrain naturel
Vidange	Pertuis de fond de 2.6 m x 1.5 m (largeur par hauteur), calé à la cote de 14,00 m NGF

Caractéristiques hydrologiques	
Surface du bassin versant interceptée	9.1 km²
Date des plus fortes crues connues sur le secteur	• Crue du 03/10/2015 – débit de pointe estimé 116 m³/s
Hydrologie de référence au droit de l'aménagement	• T = 100 ans 115 m³/s - Volume hydrogramme : 940 000 m³ • T = 1 000 ans 207 m³/s - Volume hydrogramme : 1 691 000 m³ • T = 10 000 ans 268 m³/s - Volume hydrogramme : 2 190 000 m³
Optimum d'écrêtement	• En amont : 38.5 m³/s – Volume de l'hydrogramme : 287 000 m³ • En aval : 25.3 m³/s ; 34% d'écrêtement

1.5 Synthèse du fonctionnement hydraulique de l'ouvrage

Le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage en fonction des débits de crue entrant est le suivant [1]:

- Pour les crues courantes, **l'ouvrage n'a pas d'effet** sur les débits de pointe jusqu'à un débit d'environ **7.5 m³/s.** La totalité du débit passe par le pertuis et il n'y a donc pas d'écrêtement. Il n'y a pas de débordement en aval sur la Grande Frayère.

- Pour les crues **supérieures à 7.5 m³/s**, l'ouvrage écrête la crue jusqu'à un maximum d'écrêtement à **38.5 m³/s**, où la limite de surverse dans la retenue (20.60 m NGF) est atteinte. Le pertuis est en charge et la retenue est remplie sans déversement ni ennoiement par l'aval.

  Dans cette gamme de débit, l'ouvrage contribue à réduire les débits en aval par rétention des crues.

  Pour une crue de **38.5 m³/s** en pointe, le débit en sortie du pertuis est de **25.3 m³/s**, ce qui est légèrement supérieur au débit capable à l'aval de l'ouvrage SNCF (23 m³/s), provoquant des débordements résiduels mais qui constitue une forte amélioration par rapport aux débordements en état actuel.

  Dans cette gamme de débit, il n'y a pas d'ennoiement par l'aval.

- Au-delà de **38.5 m³/s**, les écoulements passent par-dessus le déversoir et l'ouvrage est de moins en moins efficace jusqu'à devenir totalement transparent vers **60 m³/s**.

  Dans cette gamme de débit, l'ouvrage contribue à réduire les débits en aval par rétention des crues mais est rapidement moins efficace en termes d'écrêtement du fait des surverses sur le déversoir.

  Il n'y a toujours pas d'ennoiement par l'aval pour cette gamme de débit.

- Pour les crues supérieures à **60 m³/s**, l'ouvrage est totalement transparent vis-à-vis du débit de pointe, la majeure partie du débit passe par le déversoir de crue, le pertuis de sortie étant ennoyé par l'aval. L'ouvrage accompagne les crues vers l'aval sans risque et sans surverse par-dessus la crête jusqu'à un débit de **281.5 m³/s**.

  Dans cette gamme de débit l'ouvrage ne permet pas de réduire les débits de pointes en aval.

  La condition aval imposée par l'ouvrage occasionne l'ennoiement du pertuis de sortie (autour de 110 m³/s) et permet l'ennoiement du bassin de dissipation et du coursier facilitant ainsi la dissipation d'énergie dans la lame d'eau en pied de l'ouvrage. Pour les crues les plus importantes, l'ouvrage est complétement ennoyé, jusqu'à engendrer un ennoiement du déversoir (pour environ 210 m³/s).

[1] Description basée sur les hydrogrammes de l'hydrologie révisées au chapitre 5.1

1.6 Objectifs du rapport et méthodologie

Le présent document constitue le rapport d'étude hydraulique en phase AVP de l'aménagement de Carimaï.

Les différents objectifs de ce rapport sont les suivants :

- Dimensionnement et vérification des conditions d'écoulement sur l'évacuateur de crues (coursier et bassin en pied) ;
- Le dimensionnement du pertuis de sortie et la détermination des performances d'écrêtement de l'ouvrage au regard de l'hydrologie issue du PAPI de la CACPL – 2020 ;
- La définition des Plus Hautes Eaux (PHE), permettant de caler la cote des digues vis-à-vis de la crue extrême et de la crue exceptionnelle – objectif règlementaire de sécurisation des barrages de classe C d'après l'arrêté du 06 aout 2018 fixant les prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages – Annexe I - Chapitre VI, paragraphe 27 ; Chapitre VII, paragraphe 31 ; Chapitre VIII, paragraphe 34 ;
- La caractérisation des écoulements au droit des ouvrages existant (Ouvrage autoroutier ESCOTA et remblais SNCF), en état projet et état actuel ;
- Le prédimensionnement de l'ouvrage de réception du futur délestage de la Roquebillière ;

La méthodologie appliquée ainsi que les hypothèses sont synthétisées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3 : Tableau de synthétisant la méthodologie appliquée et les hypothèses prises en compte

Objectifs	Méthodologie et hypothèses
Dimensionnement et vérification des conditions d'écoulement sur l'évacuateur de crues – Coursier et bassin de dissipation en pied	○ Modélisation 3D de l'évacuateur de crues avec le logiciel TELEMAC 3D et vérification du bon fonctionnement de l'ouvrage, régime établi, vitesses d'écoulement, dissipation d'énergie en pied, position du ressaut et explicitation des éléments de dimensionnement : ☐ Prise en compte de 5 couches de calcul sur la verticale ; ☐ Simulation avec pression dynamique ; ☐ Modèle de turbulence à viscosité constante ; ☐ Les crues de débit de pointe 36 m^3/s et 123 m^3/s sont modélisées en régime permanent. **Ces crues sont choisies pour être caractéristiques de la sollicitation du coursier évacuateur et de crues et du bassin en pied.** La crue à 36m^3/s en pointe permet de générer des d'écoulements suffisamment contraignants sur l'évacuateur sans engendrer d'ennoiement par l'aval (contrairement aux débits très importants de l'ordre de la crue de 2015 – 116 m^3/s en pointe) ; ☐ Rugosité uniforme à 25 $m^{1/3}/s$; ☐ La condition limite aval est choisie afin d'avoir une section de contrôle critique au niveau de la restitution aval, il s'agit d'une hypothèse conservative vis-à-vis de la dissipation en pied ; ☐ La totalité du débit passe par l'évacuateur en marches d'escalier, le pertuis

	de sortie est considéré comme fermé.
Dimensionnement du pertuis de sortie et la détermination des performances d'écrêtement de l'ouvrage au regard de l'hydrologie issue du PAPI de la CACPL – 2020	○ Détermination de la section d'ouverture du pertuis de sortie, détermination des performances de l'ouvrage ☐ Calcul de laminage sur base des hydrogrammes amont et de la courbe hauteur-volume du bassin ; ☐ Calcul de la courbe de débitance de l'ouvrage ; détermination des conditions d'ennoiement du pertuis par l'aval ; Déversoir seuil épais avec un coefficient de débit type Bazin (0.385), Débit d'orifice par type Nago (1983) ; ☐ Prise en compte des potentiels apports Roquebillière dans le dimensionnement. ☐ Objectif d'un débit de sortie proche de 23 m^3/s afin de correspondre à la capacité du tronçon aval.
La définition des Plus Hautes Eaux (PHE), permettant de sécuriser le barrage vis-à-vis des crues exceptionnelle et extrême	○ Détermination des **PHE** atteintes pour **la crue exceptionnelle et la crue extrême – objectif de sécurisation d'un barrage de classe C** ☐ Mise à jour du référentiel hydrologique pour la caractérisation des crues exceptionnelles et extrêmes (Q1 000 et Q10 000) ☐ Courbe de débitance du déversoir seuil épais avec un coefficient de débit type Bazin (0.385). Pas de prise en compte de l'ouvrage de fuite. Prise en compte des conditions d'ennoiement par l'aval avec un coefficient de submersion de Hager. ☐ Calcul de laminage pour la définition des PHE avec ou sans prise en compte des apports de la Roquebillière
Caractérisation des écoulements au droit des ouvrages existant (Ouvrage autoroutier ESCOTA et remblais SNCF), en état projet et état actuel	○ Description du fonctionnement en aval de l'ouvrage, notamment au droit du talus SNCF et comparaison avec l'état actuel ☐ Comparaison des niveaux d'eau atteint en aval en état actuel avec les débits de crue laminés en état projet ☐ Modélisation des débits de crue avec TELEMAC2D. Détermination des débordements en pied de l'ouvrage et comparaison avec l'état actuel
Prédimensionnement de l'ouvrage de réception du futur délestage de la Roquebillière	○ Prédimensionnement de l'ouvrage de dissipation en aval du délestage de la Roquebillière ☐ Dimensionnement USBR type VI

Bibliographie utilisée :

- *« Flow and energy Dissipation over stepped Gabion Weirs », L. Peyras, P. Royet and G. Degoutte*
- *« Journal of Hydraulic engineering vol 118 », n°5, 1992*
- *« Construction hydraulique vol. 15 », Hager Schleiss*
- *« Hydraulic Design of energy dissipators for culverts and channels », HEC14, 2006*

1.7 Données topographiques

La donnée topographique utilisée pour l'analyse correspond à la donnée suivante :

- MNT RGE Alti de l'IGN – 2014
- Levés topographiques de l'ouvrage SNCF – Riviera concepts – 11/2021
- Plan topographique au 1/500e de l'état actuel – Riviera concepts – 12/2021

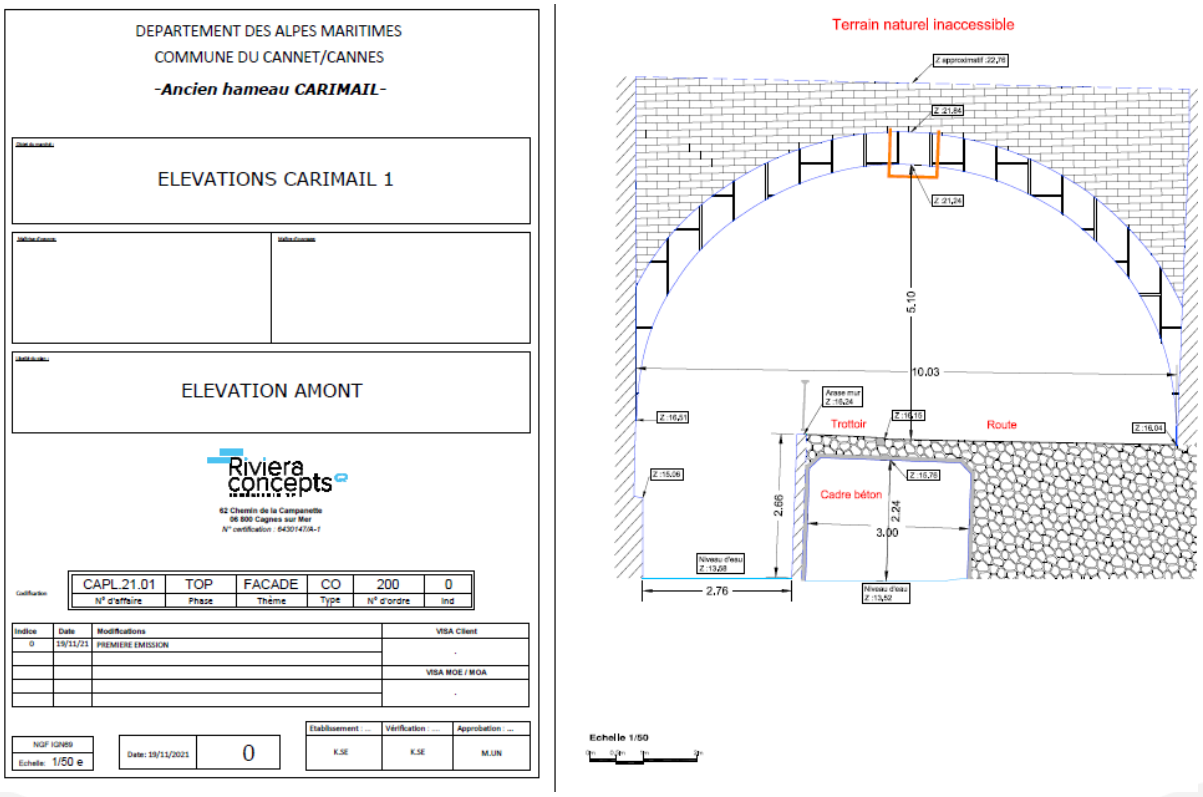


Figure 1-8 : Plan topographique de l'ouvrage SNCF – Riviera concepts – 11/2021

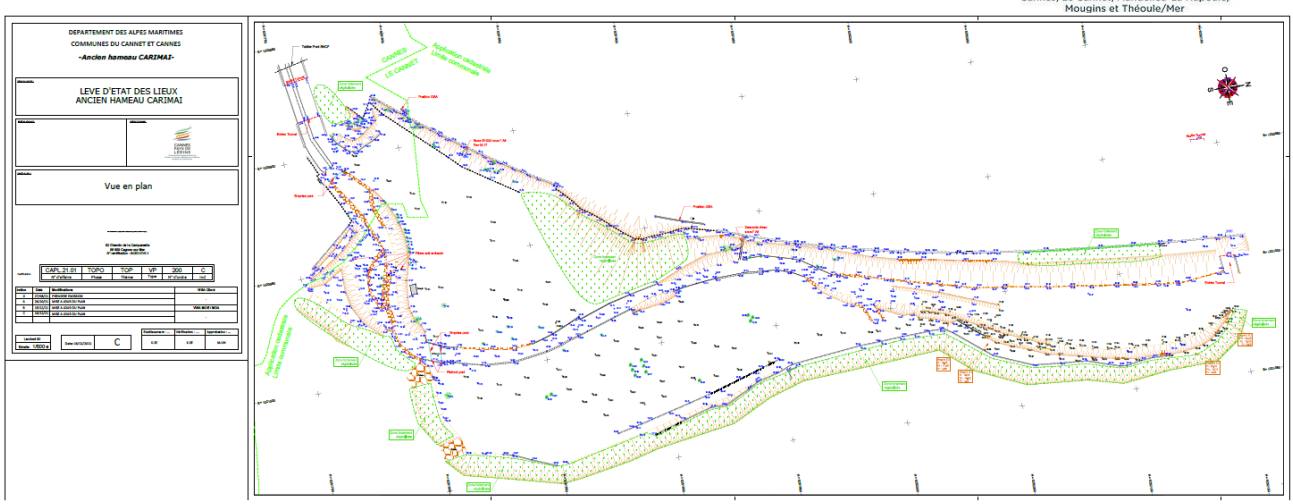


Figure 1-9 : Plan topographique 1/500e de l'état actuel – Riviera concepts – 12/2021

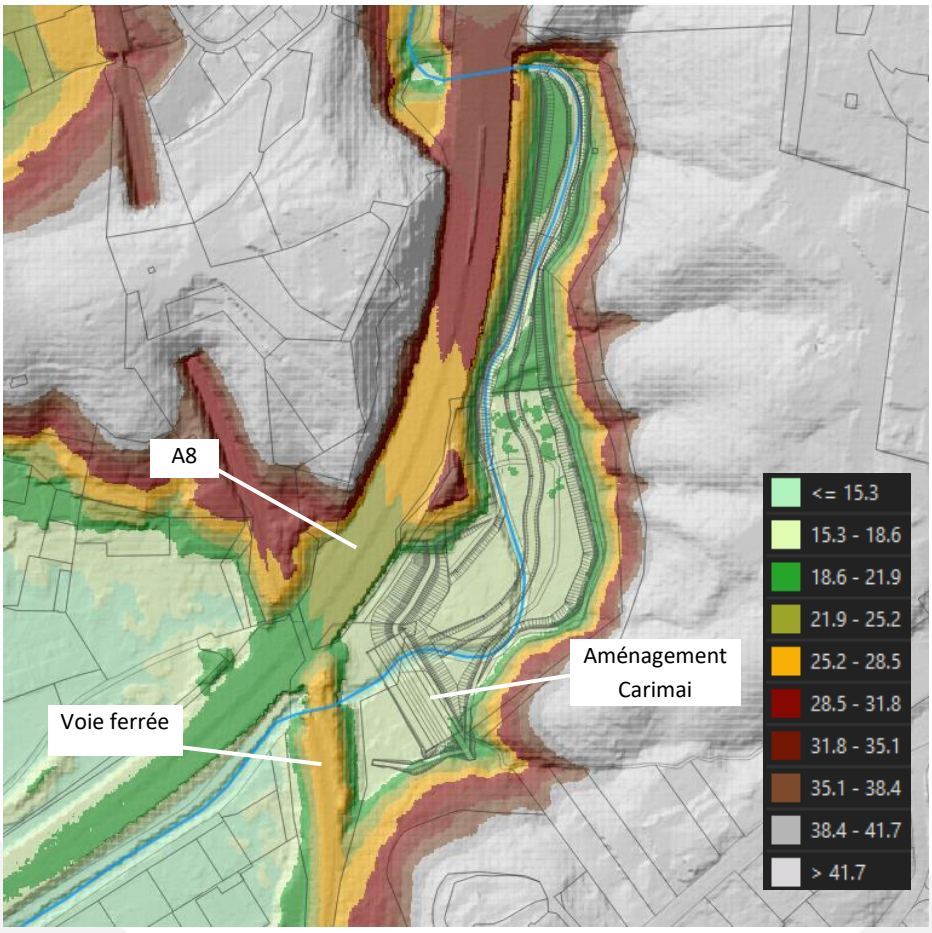


Figure 1-10 : Vue en plan du MNT – Elévation [mNGF] – Lidar RGEAlti de l'IGN – 2014

1.8 Référentiel hydrologique existant

1.8.1 Bassin versant intercepté

La figure suivante et le tableau précisent l'emprise et les caractéristiques du bassin versant de la Grande Frayère intercepté par le bassin.

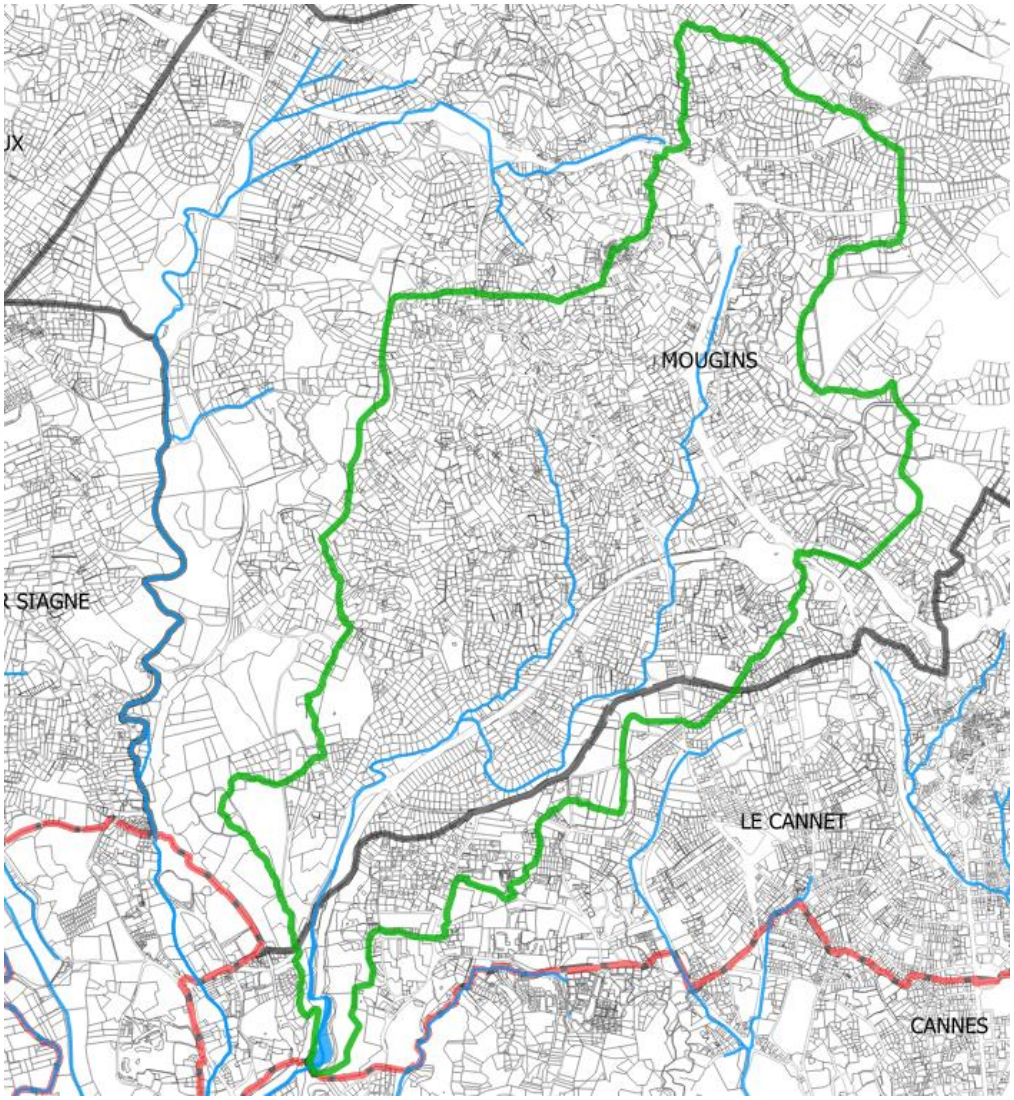


Figure 1-11 : Bassin versant de la Grande Frayère intercepté (en vert) par l'aménagement hydraulique

Tableau 4 : Caractéristiques du bassin versant intercepté

Bassin versant	Surface [km^2]	Longueur [km]	Pente moyenne [m/m]
Grande Frayère au droit de l'ouvrage	9.1	7.6	0.03

1.8.2 Rappel sur l'hydrologie au droit du secteur

Sources :

- Données hydrologiques – Caractérisation de l'aléa inondation dans le cadre de la révision des PPRi des bassins versants de communauté d'agglomération de Cannes – SAFEGE et EGIS – 2018 ;
- Données hydrologiques – Etude de définition des aménagements PAPI des bassins versants de la CACPL – SAFEGE et EGIS – 2020 ;
- SHYREG débit – IRSTEA – Base de données 2019 ;

1.8.2.1 Hydrologie issue de l'étude PPRi – 2018 (SAFEGE et EGIS)

L'hydrologie des bassins versants, que ce soit pour la détermination des débits historiques ou des débits statistiques, passe par :

- La caractérisation des bassins-versants, caractéristiques physiques (pente, surface, longueurs), occupation du sol, calcul du temps de concentration ;
- La caractérisation des pluies :
  - Pluie historique du 03 octobre 2015, spatialisation sur base des mesures radar Antilope et correction par rapport aux stations de mesure ;
  - Pluie statistiques – construction de pluies type Keifer à partir des ajustements de montana aux stations et répartition avec polygones de Thiessen – pour le bassin versant de la Grande Frayère, la station utilisée est celle de Cannes aéroport [1972-2014] ;
- Transformation pluie-débit :
  - Modèle hydrologique ;
  - Ajustement des paramètres pour tendre vers les valeurs de débits estimés HyMex.

<u>Caractérisation des bassins versants :</u>

Les bassins versants de la Frayère étudiés dans l'analyse hydrologique de l'étude PPRi sont présentés ci-dessous.

Le bassin versant de la Grande Frayère intercepté par l'aménagement hydraulique de Carimaï correspond au bassin versant « BV 2.1 – Grande Frayère amont (Egis) ».

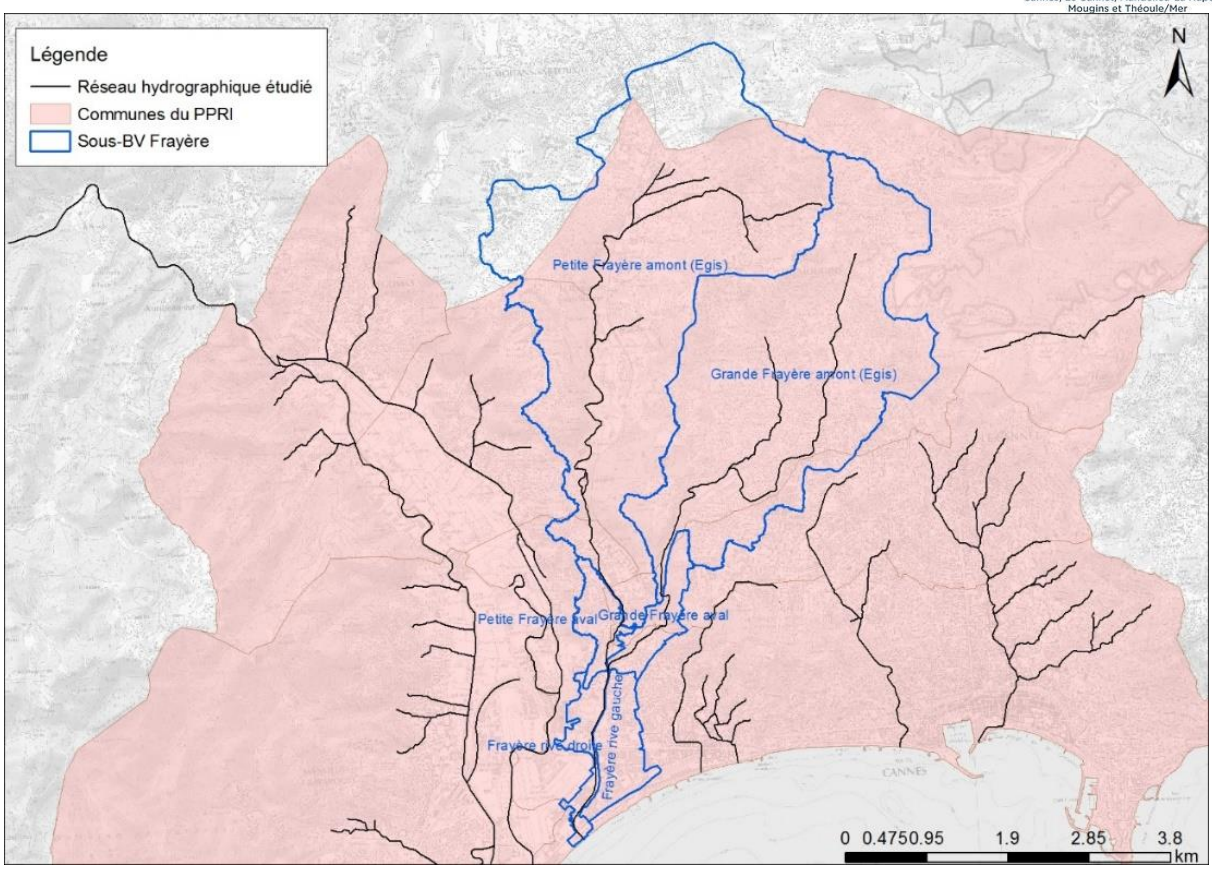


Figure 1-12 : Bassin versant de la Frayère – Source PPRi 2018

Les tailles des bassins versants à l'aval sont plutôt homogènes, entre 0.47 et 0.65 km², tandis que pour les bassins versants amont, on note une différence significative entre la Petite Frayère (12.1 km²) et la Grande Frayère (8.8 km²). Les longueurs du plus long chemin hydraulique varient entre 1300 et 8085 m. Les pentes varient entre 1% (Frayère aval) et 5% (Grande Frayère aval).

Les temps de concentration de chaque bassin versant ont été calculés selon quatre formules différentes : Kirpich, Turraza, Passini et Ventura.

Tableau 5 : Formules de calcul du temps de concentration

Nom	Formule (Tc en min)	Données utilisées
Kirpich	$Tc = 0{,}0195.\left(\frac{L}{\sqrt{P}}\right)^{0.77}$	L : plus long chemin hydraulique (m) P : pente (m/m)
Turraza	$Tc = 65{,}1.\sqrt{A}$	A : surface en km²
Passini	$Tc = 6{,}48.\frac{\sqrt[3]{A.L}}{\sqrt{P}}$	A : surface en ha L : plus long chemin hydraulique (m) P : pente (m/m)
Ventura	$Tc = 7{,}62.\sqrt{\frac{A}{P}}$	A : surface en km² P : pente (m/m)

Les temps de concentration varient entre 22 min (Petite Frayère aval) et 109 minutes (Petite et Grande Frayère Egis), ce qui justifie l'emploi des pics distincts de 15, 30, 60 et 120 minutes dans les pluies de projet présentées plus loin.

La détermination de **l'occupation des sols** s'est basée sur l'analyse des données Corine Land Cover (CLC). Les bassins versants étant, le plus souvent, concernés par plusieurs types d'occupation du sol, une moyenne des CN, pondérée par les surfaces respectives des types d'occupation, est réalisée sur chaque bassin.

	Classe sol	
Occupation	B	C
Forêt	59	72
Cultures	69	78
Vigne, verger, oliveraie	64	74
Sol nu	84	89
Urbain discontinu	83	88
Urbain continu	96	96

Tableau 6 : Valeurs de Curve Number par occupation et classe de sol – La Frayère

Le tableau suivant résume les différentes caractéristiques des sous-bassins versants de la Frayère :

Tableau 7 : Caractéristiques des bassins-versants de la Frayère

FRAYERE							
Code BV	Cours d'eau	Surface (km²)	Longueur (m)	Pente (%)	Tc (min)	Classe sol	Curve Number
1.1	Petite Frayère Egis	12.1	8090	4%	109	B	76
1.2	Petite Frayère aval	0.5	1300	4%	22	B	83
2.1	**Grande Frayère Egis**	**8.8**	**7270**	**3%**	**109**	**B**	**81**
2.2	Grande Frayère aval	0.7	1830	5%	24	B	71
3.1	Frayère aval rive droite	0.5	2160	1%	48	B	80
3.2	Frayère aval rive gauche	0.8	1500	1%	40	B	83

Détermination des hydrogrammes de crue historique de la crue de 2015 :

- **Données météorologiques utilisées :**
  - *Observations :*
    - Hauteurs d'eau précipitées le 03/10/2015 mesurées au pas de temps 6 minutes sur les stations Météo-France suivantes :
      - Cannes (06029001) ;
      - Mandelieu-la-Napoule (06079002) ;
      - Pégomas (06090002) ;
      - Châteauneuf-Grasse (06038001).

- Données d'intensités radar Antilope au pas de temps 1h, du 2 au 5/10/2015, couvrant l'ensemble du territoire métropolitain à une résolution de 1 km².

La méthode HyMex, portée par l'IFSTTAR, consiste en une enquête de terrain post-événement dans le but d'évaluer les débits hydrauliques dans des sections peu débordantes avec relevés de laisses de crue et des caractéristiques géométriques des sections.

Bassins versants & Cours d'eau	Lieu de l'estimation	Surf. amont (km²)	Débits de pointe en m3/s QpMin	Qp	QpMax	Qp/S (m3/s)/km²	Qp/S^0,8 (m3/s)/km^1,6
BV de la Rague							
La Rague	Théoule hangar à bateaux	1,3	9	**12**	15	8,9	9,5
La Rague	Théoule aval	2,1	20	**24**	29	11,5	13,4
BV Riou de l'Argentière							
Le Riou de l'Argentière	avant la confluence avec le ruisseau du Grand Cabrol	9,0	33	**40**	46	4,5	6,9
Le Riou de l'Argentière	amont confluence avec vallon de Saint Jean	20,7	100	**120**	140	5,8	10,6
Le Riou de l'Argentière	aval confluence avec vallon de Saint Jean	29,0	190	**230**	270	7,9	15,6
Affluents du Riou de l'Ar.							
Vallon du Grand Cabrol	avant la confluence avec le Riou de l'Argentière	4,4	26	**33**	40	7,6	10,2
Vallon de Saint Jean	amont pont St Jean, amont confluence Vallon des 3 Termes	5,6	50	**65**	80	11,6	16,3
Vallon de Saint Jean	RD 6007, environ 75 m en amont du pont, aval de la villa	7,9	65	**95**	125	12,1	18,3
Vallon de Saint Jean	RD6007, environ 30 m en aval du pont Saint Jean	8,0	75	**95**	115	11,9	18,1
Vallon de Saint Jean	Limite Fréjus-Mandelieu, amont confluence avec Argentière	8,1	70	**95**	120	11,8	17,9
Vallon de Maure Viel	Mandelieu, Pont Sarrazin	1,9	18	**23**	28	12,3	14,0
Vallon de Maure Viel	Mandelieu, domaine de Maure Vieil	2,4	25	**38**	50	15,8	18,8
Vallon du Maupas	Mandelieu, ligne droite amont de la carrière	3,7	35	**45**	55	12,3	15,9
BV de la Siagne							
Vallon de la Théoulière	Mandelieu la Napoule, Domaine du Grand Duc	1,4	20	**25**	30	18,2	19,4
BV de la Grande Frayère							
La Grande Frayère	Mougins, La Borde	7,7	70	**90**	115	11,7	17,6
La Grande Frayère	Le Cannet, amont A8, aval locaux SIERO	9,0	90	**115**	140	12,8	19,9
La Grande Frayère	Cannes, stade Coubertin	21,4	75	**95**	115	4,4	8,2
Affluent							
La Petite Frayère	Cannes, Ranguin - Terrain de Foot	10,3	45	**65**	80	6,3	10,1
La Petite Frayère	Cannes, Ranguin - Pont à l'amont du collège	10,5	55	**68**	80	6,5	10,3
BV Roquebillière							
Vallon de Roquebillière	Cannes	1,3	20	**24**	28	18,3	19,3

Figure 1-13 : Estimation des débits de pointes et débit-pseudo-spécifique pour l'évènement du 03 octobre 2015 (encadré rouge : Grande Frayère au droit de Carimaï)

Cette méthode a permis d'ajuster les paramètres du modèle hydrologique pour retrouver les débits de pointes ainsi évalués en sortie de la transformation-pluie débit. Ensuite, la modélisation hydraulique a permis de conforter les débits de pointes et volumes de crues évalués par l'étude hydrologique en calant le modèle hydraulique sur les observations de la crue de 2015.

Détermination des hydrogrammes de crues statistiques :

Les pluies de projet sont de type « Chicago », une méthode développée par Keifer et Chu (1957) qui permet d'obtenir une pluie mono-fréquentielle quelle que soit la durée choisie. Les pluies ont été construites au pas de temps 1 minute pour les périodes de retour 10, 30 et 100 ans grâce aux coefficients de Montana de la station de Cannes. Les hauteurs d'eau en résultant sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 8 : Cumuls en fonction de la durée de pluie et de l'occurrence correspondante à la station de Cannes – PPRi de Cannes

	Durée en heures					
T (ans)	**0.1**	**0.25**	**0.5**	**1**	**2**	**4**
10	15	25	37	55	67	84
30	18	30	44	65	82	106
100	21	34	50	73	97	131
1000	27	44	63	92	127	177

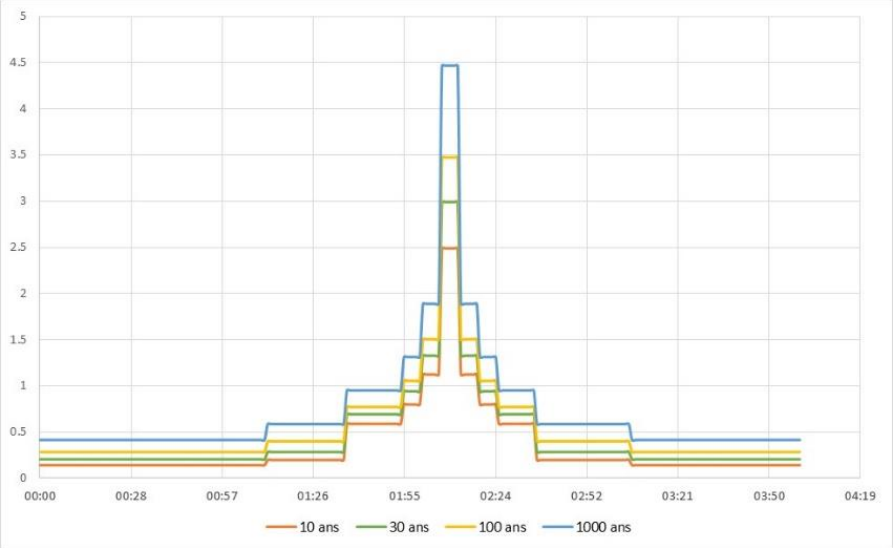


Figure 1-14 : Pluies de projet type Kiefer – PPRi de Cannes

Détermination des débits de pointe :

La détermination des débits générés par la pluie historique et par chacune des pluies de projet est réalisée par une modélisation hydrologique. La méthode (Soil Conservation Service) via le logiciel de modélisation HEC-HMS a été employée. Les débits de pointes ainsi que les débits pseudo-spécifiques obtenus pour les différents sous-bassins versants sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 9 : Récapitulatif des débits de pointe et débits pseudo-spécifiques issus des modélisations hydrologiques réalisées dans le cadre du PPRi - 2018

		FRAYERE									
		Débits de pointe (m^3/s)					Débits pseudo-spécifiques ($m^3/s/km^{1.6}$)				
		Pluies de projet				3 oct. 2015	*Pluies de projet*				3 oct. 2015
BV	S (km^2)	10 ans	30 ans	100 ans	1000 ans		10 ans	30 ans	100 ans	1000 ans	
1.1	12.1	53.4	78.2	106.9	161.6	72.5	7.3	10.6	14.6	22.0	9.9
1.2	0.5	7.1	9.5	12.0	16.7	13.2	13.0	17.4	22.0	30.6	24.1
2.1	**8.8**	**49.9**	**69.6**	**91.5**	**132.6**	**116.1**	**8.7**	**12.2**	**16.0**	**23.2**	**20.3**
2.2	0.7	5.1	7.9	11	17	15.4	7.2	11.2	15.5	24.0	21.7
3.1	0.5	4.4	6	7.8	11.1	11.8	7.9	10.8	14.0	20.0	21.2
3.2	0.8	6.5	8.8	11.2	15.7	18.0	8.1	11.0	13.9	19.6	22.4

Pour les débits de la Grande Frayère et de la petite Frayère, le rapport précise :

« Le bureau d'études Egis a pour mission la cartographie de l'aléa inondation de la Grande et de la Petite Frayère sur la commune de Mougins. Pour cela, il met en place un modèle hydrologique et hydraulique sur toute la partie amont de la Frayère. Le découpage des bassins

versants inclut donc la limite d'emprise de ces modèles, légèrement en amont de la confluence des deux bras.
L'analyse hydrologique menée ici a inclus les bassins « Petite Frayère Egis » et « Grande Frayère Egis » pour la cohérence globale des débits des sous-bassins versants et l'ajustement du modèle, du fait de la proximité de leurs exutoires avec les points d'analyse des débits HyMeX.

Par la suite, les débits présentés ici pour ces deux bassins ne seront pas utilisés. En effet, ce seront les débits en sortie du modèle hydraulique Egis, plus exhaustifs, qui seront employés. »

Ainsi ce sont les hydrogrammes en sortie du modèle hydraulique de la Grande Frayère sur la commune du Cannet qui ont été retenu. Les débits de pointes retenus sont les suivants :

	FRAYERE							
	Débits de pointe (m^3/s)				Débits pseudo-spécifiques ($m^3/s/km^{1.6}$)			
	Pluies de projet			3 oct.	*Pluies de projet*			3 oct.
BV	10 ans	30 ans	100 ans	2015	10 ans	30 ans	100 ans	2015
1.1	22.1	37.3	62.0	103.3	3.0	5.1	8.4	14.1
1.2	7.1	9.5	12.00	13.2	13.0	17.4	22.0	24.1
2.1	**8.4**	**17.7**	**35.4**	**115.8**	**1.5**	**3.1**	**6.2**	**20.3**
2.2	5.1	7.9	11	15.4	7.2	11.2	15.5	21.7
3.1	4.4	6	7.8	11.8	7.9	10.8	14.0	21.2
3.2	6.5	8.8	11.2	18.0	8.1	11.0	13.9	22.4

Tableau 11 : Débits des bassins versants de la Frayère

Figure 1-15 : Débits de pointe et débits pseudo-spécifiques retenus dans le PPRi - 2018

1.8.2.2 Débits issus de la méthode SHYREG

La méthode SHYREG est développée par Irstea avec le soutien de la DGPR.

La méthode SHYREG est une méthode d'estimation de l'aléa hydrologique, basée sur la régionalisation (prise en compte homogénéisée des caractéristiques locales) de paramètres de modèle (générateur de pluie et modélisation hydrologique). Cette régionalisation implique la prise en compte de variables locales pouvant influencer le régime hydrologique naturel de surface et consécutif à une précipitation.

Par contre, la présence d'éléments perturbateurs au ruissellement de surface comme des ouvrages de type barrages, le karst, l'influence de la fonte nivale ou d'un bassin versant particulièrement urbain peut faire baisser la fiabilité de la donnée.

Le bassin versant correspondant au point de calcul des débits SHYREG est le bassin versant complet de la Grande Frayère, soit 9.5 km^2 (très proche du bassin versant intercepté par l'aménagement hydraulique de Carimaï à 9.1 km^2).

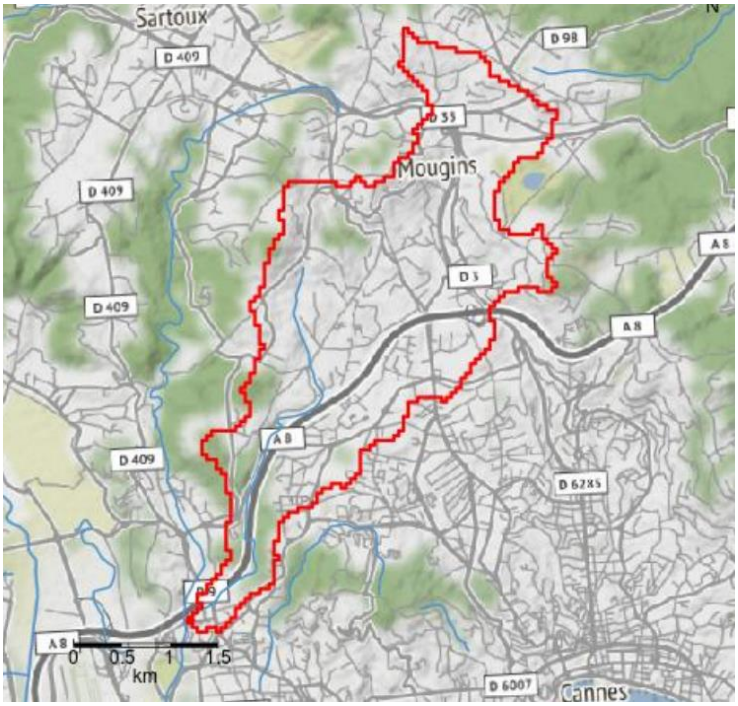


Figure 1-16 : Bassin versant calculé pour la méthode SHYREG – base de donnée SHYREG 2019 – identifiant ME2260

Les débits de pointes et débits pseudo-spécifiques, sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Le bassin versant est estimé à 57% karstique dans la base de données SHYREG et précise donc qu'il existe des incertitudes vis-à-vis du kart.

On note que les débits de pointes obtenus sont similaires à ceux obtenus dans le cadre du PPRi, mis à part pour la crue millénale qui est bien plus forte avec un ratio Q1000/Q100 de 1.8 avec cette méthode contrairement à transformation pluie débit du PPRi qui donne un ratio Q1000/Q100 de 1.4 (rappel : Q1000 transformation pluie-débit PPRI = 132.6 m³/s pour 8.8 km²).

Tableau 10 : Débits de pointe et débit pseudo-spécifiques pour le bassin versant de la Grande Frayère –Base de données SHYREG 2019 – identifiant ME2260

Occurrences	Débit de pointe (9.5km²)	Débit pseudo-spécifique
ans	m³/s	m³/s
1000	169.0	27.9
100	93.9	15.5
50	74.3	12.3
10	38.4	6.3
5	27.3	4.5

1.8.2.3 Hydrologie issue de l'étude PAPI – 2020 (SAFEGE et EGIS)

Le référentiel hydrologique issu du PAPI de 2020 se base sur les débits retenus dans le cadre du PPRi. Le rapport PAPI précise également pour les débits de la Grande Frayère :

Par la suite, les débits présentés ici pour ces deux bassins versants amont (« Petite Frayère Mougins » et « Grande Frayère Mougins ») ne seront pas utilisés. En effet, ce seront les débits en sortie du modèle hydraulique, plus exhaustifs, qui seront employés.

Ainsi ce sont les hydrogrammes en sortie du modèle hydraulique de la Grande Frayère sur la commune du Cannet qui ont été utilisé dans le cadre du dimensionnement de l'aménagement hydraulique de Carimaï dans l'étude du PAPI Les débits de pointes ainsi retenus sont donc plus faibles que les débits de pointes issues de la modélisation hydrologique, notamment pour les crues statistiques :

Tableau 11 : Récapitulatif des débits de pointe et débits pseudo-spécifiques intercepté par l'aménagement hydraulique retenus dans le cadre du PAPI

		Débits de pointes [m³/s]					Débits pseudo-spécifiques [m³/s/km¹.⁶]				
	Surface [km²]	Q10	Q30	Q50	Q100	Q2015	Q10	Q30	Q50	Q100	Q2015
BV Grande Frayère	9.1	8.9	18.5	25	35.4	116	1.5	3.2	4.3	6.1	19.8

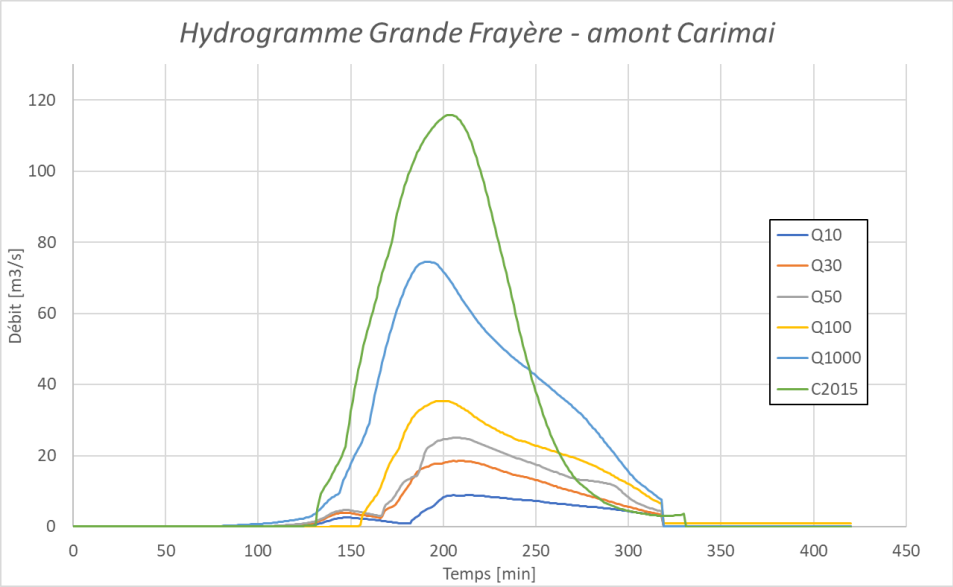


Figure 1-17 : Hydrogramme de crue de la Grande Frayère au droit de l'aménagement hydraulique de Carimaï – source PAPI CACPL 2020

2. DETERMINATION DES CONDITIONS D'ECOULEMENT AU DROIT DE L'OUVRAGE EN ETAT ACTUEL – CONDITION AVAL DE L'OUVRAGE

L'objectif ici est de déterminer les conditions d'écoulement dans le secteur en état actuel, notamment afin de définir les cotes d'eau atteintes au droit du secteur d'implantation de l'ouvrage pour les différents débits de crue. En effet, la présence de l'ouvrage traversant le remblai de la voie SNCF environ 35m en aval peut influencer l'ouvrage de Carimaï, en imposant une lame d'eau à l'aval et qui peut à la fois influencer les organes de sortie de l'ouvrage (pertuis de fond et seuil évacuateur de crues) et qui peut réduire la descente d'eau à travers l'ouvrage et aider à la dissipation d'énergie pour les crues importantes.

Pour ce faire, une modélisation 1D du secteur d'étude prenant en compte les ouvrages traversant de l'autoroute en amont et du remblai de la voie ferrée en aval a été réalisée.

La loi hauteur-débit en amont de l'ouvrage SNCF est présentée sur la Figure 2-3.

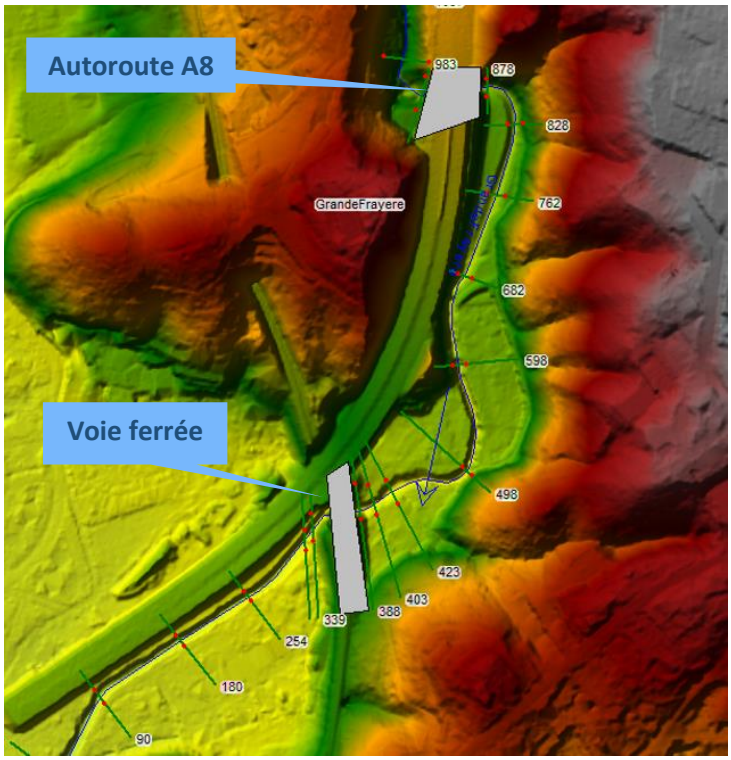


Figure 2-1 : Vue en plan du modèle 1D HEC-RAS de la Grande Frayère au droit du secteur Carimaï – Fond RGEAlti IGN 2014

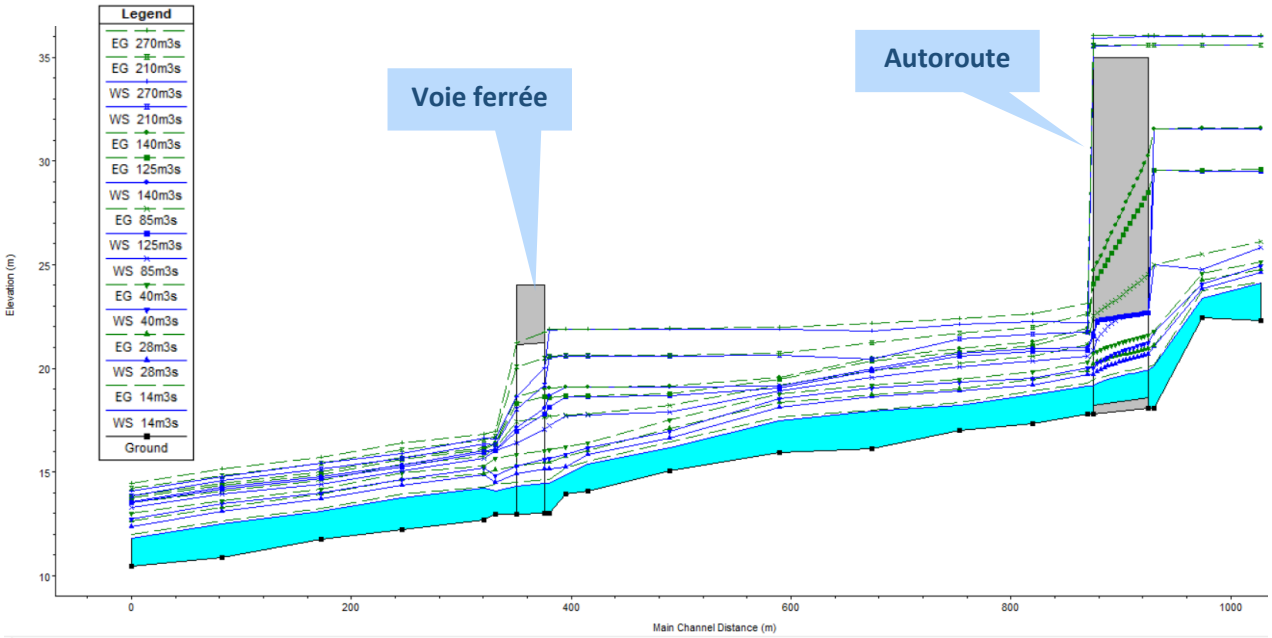


Figure 2-2 : Résultats du modèle 1D en état actuel – profil en long pour différents débits en permanent – EG=Energy Grade (ligne de charge) – WS= Water Surface (ligne d'eau)

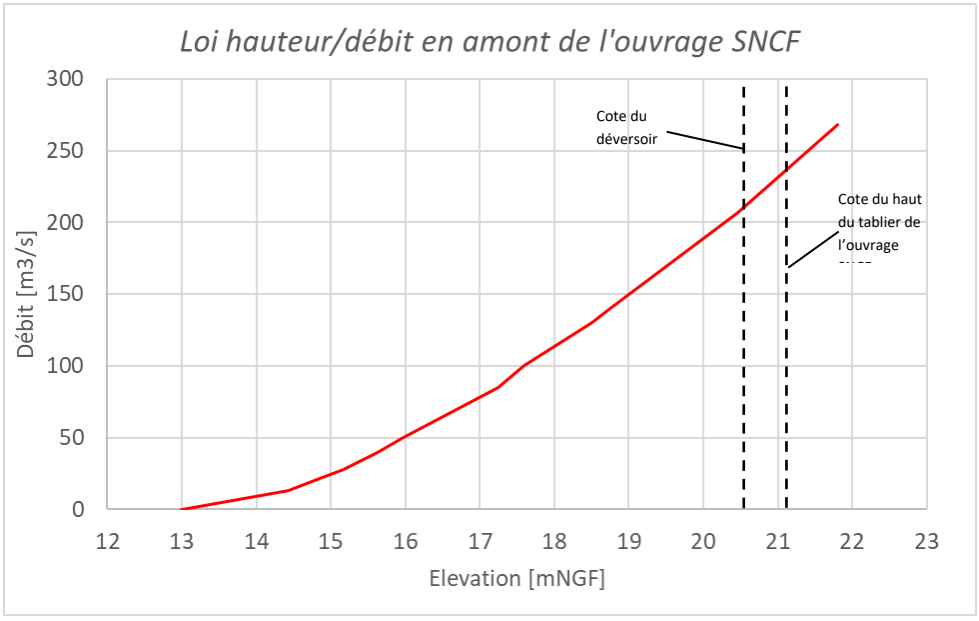


Figure 2-3 : Loi hauteur débit en amont de l'ouvrage SNCF

Les graphes précédant montrent l'influence de l'ouvrage SNCF sur la lame d'eau. Il permet un ennoiement par l'aval du bassin de dissipation (puis du coursier lorsque le débit augmente), ce qui aide à dissiper l'énergie en réduisant la descente des écoulements sur les marches. Cet impact est « positif » car il permet de réduire la taille de la fosse de dissipation.
Cette condition n'engendre pas d'ennoiement du pertuis de sortie sur toute la gamme de crue non surversante sur le déversoir.

3. DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUES (COURSIER ET BASSIN DE DISSIPATION EN PIED)

L'objectif de ce chapitre est de présenter la modélisation numérique de l'évacuateur de crues avec le logiciel TELEMAC 3D afin de vérifier le bon fonctionnement de l'ouvrage d'évacuation des crues (sur le coursier et le bassin de dissipation) et d'expliciter les éléments de dimensionnement ; régime établi, vitesses d'écoulement, dissipation d'énergie en pied.

3.1 Présentation de l'état projet

L'objectif de l'évacuateur de crue en marches d'escalier est de dissiper soit la totalité, soit une partie de la charge le long du coursier. Il y a deux types de régime d'écoulement :

- Le régime d'écoulement dit « en nappe » avec une succession de chutes et de ressauts sur les marches. Dans cette configuration, l'énergie est dissipée sur chaque marche et la charge restante en pied correspond à la charge d'une marche.
- Le régime d'écoulement dit « en mousse » (skimming flow), où l'écoulement se décompose en deux phases, une phase de surface qui accumule de la vitesse, et une phase au fond qui présente des recirculations verticales et qui permet de dissiper l'énergie. Dans cette configuration, les marches ne dissipent pas la totalité de l'énergie due à la chute et de l'énergie résiduelle s'accumule le long du coursier.

Il existe aussi un régime de transition instable entre ces deux régimes.

Un des objectifs est de vérifier que l'un des deux régimes d'écoulement est bien établi pour les débits de dimensionnement et que les marches d'escalier permettent bien de dissiper une bonne partie de la charge totale du barrage.

Pour le pré-design hydraulique dans l'objectif de vérifier les conditions d'écoulements dans le coursier et le bassin de dissipation, l'évacuateur de crues de l'aménagement hydraulique de Carimaï est constitué des organes suivants :

Le déversoir :

- Seuil épais rectiligne à la cote de 20.50 mNGF
- Une longueur déversante totale de 65ml délimité en rive droite et en rive gauche par deux murs bajoyers verticaux et avec une partie obstruée au centre (cf. explication au chapitre 3.2.1);

Le coursier en marche d'escalier :

- Le coursier est rectiligne et est constitué de marches d'escaliers de longueur 2.5 m et de hauteur 1m ;
- Des bajoyers verticaux sont implantés sur les côtés et viennent délimiter la partie coursier de la partie digue en remblai ;

Bassin de dissipation en pied :

- Le bassin de dissipation est à la cote de 15.50 mNGF, en déblai par rapport au terrain naturel, d'une profondeur variable de l'ordre de 1m et d'une longueur de 5m.

**Les modifications en phase AVP ont conduit à adapter la géométrie de l'ouvrage comme suit :*

- *Poutre de 10cm sur le déversoir – cote du déversoir à 20.60 mNGF*
- *Longueur déversante de 70ml*

Ces modifications ne sont pas de nature à remettre en cause les résultats présentés dans ce chapitre.
Ces modifications sont bien prises en compte dans le calcul de laminage et la détermination des PHE (Chapitre 4 et Chapitre 5).

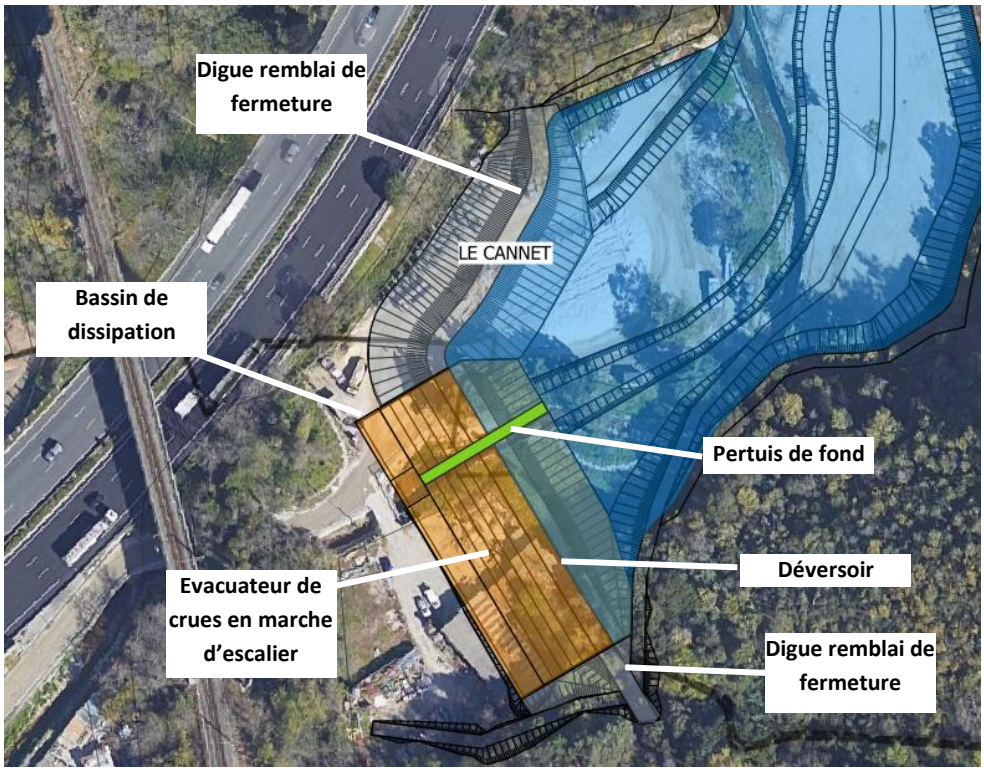


Figure 3-1 : Détail de l'aménagement hydraulique de Carimaï – lignes de structures issues du plan AVP (*Fond de plan Google Satellite 2023*)

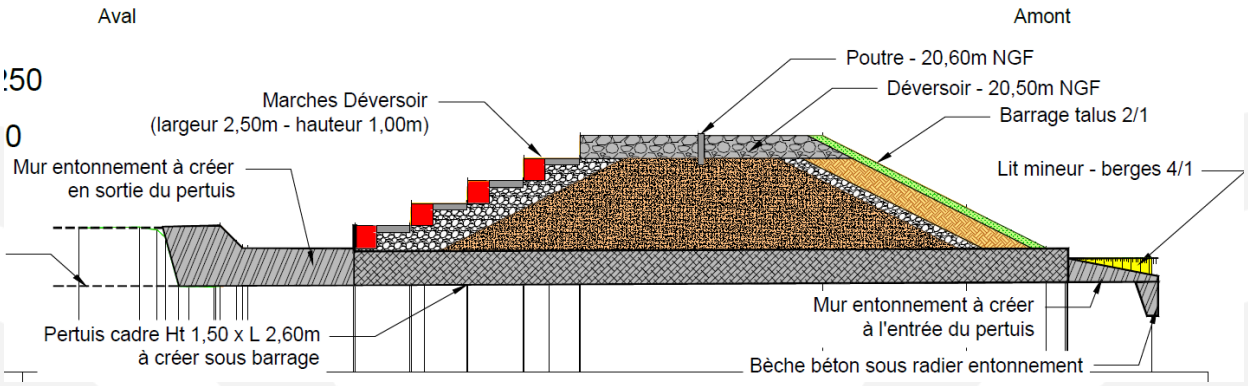


Figure 3-2 : Profil en long, à travers l'évacuateur de crues – design final retenu

3.2 Modélisation numérique 3D du projet

La modélisation Telemac 3D permet de discrétiser la lame d'eau en plusieurs couches selon la verticale. L'intérêt principal de la modélisation 3D est d'assurer la bonne représentation du coursier en marches d'escalier, de prendre en compte les fluctuations de la vitesse et de la pression interne en fonction de la verticale. Ainsi il est possible de représenter les différents régimes d'écoulement sur les escaliers contrairement à une modélisation 2D classique.

L'objectif de cette modélisation est uniquement de vérifier le bon fonctionnement de l'ouvrage d'évacuation des crues (coursier en marche d'escalier et bassin de dissipation) et d'expliciter les éléments de dimensionnement ; régime établi, vitesses d'écoulement, dissipation d'énergie en pied. **Elle n'a pas pour but de définir les cotes PHE ou le laminage des crues.**

3.2.1 Construction du modèle et adaptation de la géométrie de l'AVP pour la modélisation numérique

La géométrie de l'AVP présente un écoulement tout le long du déversoir avec une partie centrale présentant un écoulement par-dessus le pertuis de fuite qui se jette directement dans le chenal de la Grande Frayère. Cette partie de l'écoulement **ne peut pas être représenté par un modèle TELEMAC 3D**. En effet, elle fait apparaitre une chute directement dans le cours d'eau en aval de l'évacuateur (voir schéma ci-dessous) et ce jet plongeant ne peut pas être représente par les modélisations hydrauliques usuelles. La géométrie est donc adaptée dans la modélisation pour bloquer les écoulements sur cette partie afin d'empêcher les éventuelles instabilités numériques que cette chute pourrait engendrer.

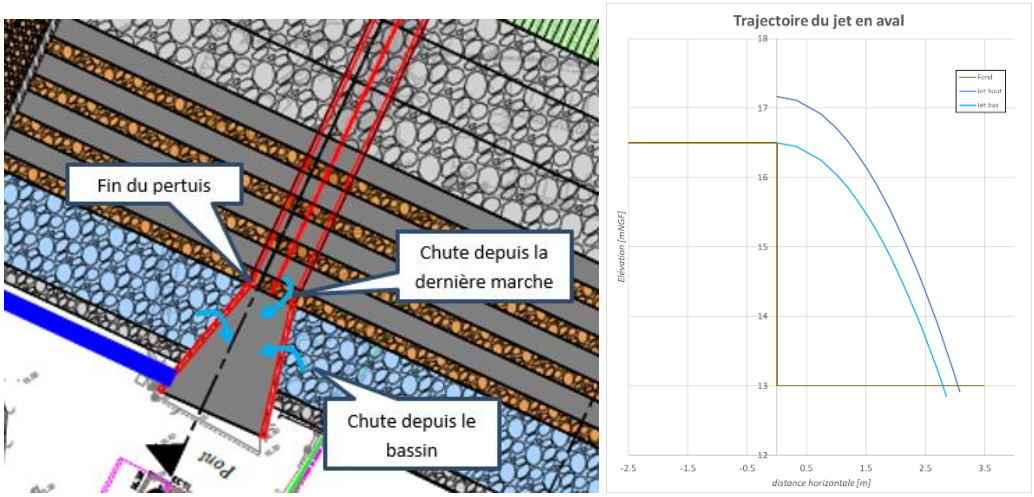


Figure 3-3 : Schéma représentant la chute d'eau en aval

Cette modification engendre une réduction de la longueur déversante et donc une légère augmentation du débit linéique à évacuer, cela conduit donc à obtenir des résultats conservatifs. Il est rappelé que l'objectif de ce chapitre est uniquement de vérifier le bon fonctionnement de l'ouvrage d'évacuation des crues (coursier en marche d'escalier et bassin de dissipation) et d'expliciter les éléments de dimensionnement ; régime établi, vitesses d'écoulement, dissipation d'énergie en pied.

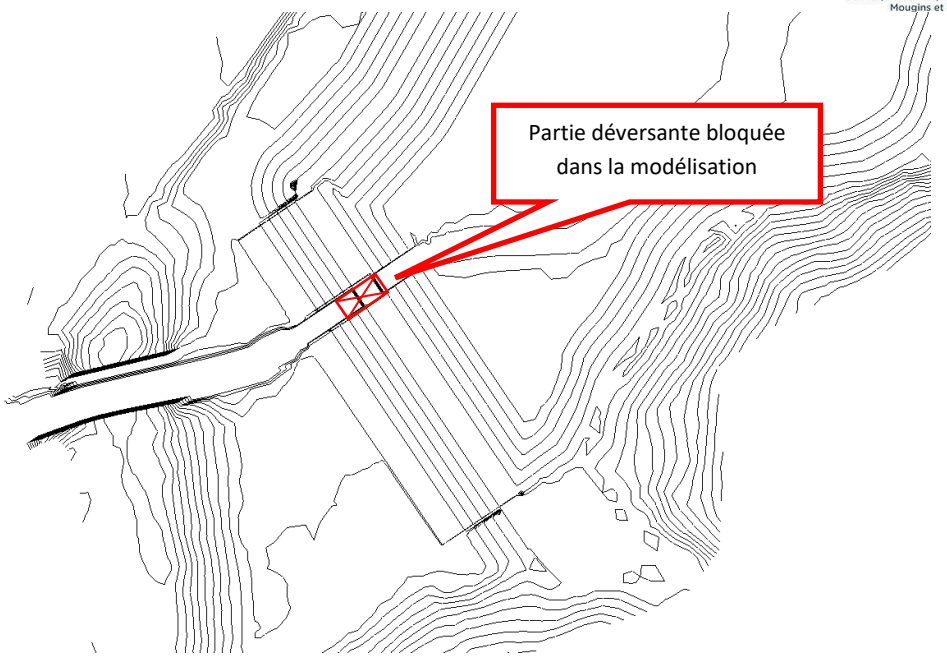


Figure 3-4 : Schéma illustrant les adaptations faites pour la modélisation de l'AVP

Le pertuis de sortie est considéré comme obstrué et l'intégralité de la crue est évacuée sur l'évacuateur de crues. La condition limite aval du modèle se situe en aval de l'ouvrage SNCF. Cette condition limite est choisie suffisamment basse (niveau d'eau contenu dans le lit mineur) pour ne pas constituer une section de contrôle des écoulements amont au droit du barrage. L'ouvrage de franchissement du remblai SNCF est quant à lui représenté par une ouverture de largeur égale à la largeur du chenal et du cadre présent sous la voirie sur toute la hauteur. Ces deux hypothèses tendent à minimiser les cotes d'eau en aval du barrage, donc tendant à être conservatif vis-à-vis des conditions de dissipation sur l'évacuateur.

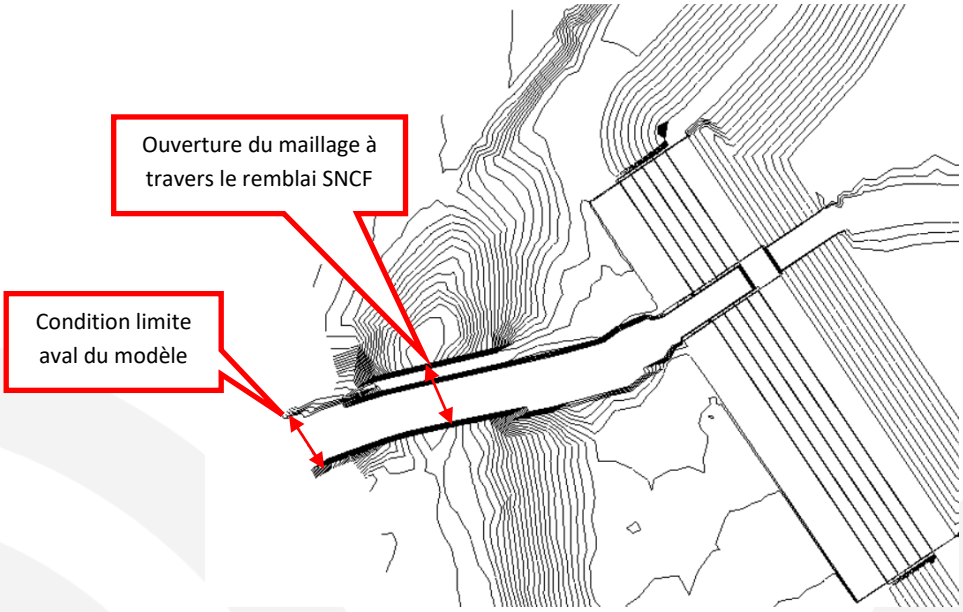


Figure 3-5 : Schéma illustrant les hypothèses à l'aval du barrage

Le maillage est choisi pour accommoder les différentes lignes de rupture de la topographie et pour représenter les marches d'escalier et la géométrie de l'évacuateur projeté.

La figure suivante présente le fond du modèle appliqué au maillage :

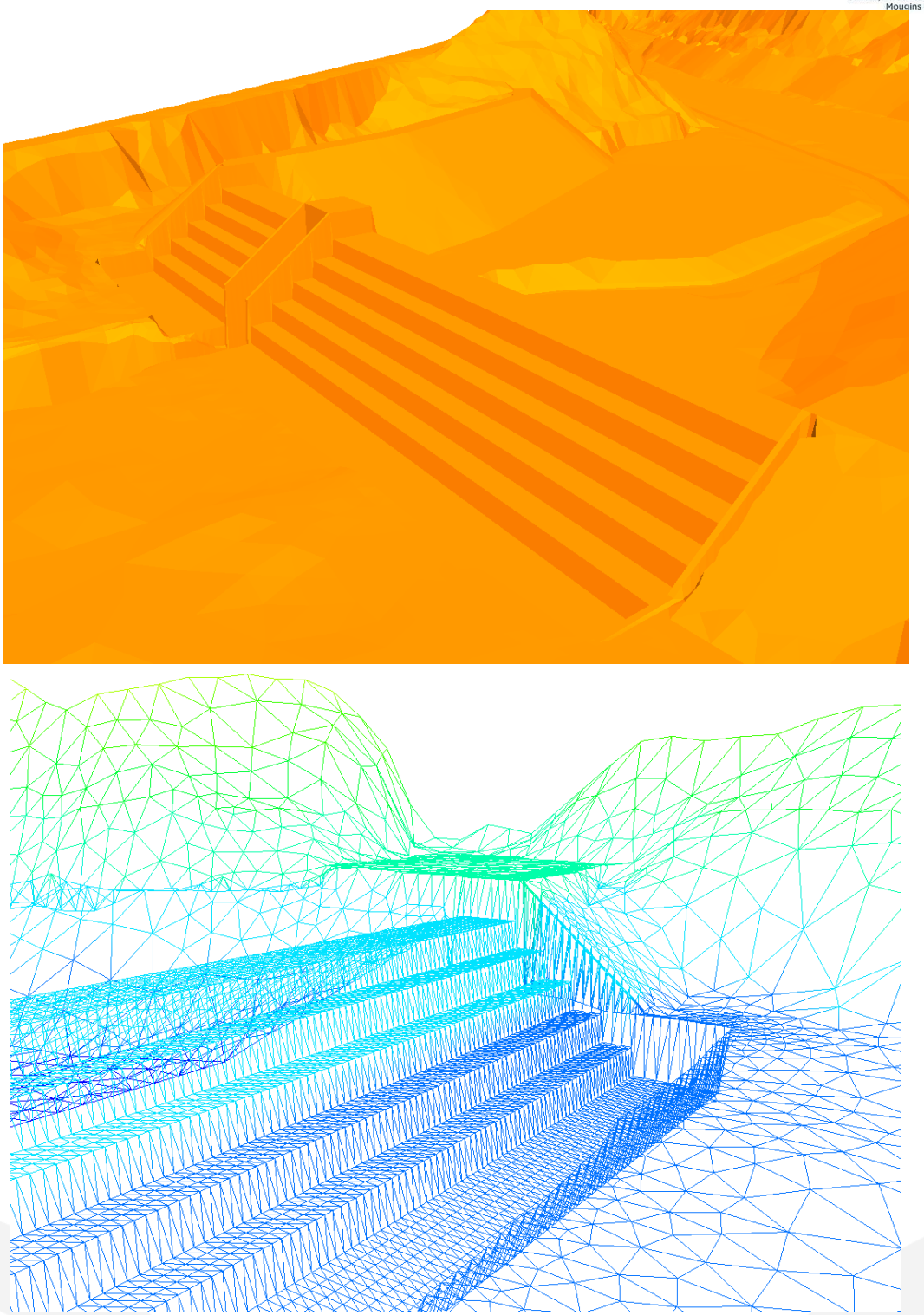


Figure 3-6 : Vue 3D - Présentation du fond du modèle et du maillage sur les marches d'escalier

3.2.2 Résultats de la modélisation

Plusieurs débits ont été testés et les débits modélisés sont choisis pour être représentatif d'une sollicitation de l'organe d'évacuation des crues et de dissipation en pied.

Pour déterminer les crues les plus pertinente à modélisé, une première analyse de la dynamique d'écoulement sur l'évacuateur de crues en fonction de l'augmentation du débit est la suivante (débit passant intégralement par l'évacuateur de crue sans laminage) :

- Pour les premiers déversements [<10m³/s], l'évacuateur est peu sollicité, le bassin en pied permet de reprendre l'intégralité du débit sans générer de contraintes très importantes, ni sur le coursier, ni dans le bassin. Il n'y a pas d'ennoiement par l'aval ;
- Pour les débits plus importants [10-40 m³/s], le bassin est le plus sollicité sans ennoiement par l'aval ;
- Ensuite un ennoiement par l'aval à lieu [40-125m³/s], le bassin est donc moins sollicité (voire plus du tout) car la dissipation en pied se fait dans la lame d'eau imposé en aval, mais le coursier lui est de plus en plus sollicité ;
- Ensuite seules les deux dernières marches ne sont plus ennoyées jusqu'à avoir un ennoiement total du coursier par l'aval. Le coursier n'a plus de rôle à jouer dans la descente d'eau et la dissipation d'énergie à travers l'ouvrage.

Ce ne sont donc pas les crues les plus importantes qui sollicitent le plus le coursier et le bassin.

Deux crues sont donc choisies et sont présentées ci-dessous, **une première d'un débit de pointe de 36 m³/s** qui permet de solliciter principalement le bassin en pied sans engendrer d'ennoiement par l'aval et **une seconde d'un débit de pointe de 123 m³/s** qui permet d'engendrer un écoulement établit sur le coursier sans totalement ennoyer les marches par l'aval.

Les figures illustrant les résultats sont présentées ci-après.

Les débits sont simulés en régime permanent.

La modélisation numérique permet de mettre en évidence les points suivants :

Sur les marches d'escalier :

- La lame d'eau et la débitance sont bien homogènes le long du coursier. La débitance est de l'ordre de 2 m²/s, avec une lame d'eau de l'ordre de 60cm-70cm pour une crue de 123 m³/s et de 0.6 m²/s, avec une lame d'eau de l'ordre de 30cm pour une crue à 36 m³/s en pointe (Figure 3-13) ;
- On observe sur la coupe verticale de la vitesse, une répartition homogène de la vitesse sur la verticale, et des vitesses constantes de marche en marche de l'ordre de 4.5 m/s pour une crue de 123m³/s (Figure 3-12). Cela montre que **le régime d'écoulement en nappe est bien établi sur le coursier**. Ce régime se caractérise par l'absence d'accumulation d'énergie le long de l'écoulement sur le coursier. On observe également la présence du ressaut au niveau de la 2em marche qui vient noyer le coursier et permet de dissiper l'énergie résiduelle en pied ;
- L'écoulement est bien torrentiel sur le coursier avec des nombres de Froude de l'ordre de 1.5 à 2.5 pour une crue de 123m³/s. Les vitesses établies sont de l'ordre de 4.5 m/s en

moyenne sur la colonne d'eau et peuvent monter jusqu'à 5 m/s sur la couche de surface. (Figure 3-14) ;

- Les contraintes tractrices sur les marches sont de l'ordre de 300 N/m² à 450 N/m². L'arrête des marches est plus sollicité lors de la crue que l'intérieur des marches. (Figure 3-15).

Dans le bassin de dissipation aval :

- Pour la crue de 123 m³/s, on constate que la condition aval impose un ressaut au niveau du pied du coursier sur la deuxième marche. Ce ressaut permet de dissiper l'énergie résiduelle en pied dans la lame d'eau aval. Cette lame d'eau est imposée par la section d'ouverture du remblai SNCF, malgré les hypothèses prises, le niveau d'eau à l'aval atteint un niveau de l'ordre de 18.4 mNGF et **ennoie le bassin sous plus de 3m d'eau**. Pour une crue de 36m³/s, les écoulements sont bien plus contenus dans le bassin de dissipation avec peu de débordement en dehors du bassin et des hauteurs d'eau de l'ordre de 1m à 1.5m. Le niveau d'eau dans le chenal est plus faible ce qui entraine une chute d'eau depuis le bassin dans le chenal ;
- On observe une augmentation de la débitance le long du bassin à mesure que le débit déversé augmente en direction du chenal central sur la partie gauche de l'évacuateur (Figure 3-13) ;
- Les Froude montrent bien que ce soit pour la crue de 2015 ou une crue de 36m³/s que l'écoulement est en régime fluvial dans le bassin et que le ressaut permet de dissiper l'énergie résiduelle en pied (Figure 3-14) ;
- La vitesse d'écoulement chute à l'entrée du bassin passant de plus de 4.5 m/s à moins de 1m/s pour une crue de 123 m³/s. On observe également que la vitesse augmente en direction du chenal central. Pour une crue **type 36m³/s**, malgré le plus faible débit, **les vitesses d'écoulement sont plus importantes dans le bassin** dû à l'absence de contrôle aval. Un écoulement s'établit jusqu'à se rejeter dans le chenal. (Figure 3-10) ;
- La contrainte tractrice sur le fond est rapidement en dessous des 50 N/m² dans le fond du bassin pour une crue de 123 m³/s. Pour la crue à 36 m³/s, les vitesses établies dans le bassin engendrent une contrainte supérieure sur le fond, de l'ordre de 300N/m² au droit du rejet dans le chenal. (Figure 3-15).

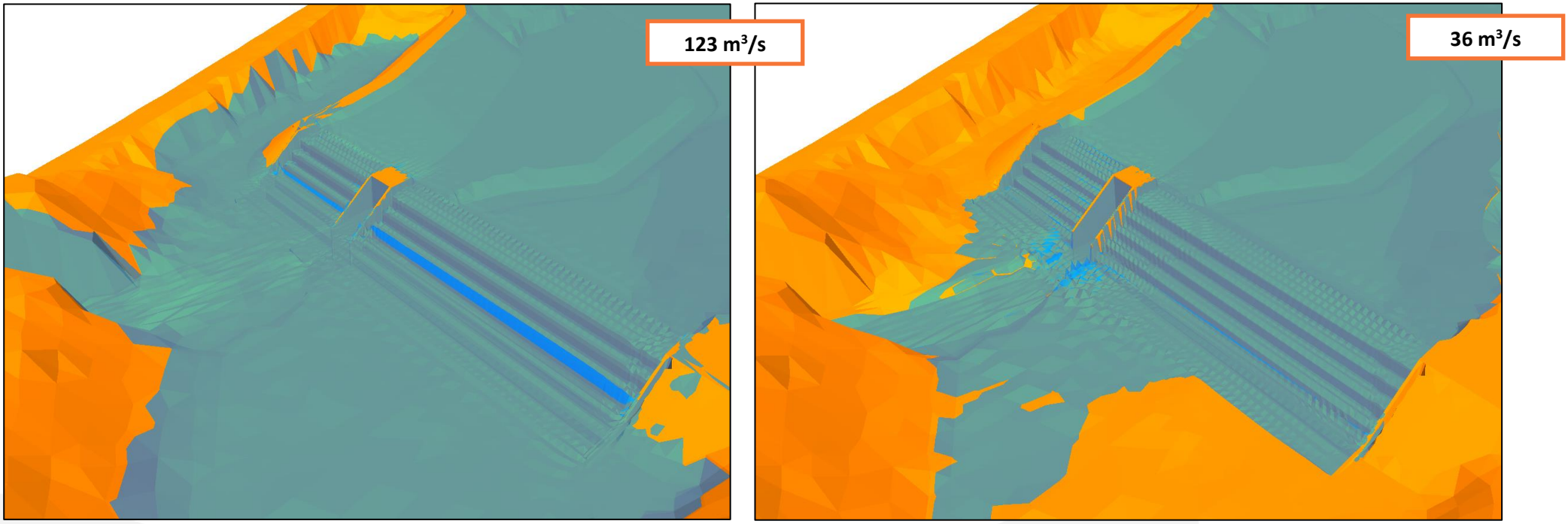


Figure 3-7 : Vue 3D de la surface libre

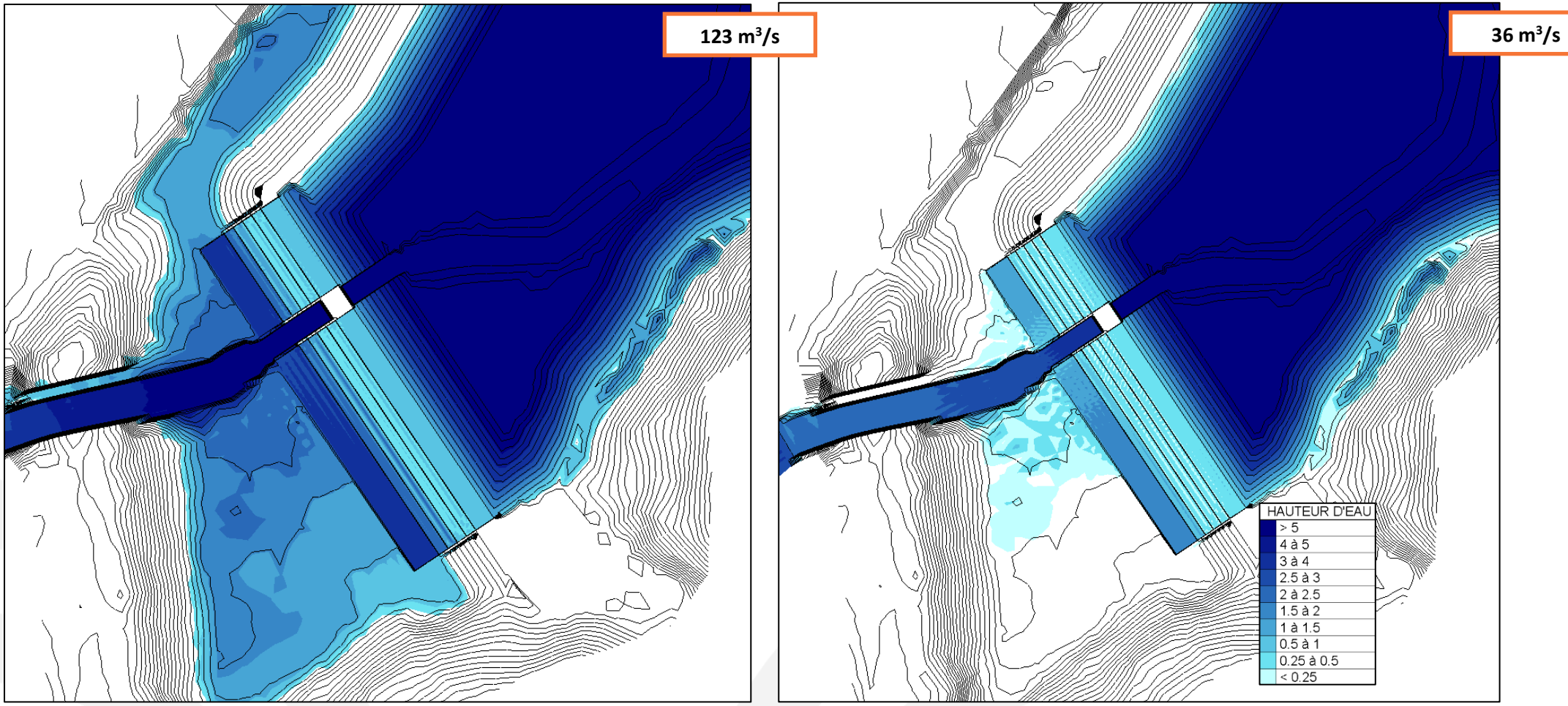


Figure 3-8 : Résultats du modèle 3D - Hauteur d'eau [m] pour un débit permanent de 123 m³/s à gauche et de 36 m³/s à droite

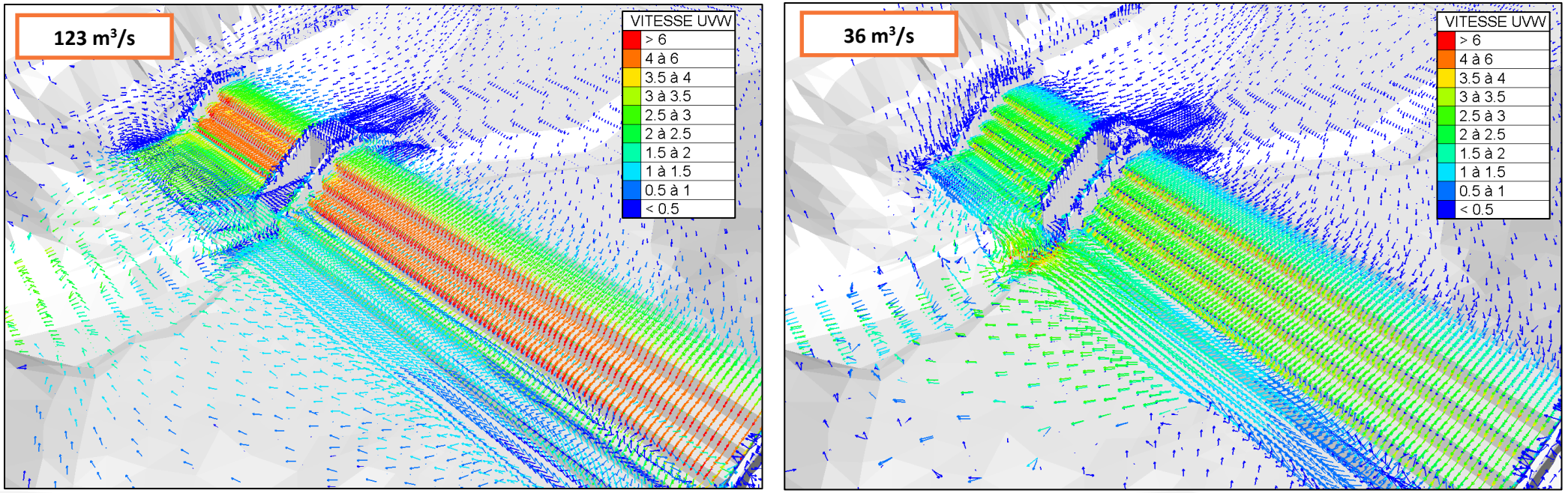


Figure 3-9 : Résultats du modèle 3D – Vecteurs vitesses d'écoulement 3D [m/s] pour un débit permanent de 123m³/s à gauche et de 36m³/s à droite

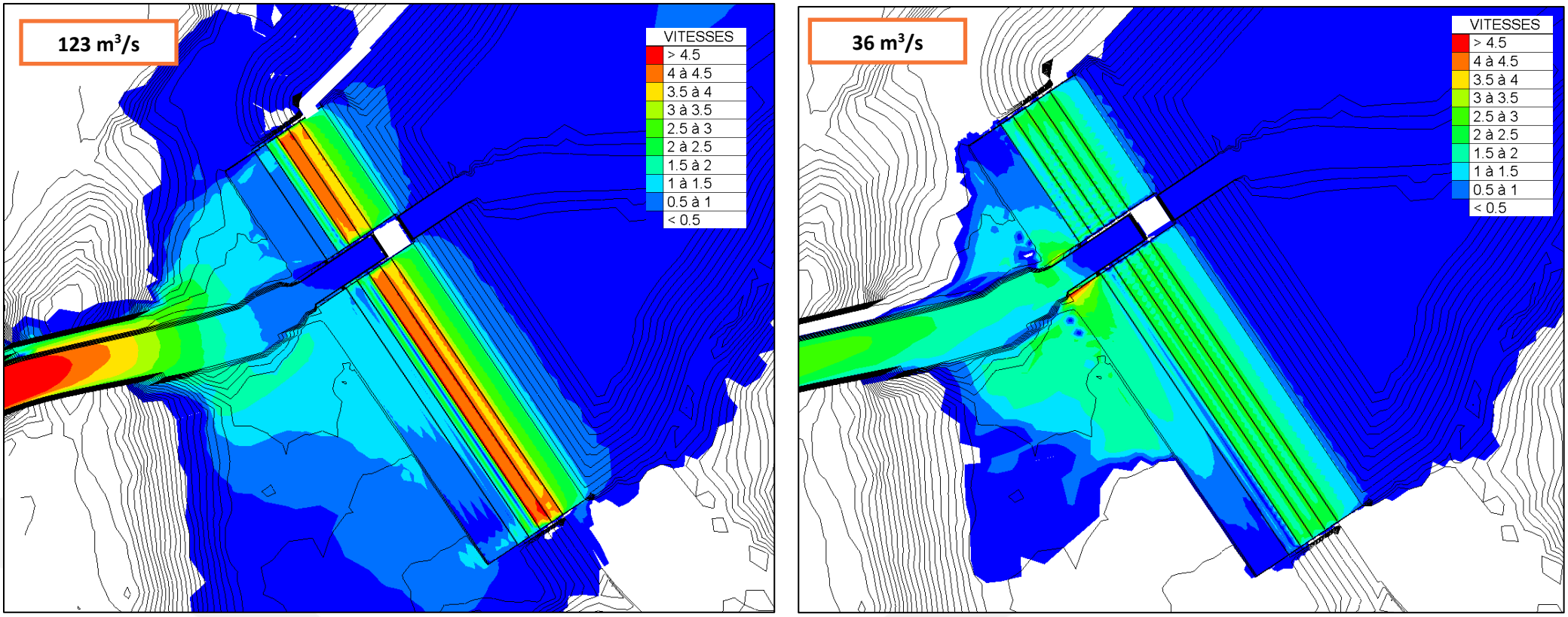


Figure 3-10 : Résultats du modèle 3D - Vitesses d'écoulement 2D (moyennées sur la colonne d'eau) pour un débit permanent de 123 m³/s à gauche et de 36 m³/s à droite – m/s

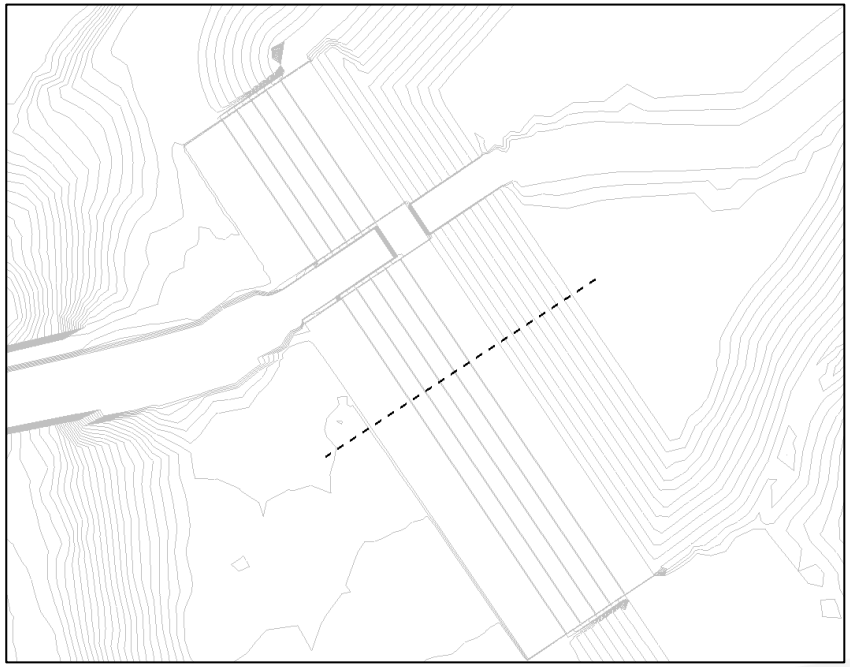


Figure 3-11 : Positionnement de la coupe 1

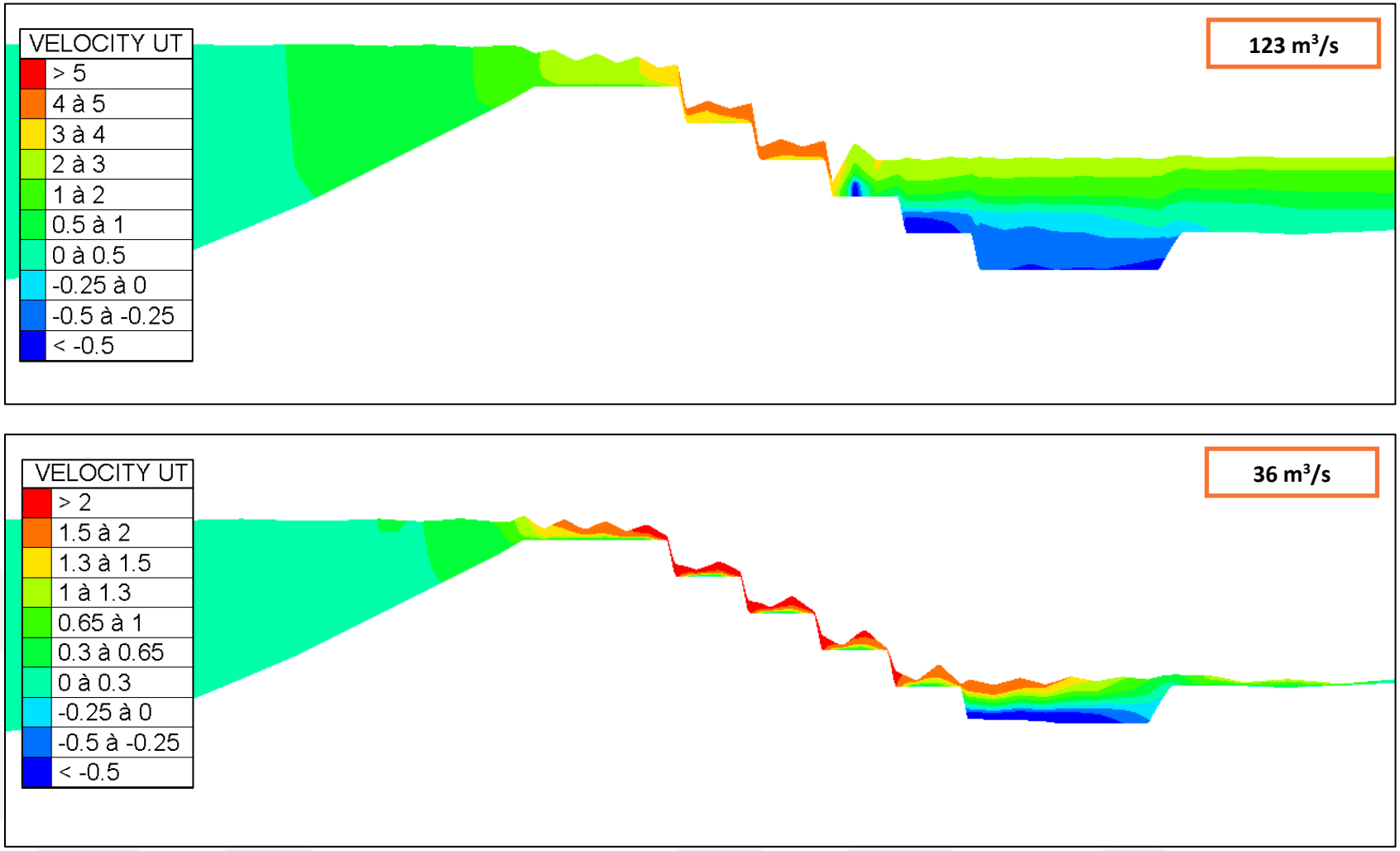
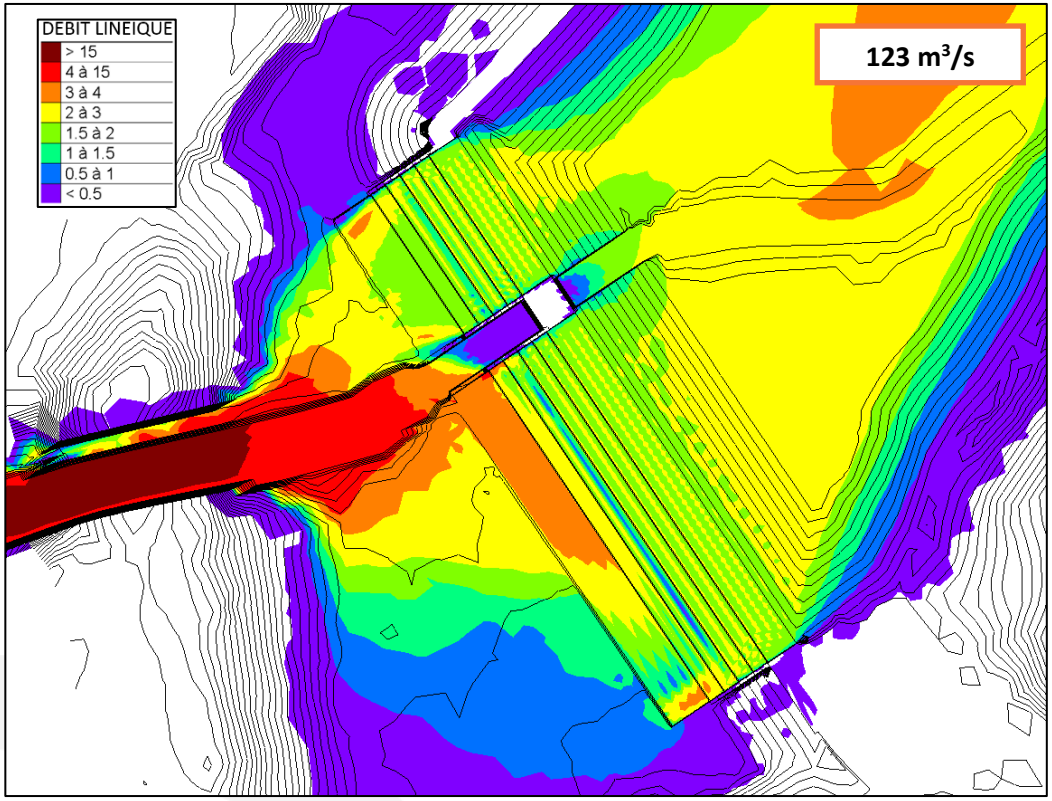


Figure 3-12 : Résultats du modèle 3D - Coupe 3D de la vitesse dans la direction de l'écoulement (coupe 1) - m/s



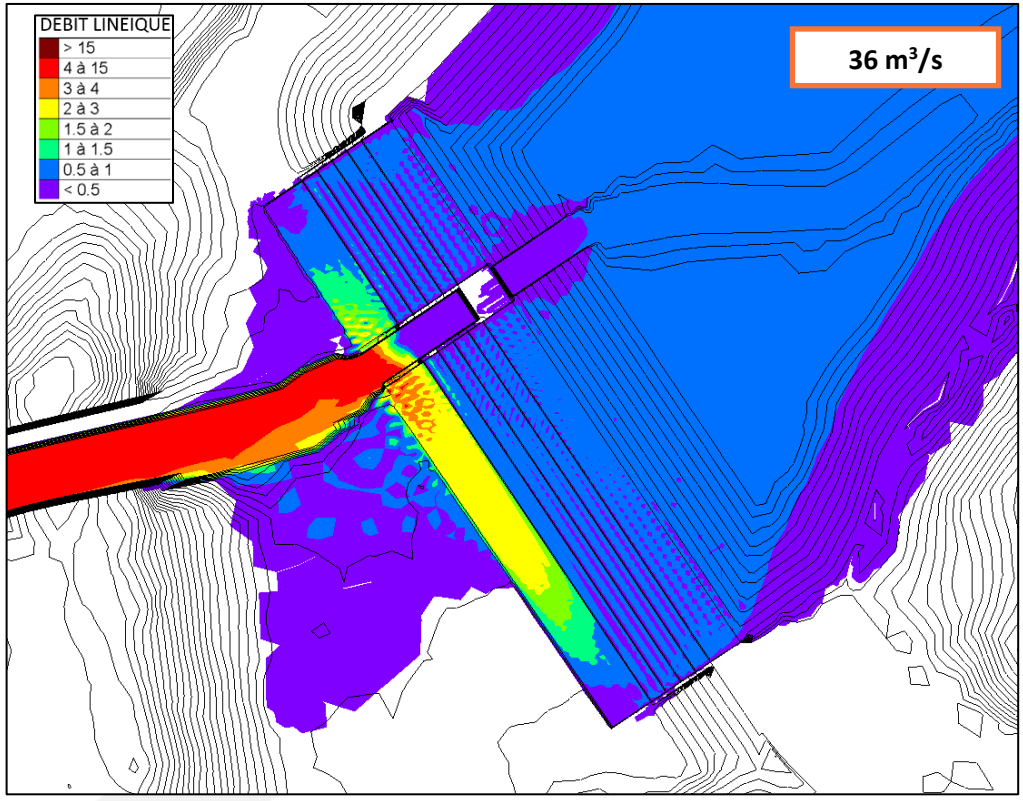


Figure 3-13 : Vue en plan de la débitance – m²/s

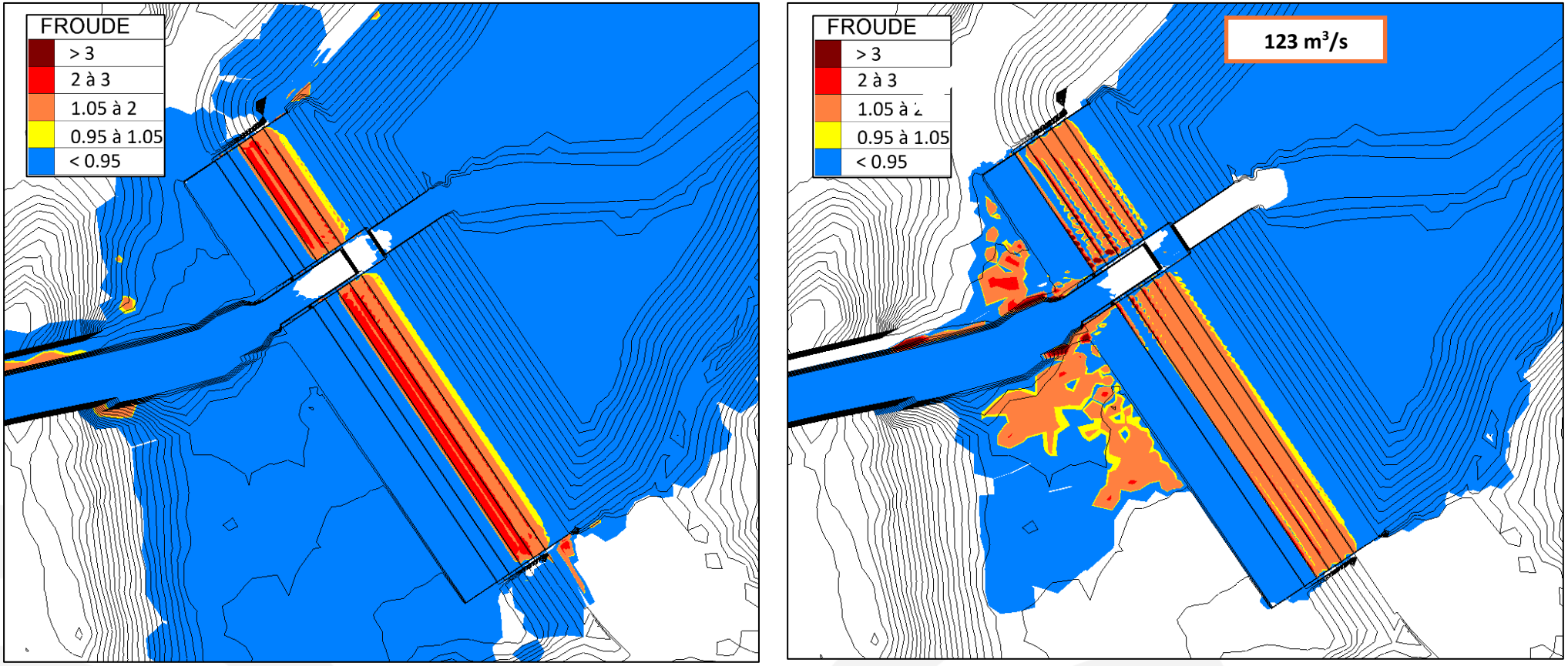
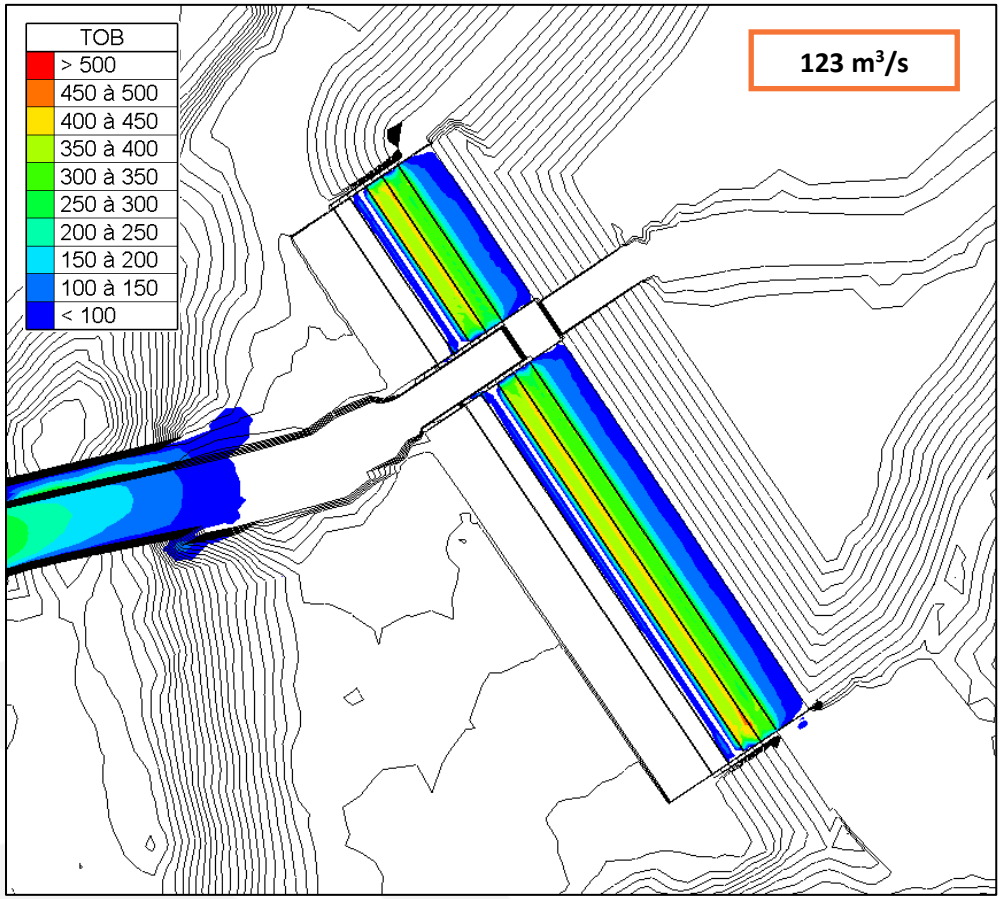


Figure 3-14 : Résultats du modèle 3D - Nombre de Froude pour un débit permanent de 123 m³/s à gauche et de 36 m³/s à droite



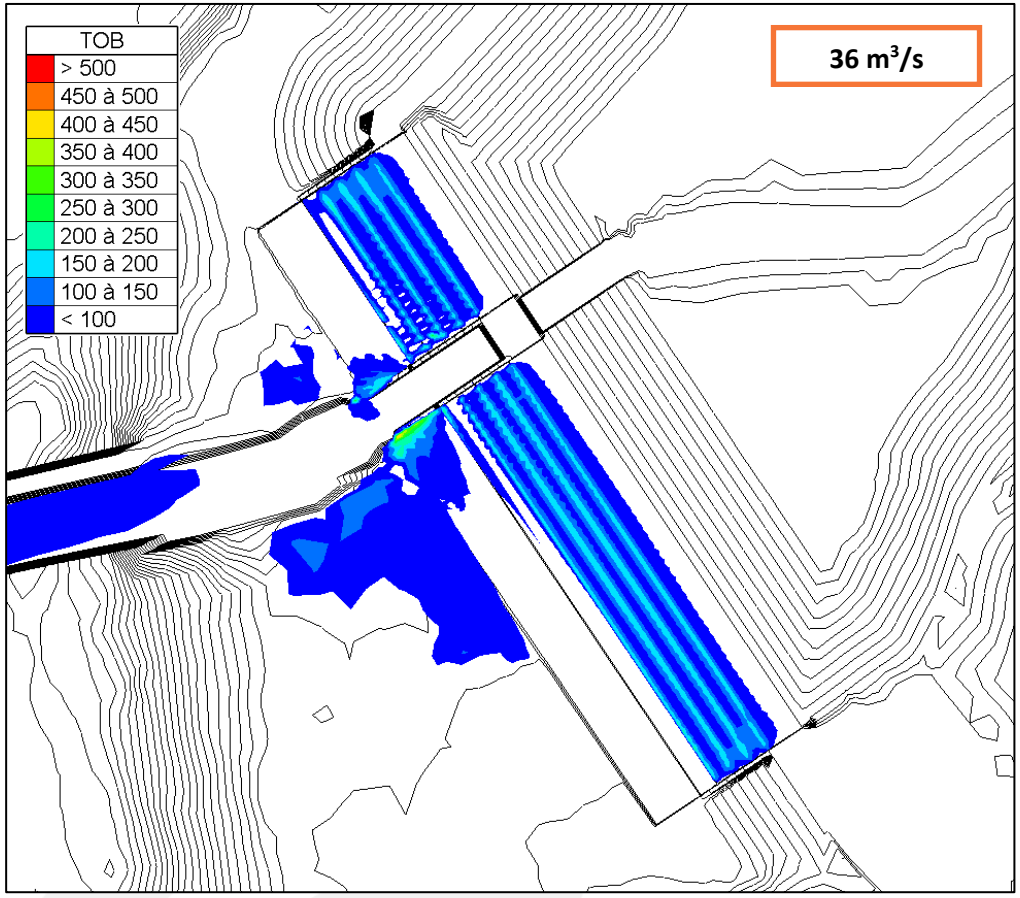


Figure 3-15 : Résultats du modèle 3D - Contrainte tractrice [N/m²] sur le fond (>50 N/m²) pour un débit permanent de

3.3 Retour au cours d'eau en aval du coursier de l'évacuateur

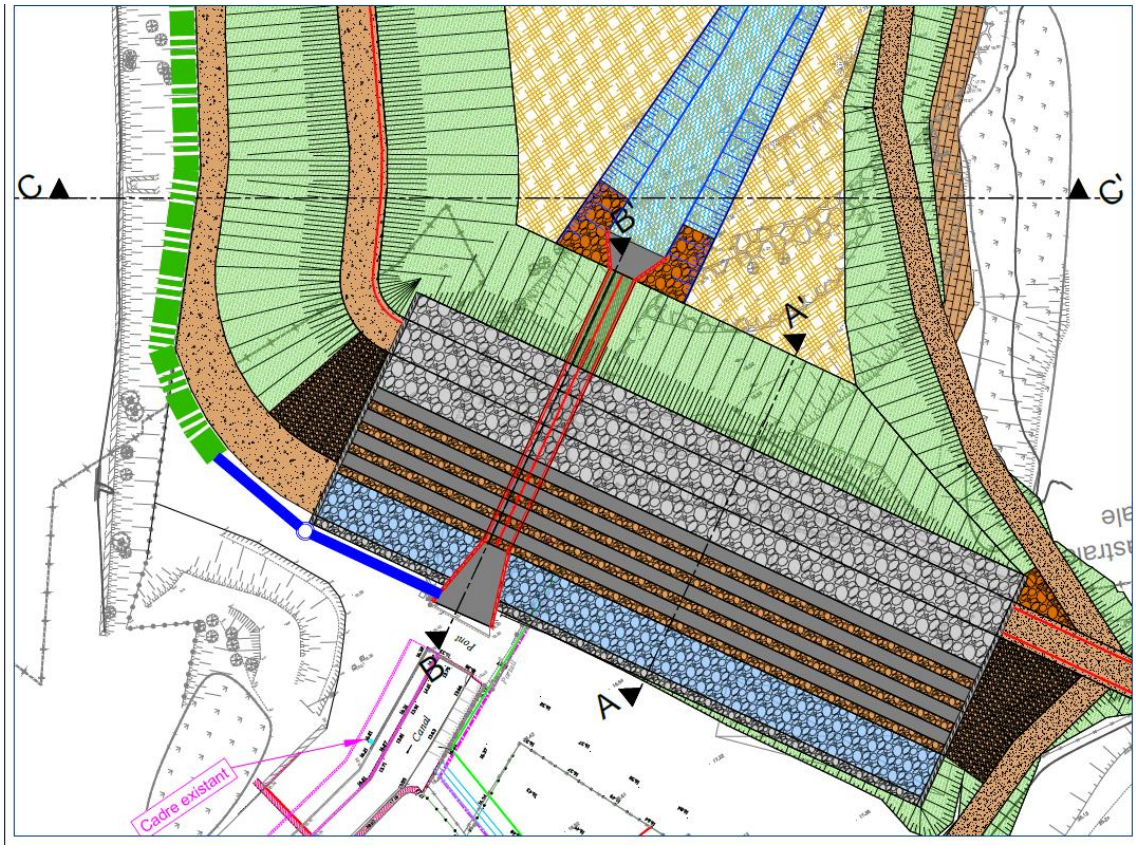


Figure 3-16 : Extrait du plan AVP de l'ouvrage

En aval de l'évacuateur de crues, la chute depuis la dernière marche se fera directement dans le cours d'eau. Pour une crue surversante l'écoulement en sortie du pertuis engendrera une lame d'eau dans le cours d'eau qui permettra d'amortir la chute depuis la dernière marche sur cette portion.
Dans le cas très exceptionnel où il y aurait une chute directement dans le cours d'eau sans écoulement par l'ouvrage de fuite (pertuis bouché), le fond à la sortie de l'ouvrage est renforcé avec des enrochements. Ce renforcement en sortie immédiate de l'ouvrage est indispensable vis-à-vis des effets suivants :

- La chute depuis la dernière marche directement dans le cours d'eau.
- La chute depuis le bassin de dissipation en pied de l'évacuateur directement dans le cours d'eau.
- La vitesse d'écoulement en sortie de l'ouvrage de fuite générée par la mise en charge de l'ouvrage. Les vitesses sont de l'ordre de 6 à 7m/s pour un barrage en surverse.

La figure suivante présente le jet plongeant en aval de la dernière marche par rapport à un fond plat minoré à 13.00 mNGF pour un débit de pointe de 123 m^3/s. A noter que pour un tel débit, ce jet ne peut pas se produire étant donné que l'ouvrage est ennoyé par l'aval, mais l'objectif ici est de déterminer la zone d'impact du jet de façon conservative pour connaitre la zone à renforcer.

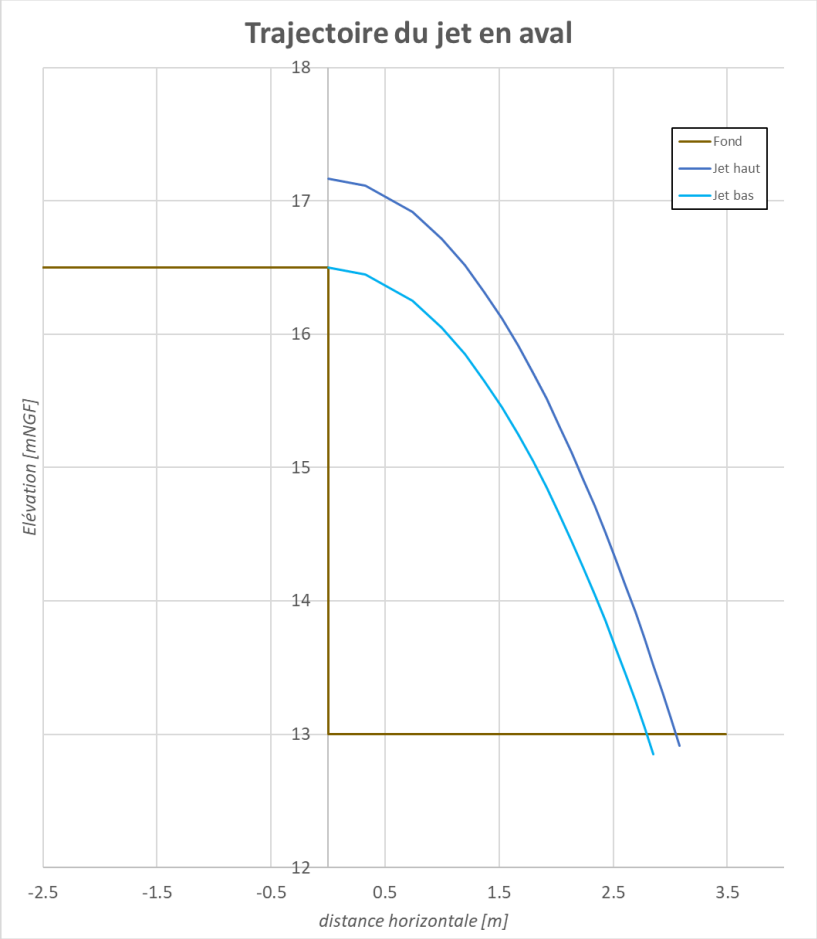


Figure 3-17 : Trajectoire du jet en aval – Débit de pointe 123 m³/s

Ainsi l'impact du jet se situe entre 2.5m et 3.5m en aval de la dernière marche.
Cette longueur est plus faible que la longueur du bassin de dissipation et ce n'est pas elle qui sera dimensionnante. Le confortement aval devra s'étendre au-delà de l'ouvrage de dissipation donc à plus de **5m** en aval de la dernière marche.

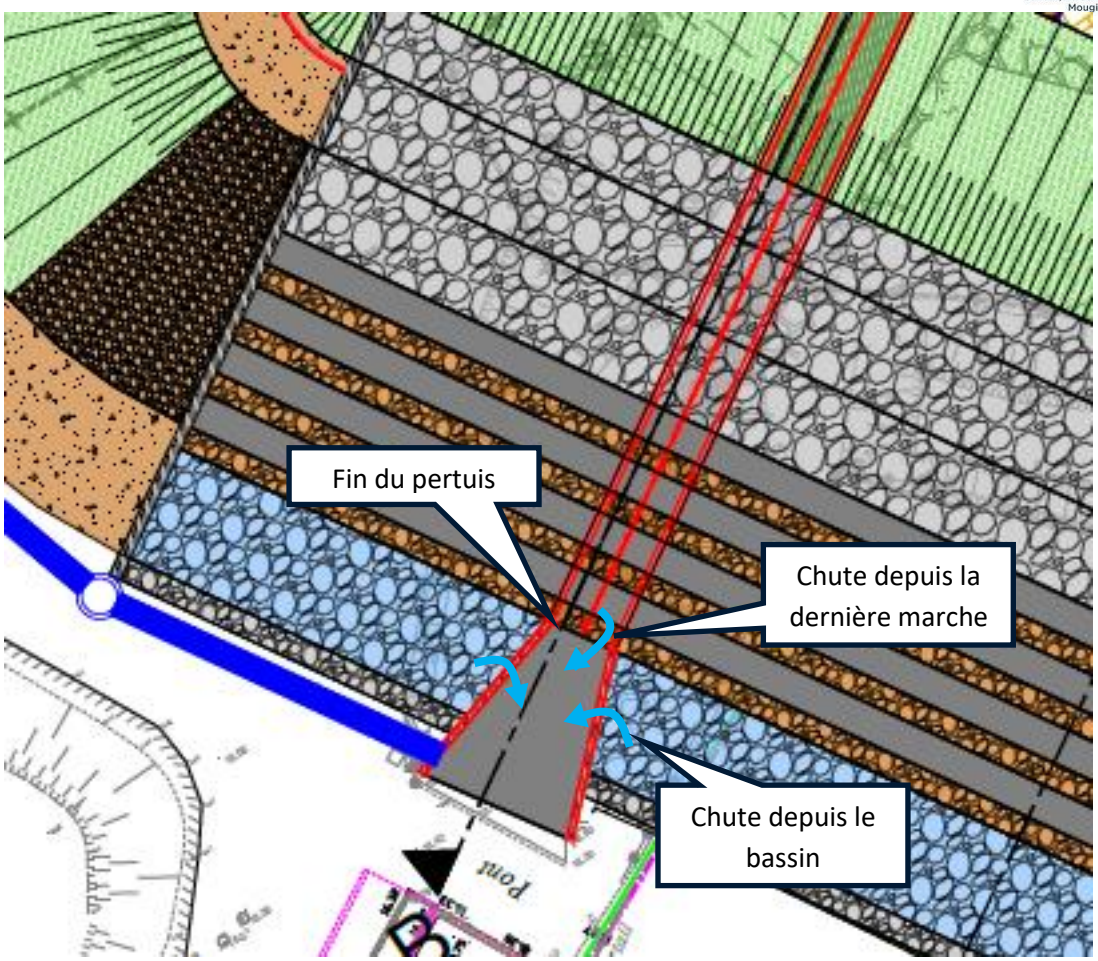


Figure 3-18 : Schéma restitution des écoulements en aval

4. PERTUIS DE SORTIE ET LAMINAGE DES CRUES – PERFORMANCES DE L'OUVRAGE AU REGARD DE L'HYDROLOGIE PAPI

A noter que pour les besoins de la conception de l'ouvrage, l'hydrologie a été mise à jour avec en prenant en compte les dernières statistiques de pluies (intégrant la pluie de 2015). Les performances de l'ouvrage ont donc été évaluée par rapport à l'hydrologie révisée au chapitre 5.

4.1 Objectif d'écrêtement – hydrogrammes issus du PAPI

L'objectif d'écrêtement de l'ouvrage a été définie dans le PAPI à partir de l'hydrologie décrite dans le chapitre 1.8.2.3, c'est-à-dire les débits hydrauliques issus des modélisations amont (études PPRi et PAPI).

Le bassin de Carimaï doit également prendre en compte le potentiel futur délestage de la Roquebillière. L'étude complémentaire sur la possibilité de création d'un délestage de la Roquebillière vers la Grande Frayère, donne les hydrogrammes combinés de la Grande Frayère et de la Roquebillière.

Les hydrogrammes sont combinés sur base d'une situation « pluie homogène » sur le bassin versant et donc **sans concordance des pointes** (ils présentent donc un décalage dans le temps en fonction du temps de réponse des bassins versants).

Les hydrogrammes et les débits de pointes servant à définir l'objectif d'écrêtement du bassin sont donc les suivants :

Tableau 12 : Récapitulatif des débits de pointes – hydrogrammes combinés Grande Frayère et Roquebillière interceptée – PAPI 2020

	Hydrogramme Grande Frayère seule				
	Q10	Q30	Q50	Q100	2015
Qp – débits de pointe Grande Frayère PAPI [m³/s]	8.9	18.5	25	35.4	116
Qp – débits de pointe issus des hydrogrammes PAPI combinés Grande Frayère et Roquebillière intercepté [m³/s]	13.5	21.2	28.1	39.5	123

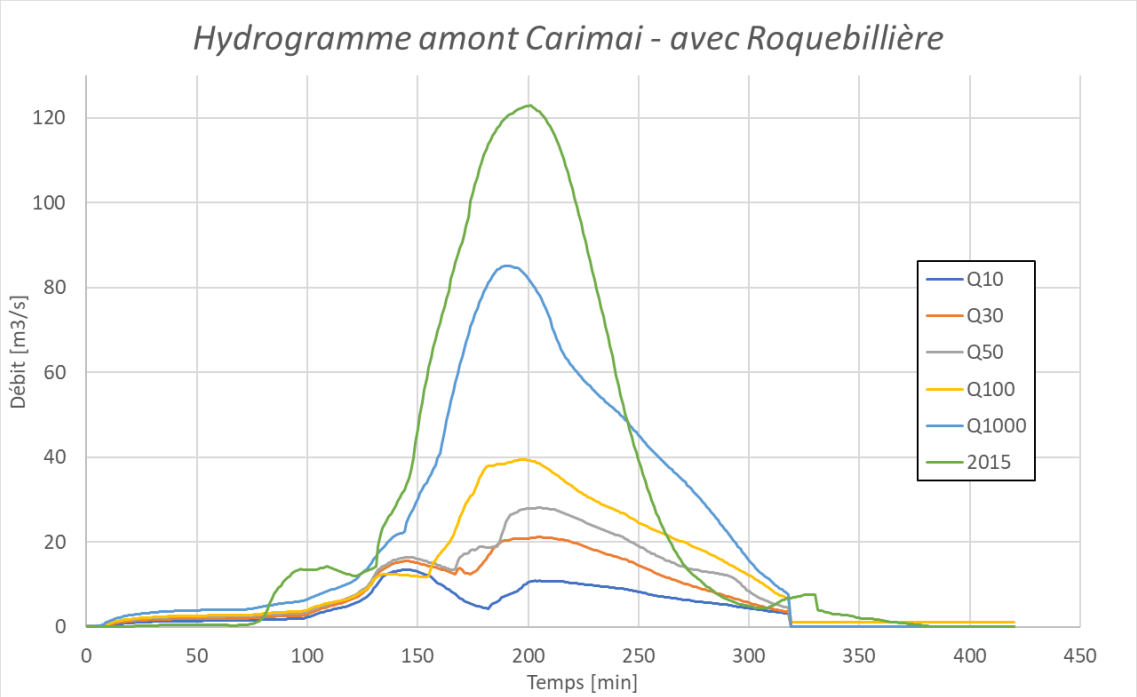


Figure 4-1 : Hydrogramme de la Grande Frayère au droit de l'aménagement hydraulique – hydrologie PAPI 2020 avec prise en compte des hydrogrammes de la Roquebillière

4.2 Laminage des crues

Pour déterminer les dimensions du pertuis de sortie, il est comparé : les hydrogrammes d'entrée dans le bassin pour la crue objectif du laminage (c'est-à-dire la crue centennale PAPI, avec prise en compte des apports de la Roquebillière – Qp=39.5 m³/s), la courbe hauteur-volume dans la retenue, c'est-à-dire sa capacité à stocker la crue et la courbe de débitance du pertuis de sortie (qui dépend donc de ses dimensions).
L'objectif à respecter est de trouver un équilibre entre :

- **Permettre un écrêtement suffisant en aval** pour la crue objectif 39.5 m³/s
  - réduire la section du pertuis
- **Ne pas solliciter l'évacuateur de crue** pour la crue objectif 39.5 m³/s
  – augmenter la section du pertuis

Equilibre

4.2.1 Loi hauteur-volume

La courbe hauteur volume est déterminée à partir du plan topographique à l'état actuel et des caractéristiques de l'ouvrage. Le volume de stockage à la cote de déversement (20.60 mNGF) est d'environ 70 000 m³.

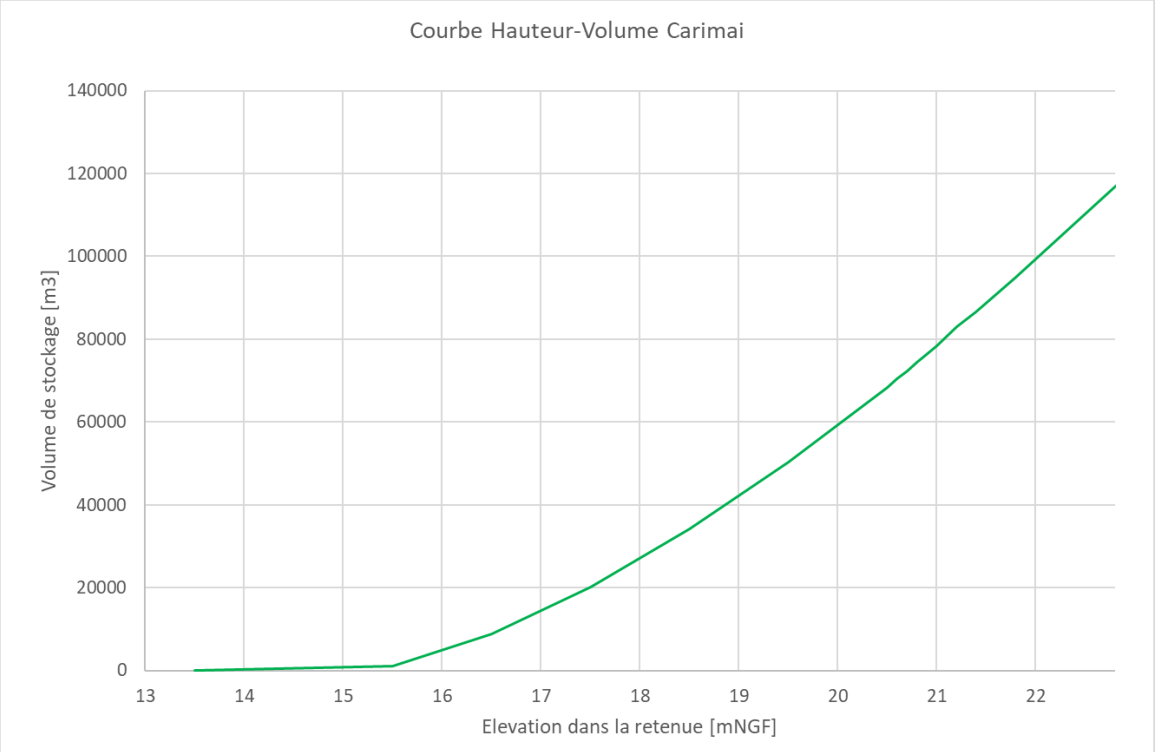


Figure 4-2 : Courbe hauteur volume de l'aménagement hydraulique

4.2.2 La débitance du pertuis

La courbe de débitance du pertuis de sortie est déterminée de trois manières différentes :

- A partir d'un calcul **à surface libre** avec une hypothèse d'un Froude de 0.5 en sortie tant que l'ouvrage n'est pas en charge ;
- Ensuite, lorsque l'ouvrage est **en charge**, par un calcul d'orifice de type Nago (1983) dénoyé ;
- L'écoulement en sortie de l'ouvrage est comparé aux conditions aval imposées par l'ouvrage SNCF pour vérifier les conditions d'ennoiement du pertuis de sortie par l'aval. Lorsque le **pertuis est ennoyé**, une équation d'orifice en charge est utilisée. Le pertuis n'est pas ennoyé tant qu'il n'y a pas de surverse par le déversoir. L'ennoiement du pertuis n'est donc présent que dans la courbe de débitance totale de l'aménagement. (Figure 4-5).

A noter que la partie à surface libre de l'écoulement se produit lorsque le volume de stockage de la retenue n'est quasiment pas sollicité et donc **n'a aucun impact sur le résultat du calcul de laminage.**

Les dimensions du pertuis sont donc calées, à partir des hydrogrammes de crues objectifs PAPI 2020 (Figure 4-1) et de façon à avoir un débit de pointe en sortie qui correspond environ à la capacité du cours d'eau dans le tronçon aval de la Grande Frayère lorsque la charge dans la retenue atteint la cote du déversoir.

- Le pertuis de sortie est un dalot de section 3.9 m², de hauteur 1.50 m et de largeur 2.60 m. La hauteur est fixée à 1.5m afin de le rendre plus facilement visitable et pour faciliter son entretien.

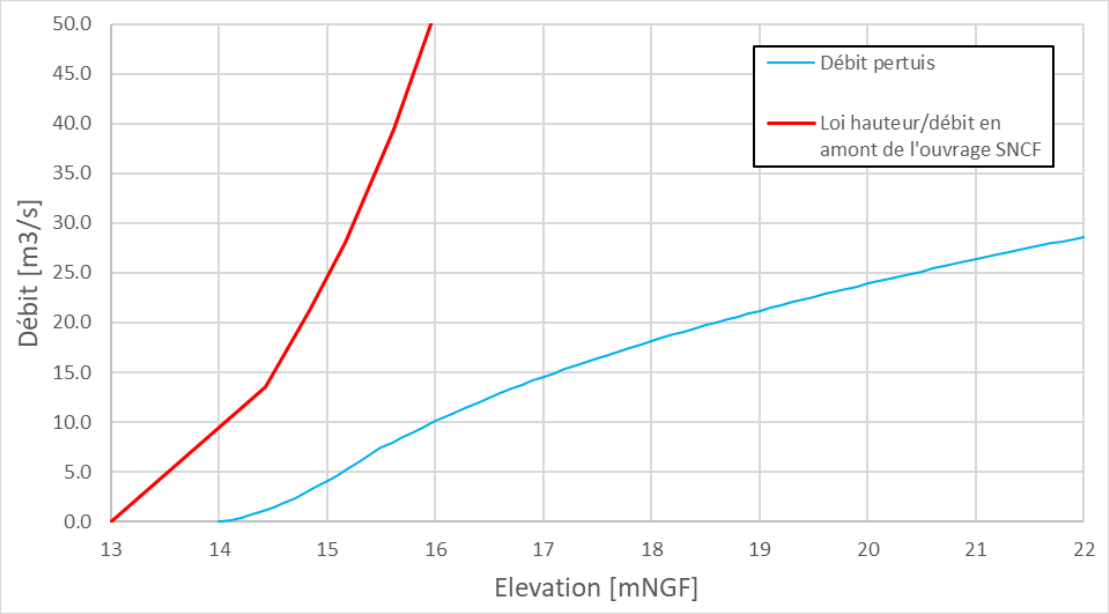


Figure 4-3 : Loi de débitance du pertuis de sortie (Nago) et loi hauteur débit au droit de l'ouvrage SNCF en aval

4.2.3 La débitance du déversoir

La loi de débitance du déversoir est calculée à partir d'une loi de seuil à crête épaisse, avec un coefficient de débit de Bazin de 0.385.

Là encore, la débitance du seuil est comparée aux conditions aval imposée par l'ouvrage de franchissement du remblai SNCF pour déterminer les conditions d'ennoiement du seuil par l'aval.

Pour les très grands débits (>200 m³/s), le seuil est ennoyé par l'aval, un coefficient de submersion est alors déterminé à partir de la formule de Hager (1986).

La courbe de débitance de l'aménagement hydraulique sans prise en compte du pertuis (soit de l'évacuateur de crue seul) est alors la suivante :

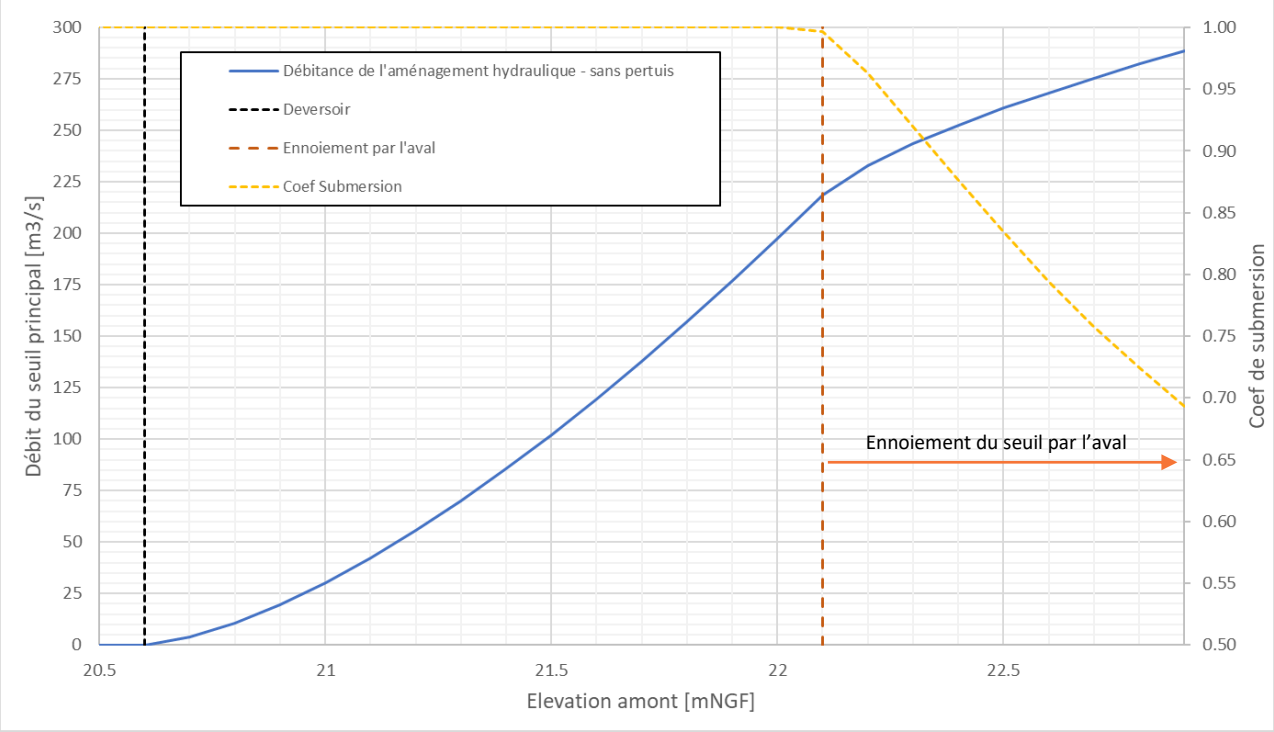


Figure 4-4 : Loi de débitance de l'aménagement hydraulique - sans pertuis de fond

4.2.4 La loi de débitance totale de l'aménagement hydraulique

La prise en compte des deux organes de sortie fait apparaitre un ennoiement du pertuis de fond lorsque le déversoir est sollicité. De plus, la prise en compte d'un débit passant par le pertuis de fond vient également modifier les conditions d'ennoiement du seuil par l'aval pour les très grands débits. La courbe de débitance combinées des deux organes a donc été recalculée en prenant en compte les nouvelles conditions d'ennoiement.

Il est présenté ci-dessous la loi de débitance des deux organes combinés ainsi que la débitance du déversoir seul.

On voit que plus le débit augmente plus la courbe de débitance globale tend vers la courbe de débitance du déversoir seul, puisque la différence de charge amont/aval dont dépend le débit passant dans le pertuis se réduit fortement.

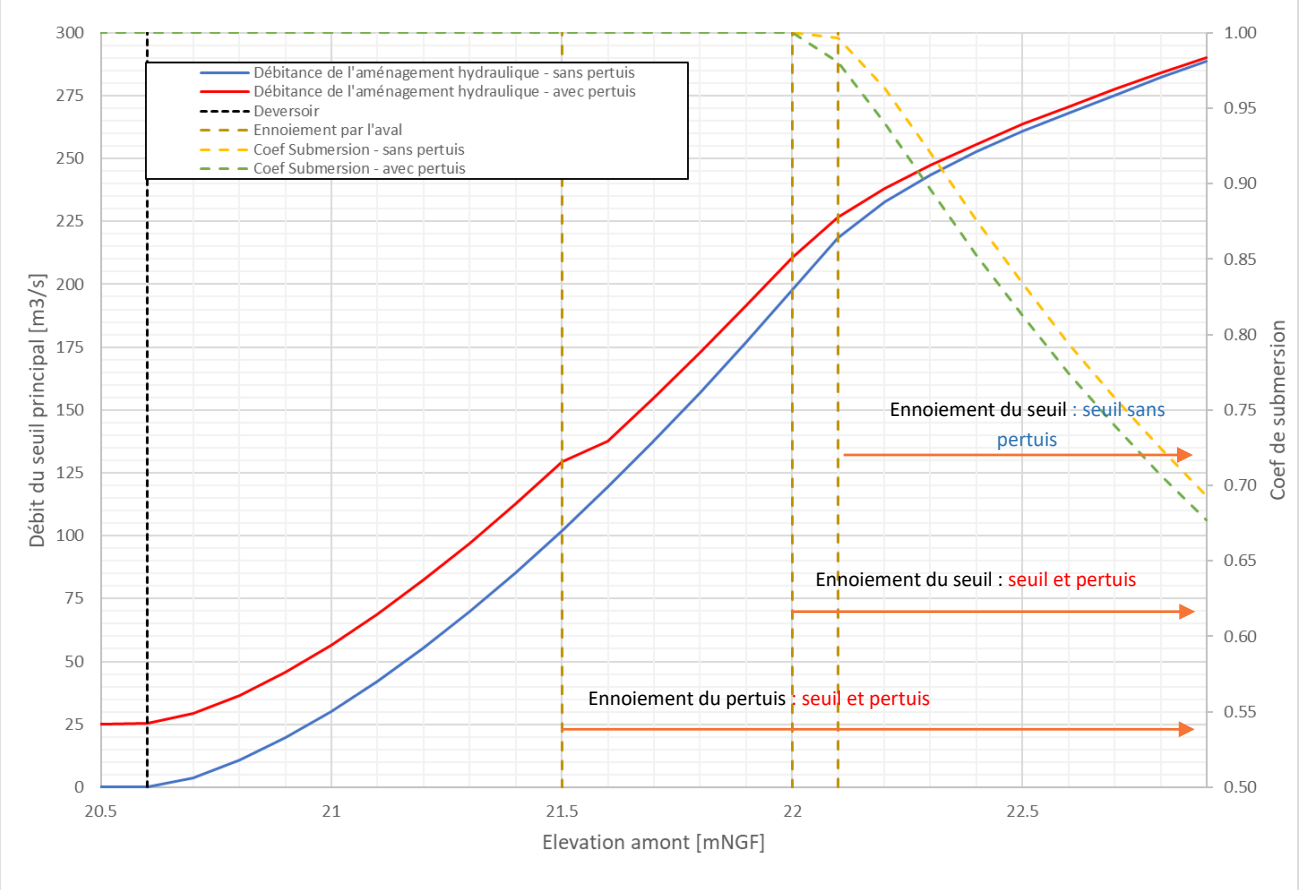


Figure 4-5 : Loi de débitance à travers l'aménagement hydraulique de Carimaï – Loi de débitance globale (seuil et pertuis) en rouge et loi de débitance du seuil uniquement (pertuis obstrué) en bleu – zoom sur la partie déversante

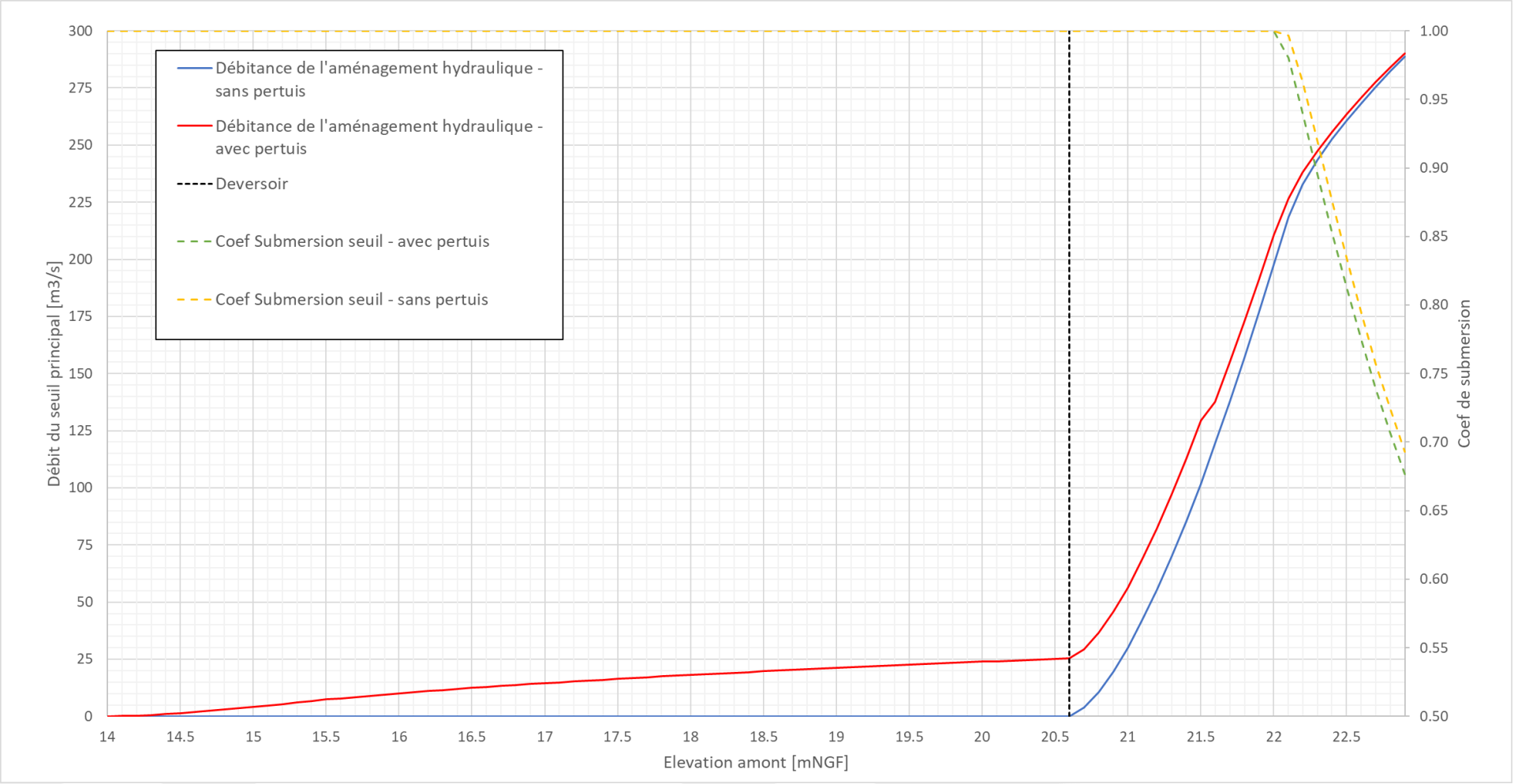


Figure 4-6 : Loi de débitance à travers l'aménagement hydraulique de Carimaï – Loi de débitance globale (seuil et pertuis) en rouge et loi de débitance du seuil uniquement (pertuis obstrué) en bleu

4.2.5 Calcul de laminage de l'aménagement hydraulique

Le calcul de laminage permet de déterminer les niveaux d'eau atteints dans la retenue, les débits de pointe et forme de l'hydrogramme en sortie de l'ouvrage à partir d'une comparaison entre les hydrogrammes de crues en entrée, la loi hauteur-volume et la loi de débitance de l'aménagement hydraulique.

On peut ainsi caractériser la réduction de débit engendré par l'ouvrage en fonction des hydrogrammes de crues considérées.

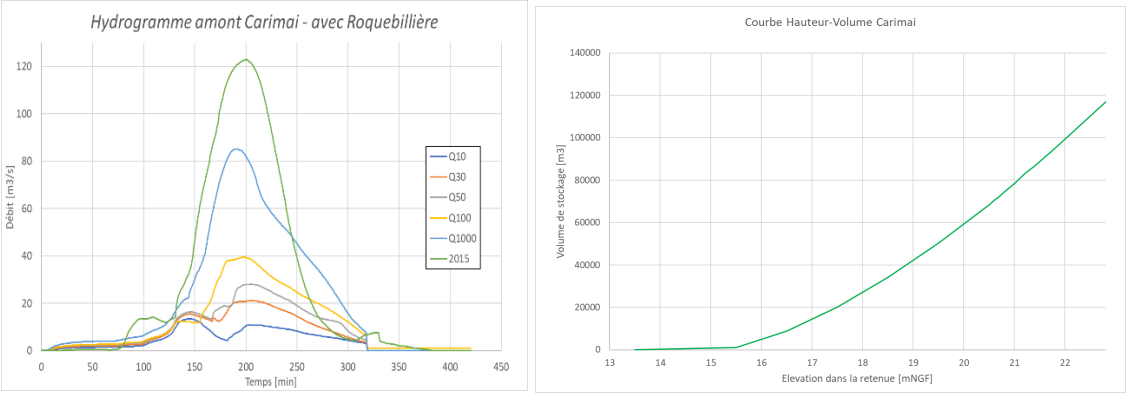


Figure 4-7 : Hydrogrammes de crues à gauche et courbe hauteur-volume de l'aménagement hydraulique de Carimaï à droite.

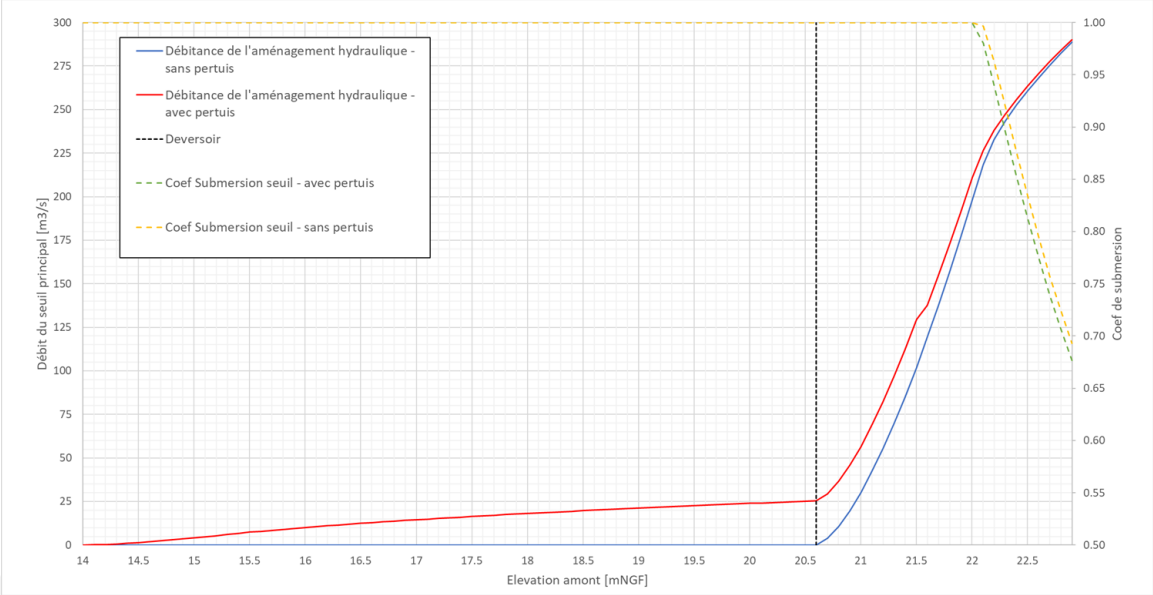
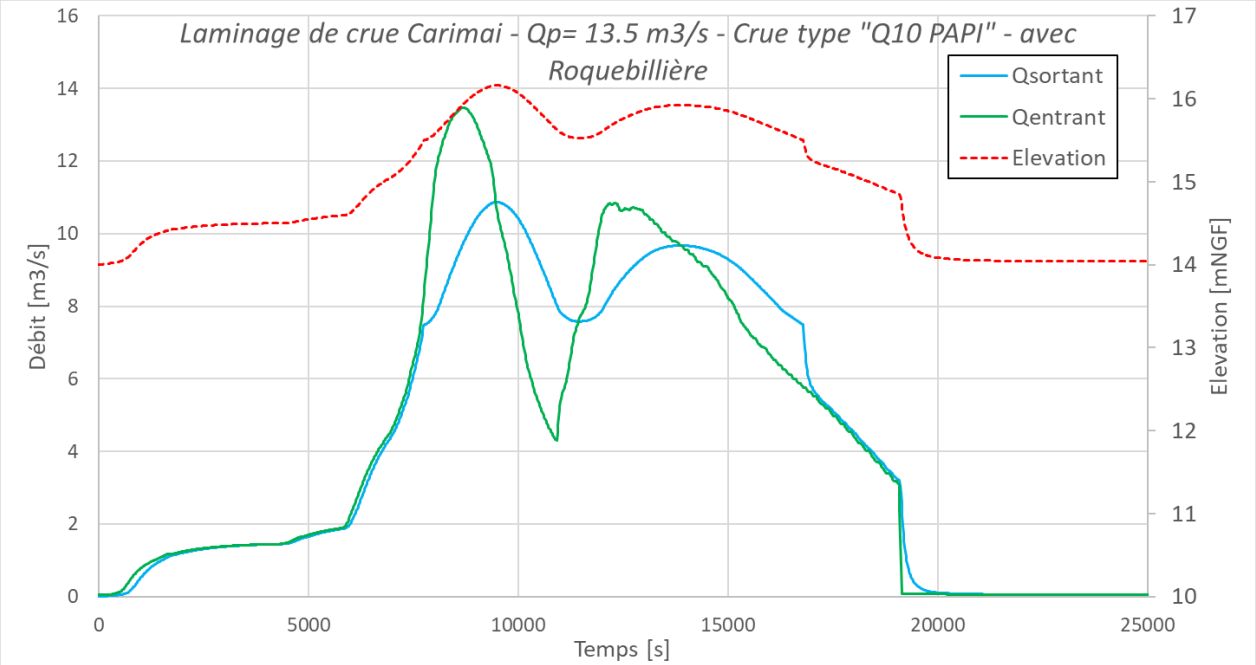


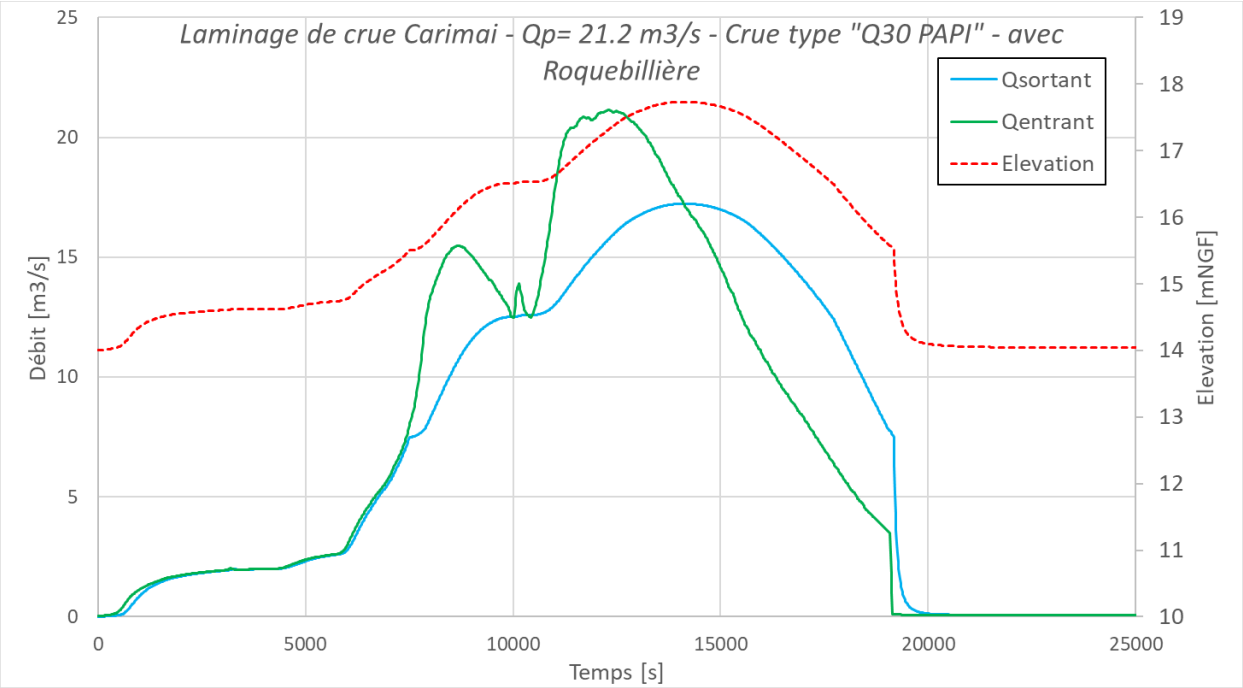
Figure 4-8 : Loi de débitance à travers l'aménagement hydraulique de Carimaï – Loi de débitance globale (seuil et pertuis) en rouge et loi de débitance du seuil uniquement (pertuis obstrué) en bleu

Les résultats sont présentés ci-dessous pour les différents évènements considérés.



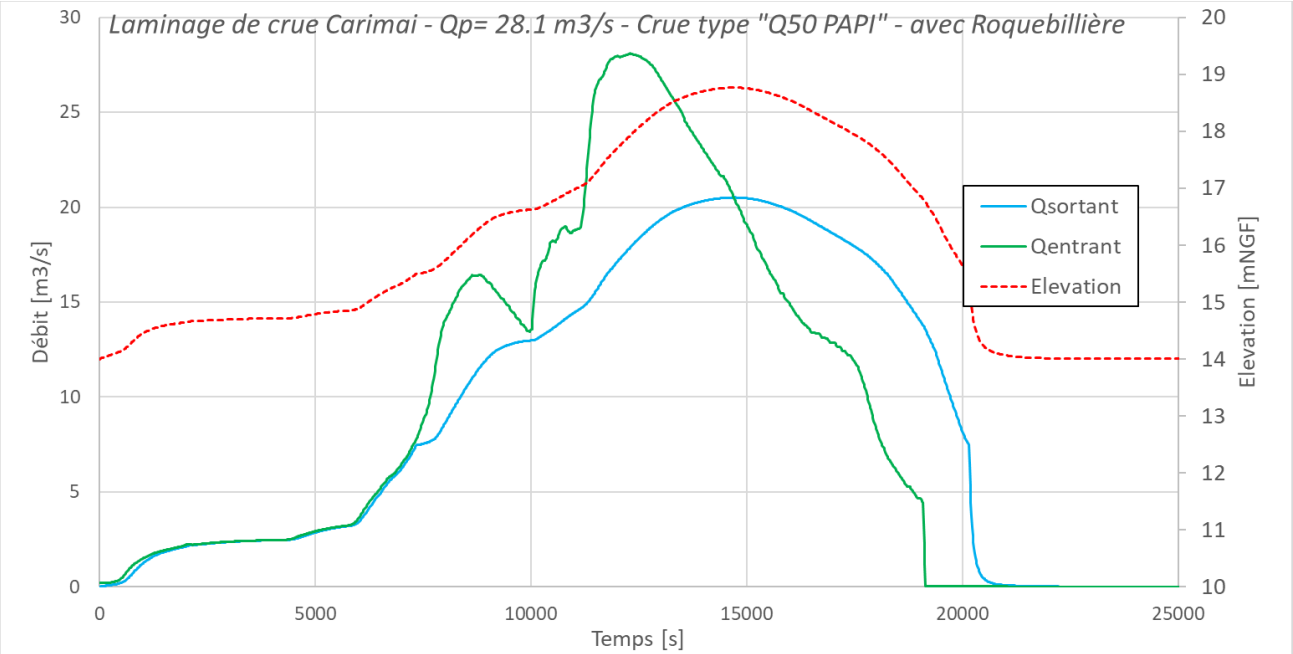
Crue	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Ecrêtement du débit de pointe	Sollicitation du déversoir	Charge sur déversoir
-	m^3/s	m^3/s	mNGF	-	-	m
Qp=13.5 m^3/s - Crue type "Q10 PAPI" avec Roquebillière	13.5	10.9	16.16	19%	NON	NC

Figure 4-9 : Résultat du laminage de crue – Qp=13.5 m^3/s – crue type « Q10 PAPI » avec Roquebillière



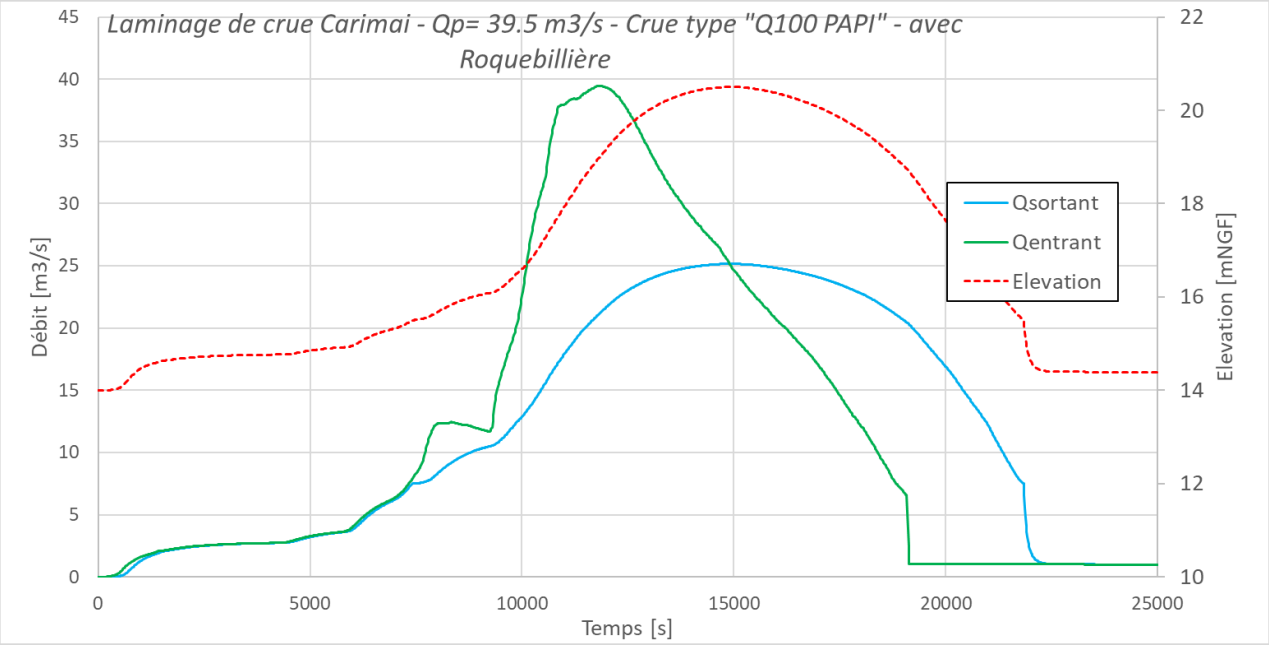
Crue	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Ecrêtement du débit de pointe	Sollicitation du déversoir	Charge sur déversoir
-	m^3/s	m^3/s	mNGF	-	-	m
Qp=21.2 m^3/s - Crue type "Q30 PAPI" avec Roquebillière	21.2	17.2	17.73	19%	NON	NC

Figure 4-10 : Résultat du laminage de crue – Qp=21.2 m^3/s – crue type « Q30 PAPI » avec Roquebillière



Crue	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Ecrêtement du débit de pointe	Sollicitation du déversoir	Charge sur déversoir
-	m^3/s	m^3/s	mNGF	-	-	m
Qp=28.1 m^3/s - Crue type "Q50 PAPI" avec Roquebillière	28.1	20.5	18.77	27%	NON	NC

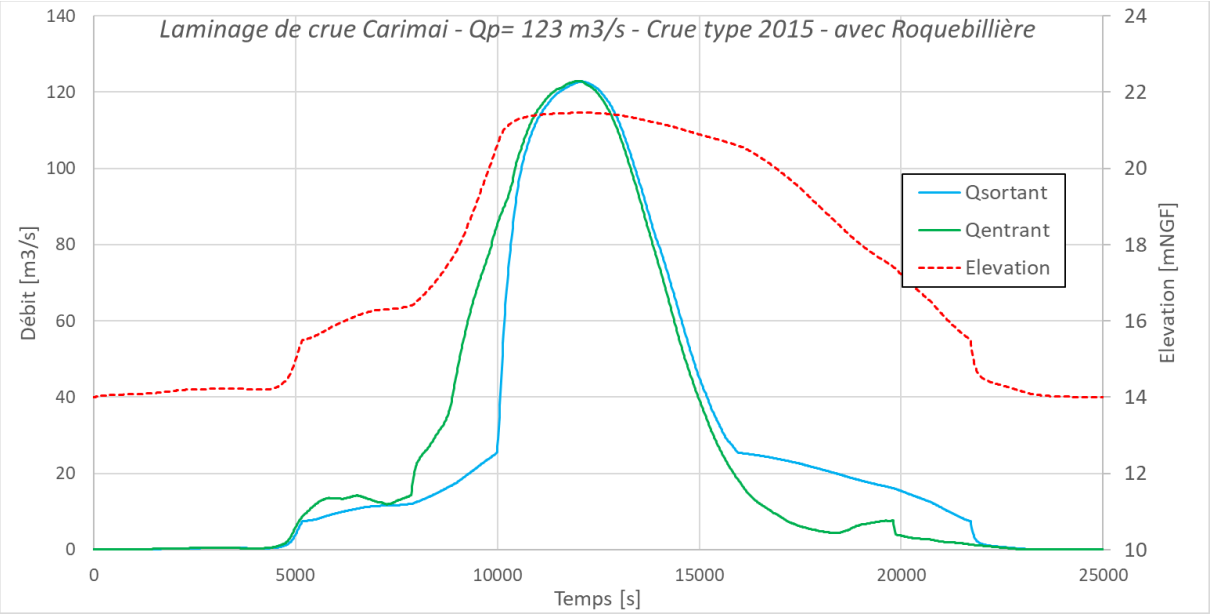
Figure 4-11 : Résultat du laminage de crue – Qp=28.1 m^3/s – crue type « Q50 PAPI » avec Roquebillière



Crue	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Ecrêtement du débit de pointe	Sollicitation du déversoir	Charge sur déversoir
-	m^3/s	m^3/s	mNGF	-	-	m
Qp=39.5 m^3/s - Crue type "Q100 PAPI" avec Roquebillière	39.5	25.2	20.51	36%	NON	NC

Figure 4-12 : Résultat du laminage de crue – Qp=39.5 m^3/s – crue type « Q100 PAPI » avec Roquebillière

Pour une crue de de 39.5 m^3/s, le temps de remplissage du bassin est d'environ 2h.



Crue	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Ecrêtement du débit de pointe	Sollicitation du déversoir	Charge sur déversoir
-	m^3/s	m^3/s	mNGF	-	-	m
Qp=123 m^3/s - Crue type 2015 avec Roquebillière	123.0	122.8	21.46	0%	OUI	0.86

Figure 4-13 : Résultat du laminage de crue – Qp=123 m^3/s – crue type 2015 avec Roquebillière

Pour une **crue type « Q100 PAPI »** avec prise en compte de la Roquebillière, le débit de pointe passe de 39.5 m^3/s en amont de l'ouvrage à 25.2 m^3/s avec un **écrêtement de 36% du débit de pointe.**

Pour une crue de l'ordre de **la crue de 2015**, le barrage est transparent et **n'a pas d'effet sur les débits de pointes.**

4.2.6 Tableau de synthèse du calcul de laminage

Tableau 13 : Tableau de synthèse des résultats du calcul de laminage du bassin de Carimaï – hydrogrammes issus de l'étude PAPI avec prise en compte de la Roquebillière

Crue	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Ecrêtement du débit de pointe	Sollicitation du déversoir	Charge sur déversoir
-	m^3/s	m^3/s	mNGF	-	-	m
Qp=13.5 m^3/s - Crue type "Q10 PAPI" avec Roquebillière	13.5	10.9	16.16	19%	NON	NC
Qp=21.2 m^3/s - Crue type "Q30 PAPI" avec Roquebillière	21.2	17.2	17.73	19%	NON	NC
Qp=28.1 m^3/s - Crue type "Q50 PAPI" avec Roquebillière	28.1	20.5	18.77	27%	NON	NC
Qp=39.5 m^3/s - Crue type "Q100 PAPI" avec Roquebillière	39.5	25.2	20.51	36%	NON	NC
Qp=123 m^3/s - Crue type 2015 avec Roquebillière	123.0	122.8	21.46	0%	OUI	0.86

5. DEFINITION DES PLUS HAUTES EAUX (PHE) DANS LA RETENUE DANS LE CADRE DE LA SECURISATION DU BARRAGE POUR LES CRUES EXCEPTIONNELLES ET EXTREMES

L'ouvrage est classé comme **barrage de classe C** au sens de l'article R214-112 du code de l'environnement, au regard de la présence des enjeux en aval.

A ce titre, l'ouvrage doit donc respecter les conditions suivantes en termes de sécurité :

- **Crue exceptionnelle** de période de retour **1 000 ans**
  - *cette crue permet de vérifier que la revanche est suffisante par rapport aux conditions de vents (cf. rapport AVP)*
- **Crue extrême** de période de retour **10 000 ans**
  - *La cote atteinte par cette crue ne doit être supérieure à la cote de danger de l'ouvrage*

Ce chapitre a pour objectif d'expliciter les éléments dimensionnant au regard de la sécurisation de l'ouvrage, c'est-à-dire les cotes PHE atteintes dans la retenue pour la crue millénale et pour la crue décamillénale.

5.1 Révision des débits de projet rares à extrêmes dans le cadre de la sécurisation du barrage pour les crues extrêmes et pour l'Etude de dangers

L'aménagement hydraulique de Carimaï étant également classé comme barrage de classe C, la stabilité de l'ouvrage doit être assurée pour une crue de danger de probabilité d'occurrence de 10^{-4} (soit une décamillénale) d'après l'arrêté du 06 aout 2018 fixant les prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages – Annexe I - Chapitre VIII, paragraphe 34.

Ce chapitre vise donc à définir le référentiel hydrologique pour la sécurisation du barrage et pour l'étude de dangers notamment dans le but de la définition de la situation extrême de crue décamillénale, pour laquelle le barrage doit permettre d'évacuer la crue vers l'aval sans mettre en péril la stabilité du barrage. Cette crue doit donc être estimée en prenant en compte les dernières données de pluie disponible sur le secteur. **Il est alors nécessaire de réinterroger l'hydrologie en intégrant la chronique des pluies de 1989 à 2021 (Station MF Cannes aéroport N° *06029001*), intégrant notamment les cumuls de la pluie du 3 octobre 2015.**

En effet, sur la base hydrologique existante il apparait :

- Que les statistiques de pluies à la station de Cannes aéroport issues du PPRi n'intègrent pas les données de la pluie de 2015. **La période de mesure à la station pour le PPRi était de 1973 à 2014 (donc une profondeur de données de 42 ans).**
- Que la crue de de 2015 présenterai un débit de pointe proche de la crue millénale sur base du PPRi, soit base IDF Cannes avant 2015. Cette crue millénale était obtenue par transformation pluie débit à partir de la statistique de pluie à la station (1972-2014), ce qui a tendance à engendrer une forte imprécision (diminution) sur les débits de pointes la crue Q1000. **Une estimation de la crue décamillénale sur cette base pourrait engendrer une sous-estimation de cette crue extrême.**

- Les hydrogrammes de crues définis dans le PAPI sont issue d'une modélisation et prennent en compte un laminage. Comparé à l'hydrologie issue du PPRi et aux résultats obtenus dans une hydrologie classiques, les débits de pointe et débits pseudo-spécifiques obtenus sont bien plus faibles. **Cette base hydrologique conduirait à caractériser la crue de 2015 comme une décamillénale,** qui n'est pas « concevable » pour dimensionner la sécurité d'un barrage de classe C, s'agissant d'un événement vécu.

Ainsi, le référentiel hydrologique de crue rares a extrêmes doit être mis à jour, au regard des événements passés et dans le cadre des objectifs de sécurisation du barrage.

La méthodologie utilisée est la suivante :

- Définition des pluies de projet – Construction de pluies kiefer de 4h à partir des données statistiques de pluies à la station Météo France de Cannes aéroport [1989-2021]. La statistique est issue de 31 ans de données et **intègre la pluie d'octobre 2015.**

- Utilisation du modèle hydrologique du PPRi pour la transformation pluie-débit (modèle SCS). Toutes les hypothèses relatives à la construction du modèle dans le cadre du PPRi sont conservées (méthode SCS, occupation du sol, imperméabilisation, pentes, temps de concentration, etc.). En effet les paramètres du modèle **sont calés sur la crue de 2015** et ce dernier donne des résultats très satisfaisants sur la Grande Frayère pour cette crue, très proche du débit estimé par la méthode Hymex ;

- La crue millénale est prise égale à 1.8*Q100 (selon ajustement Gumbel conforme à la méthode mis en œuvre pour les SHYREG débit) ;

- Utilisation de la méthode du Gradex pour la définition du débit de pointe de la crue décamillénale, à partir d'un pivot à Q1 000 ;

- Les hydrogrammes de crue sont obtenu à partir des résultats du modèle pluie-débit et par homothétie des débits de pointes pour les crues Q1 000 et Q10 000. L'aménagement hydraulique de Carimaï ne permet pas de laminer les crues à partir des crues de l'ordre de 60-70 m^3/s en pointe (crues inférieures à la crue de de 2015). **Pour ce type de crue il n'y aura donc aucun laminage de crue et donc aucun effet du volume de l'hydrogramme de crue choisi sur les cotes atteintes.**

5.1.1 Les pluies de projet

Les données statistiques de pluies à la station Météo France de Cannes aéroport [1989-2021], qui est issue de 31 ans de données et intègre la pluie d'octobre 2015 est utilisée pour définir les pluies de projet. Il s'agit des coefficients de Montana à la station calculés à partir d'un ajustement statistique. Ils sont utilisés ensuite pour construire les courbes HDF présentés dans le tableau suivant.

Les pluies de projet sont de type « Chicago », une méthode développée par Keifer et Chu (1957) qui permet d'obtenir une pluie mono-fréquentielle quelle que soit la durée choisie. La durée totale de la pluie choisie est de 4h, conforme à la taille du bassin versant et cohérente avec l'événement d'octobre 2015.

Les hauteurs d'eau résultant sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 14 : Cumuls en fonction de la durée de pluie et de l'occurrence correspondante à la station de Cannes –Cannes aéroport [1989-2021]

Durée [min]	6	30	60	90	120	180	240
Occurrence [ans]	Cumuls [mm]						
5	*13*	*33*	*50*	*56*	*62*	*71*	*79*
10	*15*	*39*	*59*	*67*	*75*	*87*	*96*
20	*16*	*44*	*68*	*78*	*87*	*101*	*113*
30	*17*	*47*	*72*	*84*	*94*	*110*	*123*
50	*18*	*50*	*78*	*91*	*103*	*122*	*137*
100	*19*	*55*	*85*	*101*	*115*	*138*	*157*

La comparaison entre les cumuls mesurés à la station de Cannes pour la pluie du 3 Octobre 2015 et la statistique de pluie ainsi définie, montre que la pluie de 2015 reste significativement supérieure à la pluie centennale pour une durée de pluie de 2h.

La période de retour de la pluie de 2015 avec cette statistique pour une durée de 2h est de 2 700 ans ce qui est significativement plus faible que celle estimée dans le PPRi (30 000 ans base IDF Cannes de 1972 - 2014) mais reste témoin du caractère exceptionnel de cette pluie.

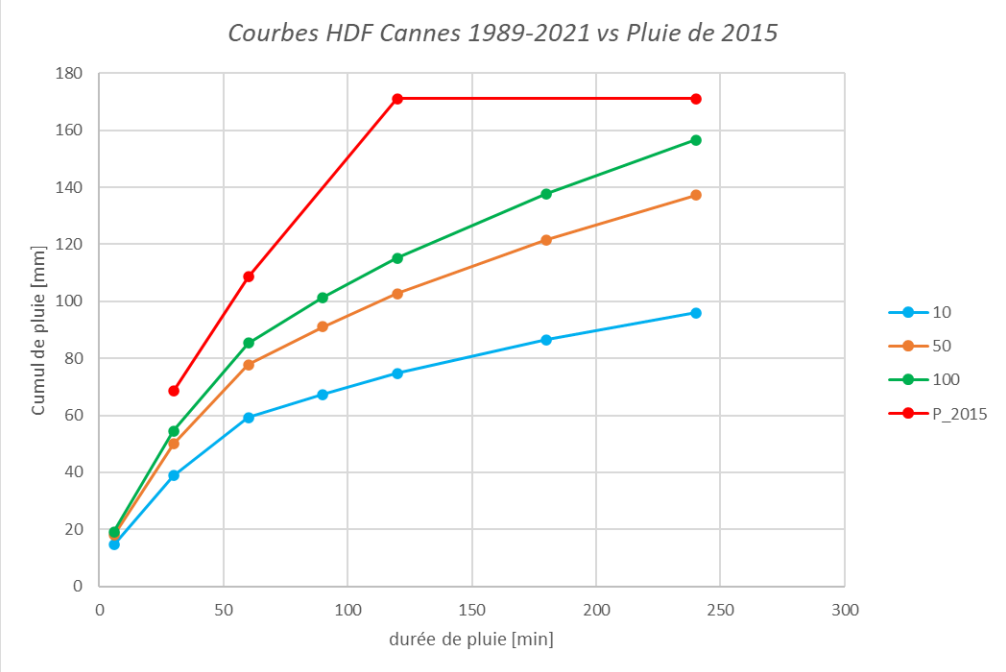


Figure 5-1 : Comparaisons des cumuls de pluie statistique et octobre 2015 – Station de Cannes aéroport [1989-2021]

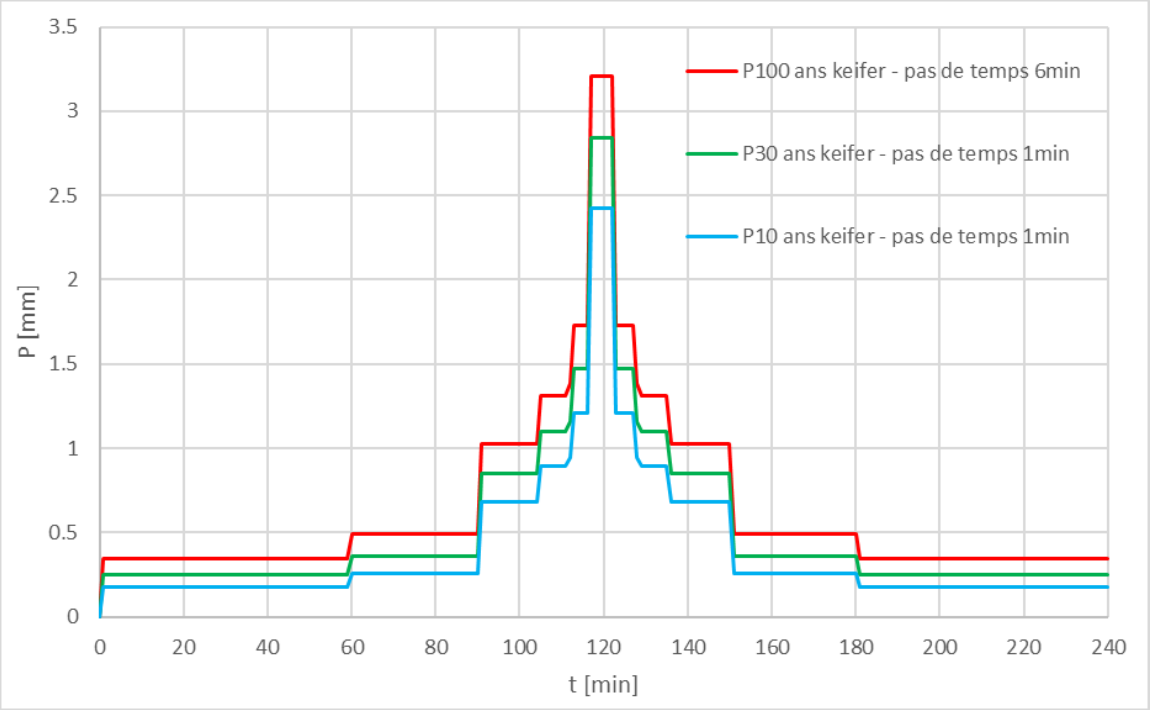


Figure 5-2 : Pluies de projet type Kiefer – Quantiles de pluie Cannes aéroport [1989-2021]

5.1.2 Particularité sur la géologie du bassin versant

La méthode Shyreg identifie le bassin versant comme en grande partie karstique.

La cartographie géologique du bassin versant de la Grande Frayère montre en effet que le sous-sol est en partie de nature karstique, principalement des *Muschelkalk supérieur dolomitique et Keuper Marnes lie de vin Dolomies blanches*.

Les propriétés des roches karstiques favorisent les échanges surface/souterrain et engendrent des processus hydrologiques spécifiques lors des crues : infiltration rapide, mobilisation d'eau souterraine, écoulements souterrains interbassins. Les bassins karstiques ont donc des réponses hydrologiques complexes, difficiles à quantifier et à prévoir.

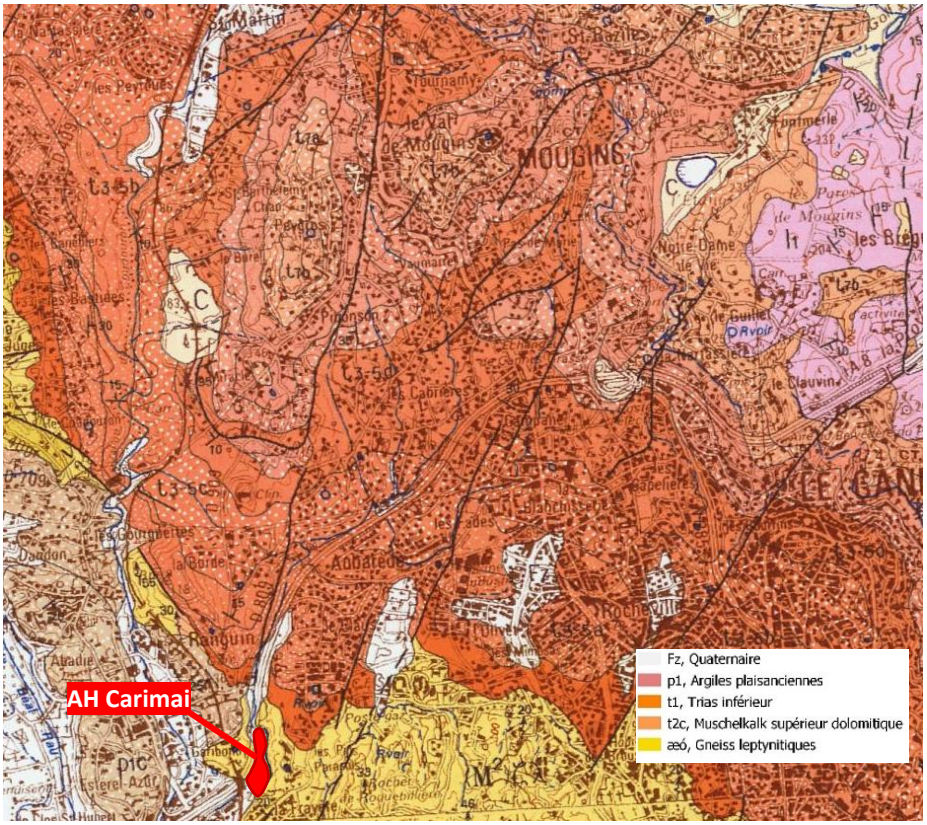


Figure 5-3 : Cartographie géologique imprimé 1/50 000 au droit de la Grande Frayère – infoterre BRGM

La présence du karst peut influencer l'hydrologie de plusieurs manières :

- Par une atténuation des pics de crue – ou en tout cas, des premiers pics lors des crues multi-pics – lorsque l'épisode se produit en condition de karst sous-saturé ;
- Par une contribution d'eau souterraine d'origine karstique et/ou de ruissellement sur karst saturé (refus à l'infiltration).

La nature karstique du bassin versant est donc **source d'incertitude** dans la détermination des débits de projet avec les méthodes classiques et devra amener à nuancer les résultats obtenus, **notamment pour les petites occurrences.**

Pour ce type de bassins versants karstiques, les **ratio Q100/Q10 pour des bassins versant karstiques peuvent atteindre 4 voir plus, et donc être bien supérieur au ratio des pluies** (ici à titre d'illustration, le ratio P100/P10 pour une durée de 2 h n'est que de 1.5).

5.1.3 La transformation pluie-débit

Le modèle hydrologique de la Frayère construit dans le cadre du PPRi ainsi que tous ses paramètres est réutilisé. Les paramètres du modèle sont calés sur la crue de 2015 et ce dernier donne des résultats très satisfaisants sur la Grande Frayère pour cette crue, très proche du débit estimé par la méthode Hymex.

Les paramètres du modèle sont présentés dans le tableau suivant :

A noter que le bassin versant 2.1 a son exutoire au droit du franchissement de l'autoroute A8, légèrement en amont de l'aménagement de Carimaï (8.8km²) et les résultats débits de pointes sont donc étendu au bassin versant intercepté par l'aménagement hydraulique à partir d'un ratio de Meyer avec un exposant de 0.8 dans la suite (9.1 km²).

Tableau 15 : Caractéristiques des bassins-versants de la Frayère

FRAYERE							
Code BV	Cours d'eau	Surface (km²)	Longueur (m)	Pente (%)	Tc (min)	Classe sol	Curve Number
1.1	Petite Frayère	12.1	8090	4%	109	B	76
1.2	Petite Frayère	0.5	1300	4%	22	B	83
2.1	**Grande Frayère**	**8.8**	**7270**	**3%**	**109**	**B**	**81**
2.2	Grande Frayère	0.7	1830	5%	24	B	71

Les résultats obtenus par la transformation pluie-débit sont les suivants :

Tableau 16 : Résultats de la modélisation su le bassin versant de la Grande Frayère – BV 2.1

Surface [km²]	**8.8**				
BV 2.1 Grande Frayère	Débit de pointe	Pseudo-spécifique	Lame d'eau précipitée	Lame d'eau Ruisselée	Cr équivalent
	m^3/s	$m^3/s/km^{1.6}$	mm	mm	-
10 ans	*58*	*10.1*	*96*	*49*	*0.51*
30 ans	*83*	*14.6*	*124*	*74*	*0.60*
100 ans	112	19.6	157	104	0.66
Crue 2015 (Calage du modèle hydrologique)	116.5	20.4	154	100	0.65

Pour les occurrences faibles à moyennes, les estimations hydrologiques par modélisation pluie-débits sont imprécises du fait :

- *du calage du modèle pluie débit sur un seul événement de probabilité d'occurrence faible (> 100 ans soit Octobre 2015) ;*
- *de l'absence de station de mesure permettant de caler sur plusieurs gammes de débits ;*
- *du caractère karstique du bassin versant influençant fortement la réaction pluies - débits par atténuations / contributions dépendant des cumuls précipités et des conditions initiales du karst.*

Nous rappelons également ici que le transfert des hydrogrammes depuis l'amont du bassin versant ne sont pas pris en compte contrairement aux hydrogrammes PAPI 2020.

La crue millénale est obtenue à partir du débit de pointe de la crue centennale : Q1000 = 1.8*Q100, puis le débit de pointe de la crue décamillénale est obtenue par la méthode du Gradex :

- Calcul du Gradex des pluies pour une pluie de durée de 2h sur l'ajustement statistique de la station de Cannes aéroport [1989-2021] ;
- Calcul du coefficient de forme à partir de l'hydrogramme de la crue de 2015 ;
- Calcul du Gradex débit et détermination du débit Q10 000 à partir de la Q1000=1.8*Q100.

A noter que cette méthode choisie est maximisante par rapport à l'application d'un Gradex débit sur un pivot Q100 pour déterminer à la fois Q1000 et Q10 000.

Tableau 17 : Débits de pointe et pseudo-spécifique obtenus pour les crues Q100, Q1 000 et Q10 000 - bassin versant de la Grande Frayère au droit de l'aménagent hydraulique de Carimaï

Surface BV [km²]	9.1	
Occurrence	**Débit de pointe**	**Débit pseudo-spécifique**
-	m^3/s	$m^3/s/km^{1.6}$
100 ans	115	19.6
1000 ans - 1.8*Q100	207	35.3
10 000 ans - Gradex débit	268	45.8

En complément à cette analyse pluie-débit, il est utile de mettre en perspective ces résultats avec les chroniques d'événements passé.

Le tronçon de la Grande Frayère en aval de la voie SNCF à une capacité de l'ordre de 25 m^3/s et les historiques de débordements sur ce tronçon sont peu nombreux : en effet, mis à part les débordements observés lors de la crue de 2015, il n'y a pas d'autre débordements observés sur la Grande Frayère d'après les approches historiques réalisé dans le cadre des dossiers PAPI et PPRi.

Cela pourrait indiquer un effet seuil entre les débits courants et moyen et les crues plus rares, caractéristiques de bassins karstiques.

Pour rappel, cet effet seuil sur les débits observés entre les crues courantes et les crues extrêmes recoupent les remarques suivantes :

- Tout d'abord le modèle hydrologique est calé sur les observations faites lors de la crue de 2015 qui est une crue rare proche de la crue centennale et donc les résultats issus de ce modèle pourrait avoir tendance **à surestimer les débits issus de pluies plus fréquentes** (surestimation du coefficient de ruissellement équivalent pour les pluies faibles et moyennes) ;
- Ensuite, comme décrit plus haut, le bassin versant de la Grande Frayère est en grande partie karstique ce qui signifie que le fonctionnement réel du bassin versant pourrait être le suivant : Une bonne capacité d'infiltration pour les petites à moyennes pluies, ce qui a pour effet de largement réduire la réponse du bassin versant pour ces crues, puis les karsts se saturent pour les pluies plus importantes et le ruissellement devient très important par refus à l'infiltration dès que le karst est saturé. Le retour d'expérience montre que sur des bassins versants karstiques, le rapport Q100/Q10 peut être très variable et peut atteindre des

valeurs de 4 à 5 alors le ratio maximum pour la transformation pluie débit non karstique est de l'ordre de 1.5 à 2.

Ainsi, même s'il existe des incertitudes sur les débits des crues courante à moyenne, la méthode utilisée, qui bénéficie d'un calage sur une crue observée sur la Grande Frayère et qui prend en compte les dernières statistiques de pluies, permet de définir une **de manière satisfaisante les débits des crues rare à extrême**.

Pour les crues plus faibles, au regard : de l'absence de donnée sur le bassin versant, de sa nature karstique et de l'absence de retour d'expérience sur ce type de crue, il n'y a aucune méthode qui permet de définir avec satisfaction l'hydrologie des crues courantes à moyennes sur la Grande Frayère.

Ainsi, les débits de projets retenus pour la sécurisation du barrage sont les suivants :

Tableau 18 : Débits de pointe et débits pseudo-spécifiques retenus – Au droit de l'aménagement hydraulique de Carimaï

Surface BV [km²]	9.1	
Occurrence	**Débit de pointe**	**Débit pseudo-spécifique**
-	m³/s	m³/s/km$^{1.6}$
100 ans	115	19.6
1000 ans - 1.8*Q100	207	35.3
10 000 ans - Gradex débit	268	45.8
Crue 2015 (estimée Hymex)	116	19.9

5.1.4 Synthèse des débits de projet retenus

Tableau 19 : Récapitulatif des débits de pointe, volumes et débits pseudo-spécifiques retenus dans le cadre de l'Etude de Dangers et de la sécurisation du barrage pour les crues extrêmes

	Crue de 2015	Q10 000	Q1 000	Q100
Qp – débit de pointe [m³/s]	116	268	207	115
Volume [m³]	872 000	2 190 000	1 691 000	940 000
Lame d'eau ruisselée [mm]	96	240	186	103
Qpseudo-spé [m³/s/km²]	19.9	45.8	35.3	19.6

A noter que le volume de l'hydrogramme choisi n'a pas d'incidence sur le débit de pointe du déversoir et donc sur les PHE atteinte.

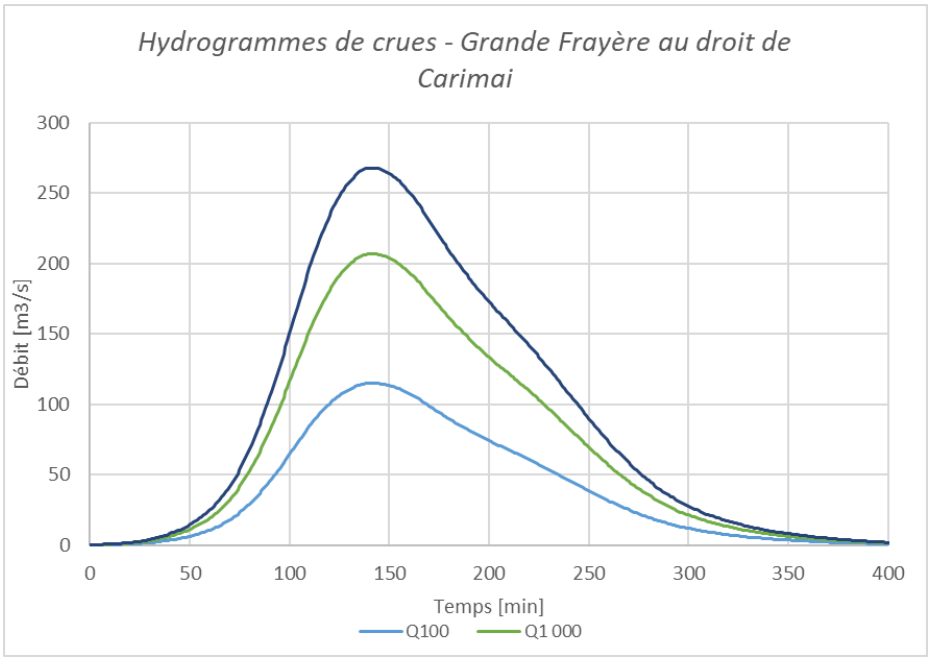


Figure 5-4 : Hydrogrammes de crues retenues dans le cadre de l'Etude de Dangers et de la sécurisation du barrage pour les crues extrêmes – Grande Frayère au droit de l'aménagement hydraulique de Carimaï

5.2 Prise en compte de la Roquebillière pour le calcul des PHE (cote exceptionnelle et cote de danger)

Le bassin de Carimaï doit être dimensionné en prenant en compte le potentiel future délestage de la Roquebillière. Les hydrogrammes Q10 000 et Q1 000 sont donc ajusté pour prendre en compte ces apports.

L'objectif d'interception du délestage depuis le bassin versant de la Roquebillière est au maximum de 13.5 m^3/s d'après l'étude de délestage de la Roquebillière (SAFEGE – 2021).

L'aménagement devra prendre en compte une prise d'eau sur la Roquebillière qui viendra limiter le débit de pointe à 13.5 m^3/s au maximum. A noter qu'il est prévu que l'aménagement intègre un dispositif de régulation en amont pour limiter le débit envoyé vers la Grande Frayère lors de la mise en charge du barrage.

Par sécurité, le potentiel futur délestage de la Roquebillière est pris en compte le calcul des PHE et cote de danger de l'aménagement hydraulique par une somme arithmétique de 13.5 m^3/s du débit de pointe dans la Grande Frayère (hypothèse conservative vis-à-vis de la somme des hydrogrammes).

Ainsi, avec prise en compte de la Roquebillière, les débits de pointes pour le calcul des PHE et cote de danger deviennent donc :

Tableau 20 : Récapitulatif des débits de pointe pour le calcul des PHE, avec prise en compte de la Roquebillière

	Q10 000	Q1 000
Qp – débit de pointe [m^3/s] sans Roquebillière	268	207
Qp – débit de pointe [m^3/s] avec QpRoquebillière=13.5 m^3/s	281.5	220.5

5.3 Détermination de la courbe de débitance de l'évacuateur de crues

Pour ce qui est de l'évacuation des crues par l'organe évacuateur de crues, seul le déversoir est pris en compte dans la courbe de débitance et le pertuis en fond est considéré comme obstrué. La courbe de débitance du déversoir a été déterminée dans le chapitre 4.2.3, à partir :

- D'une équation de seuil épais avec un coefficient de Bazin de 0.385 – cote du déversoir 20.60 mNGF ;
- D'un calcul d'un coefficient de submersion de Hager à partir d'une condition aval pour le fonctionnement noyé du seuil.

La courbe de débitance est présentée ci-dessous :

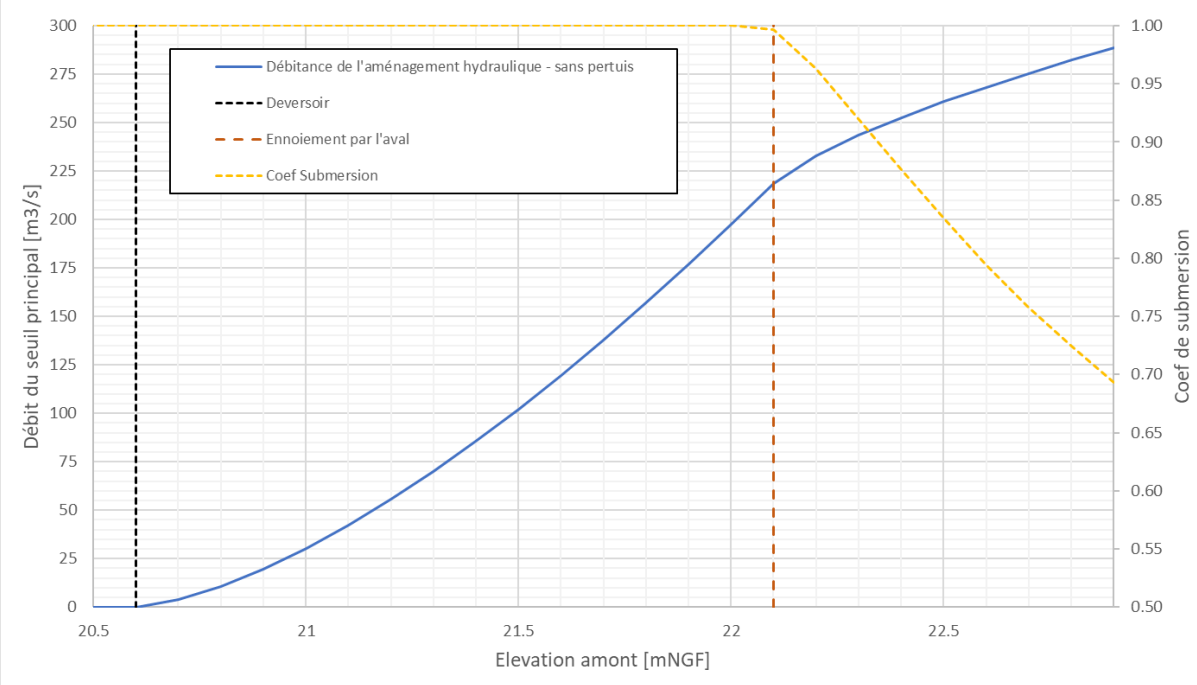


Figure 5-5 : Loi de débitance de l'aménagement hydraulique - sans pertuis de fond

5.4 Détermination des PHE (crue exceptionnelle) et cote de danger (crue extrême)

L'ouvrage est classé comme **barrage de classe** C au sens de l'article R214-112 du code de l'environnement, au regard de la présence des enjeux en aval.

A ce titre, l'ouvrage doit donc respecter les conditions suivantes en termes de sécurité :

- **Crue exceptionnelle** de période de retour **1 000 ans**
  - *cette crue permet de vérifier que la revanche est suffisante par rapport aux conditions de vents (cf. rapport AVP)*
- **Crue extrême** de période de retour **10 000 ans**
  - *La cote atteinte par cette crue ne doit être supérieure à la cote de danger de l'ouvrage*

Ce paragraphe permet d'expliciter les éléments dimensionnant au regard de la sécurisation de l'ouvrage, c'est-à-dire les cotes PHE atteintes dans la retenue pour la crue millénale et pour la crue décamillénale.

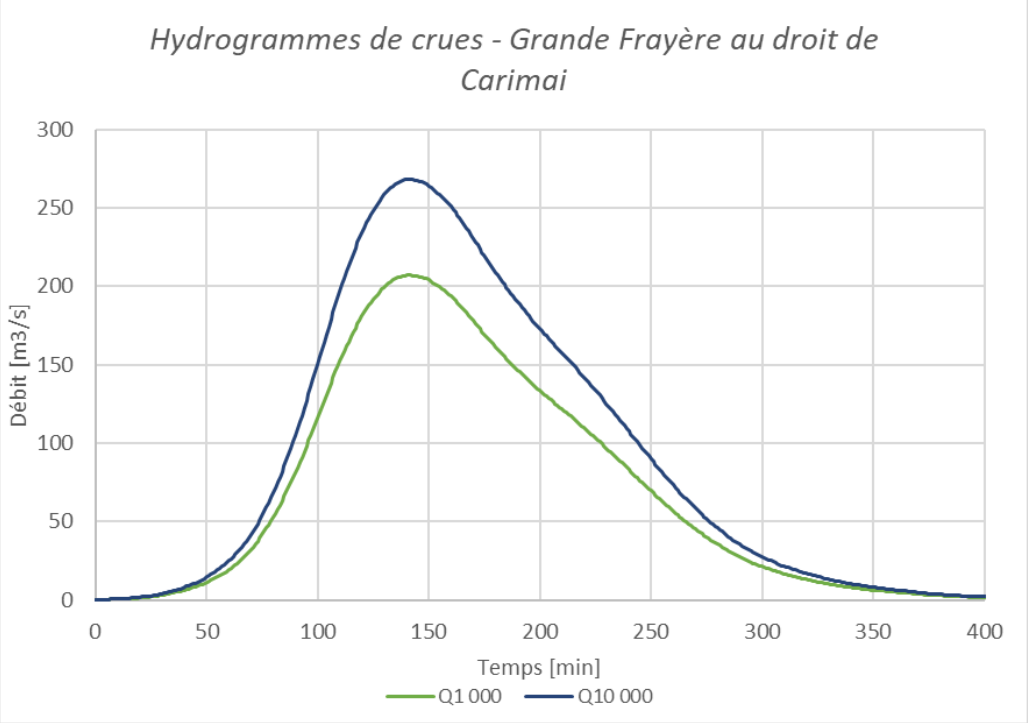


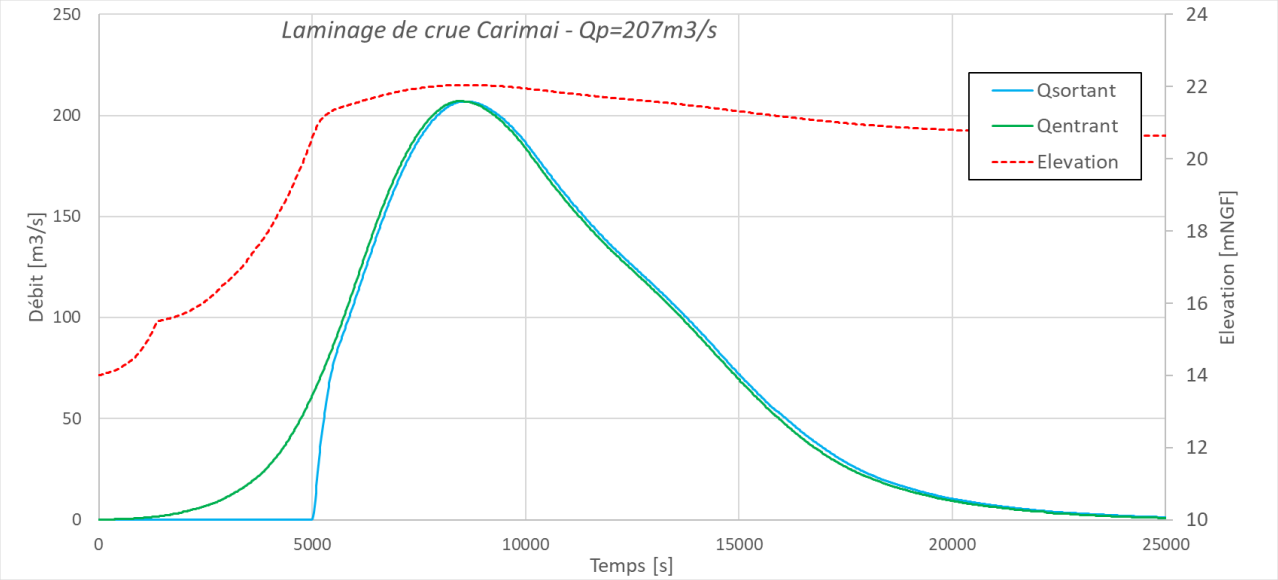
Figure 5-6 : Hydrogrammes de crues retenues dans le cadre de la sécurisation de l'ouvrage – Grande Frayère au droit de l'aménagement hydraulique de Carimaï

Les cotes d'eau atteintes dans la retenue pour ces deux crues sont donc déterminées dans ce chapitre à l'aide d'un calcul de laminage prenant en compte la loi hauteur volume du barrage et la courbe de débitance du déversoir **sans pertuis de fond.**

Pour de telle crue, l'ouvrage est quasi transparent et l'effet du laminage est nul (« insignifiant »).

Les résultats sont présentés dans les figures ci-après :

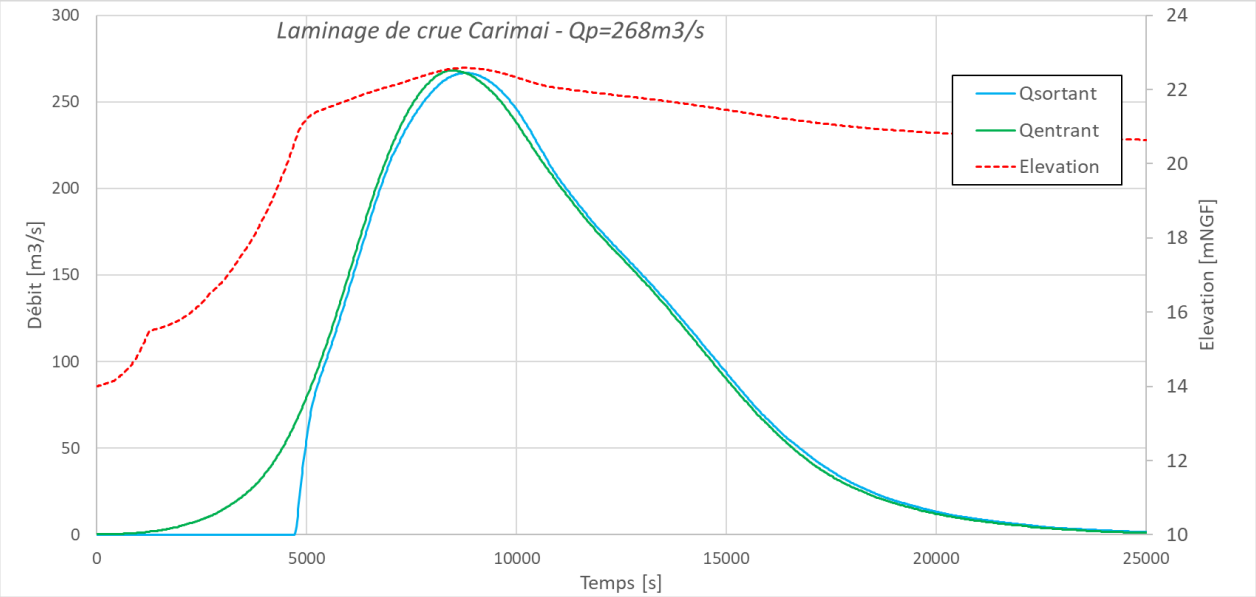
Qp=207 m³/s – crue type Q1 000



T	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Sollicitation du déversoir	Ouvrage de sortie	Charge sur déversoir
ans	m³/s	m³/s	mNGF	-	-	m
Qp= 207 m3/s - crue type Q1 000	207.0	206.9	22.04	OUI	NON	1.44

Figure 5-7 : Résultat du calcul laminage de crue – Qp=207 m³/s – crue Q1 000

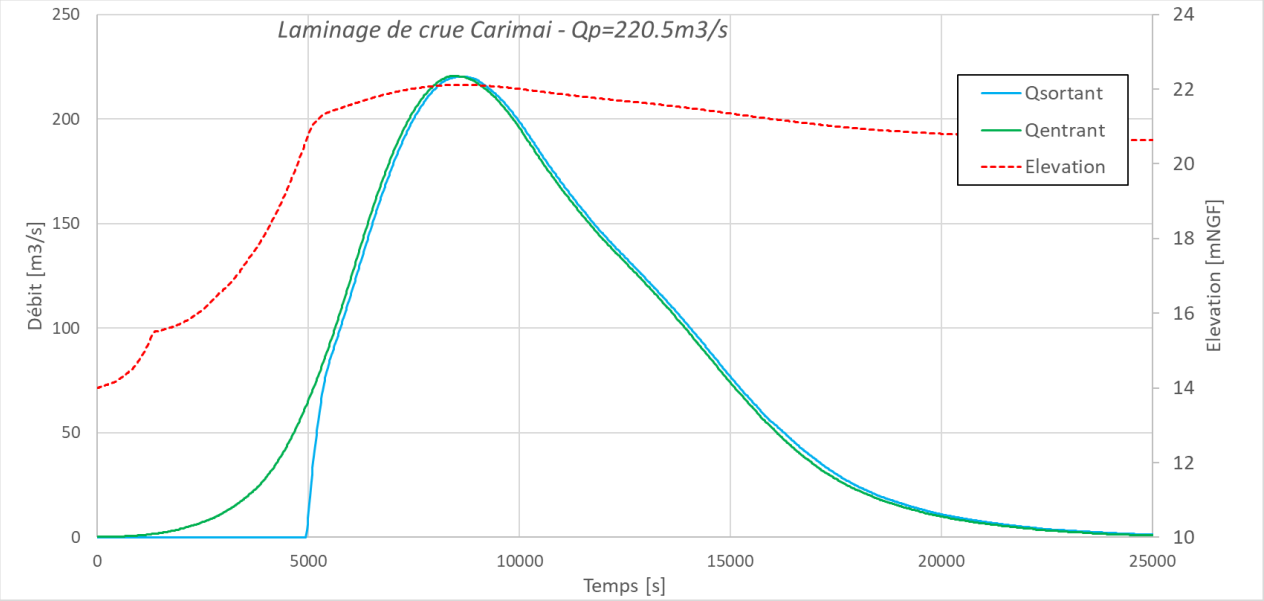
Qp=268 m³/s – crue type Q10 000



T	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Sollicitation du déversoir	Ouvrage de sortie	Charge sur déversoir
ans	m³/s	m³/s	mNGF	-	-	m
Qp=268 m3/s – crue type Q10 000	268.0	266.6	22.58	OUI	NON	1.98

Figure 5-8 : Résultat du calcul laminage de crue – Qp=268.0 m³/s – crue Q10 000

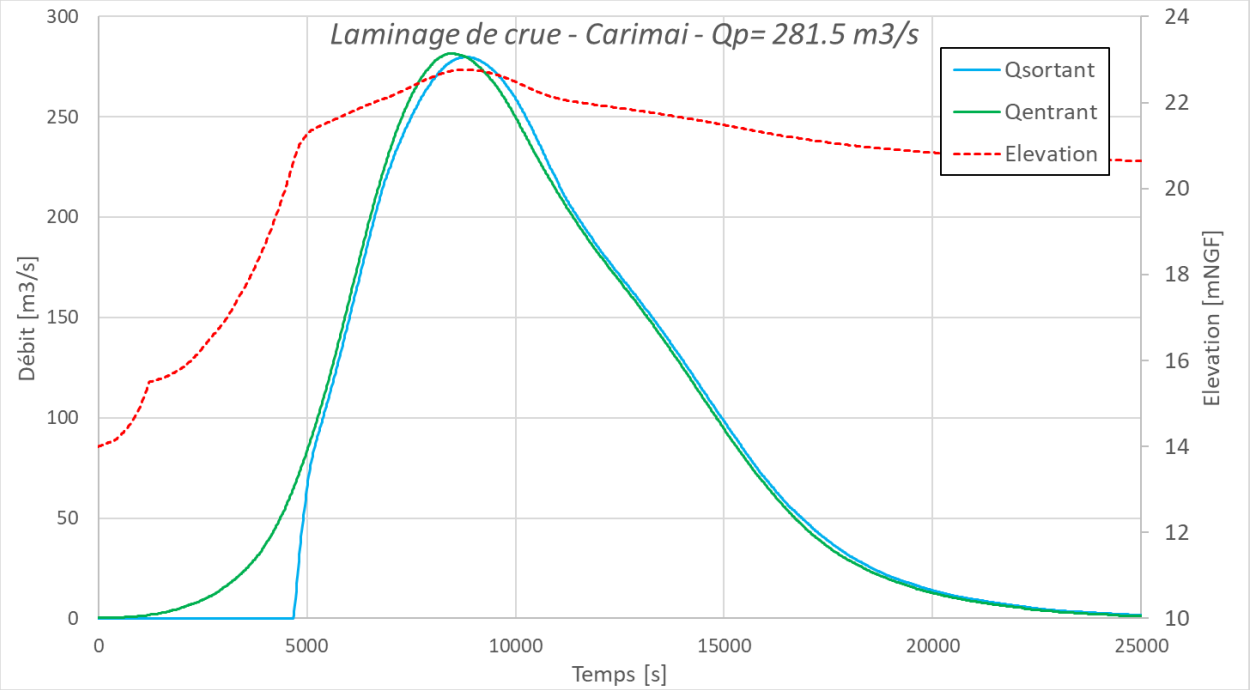
- **Qp=220.5 m³/s – crue type Q1 000 avec prise en compte des apports Roquebillière (13.5 m³/s)**



T	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Sollicitation du déversoir	Ouvrage de sortie	Charge sur déversoir
ans	m³/s	m³/s	mNGF	-	-	m
Qp= 220.5 m3/s - crue type Q1 000 avec Roquebillière (13.5 m³/s)	220.5	220.2	22.11	OUI	NON	1.51

Figure 5-9 : Résultat du calcul laminage de crue – Qp=220.5 m³/s – crue Q1 000 avec Roquebillière

- **Qp=281.5 m³/s – crue type Q10 000 avec prise en compte des apports Roquebillière (13.5 m³/s)**



T	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Sollicitation du déversoir	Ouvrage de sortie	Charge sur déversoir
ans	m³/s	m³/s	mNGF	-	-	m
Qp= 281.5 m3/s - crue type Q10 000 avec Roquebillière (13.5 m³/s)	281.5	279.8	22.76	OUI	NON	2.16

Figure 5-10 : Résultat du calcul laminage de crue – Qp=281.5 m³/s – crue Q10 000 avec Roquebillière

Tableau 21 : Récapitulatif des résultats pour le calcul des PHE – Q1 000 ; Q10 000 – avec et sans prise en compte des apports Roquebillière

T	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Sollicitation du déversoir	Ouvrage de sortie	Charge sur déversoir
ans	m³/s	m³/s	mNGF	-	-	m
Qp= 207 m3/s - crue Q1 000	*207.0*	*206.9*	*22.04*	*OUI*	*NON*	*1.44*
Qp=268 m3/s – crue Q10 000	*268.0*	*266.6*	*22.58*	*OUI*	*NON*	*1.98*
Qp= 220.5 m3/s - crue Q1 000 avec Roquebillière (13.5 m³/s)	220.5	220.2	22.11	OUI	NON	1.51
Qp= 281.5 m3/s - crue Q10 000 avec Roquebillière (13.5 m³/s)	281.5	279.8	22.76	OUI	NON	2.16

Ainsi les cotes PHE et de danger atteintes dans la retenue sont :

- *Situation exceptionnelle de crue : Q1 000 Grande Frayère sans futur apports de la Roquebillière – Cote PHE (pour vérifications des revanches nécessaires pour les vagues dues aux vents) atteinte dans la retenue : 22.04 mNGF*
- *Situation extrême de crue : Q10 000 Grande Frayère sans futur apports de la Roquebillière – Cote de la crue extrême : 22.58 mNGF*
- Situation exceptionnelle de crue Q1 000 Grande Frayère avec prise en compte des potentiels futurs apports de la Roquebillière (13.5 m³/s) – Cote PHE (pour vérifications des revanches nécessaires pour les vagues dues aux vents) atteinte dans la retenue : **22.11 mNGF**
- Situation extrême de crue : Q10 000 Grande Frayère avec prise en compte des potentiels futurs apports de la Roquebillière (13.5 m³/s) – Cote de la crue extrême : **22.76 mNGF**

A noter que pour ces crues exceptionnelles et extrêmes, l'ennoiement par l'aval est significatif et la différence de charge à travers l'ouvrage est de l'ordre 1.5m pour Q1 000 et de 0.7m pour Q10 000. Le coursier est totalement ennoyé et il n'y a donc pas de sujet de dissipation d'énergie à travers l'ouvrage. Les niveaux atteints sont sans prise en compte du pertuis de fond, seuls les organes d'évacuation des crues sont considérés.

5.5 Mise à jour des performances de l'ouvrage sur base de l'hydrologie révisée

Dans ce chapitre, les performances d'écrêtement de l'ouvrage sont calculées à partir des hydrogrammes révisés pour la crue centennale. Les hydrogrammes SCS unitaires définis précédemment sont recalés en pointe par homothétie.

Trois événements sont considérés ; l'optimum d'écrêtement à 38.5 m³/s en pointe, un évènement inférieur à l'optimum à 30 m³/s en pointe et un évènement dépassant l'optimum d'écrêtement à 45 m³/s en pointe.

Optimum d'écrêtement à 38.5 m³/s en pointe

L'écrêtement est maximum pour un hydrogramme en entrée de débit de pointe de l'ordre de 38.5 m³/s et de volume de l'ordre de 287 000 m³ (selon hydrogramme SCS).

Crue	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Ecrêtement du débit de pointe	Sollicitation du déversoir	Charge sur déversoir
-	m³/s	m³/s	mNGF	-	-	m
Qp= 38.5 m³/s	38.5	25.3	20.57	34%	NON	NC

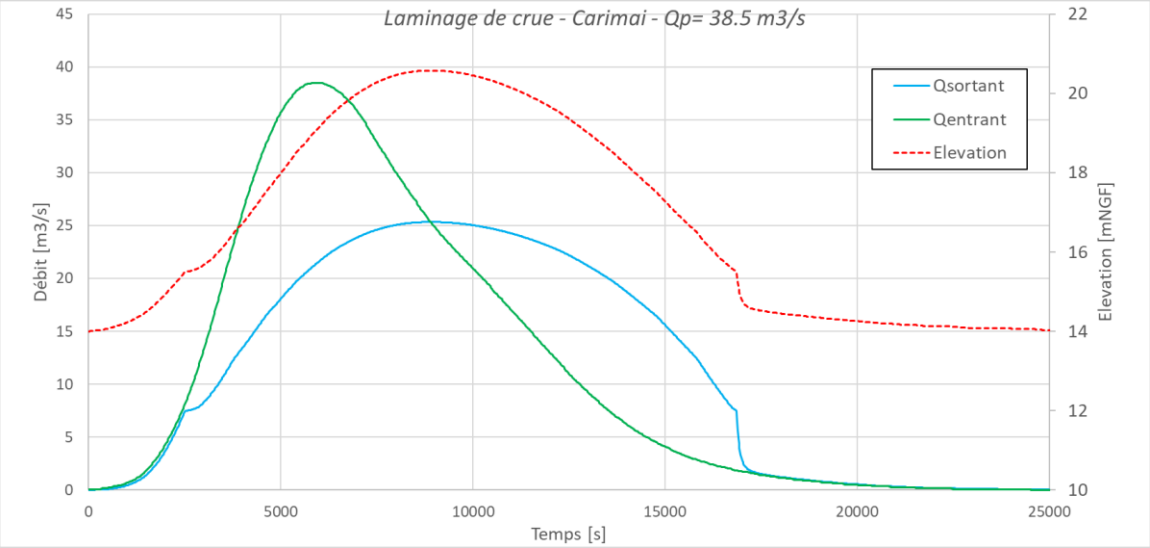


Figure 5-11 : Scénario 1 : Laminage de fonctionnement nominal en condition normale pour une crue type Qp= 38.5 m³/s

La retenue est remplie au bout d'environ 1h40 après le début de la mise en charge de l'ouvrage de sortie et environ 2h10 après le début de la montée de la crue.

Evènement inférieur à l'optimum d'écrêtement :

Fonctionnement : Qp= 30 m³/s – Volume de 224 000 m³

Crue	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Ecrêtement du débit de pointe	Sollicitation du déversoir	Charge sur déversoir	Revanche/crête
-	m³/s	m³/s	mNGF	-	-	m	m
Qp= 30 m³/s	30.0	21.6	19.14	28%	NON	NC	3.66

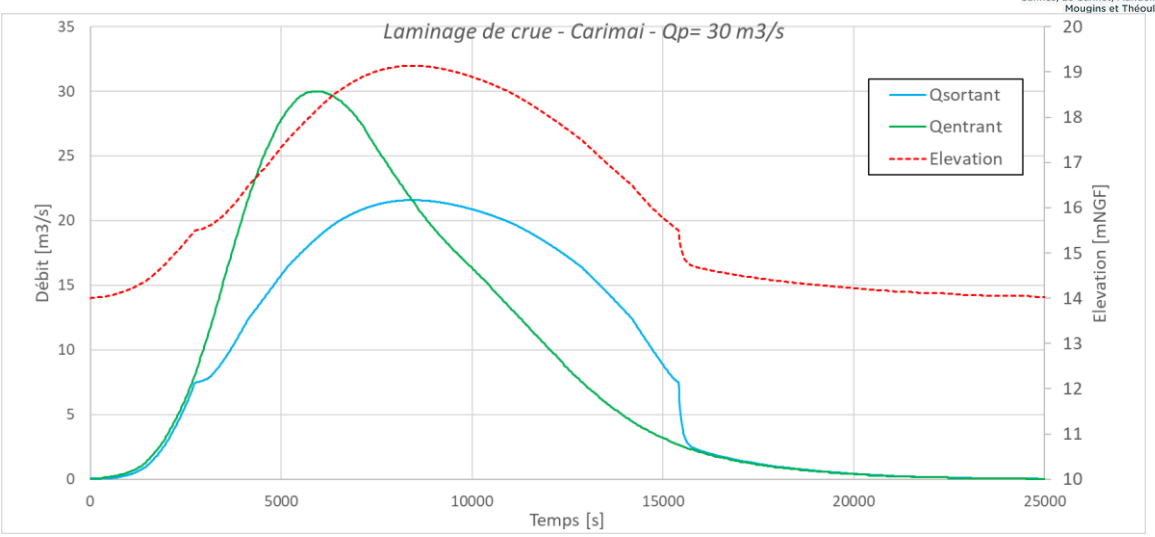


Figure 5-12 : Laminage en condition normale pour une crue type Qp= 30 m³/s

- Evènement supérieur à l'optimum d'écrêtement :

Fonctionnement crue Qp= 45 m³/s – Volume de 436 000 m³

Crue	Débit max entrant	Débit max sortant	Elévation maximale dans la retenue	Ecrêtement du débit de pointe	Sollicitation du déversoir	Charge sur déversoir	Revanche/crête
-	m³/s	m³/s	mNGF	-	-	m	m
Qp= 45 m³/s	45.0	39.4	20.83	12%	OUI	0.23	1.97

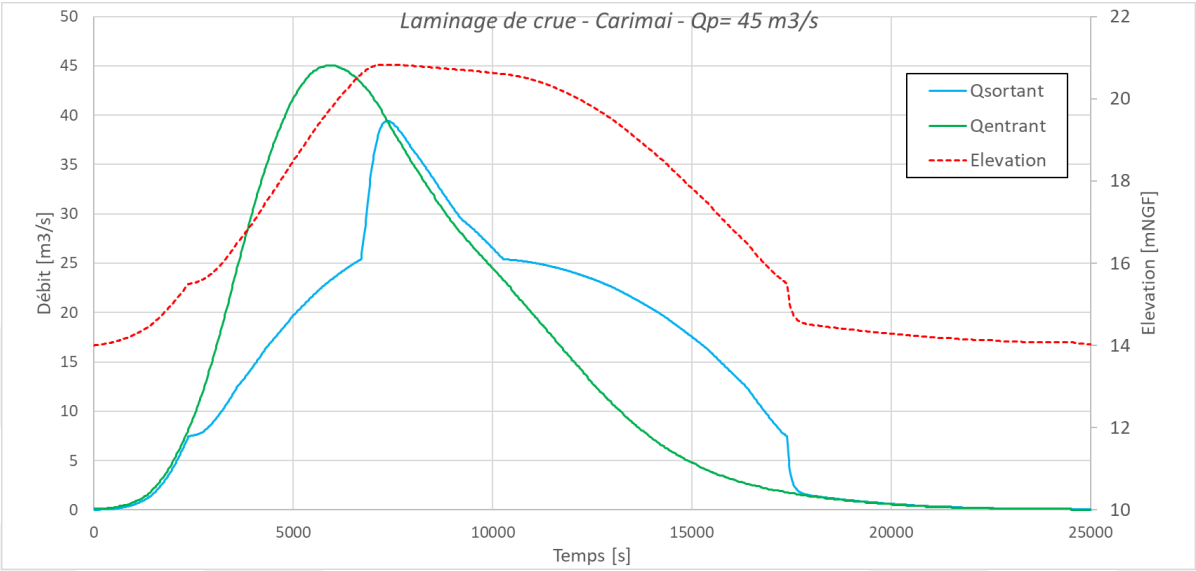


Figure 5-13 : Laminage en condition normale pour une crue type Qp= 45 m³/s

6. FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE PROJETE DU SECTEUR ET COMPARAISON AVEC L'ETAT ACTUEL

L'objectif de ce chapitre est de comparer les conditions d'ennoiement des talus SNCF et du mur ESCOTA en état projet et en état actuel.

Pour cela il faut comparer une situation où, des débordements sont susceptibles de se produire à partir du bassin de dissipation en pied du barrage - **avec un éventuel laminage du barrage** - et de comparer cette situation aux débordements obtenus avec une situation actuelle donc **sans laminage.**

Dans un premier temps, la condition d'ennoiement aval imposée par l'ouvrage de franchissement SNCF est déterminée à partir du calcul 1D présenté dans le chapitre 2.

La loi hauteur-débit ainsi déterminée est la suivante :

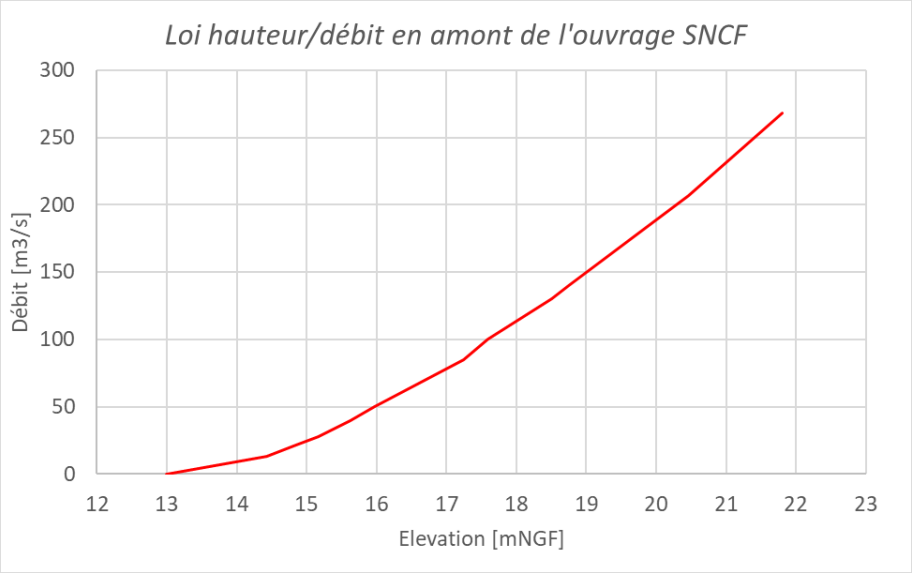


Figure 6-1 : Loi de débitance en amont de l'ouvrage SNCF

Basé sur l'analyse de la topographie, il est estimé que le talus de la rive gauche est ennoyé à partir de 16.5 mNGF à 16.7 mNGF et que le talus sur la rive droite est ennoyé à partir de 16.8 mNGF à 17.0 mNGF.

La figure suivante permet d'observer la topographie du secteur à partir du MNT autour des cotes considérées :

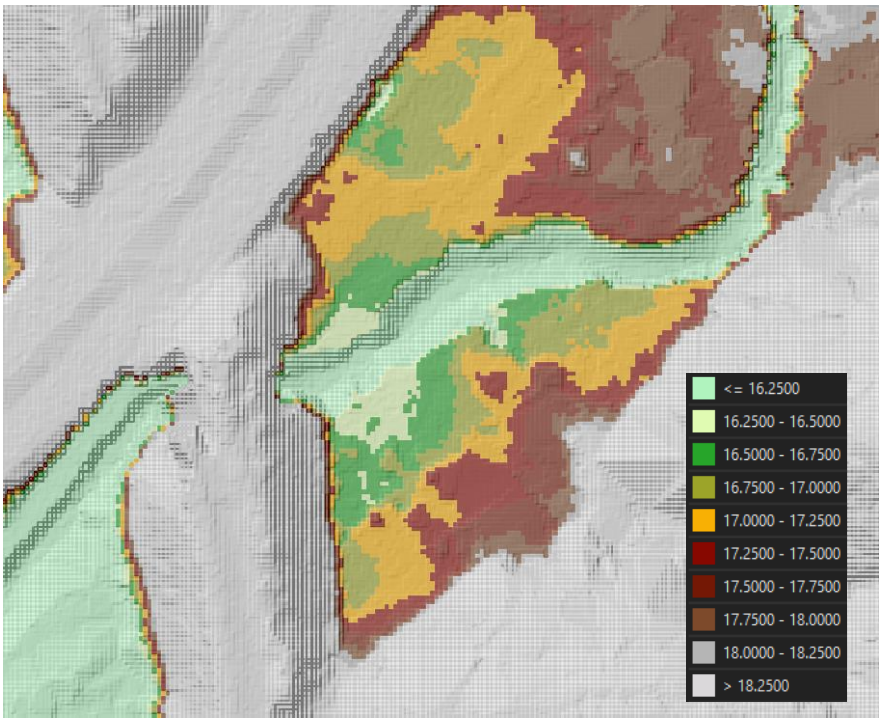


Figure 6-2 : Topographie du secteur au droit de la voie SNCF

Le fonctionnement du secteur est le suivant :

- Pour les crues inférieures à 35-40 m³/s, la présence du barrage permet de réduire les débits de pointe par écrêtement des crues et il n'y a pas de surverse sur le déversoir. **Il y a donc une amélioration à l'aval.**

- Pour les crues supérieures à 60 m³/s, l'ouvrage n'écrête plus le débit de pointe, il n'y a donc pas d'amélioration. Cependant l'ennoiement imposé en aval est significatif **et les débordements au pied des talus sont déjà très important en état actuel.**

- Entre ces deux crues, il y a une gamme de crue qui commence à solliciter l'évacuateur, mais où le niveau d'eau aval en état actuel n'engendre pas forcément d'ennoiement de l'ouvrage et du talus et où les débordements en état actuel restent faibles.

  Les crues qui sont susceptibles d'occasionner des conditions d'écoulement défavorables par rapport à l'état actuel se situent donc dans cette dernière gamme de crue. Le bassin de réception en aval pourrait commencer à déborder et impacter les remblais sans que ce soit le cas en état actuel.

Le tableau suivant permet de décrire les différentes conditions de débits et de condition aval correspondante pour cette gamme de crue. Les hydrogrammes correspondant aux débits de pointes présentés sont déterminé par homothétie des hydrogrammes de crue PAPI et l'écrêtement du barrage est déterminé à partir d'un calcul de laminage.

Tableau 22 : Conditions de débits et de cote aval pour différentes crues

Débit total en amont de l'ouvrage	Débit total en aval de l'ouvrage – avec écrêtement	Ecrêtement	Débit dans le pertuis	Débit sur l'EVC
m³/s	m³/s	%	m³/s	m³/s
39.5	25.2	36%	25.2	0
45	35.9	20%	26.0	9.9
50	44.5	11%	26.2	18.3
55	51.9	6%	26.4	25.5
60	58.3	3%	26.5	31.8

Les crues issues du tableau suivant sont donc simulées en régime permanent en imposant les conditions aval correspondantes à travers l'ouvrage SNCF.

En état projet seul le débit passant par-dessus le déversoir est injecté. Comme présenté dans le tableau ci-dessus. Ce qui passe dans le pertuis varie entre 25.2 et 26.5m³/s et ne provoque pas d'ennoiement des talus (pas de débordement). Nous comparons donc **les débordements issus des écoulements par-dessus l'ouvrage en état projet avec les conditions d'écoulement en état actuel**.

Les résultats en termes de hauteur d'eau et de vitesses d'écoulement sont présentés ci-dessous.

Le tableau suivant synthétise les observations issues de la modélisation :

Tableau 23 : synthèse des observations issues de la modélisation

			Talus SNCF Rive Droite			Talus SNCF Rive Gauche			Mur ESCOTA		
Débit état actuel	Débit état projet	Débit EVC injecté état projet	Niveau d'eau EA/EP	Hauteur d'eau EA/EP	Vitesses EA/EP	Niveau d'eau EA/EP	Hauteur d'eau EA/EP	Vitesses EA/EP	Niveau d'eau EA/EP	Hauteur d'eau EA/EP	Vitesses EA/EP
m³/s	m³/s	m³/s	mNGF	m	m/s	mNGF	m	m/s	mNGF	m	m/s
45	35.9	9.9	17.00/ NC	0.3/NC	1/NC	16.9/NC	0.3/NC	0.3/NC	17.5/NC	1/NC	0.5/NC
50	44.5	18.3	17.2/16.7	0.5/0	1/0.6	17.2/16.7	0.6/0.1	0.3/0.3	17.6/NC	1.1/NC	0.6/NC
55	51.9	25.5	17.4/17.15	0.7/0.45	1/0.6	17.4/17.15	0.8/0.55	0.2/0.2	17.6/NC	1.1/NC	0.7/NC
60	58.3	31.8	17.6/17.4	0.9/0.7	1/0.8	17.6/17.4	1/0.8	0.2/0.2	17.7/17.4	1.2/0.9	0.6/0

**NC= non concerné car pas de débordement*

La mise en eau du mur le long du remblai ESCOTA se fait bien plus tardivement qu'en état actuel et avec des vitesses quasi-nulles là où en état actuel est présent un axe d'écoulement secondaire avec des vitesses entre 0.3 et 0.8 m/s le long du mur.

Pour ce qui est du remblai SNCF, globalement le long du talus, la mise en eau est retardée par la présence du barrage (occurrence de mise en eau plus grande) et les hauteurs d'eau tout comme les vitesses d'écoulement sont réduites en état projet.

Pour ce qui est des débordements en direct du bassin, ils ont lieu pour des crues supérieures à 45 m^3/s et engendrent une zone avec des vitesses plus importantes qu'en état actuel entre 0.75m/s et 1.5m/s en rive gauche avant de retourner au cours d'eau. Cette zone se situe en retrait par rapport au remblai SNCF :

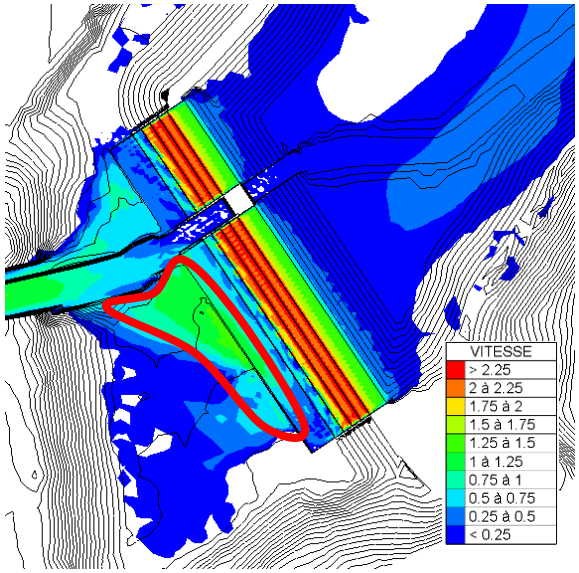


Figure 6-3 : Secteur avec des vitesses plus importantes en état projet – débit amont 60 m^3/s

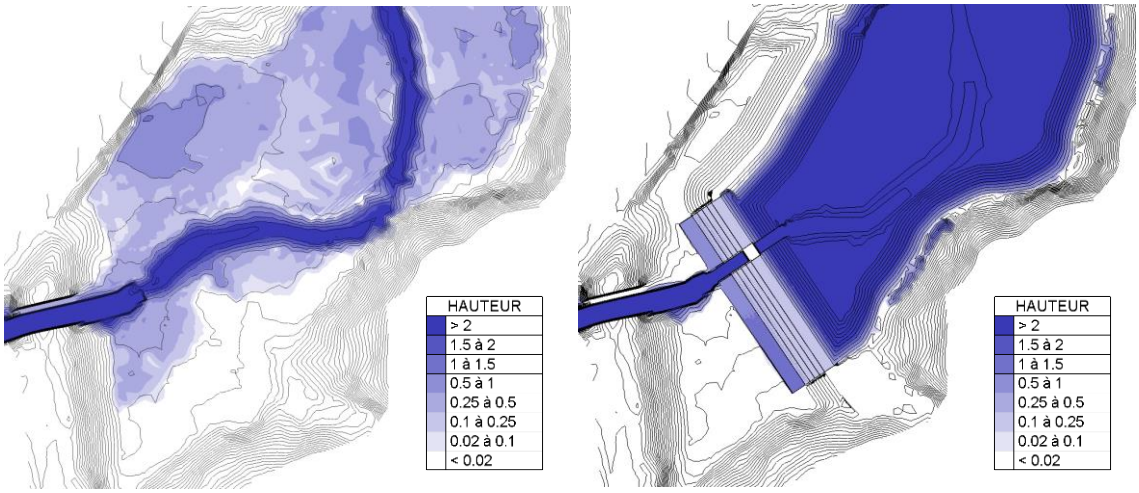


Figure 6-4 : Hauteur d'eau en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 45 m³/s

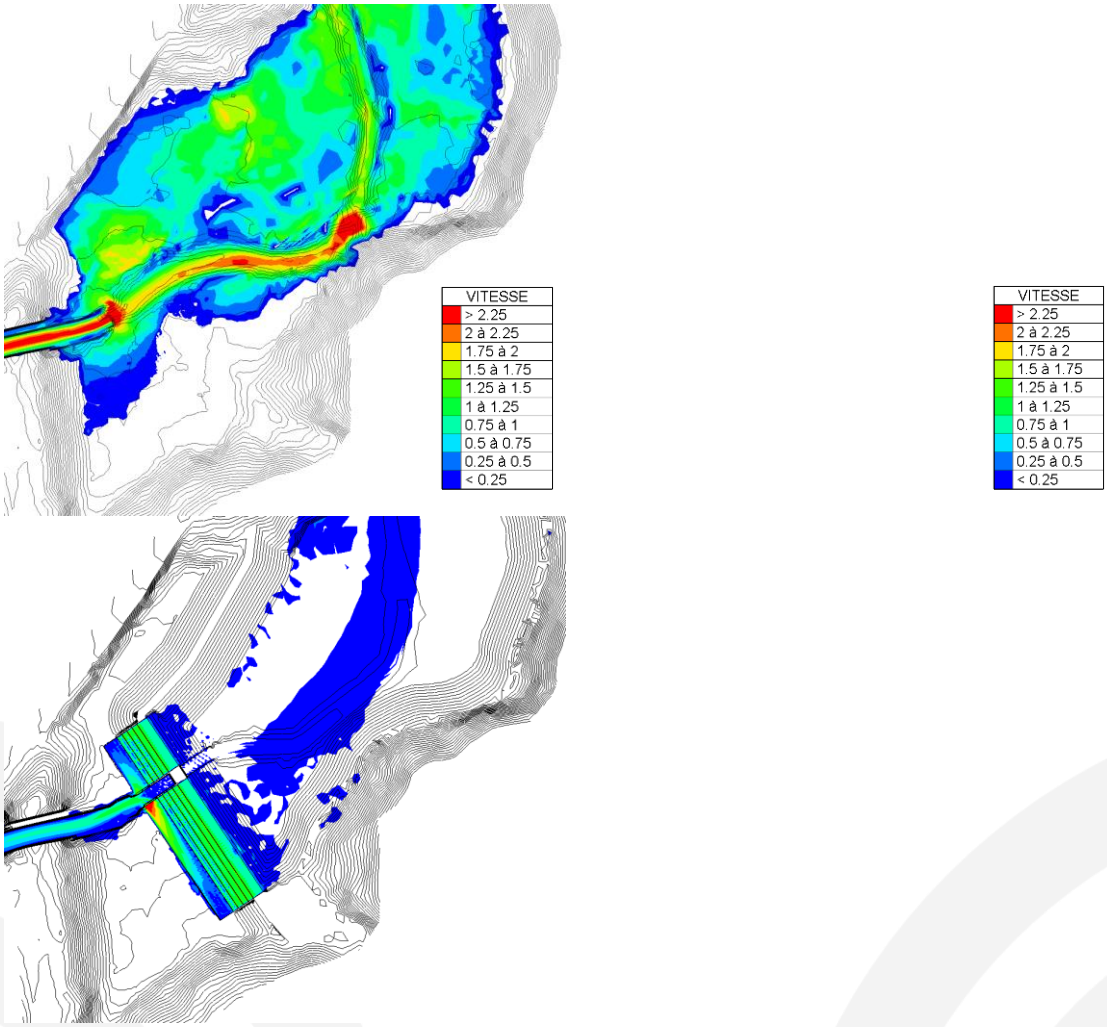


Figure 6-5 : Vitesses d'écoulement en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 45 m³/s

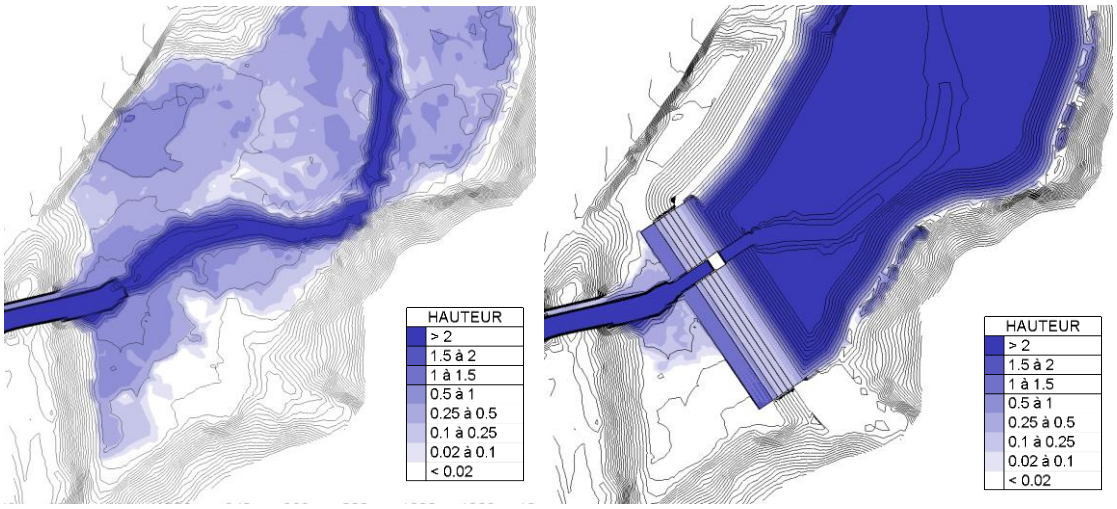


Figure 6-6 : Hauteur d'eau en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 50 m³/s

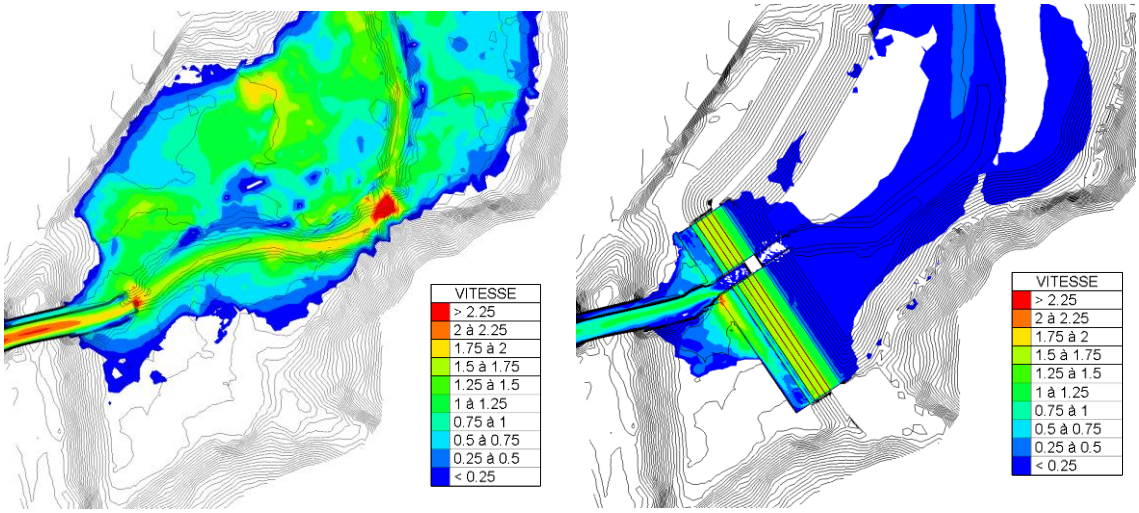


Figure 6-7 : Vitesses d'écoulement en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 50 m³/s

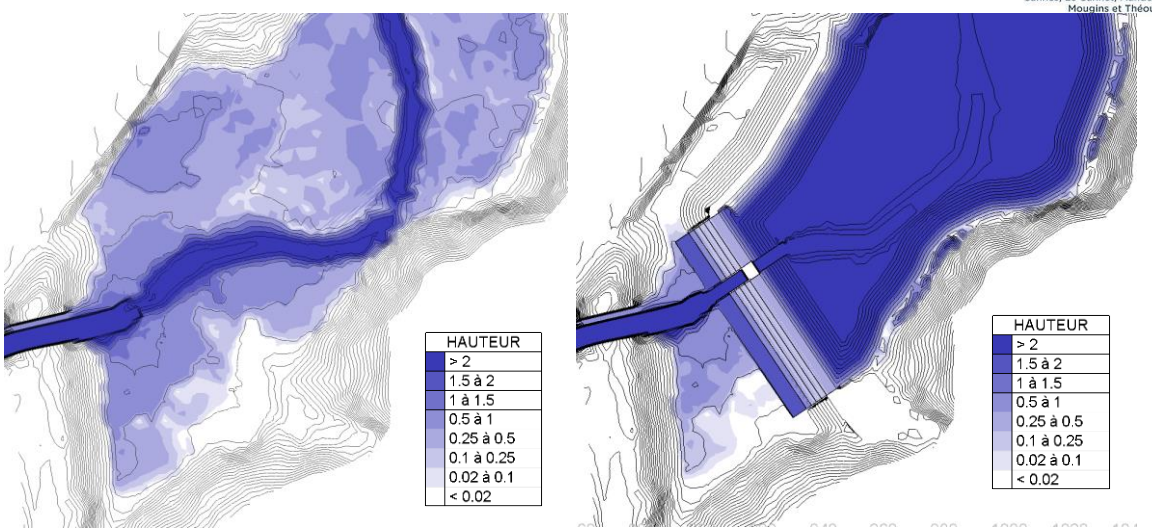


Figure 6-8 : Hauteur d'eau en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 55 m^3/s

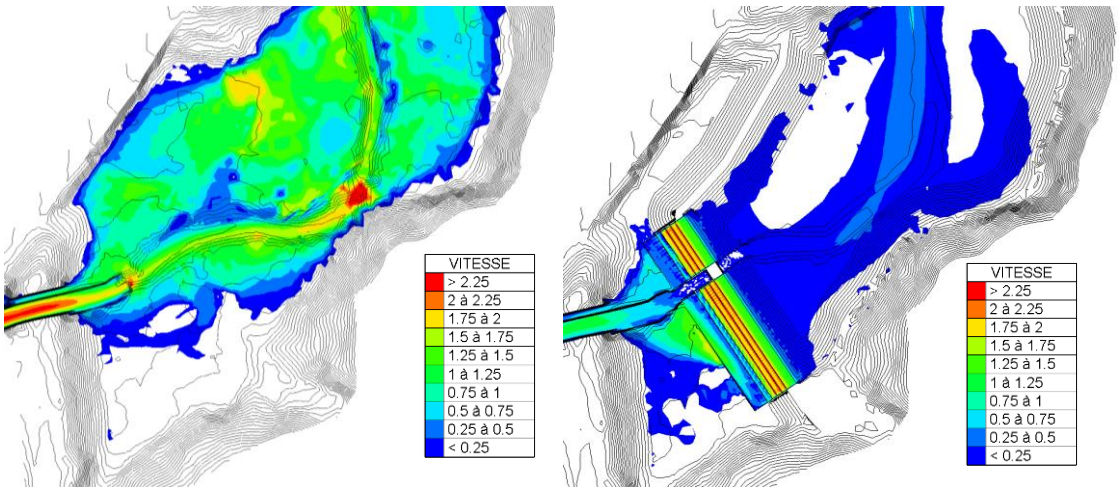


Figure 6-9 : Vitesses d'écoulement en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 55 m^3/s

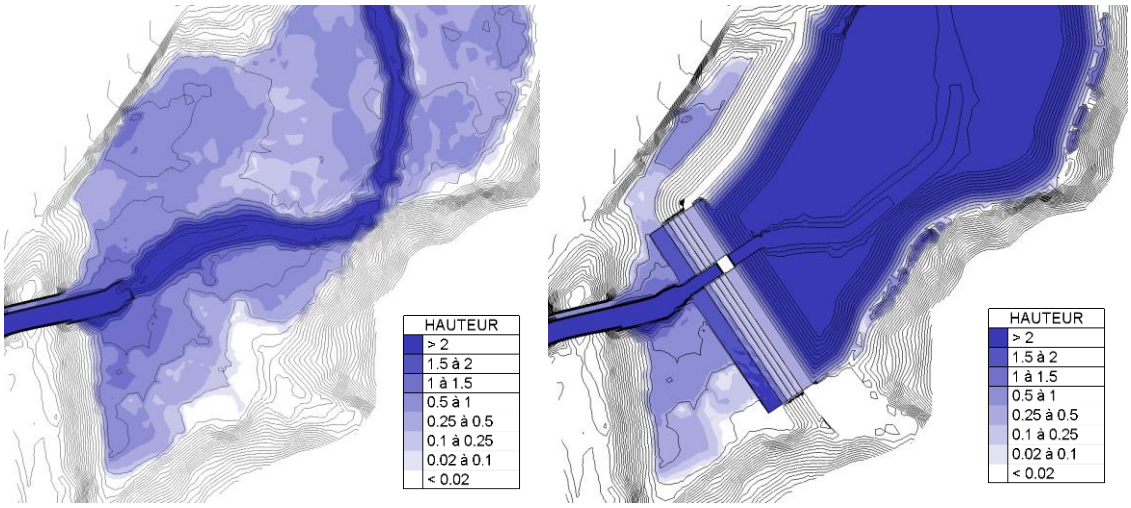


Figure 6-10 : Hauteur d'eau en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 60 m³/s

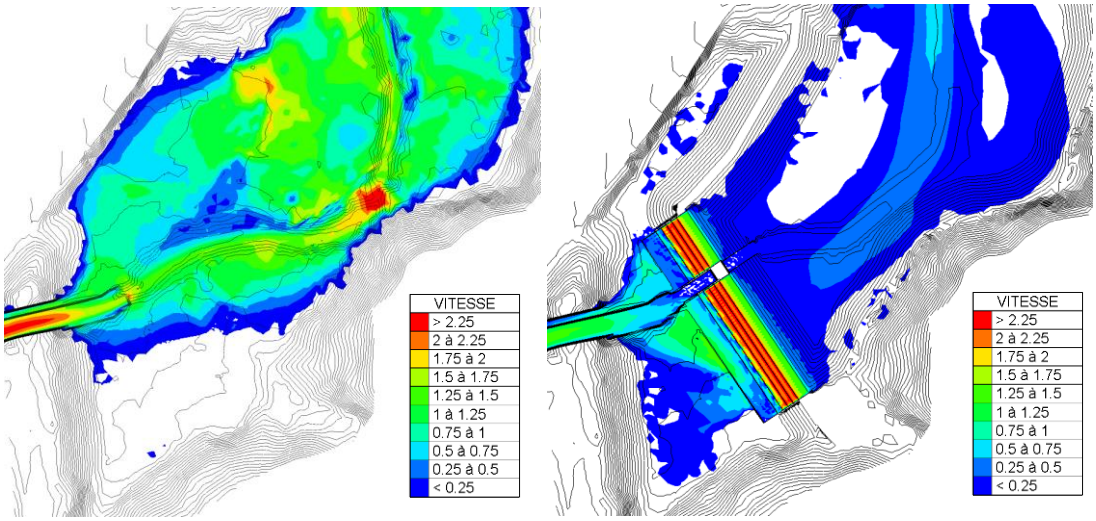


Figure 6-11 : Vitesses d'écoulement en état actuel (à gauche) et en état projet (à droite) – débit amont 60 m³/s

7. PREDIMENSIONNEMENT DU DISSIPATEUR EN SORTIE DE L'OUVRAGE ROQUEBILLIERE

Le but de cet aménagement est de dissiper l'énergie en sortie de la conduite en charge. L'absence d'un tel aménagement pour dissiper l'énergie résulterait en des écoulements extrêmement érosifs dans le bassin qui pourrait impacter les aménagements et enjeux autour du site. L'objectif de l'ouvrage est de casser la vitesse d'écoulement en sortie de l'ouvrage pour retrouver un écoulement plus naturel en aval et avec une capacité érosive plus faible.

Au vu du type d'ouvrage se rejetant depuis la Roquebillière dans le bassin de Carimaï (conduite circulaire en charge) et des contraintes de place à l'aval (présence du remblai autoroutier en travers), le type d'ouvrage de dissipation le plus judicieux est un ouvrage dissipateur à impact de type USBR VI qui permet un design le plus compact et plus sûr pour ce type de rejet.

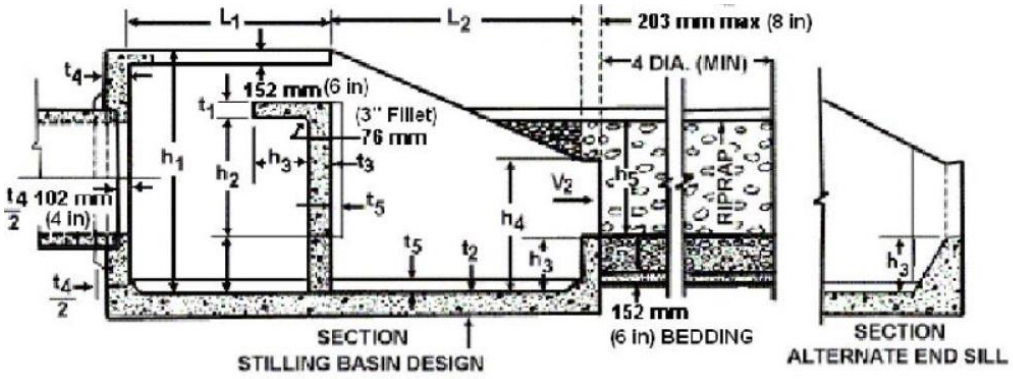
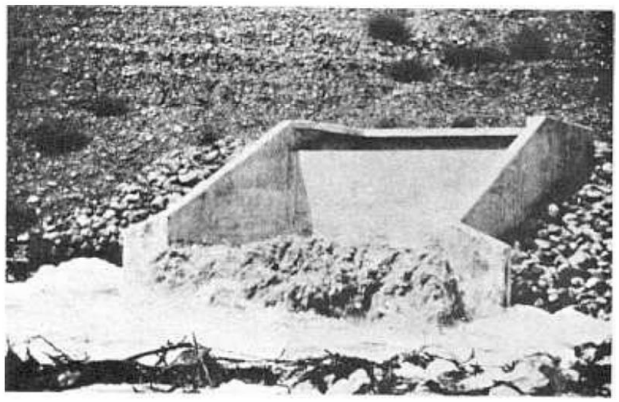


Figure 7-1 : Schéma dissipateur USBR type VI



Picacho North Dam outlet works structure discharging 210 ft³/s (5.9 m³/s) (80 percent of maximum capacity).

Figure 7-2 : Exemple du dissipateur USBR type VI en fonctionnement – Barrage Picacho Nord – 5.9m³/s

Le principe de cet aménagement est de réceptionner le jet concentré contre un mur en travers de l'écoulement dans une chambre de réception, puis de restituer l'écoulement au milieu naturel avec une phase de transition par un chenal trapézoïdal avec des gabions en fond.

Le dimensionnement de cet ouvrage est réalisé pour une retenue vide lorsque la Roquebillière est délestée dans la Grande Frayère. En effet les deux bassins versants de la Roquebillière et de la Grande Frayère étant de taille très différente, il est possible qu'une pluie fasse réagir uniquement la Roquebillière et non la Grande Frayère.

Le schéma suivant présente les principales dimensions de cet aménagement pour un écoulement en entrée d'un débit de 13.5 m^3/s et une conduite de 1.6m de diamètre.



Figure 7-3 : Schéma coupe et profil en long – principales dimensions de l'ouvrage

Il faudra donc prévoir une longueur d'environ **15m** en sortie pour implanter cet ouvrage dans le bassin.

8. CONCLUSION

Ainsi conçu, l'ouvrage a un volume de rétention de l'ordre de 70 000 m³ à la cote du déversoir 20.60 mNGF et permet de faire passer la crue objectif de l'ouvrage d'un débit de 38.5 m³/s en amont de l'ouvrage à 25.3 m³/s en aval avec un **écrêtement de 34% du débit de pointe sans surverse par le déversoir.**
Pour une crue de l'ordre de **la crue de 2015**, le barrage est transparent et **n'a pas d'effet sur les débits de pointes.**

La modélisation de l'évacuateur de crues avec le logiciel TELEMAC 3D a permis de vérifier le bon fonctionnement du coursier pour les débits contraignants et d'expliciter les éléments dimensionnant, régime établi, vitesses d'écoulement, dissipation d'énergie en pied.

La présence du barrage ne change pas ostensiblement les conditions d'écoulements en pied, au droit du remblai SNCF, par rapport à l'état actuel.

La prise en compte de la crue de 2015 dans les statistiques de pluie a permis de réviser l'hydrologie pour construire une référence robuste en termes de crues exceptionnelles et extrêmes dans le but de sécuriser le barrage pour ces deux crues (Q1 000 avec revanche et Q10 000 sans revanche). Ainsi les cotes PHE atteintes dans l'aménagement hydraulique sont :

- *Situation exceptionnelle de crue : Q1 000 Grande Frayère sans futur apports de la Roquebillière – Cote PHE (pour vérifications des revanches nécessaires pour les vagues dues aux vents) atteinte dans la retenue : 22.04 mNGF*

- *Situation extrême de crue : Q10 000 Grande Frayère sans futur apports de la Roquebillière – Cote de la crue extrême : 22.58 mNGF*

- Situation exceptionnelle de crue : Q1 000 Grande Frayère avec prise en compte des potentiels futurs apports de la Roquebillière (13.5 m³/s) – Cote PHE (pour vérifications des revanches nécessaires pour les vagues dues aux vents) atteinte dans la retenue : **22.11 mNGF**

- Situation extrême de crue : Q10 000 Grande Frayère avec prise en compte des potentiels futurs apports de la Roquebillière (13.5 m³/s) – Cote de la crue extrême : **22.76 mNGF**

CANNES PAYS DE LÉRINS
Communauté d'agglomération de Cannes, Le Cannet, Mandelieu-La Napoule, Mougins et Théoule/Mer

Annexe 2 : Compte-rendu de la réunion de présentation du projet ainsi que de la une visite de terrain commune en présence d'ESCOTA et de la CAPL qui a eu lieu le 18/02/2022

MAITRE D'OUVRAGE : CAPL

INTITULE DE L'AFFAIRE : Maîtrise d'œuvre pour la construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues – ANCIEN HAMEAU DE CARIMAÏ

NOM DU REDACTEUR : A. BLIVET

LIEU DE LA REUNION : LOCAUX CAPL – CANNES + VISITE DE SITE **DATE DE LA REUNION :** 18 février 2022

DATE D'ETABLISSEMENT DU COMPTE-RENDU : 23/02/2022

Nom / Rôle	Société / organisme / collectivité / unité	Présent	Exc	Diffus.	Téléphone	E-mail
MOA – CAPL						
Pierre ROUVIERE	Directeur Service Travaux		X	X		Pierre.rouviere@cannespaysdelerins.fr
Nicolas Regal	Chef de service travaux GEMAPI	X		X	06.22.98.19.89	Nicolas.regal@cannespaysdelerins.fr
Boris Martello	Service GEMAPI		X	X		boris.martello@cannespaysdelerins.fr
MOE - Suez Consulting (mandataire)						
Jean-Guillaume ANTOINE	Directeur de projet		X	X	06 72 04 39 97	Jean-guillaume.antoine@suez.com
Ameline BLIVET	Ingénieure ouvrages hydrauliques	X		X	06.47.53.33.44	ameline.blivet@suez.com
Xavier Suisse de Ste Claire	Ingénieur ouvrages hydraulique – géotechnique – génie civil		X	X		Xavier.suissedesainteclaire@suez.com
Khaled CHEBLY	Ingénieur stagiaire	X		X		khaled.chebly.ext@suez.com
LE FUR PAYSAGES – sous-traitant						
Dominique LEFUR	Paysagiste		X		06.22.90.87.16	lefurpaysages@wanadoo.fr
VINCI AUTOROUTE						
Stéphane PIGA	Responsable Pôle Ingénierie	X		X	06.07.91.72.45	stephane.piga@vinci-autoroutes.com
Damien Hengeveld	Responsable Pôle Ouvrages d'Art	X		X	06.27.44.18.17	damien.hengeveld@vinci-autoroutes.com
Nicolas ESCANDE	DMO Pôle Ingénierie		X	X	06.73.41.24.13	nicolas.escande@vinci-autoroutes.com

OBJET DE LA REUNION : REUNION DE DEMARRAGE

La réunion débute par une brève présentation des intervenants de la MOA et MOE.

PJ du compte-rendu : support de présentation de la réunion

❖ **Présentation du projet**

Suez présente le projet du bassin écrêteur de Carimai (bassin en remblai, volume d'environ 50-60 000 m^3).

Une partie du bassin est en interaction directe avec le remblai ESCOTA qu'il longe.

❖ **Aspect foncier**

VINCI alerte sur le possible empiètement du projet avec l'emprise du DPAC. En cas de superposition dans cette emprise, des processus de validation très long sont à engager avec la DGITM par le Maître d'Ouvrage, afin d'obtenir les autorisations nécessaires.

SUEZ précise ne pas disposer des emprises DPAC.

❖ **Contraintes ESCOTA**

Les contraintes évoquées par ESCOTA sont les suivantes :

- Nécessité de pouvoir accéder au pied du mur en terres armées pour réaliser le suivi annuel, l'entretien ou la réalisation de travaux éventuels. La piste devra être accessible par des engins. Une largeur de piste d'environ 5 m est évoquée.
- La garantie du maintien du bon fonctionnement des ouvages hydrauliques pluviaux du remblai ESCOTA (exutoires)
- La réalisation d'une piste submersible n'est pas envisageable pour Vinci.
- La justification de la stabilité des ouvrages existants, ainsi que les dispositifs d'étanchéité, seront attendus par VINCI.

❖ **Données existantes**

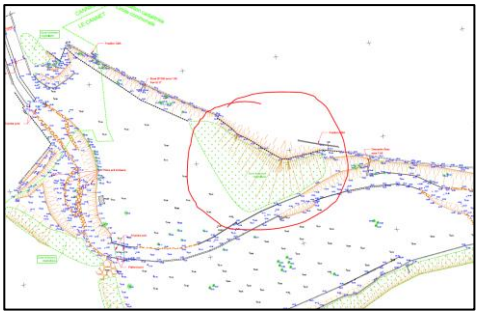
Les plans récupérées aujourd'hui par la CAPL sont incomplets, des profils en travers du murs sont notamment manquant en partie aval (entre le talus naturel et la scnf). Aucune donnée structurelle de l'ouvrage n'a été collectée.

Les données nécessaires permettant de connaître la nature de l'ovurage VINCI existant sont listées :

- Plan des terrassements
- Plan de recolement des terres armées (profils en travers manquants, plans partiels)
- Données géotechniques / structurelles (notes de calculs…)
- Données historiques des travaux à la création de l'A8
- Données sur la nature de la zone « talus naturel » : éperon rocheux ou non ?

VINCI vérifie en interne, mais précise ne pas connaître la nature du talus existant.

SUEZ précise que l'analyse de la topographie du site laisse à penser qu'à ce niveau, l'A8 a été construite en déblai par rapport au terrain naturel.



VINCI indique mener des travaux de sécurisation de la falaise située juste en face de ce talus, de l'autre côté de l'A8. Elle est constituée de matériaux sensibles à l'eau (schiste et couches d'argile) et est classée *ouvrages en talus sensibles*, puisque sujette à de fréquentes chutes de blocs. Aucun sondages géotechniques n'a été réalisée sur le secteur par VINCI.

Concernant la présence de soutènement métallique en bord du cours d'eau, au pied des talus de l'autoroute, **VINCI** se renseigne en interne sur l'origine et la propriété de ce soutènement.



❖ **Procédures validation VINCI**

SUEZ demande quels sont les procédures/délais associées :

- En cas d'intervention depuis la voirie pour la réalisation de sondages géotechniques dans le corps de remblai ESCOTA

➔ Cela nécessite l'obtention d'un arrêté de circulation ainsi que des dispositifs de mise en sécurité et est difficilement envisageable sur cette axe de circulation.

- Procédures pour validation du projet / échanges lors de la conception

➔ VINCI reste disponible lors de la conception afin d'échanger avec CAPL/SUEZ. A l'issue de la production du dossier d'Avant-Projet, la CAPL devra solliciter un avis officiel de VINCI (courrier) pour validation (délai d'environ 1 mois)

❖ **Phases chantier**

SUEZ demande si des documents de références (type IT SNCF) existent chez ESCOTA, ou bien des normes de seuils de vibrations en cas d'utilisation d'engins BRH, de travaux de compactage à proximité des ouvrages existants

→ à priori non, pas en terme de travaux de ce type. Il est possible d'un suivi topographique du remblai escota (par le biais de repères topographiques) soit demandé durant la phase travaux afin de s'assurer de la tenue des talus existants.

❖ **Planning**

Les principales hypothèses du planning sont rappelées :

- AVP été 2022
- Dossiers réglementaires lancés sur la base de l'AVP
- Démarrage des travaux été 2025 – réception des ouvrages à l'automne 2026

❖ **Suite**

En parallèle de la mission de conception, une campagne géotechnique supplémentaire sera menée afin de connaître la nature de la zone en talus naturel. La réalisation d'une piste d'accès temporaire, dans le talus, pour accéder au sommet est envisagée.

TRANSMISSION DONNEES :

La liste ci-dessous récapitule les données d'entrées nécessaires à la conception par suez :

- Emprise DPAC (format sig ou autocad)
- Plan des réseaux pluviaux VINCI dans l'emprise rojet (exutoires)
- Données existantes sur le talus ESCOTA (plan des terres armées, plan de terrassement)
- Données géotechniques des remblais existants, ou historiques
- Origine / appartenance du soutènement métallique en bordure de la Grande Frayère (pied talus escota)

CANNES PAYS DE LÉRINS
Communauté d'agglomération de Cannes, Le Cannet, Mandelieu-La Napoule, Mougins et Théoule/Mer

Annexe 3 : Notes aux gestionnaires de réseaux

Maîtrise d'œuvre pour la construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues au lieu-dit ancien hameau de Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère

Gestion des réseaux existants - ENEDIS

1. Contexte de l'opération

a. Cadre général de la mission

La présente opération s'inscrit dans le cadre du Programme d'Actions de Prévention contre les Inondations menée par la CACPL, dont l'axe 6, « Ralentissement des écoulements », et plus particulièrement la fiche action 6.3 « Travaux d'aménagement d'un ouvrage de Rétention au lieu-dit Carimaï », sur les communes de Cannes et Le Cannet.

Le principe de l'aménagement est de créer une rétention dans une zone naturelle d'expansion des crues, afin d'écrêter l'hydrogramme de crue centennale du PAPI de la Grande Frayère pour protéger les secteurs aval, dont celui de la Bocca.

b. Objectif de l'aménagement

L'ouvrage de rétention objet de la présente mission se situe au lieu-dit Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère. La Grande Frayère est désignée Frayère à l'aval de sa confluence avec la petite Frayère.

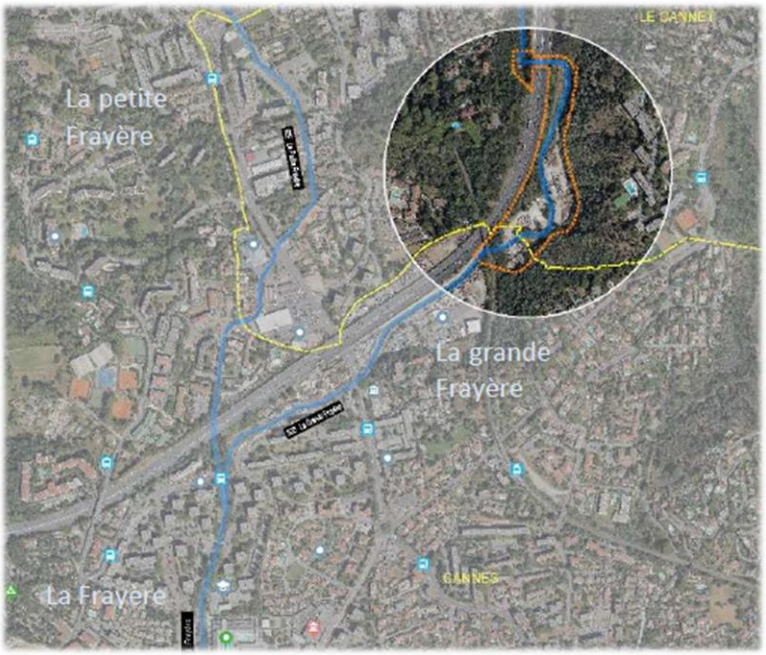


Figure 1 : Plan d'implantation du site – Hameau de Carimaï

L'ouvrage de rétention se situe sur un site contraint entre les remblais et ouvrages de l'autoroute A8, ceux de la voie SNCF, les pans de collines présentant par endroit des affleurements rocheux et pans verticaux. L'objectif de rétention du PAPI est estimé à un volume entre 54 000 et 58 000 m3. Les effets attendus sont la participation à la mise hors d'eau du secteur Bocca pour une crue d'occurrence centennale (crue du PAPI). L'ouvrage permet de stocker environ 25% du volume d'une crue

centennale (crue PAPI) de la Grande Frayère et de réduire le pic de crue de 40% sur la base des données de 2015.

2. Réseaux ENEDIS existants

L'ancien Hameau de Carimaï disposait d'une alimentation électrique par l'intermédiaire d'un poste de transformation. En rouge, deux lignes HTA et en bleu le réseau BT.

La DT détaillée est disponible en annexe.

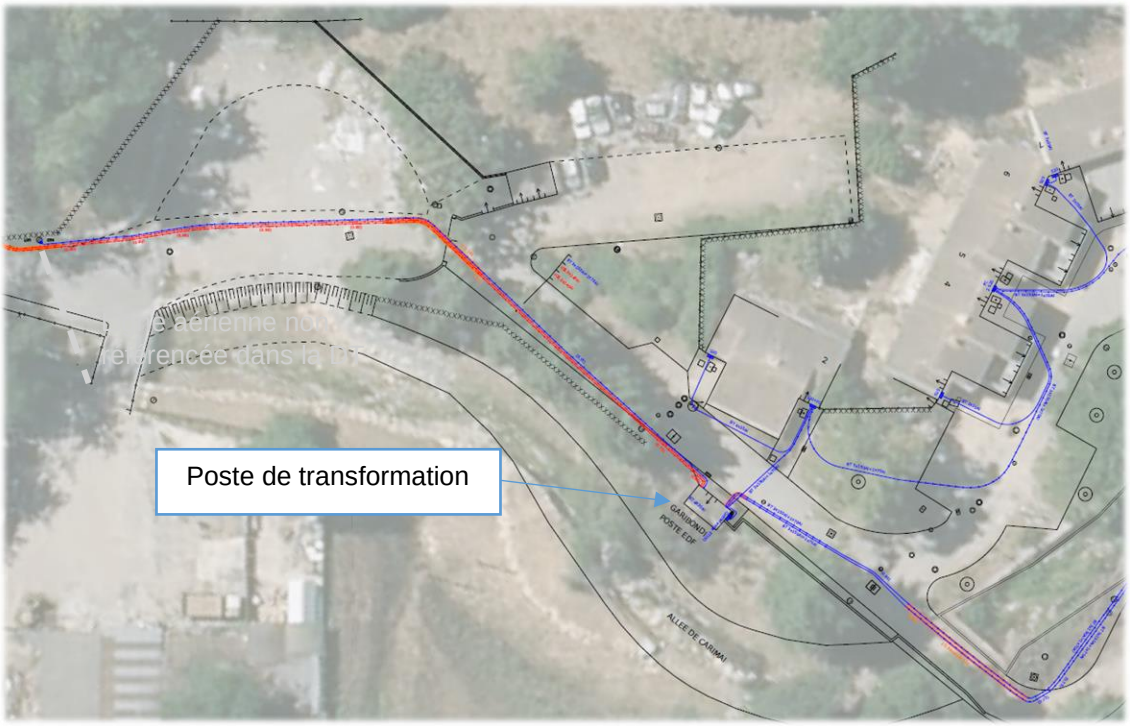


Figure 2 : Localisation du poste de transformation - Extrait DT Enedis

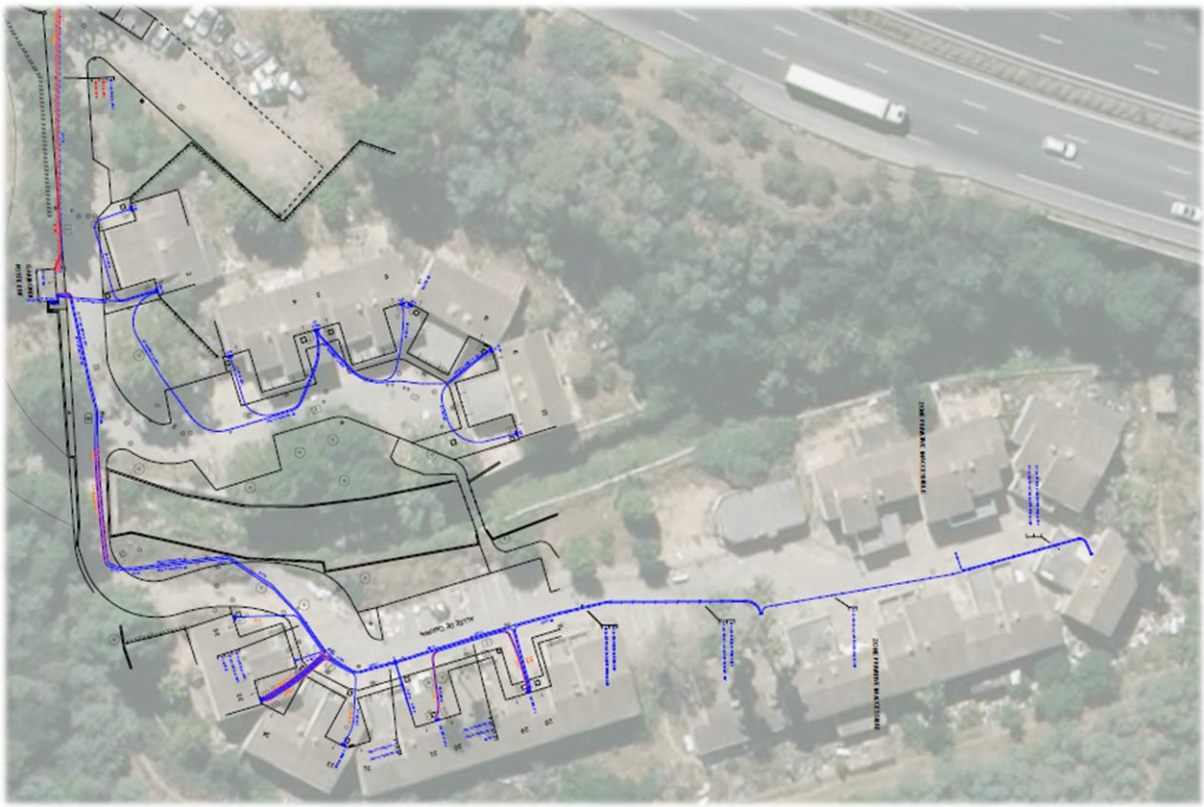


Figure 3 : Etendue des réseaux à déposer - - Extrait DT Enedis

Le poste de transformation dit « Garibondi » est bien présent sur le site projeté des travaux.



Figure 4 : Transformateur ENEDIS

3. Travaux envisagés

L'aménagement du bassin nécessite la réalisation des travaux suivants :

- Consignation des câbles électriques par ENEDIS ;
- Dépose du poste de transformation par ENEDIS ;
- Dépose des câbles et infrastructures (chambres de tirage) pendant la réalisation des travaux du bassin par l'entreprise mandatée par la CAPL.

Ci-après est présentée la limite d'emprise sud-ouest du projet, la consignation des câbles devra se faire en amont de la limite.

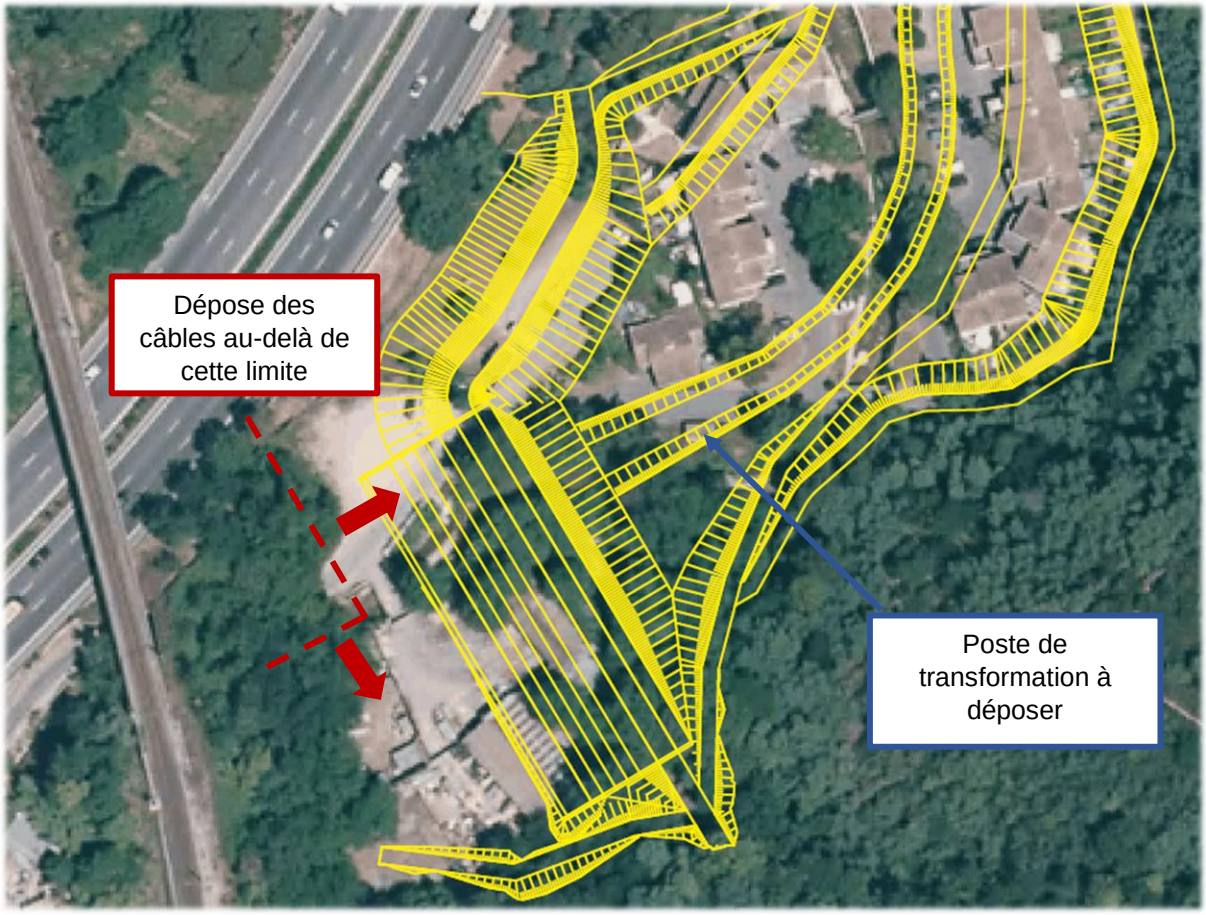


Figure 5 : Localisation de la limite d'emprise du projet - En jaune les lignes de structure du projet au stade AVP

4. Données à valider par ENEDIS

Avant la dépose du poste de transformation, il convient de vérifier le rôle actuel de ce poste. Il faudra notamment s'assurer que l'éclairage public présent dans la zone ne soit pas alimenté par ce poste.

Annexe : DT

Maîtrise d'œuvre pour la construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues au lieu-dit ancien hameau de Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère

Gestion des réseaux existants – ORANGE

1. Contexte de l'opération

a. Cadre général de la mission

La présente opération s'inscrit dans le cadre du Programme d'Actions de Prévention contre les Inondations menée par la CACPL, dont l'axe 6, « Ralentissement des écoulements », et plus particulièrement la fiche action 6.3 « Travaux d'aménagement d'un ouvrage de Rétention au lieu-dit Carimaï », sur les communes de Cannes et Le Cannet.

Le principe de l'aménagement est de créer une rétention dans une zone naturelle d'expansion des crues, afin d'écrêter l'hydrogramme de crue centennale du PAPI de la Grande Frayère pour protéger les secteurs aval, dont celui de la Bocca.

b. Objectif de l'aménagement

L'ouvrage de rétention objet de la présente mission se situe au lieu-dit Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère. La Grande Frayère est désignée Frayère à l'aval de sa confluence avec la petite Frayère.

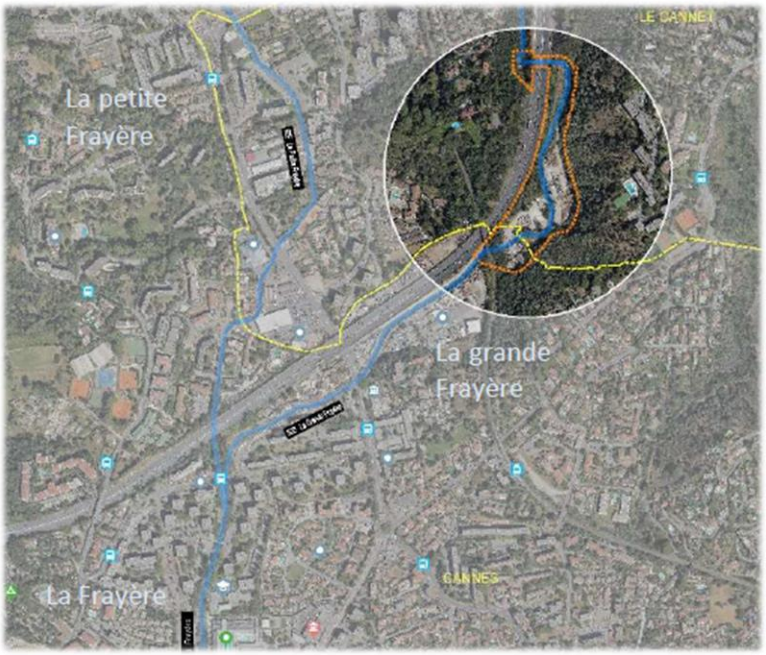


Figure 1 : Plan d'implantation du site – Hameau de Carimaï

L'ouvrage de rétention se situe sur un site contraint entre les remblais et ouvrages de l'autoroute A8, ceux de la voie SNCF, les pans de collines présentant par endroit des affleurements rocheux et pans verticaux. L'objectif de rétention du PAPI est estimé à un volume entre 54 000 et 58 000 m3. Les effets attendus sont la participation à la mise hors d'eau du secteur Bocca pour une crue d'occurrence centennale (crue PAPI). L'ouvrage permet de stocker environ 25% du volume d'une crue centennale

(crue PAPI) de la Grande Frayère et de réduire le pic de crue de 40% sur la base des données de 2015.

2. Réseaux existants

L'ancien Hameau de Carimaï disposait d'un réseau de télécommunication.

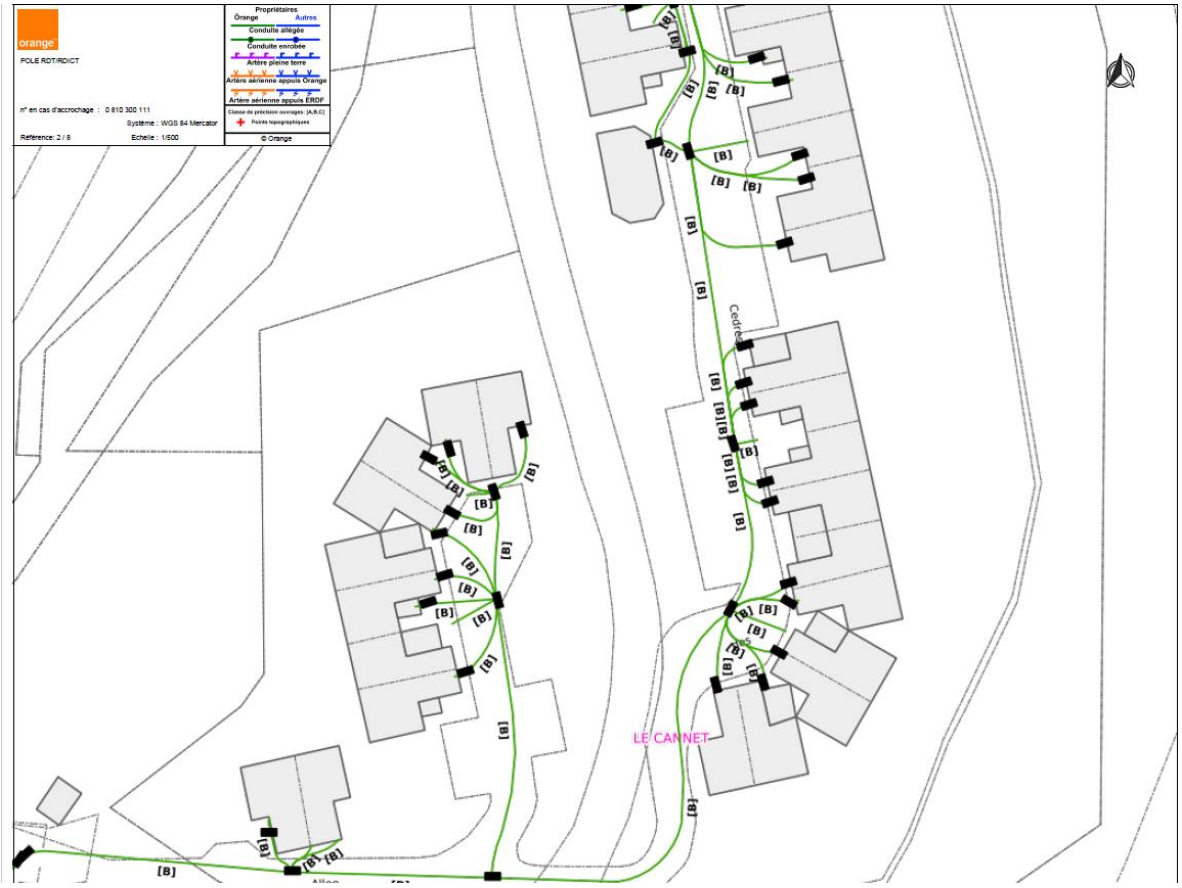


Figure 2 : Localisation des éclairages LED - DT SNEF

3. Travaux envisagés

L'aménagement du bassin nécessite la réalisation des travaux suivants :

- Consignation des câbles par les opérateurs (Orange, SFR…) ;
- Dépose des câbles et infrastructures (chambres de tirage…) pendant la réalisation des travaux du bassin par l'entreprise mandatée par la CAPL

Ci-après est présentée la limite d'emprise sud-ouest du projet, la consignation des réseaux devra se faire en amont de la limite.

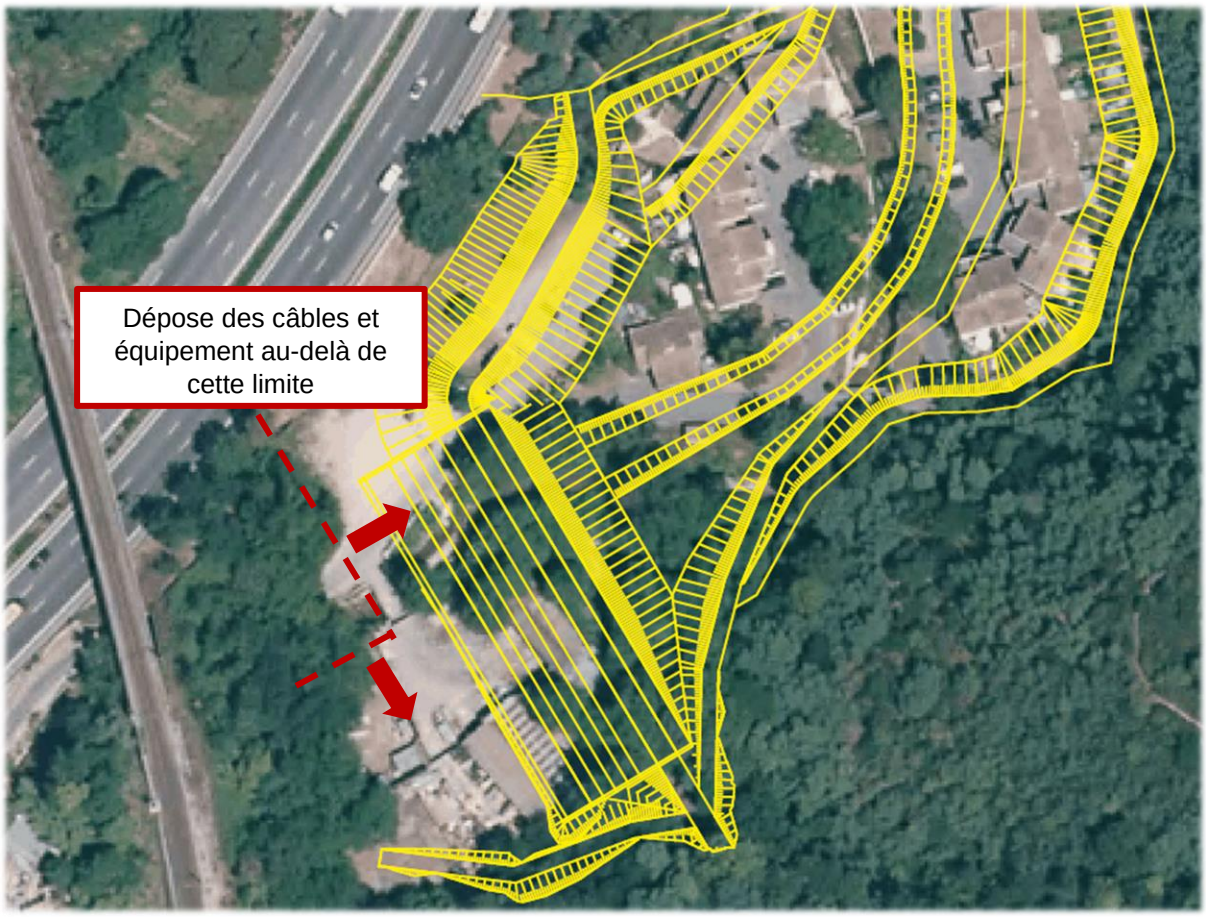


Figure 3 : Localisation de la limite d'emprise du projet - En jaune les lignes de structure du projet au stade AVP

4. Données à valider par ORANGE

ORANGE confirmera que ce réseau est bien abandonné et qu'il peut être déposé.

Annexe : DT

Maîtrise d'œuvre pour la construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues au lieu-dit ancien hameau de Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère

Gestion des réseaux existants – SNEF

1. Contexte de l'opération

a. Cadre général de la mission

La présente opération s'inscrit dans le cadre du Programme d'Actions de Prévention contre les Inondations menée par la CACPL, dont l'axe 6, « Ralentissement des écoulements », et plus particulièrement la fiche action 6.3 « Travaux d'aménagement d'un ouvrage de Rétention au lieu-dit Carimaï », sur les communes de Cannes et Le Cannet.

Le principe de l'aménagement est de créer une rétention dans une zone naturelle d'expansion des crues, afin d'écrêter l'hydrogramme de crue centennale du PAPI de la Grande Frayère pour protéger les secteurs aval, dont celui de la Bocca.

b. Objectif de l'aménagement

L'ouvrage de rétention objet de la présente mission se situe au lieu-dit Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère. La Grande Frayère est désignée Frayère à l'aval de sa confluence avec la petite Frayère.

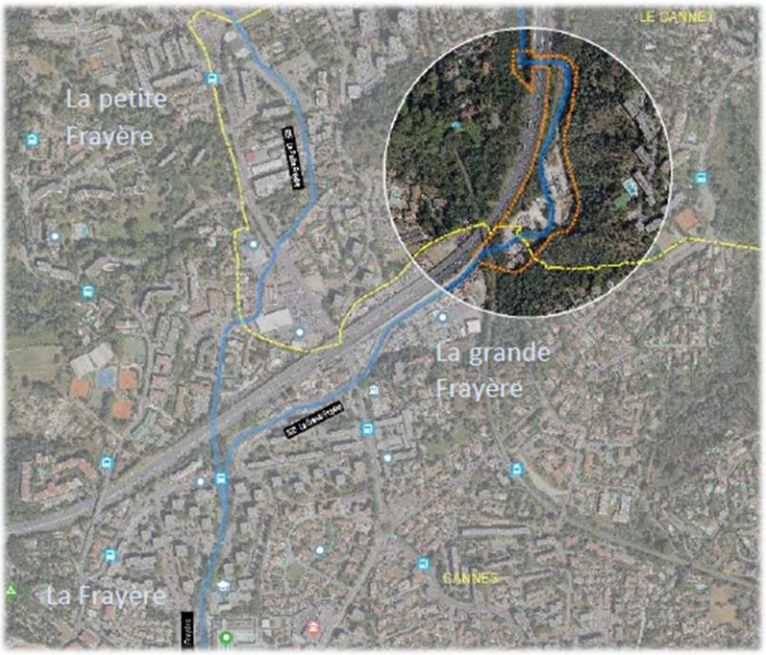


Figure 1 : Plan d'implantation du site – Hameau de Carimaï

L'ouvrage de rétention se situe sur un site contraint entre les remblais et ouvrages de l'autoroute A8, ceux de la voie SNCF, les pans de collines présentant par endroit des affleurements rocheux et pans verticaux. L'objectif de rétention du PAPI est estimé à un volume entre 54 000 et 58 000 m3. Les effets attendus sont la participation à la mise hors d'eau du secteur Bocca pour une crue d'occurrence centennale (Crue PAPI). L'ouvrage permet de stocker environ 25% du volume d'une crue centennale

(Crue PAPI) de la Grande Frayère et de réduire le pic de crue de 40% sur la base des données de 2015.

2. Réseaux SNEF existants

Le retour de la DT SNEF indique la présence d'éclairage LED sur la partie aval du projet.

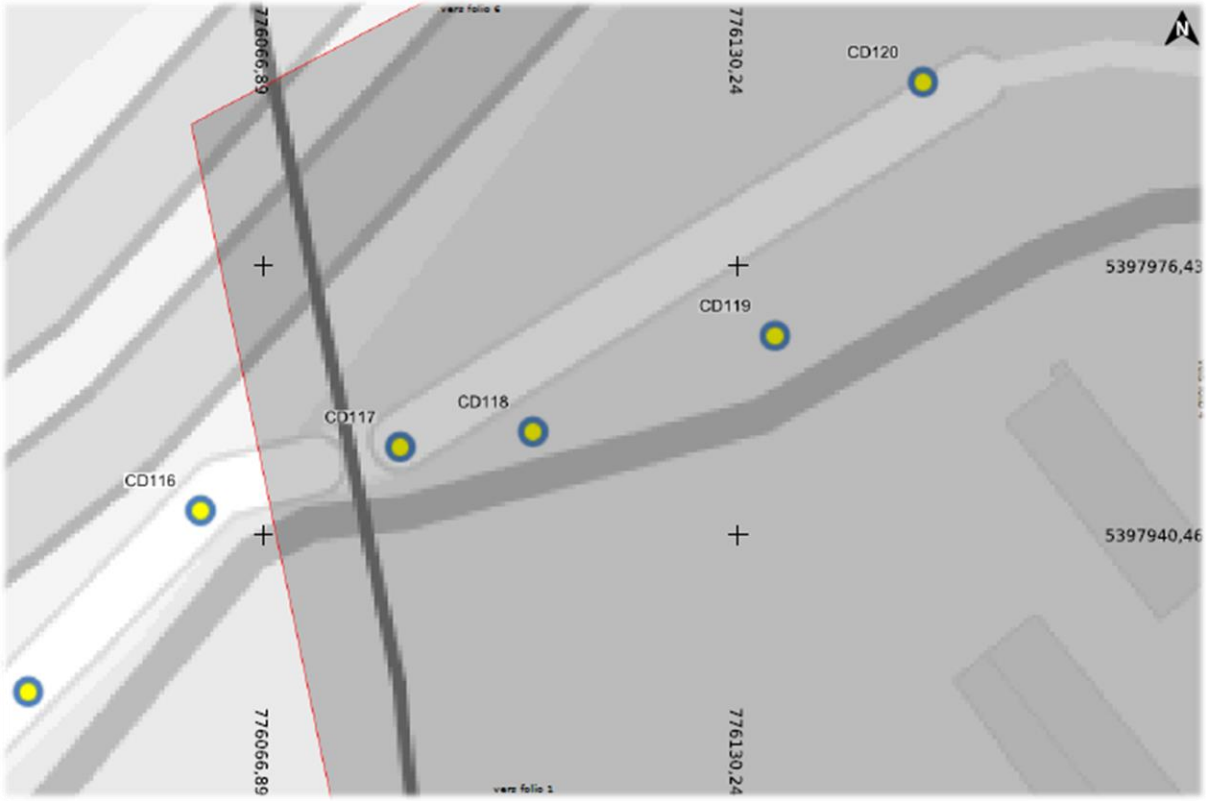


Figure 2 : Localisation des éclairages LED - DT SNEF

3. Travaux envisagés

L'aménagement du bassin nécessite la réalisation des travaux suivants :

- Consignation des câbles d'alimentation par SNEF ;
- Dépose des câbles et infrastructures (candélabres, câbles, …) pendant la réalisation des travaux du bassin par l'entreprise mandatée par la CAPL.

Ci-après est présentée la limite d'emprise sud-ouest du projet, la consignation des réseaux devra se faire en amont de la limite.

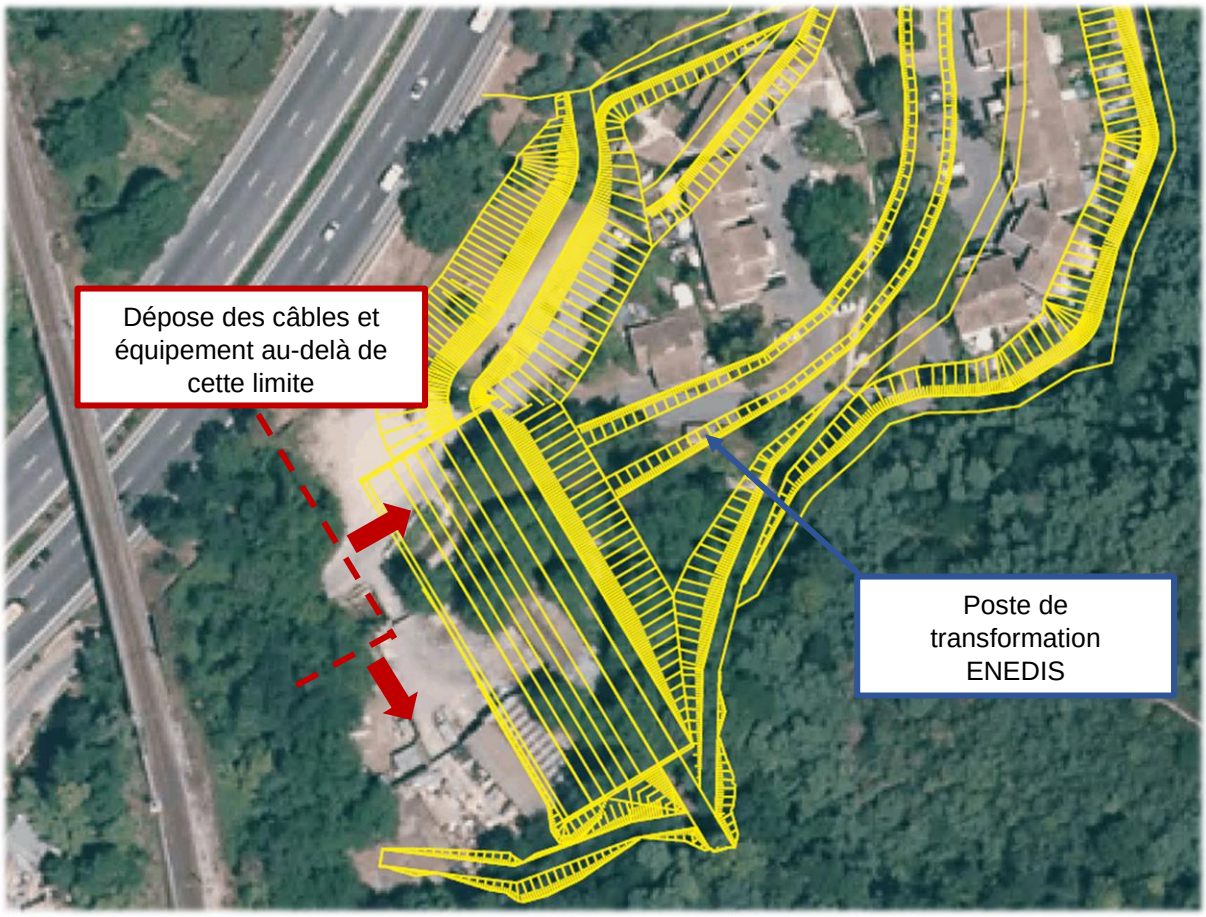


Figure 3 : Localisation de la limite d'emprise du projet - En jaune les lignes de structure du projet au stade AVP

4. Données à valider par SNEF

Il s'agit notamment de décrire précisément l'état actuel des éclairages 117, 118, 119 et 120 en précisant :

- Type de support ;
- Etat de fonctionnement (alimentation électrique opérationnelle ou coupée) ;
- Source d'alimentation électrique.

Pour information, le poste de transformation ENEDIS présenté sur la Figure 3 sera déposé avant le chantier.

A noter que l'éclairage ci-après sera conservé en bordure de voirie (cf. **Figure 4**).



Figure 4 : Eclairage conservé en bordure de voirie

Annexe : DT

Maîtrise d'œuvre pour la construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues au lieu-dit ancien hameau de Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère

Gestion des réseaux existants – SUEZ EAU

1. Contexte de l'opération

a. Cadre général de la mission

La présente opération s'inscrit dans le cadre du Programme d'Actions de Prévention contre les Inondations menée par la CACPL, dont l'axe 6, « Ralentissement des écoulements », et plus particulièrement la fiche action 6.3 « Travaux d'aménagement d'un ouvrage de Rétention au lieu-dit Carimaï », sur les communes de Cannes et Le Cannet.

Le principe de l'aménagement est de créer une rétention dans une zone naturelle d'expansion des crues, afin d'écrêter l'hydrogramme de crue centennale du PAPI de la Grande Frayère pour protéger les secteurs aval, dont celui de la Bocca.

b. Objectif de l'aménagement

L'ouvrage de rétention objet de la présente mission se situe au lieu-dit Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère. La Grande Frayère est désignée Frayère à l'aval de sa confluence avec la petite Frayère.

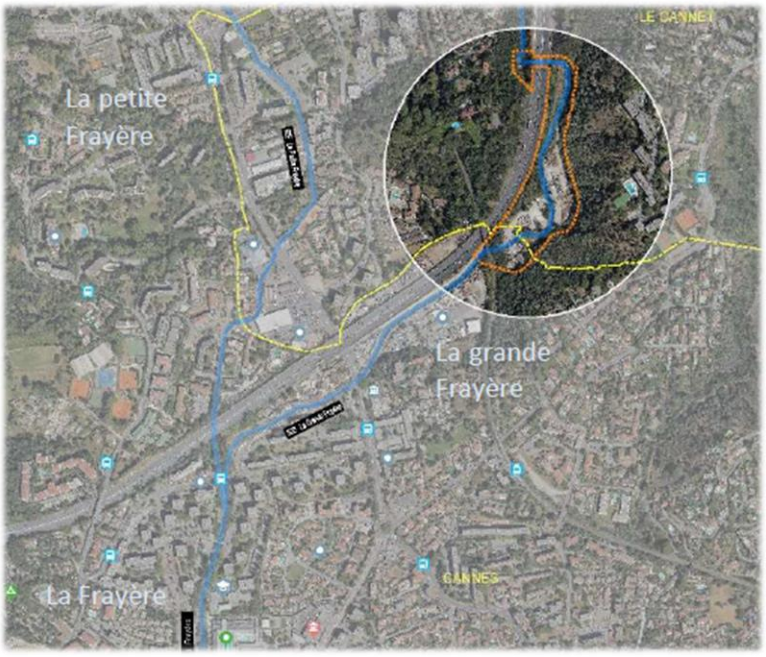


Figure 1 : Plan d'implantation du site – Hameau de Carimaï

L'ouvrage de rétention se situe sur un site contraint entre les remblais et ouvrages de l'autoroute A8, ceux de la voie SNCF, les pans de collines présentant par endroit des affleurements rocheux et pans verticaux. L'objectif de rétention du PAPI est estimé à un volume entre 54 000 et 58 000 m3. Les effets attendus sont la participation à la mise hors d'eau du secteur Bocca pour une crue d'occurrence centennale (Crue PAPI). L'ouvrage permet de stocker environ 25% du volume d'une crue centennale

(Crue PAPI) de la Grande Frayère et de réduire le pic de crue de 40% sur la base des données de 2015.

2. Réseaux SUEZ EAU existants

L'ancien Hameau de Carimaï disposait d'une alimentation en eau potable par l'intermédiaire d'un réseau de distribution composé de PE en diamètre 75, 100 et 110 ainsi qu'un tronçon en fonte de diamètre 150 mm.

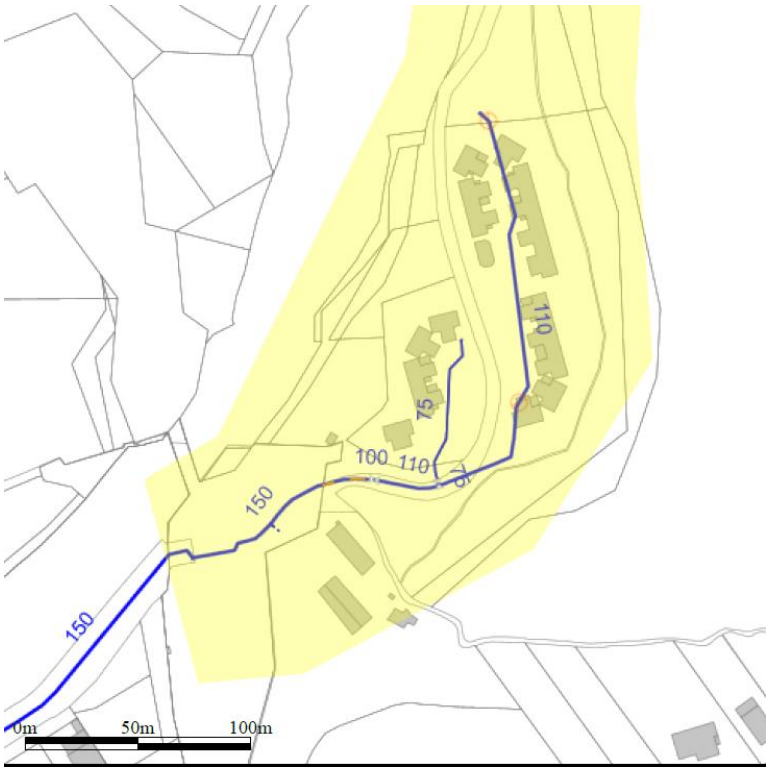


Figure 2 : Extrait DT Suez Eau

A noter que les branchements individuels n'apparaissent pas sur la DT. Les réseaux privés seront également à déposer pendant le chantier.

3. Travaux envisagés

L'aménagement du bassin nécessite la réalisation des travaux suivants :

- Isolement et vidange des réseaux à la charge du délégataire (Suez Eau) à l'aval immédiat de l'hydrant présent au niveau de la passerelle (cf. Figure 3) ;
- Dépose des réseaux et infrastructures (regards…) pendant la réalisation des travaux du bassin par l'entreprise mandatée par la CAPL.

L'hydrant est conservé.



Figure 3 : Hydrant présent sur le réseau AEP Suez Eau

Ci-après est présentée la limite d'emprise sud-ouest du projet, la consignation des réseaux devra se faire en amont de la limite.

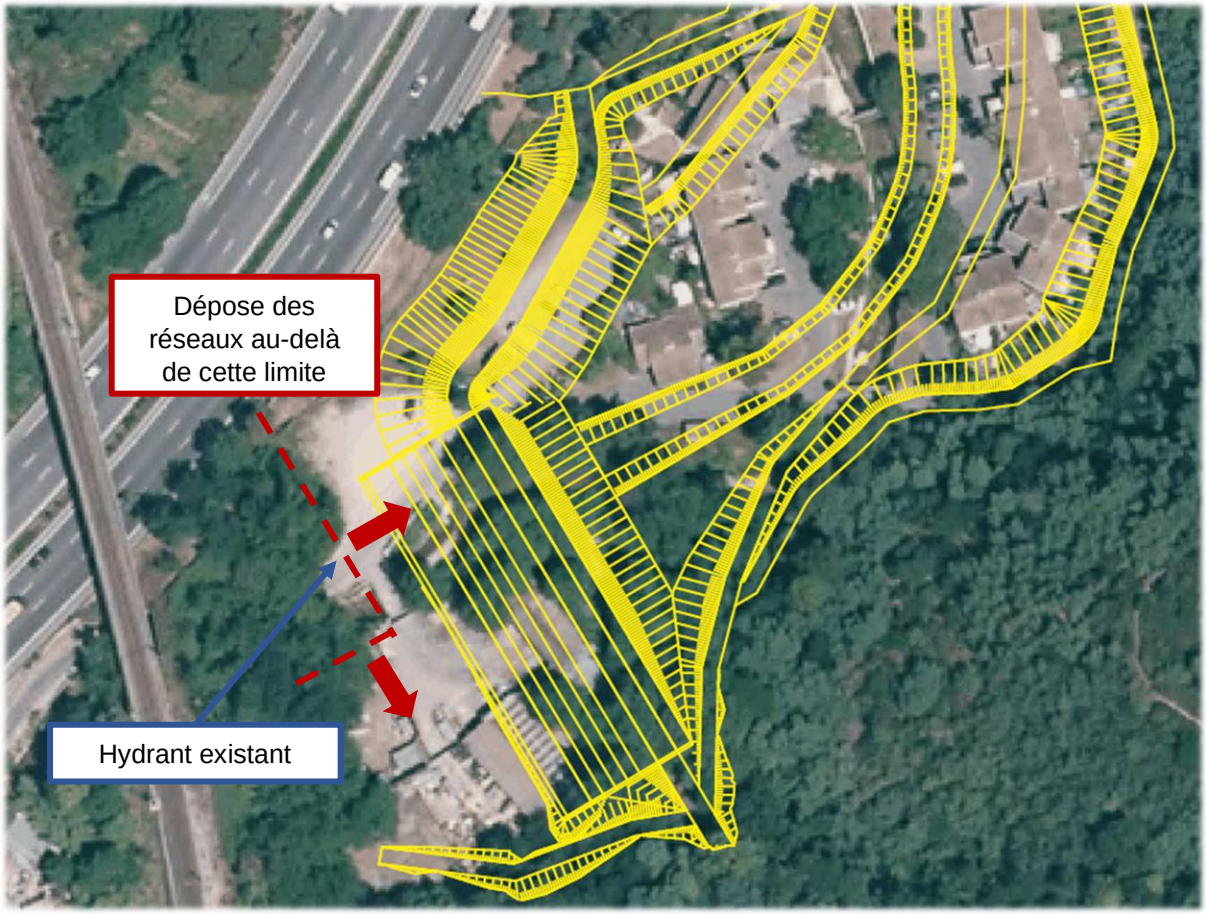


Figure 4 : Localisation de la limite d'emprise du projet - En jaune les lignes de structure du projet au stade AVP

Annexe : DT

Maîtrise d'œuvre pour la construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues au lieu-dit ancien hameau de Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère

Gestion des réseaux existants – VEOLIA

1. Contexte de l'opération

a. Cadre général de la mission

La présente opération s'inscrit dans le cadre du Programme d'Actions de Prévention contre les Inondations menée par la CACPL, dont l'axe 6, « Ralentissement des écoulements », et plus particulièrement la fiche action 6.3 « Travaux d'aménagement d'un ouvrage de Rétention au lieu-dit Carimaï », sur les communes de Cannes et Le Cannet.

Le principe de l'aménagement est de créer une rétention dans une zone naturelle d'expansion des crues, afin d'écrêter l'hydrogramme de crue centennale du PAPI de la Grande Frayère pour protéger les secteurs aval, dont celui de la Bocca.

b. Objectif de l'aménagement

L'ouvrage de rétention objet de la présente mission se situe au lieu-dit Carimaï, sur la rivière de la Grande Frayère. La Grande Frayère est désignée Frayère à l'aval de sa confluence avec la petite Frayère.

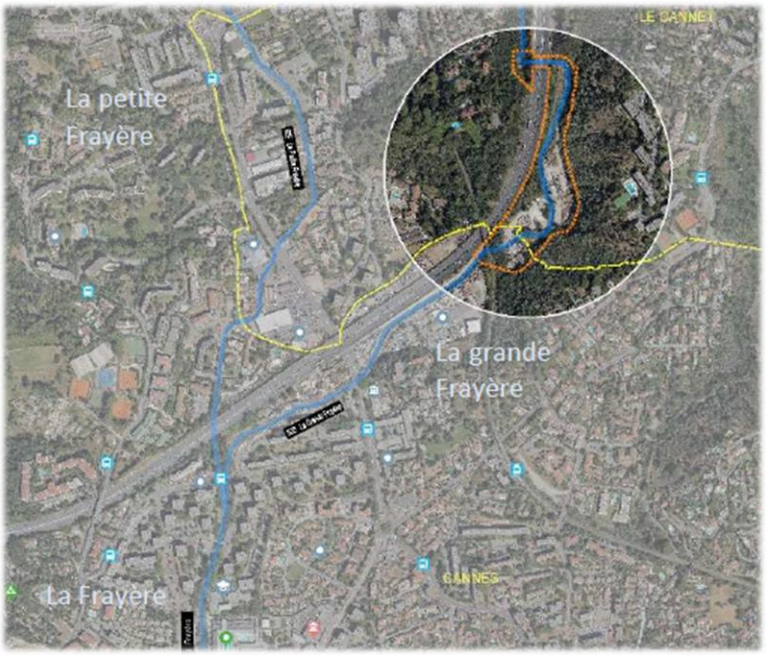


Figure 1 : Plan d'implantation du site – Hameau de Carimaï

L'ouvrage de rétention se situe sur un site contraint entre les remblais et ouvrages de l'autoroute A8, ceux de la voie SNCF, les pans de collines présentant par endroit des affleurements rocheux et pans verticaux. L'objectif de rétention du PAPI est estimé à un volume entre 54 000 et 58 000 m3. Les effets attendus sont la participation à la mise hors d'eau du secteur Bocca pour une crue d'occurrence centennale (Crue PAPI). L'ouvrage permet de stocker environ 25% du volume d'une crue centennale

(Crue PAPI) de la Grande Frayère et de réduire le pic de crue de 40% sur la base des données de 2015.

2. Réseaux VEOLIA existants

L'ancien Hameau de Carimaï disposait d'un réseau d'évacuation des eaux usées :

- Un DN250 venant de l'amont à l'ouvrage de traversée de l'A8 (via la RD809) en Amiante Ciment suivant les DT,
- Un DN400 PVC de tête de réseau depuis l'ancien Hameau de Carimaï,
- Un DN 400 Amiante Ciment et un DN250 en Fibro-ciment sur la partie aval pour la traversée de l'ouvrage SNCF.

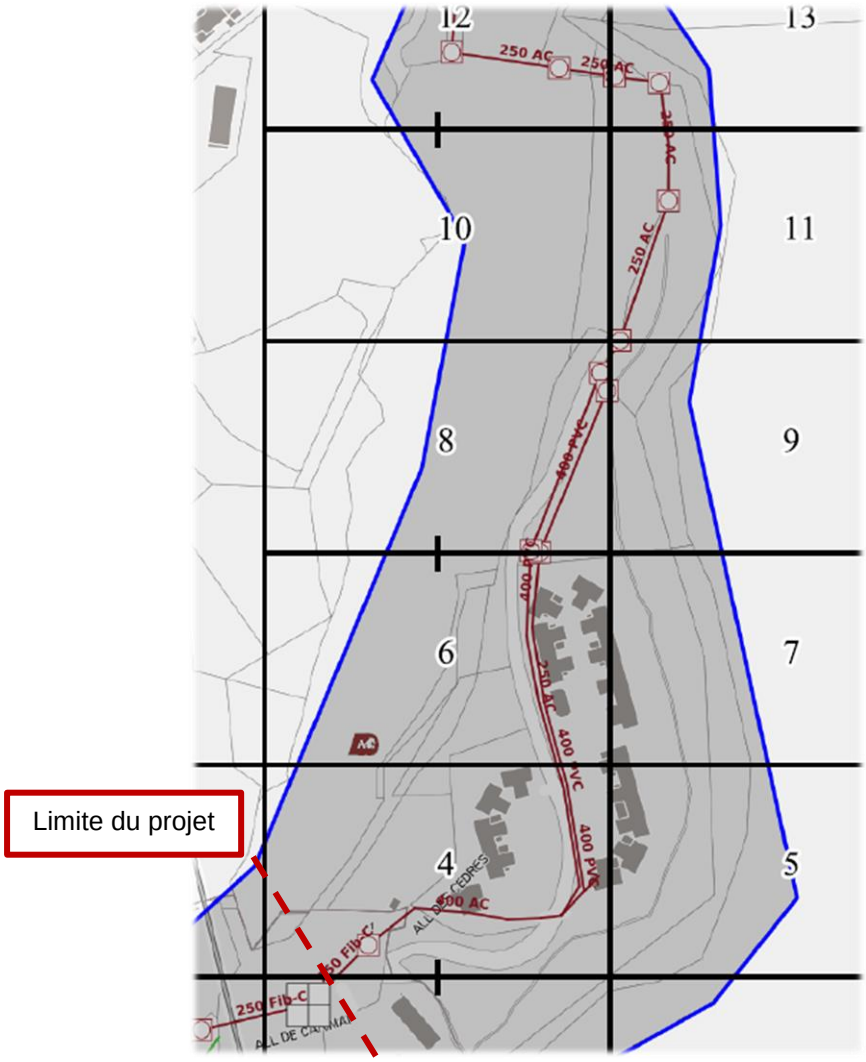


Figure 2 : Extrait DT Veolia Eau

L'investigation topographique des regards présents sur le site a permis de compléter le plan fourni par Véolia dans la DT comme suit :

- 3 réseaux abandonnés en amiante ciment 150 mm,
- Un réseau descendant de la falaise depuis la résidence des pins, qui traverse le ponceau en encorbellement (fonte DN200).

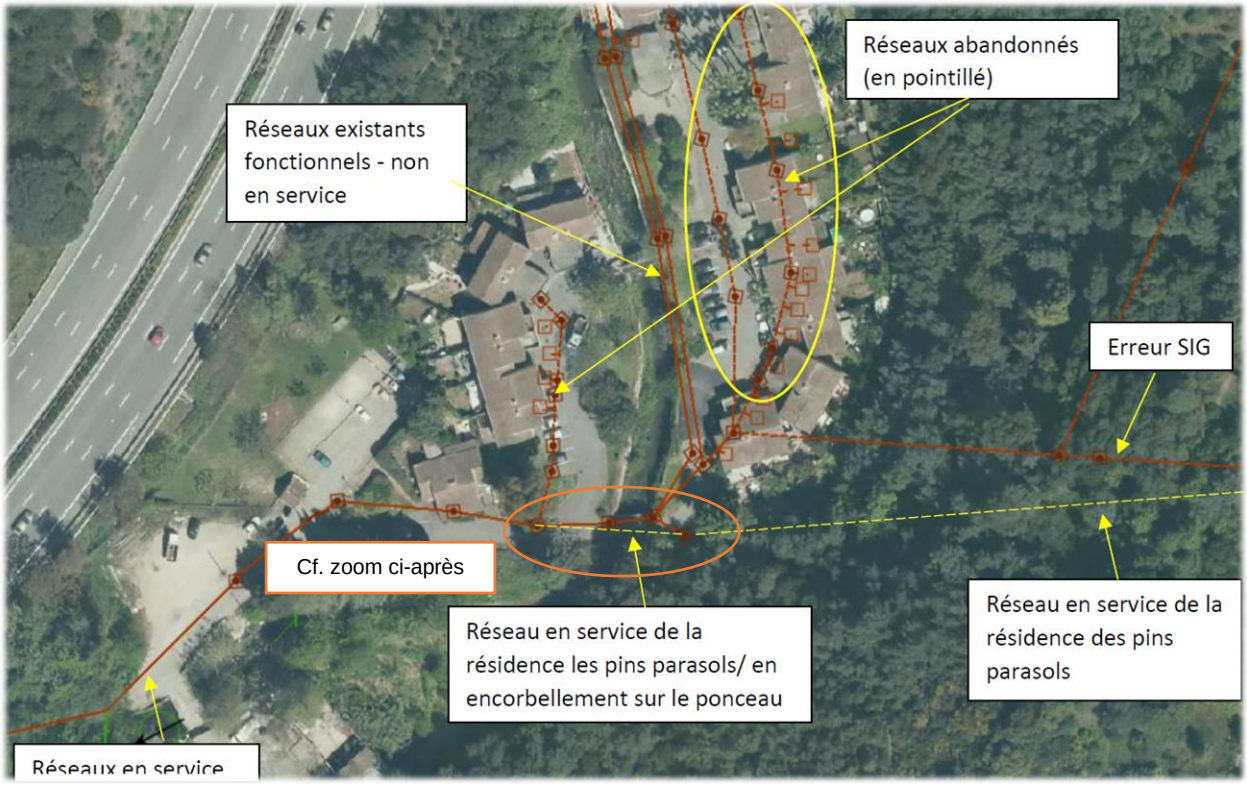


Figure 3 : Compléments à la DT Véolia - Explication des réseaux EU dans l'emprise du projet

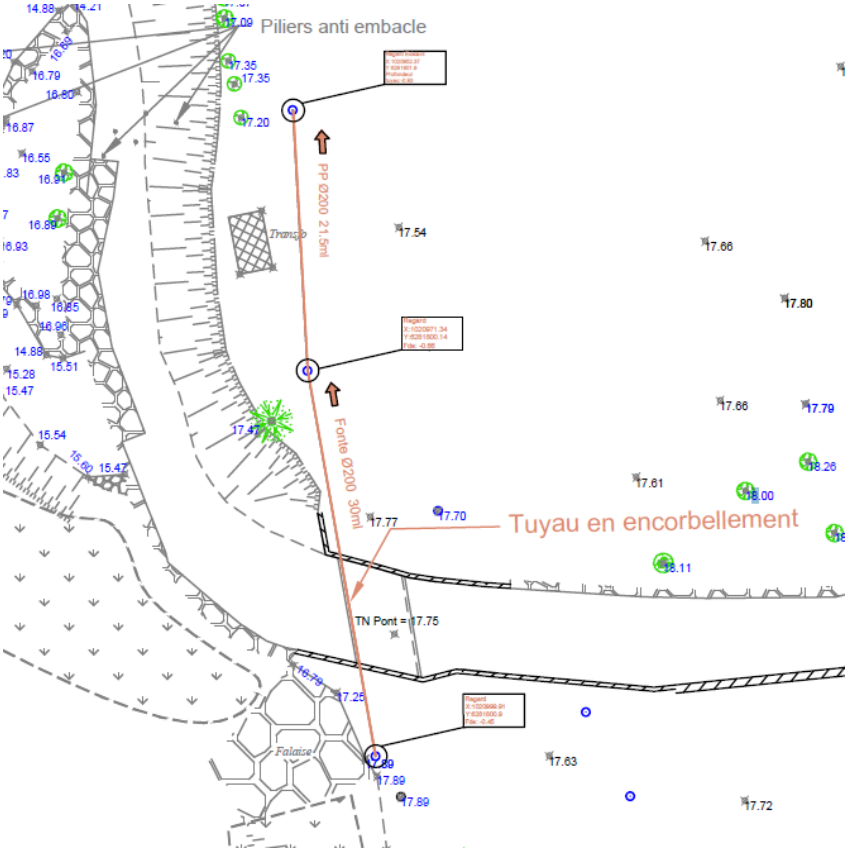


Figure 4 : Zoom sur passage en encorbellement du réseau EU sur le ponceau

3. Travaux envisagés

L'aménagement du bassin nécessite la réalisation des travaux suivants :

- Curage – Vidange des réseaux par le délégataire (Veolia Eau),
- Consignation du réseau ;
- Dépose du réseau en amiante ciment depuis l'ouvrage de traversée de l'A8,
- Dépose du réseau PVC 400,
- Dépose du réseau en fibre ciment jusqu'à l'aval du barrage,
- Dépose des 3 réseaux abandonnés en amiante ciment 150 mm,
- Dépose de la fonte 200 et du PP 200 du réseau provenant de la résidence rive gauche,
- Dépose du siphon existant traversant le lit mineur de la Grande Frayère.

Au stade de l'AVP, il est envisagé un recalibrage – dévoiement du réseau dans sa partie aval pour récupérer l'antenne venant du pan de la colline. Ce réseau devra traverser le barrage dans le radier du pertuis. Par conséquent, un poste de refoulement sera nécessaire à l'aval du barrage pour reconnecter le réseau sur l'existant.

La CAPL n'écarte pas non plus la possibilité de dévoyer ce réseau en dehors de l'emprise du projet.

Ci-après est présenté le schéma de principe du dévoiement du réseau dans le pertuis du barrage.

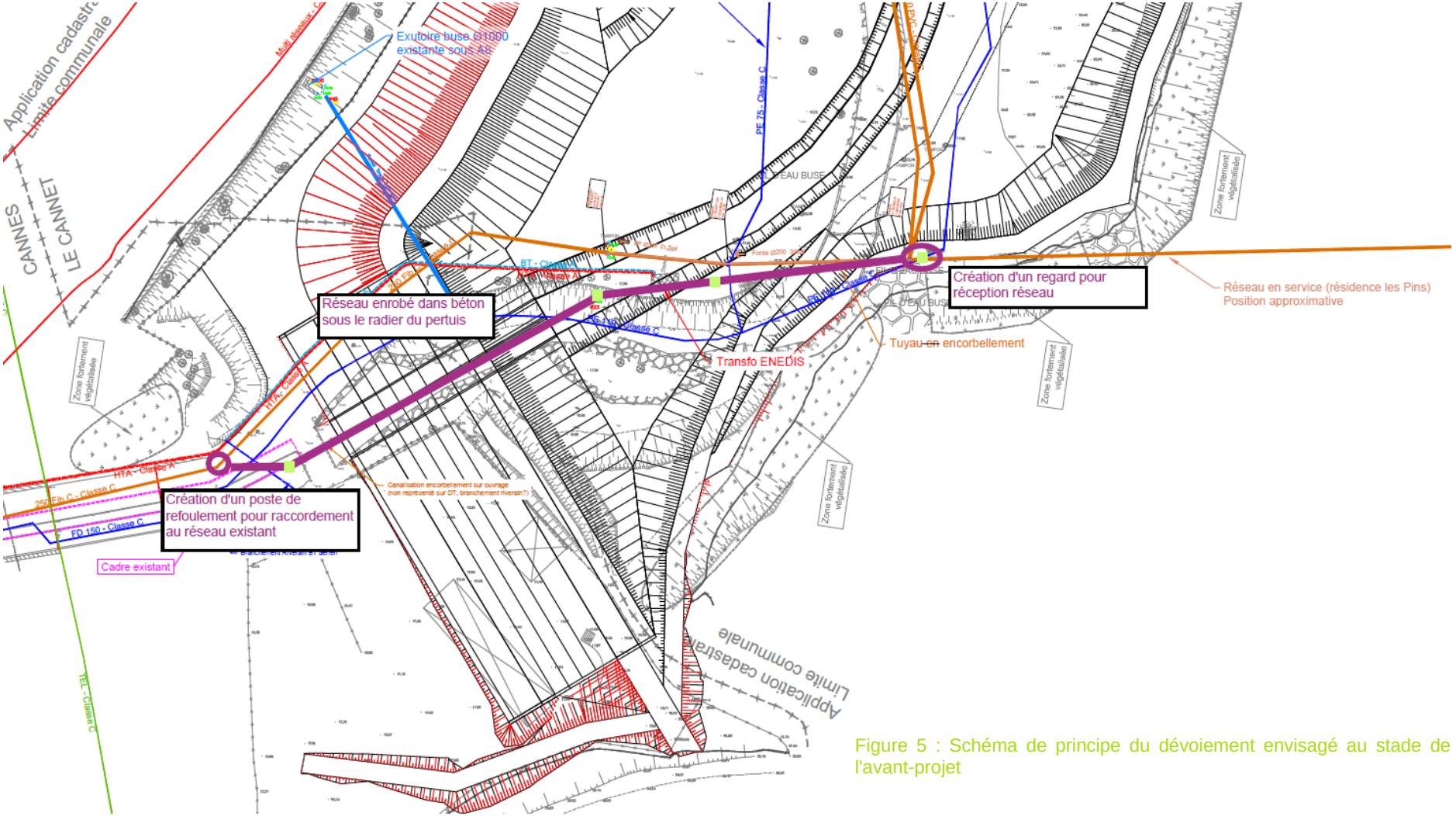


Figure 5 : Schéma de principe du dévoiement envisagé au stade de l'avant-projet

4. Données à valider par VEOLIA

Afin de dimensionner le poste de refoulement nécessaire à l'aval du barrage, VEOLIA communiquera à la CAPL les débits de dimensionnement.

Annexe : DT

CANNES PAYS DE LÉRINS
Communauté d'agglomération de Cannes, Le Cannet, Mandelieu-La Napoule, Mougins et Théoule/Mer

Annexe 4 : Notice d'aménagement paysager, Atelier Le Fur Paysages, 2024

Construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues sur la rivière de la Grande Frayère au lieu-dit ancien hameau de Carimaï



Notice aménagements paysagers

AVP

Auteur : Atelier LE FUR Paysages date : 16/05/2024

CANNES PAYS DE LÉRINS

suez

Atelier Le Fur Paysages

Sommaire

1 - Rappel du contexte..... 2

2 - Parti d'aménagement paysager 4

3- Description des aménagements paysagers..... 4

4- Photomontages 7

1 - Rappel du contexte

Le hameau de Carimaï est situé dans le fond d'un vallon (nommé Garimaïl d'où le nom du hameau) traversé par le fleuve La Grande Frayère. C'est une zone inondable, particulièrement exposée car le vallon est fermé en aval par un talus SNCF, ligne Cannes-Grasse ouverte en 1870. Seul un étroit tunnel sous la voie SNCF donne accès à ce hameau.

Outre le talus SNCF, l'ensemble du site est cerné de tous côtés par des talus :
- à l'ouest, le talus abrupt de l'autoroute A8 qui domine le site du nord au sud
- au sud et à l'est un talus boisé de chênes verts avec en haut de ce versant une urbanisation dense
Il est à noter qu'au nord, la Grande Frayère débouche par un tunnel qui traverse l'A8 d'ouest en est

Le sol est constitué d'alluvions et de remblais entropiques jusqu'à 15m d'épaisseur. La roche gneissique émerge cependant en périphérie à l'est particulièrement.

En 2015 une crue exceptionnelle submerge le vallon et fait un mort. Le hameau est évacué, les bâtiments démolis excepté une petite activité de maçonnerie au niveau du tunnel. 5 ans après, l'ancien hameau de Carimaï fait l'objet d'un projet de ralentissement des crues, en créant un barrage situé en aval devant le talus SNCF. L'activité de maçonnerie, située sur l'emprise du barrage, est finalement supprimée.

Actuellement le site est une friche qui sert de dépôts de matériaux. Il est marqué par les végétaux des anciens jardins, en particulier de hauts palmiers (Washingtonia robusta) qui donnent au site un aspect surréaliste. Un boisement de pins situé sur un éperon rocheux le long de l' A8 sera conservé. Sur l'emprise de l'A8, en limite du projet, des écrans boisés seront à protéger lors du chantier (pins au nord, eucalyptus au sud). Ces boisements vont contribuer à une meilleurs intégration du projet dans le site.

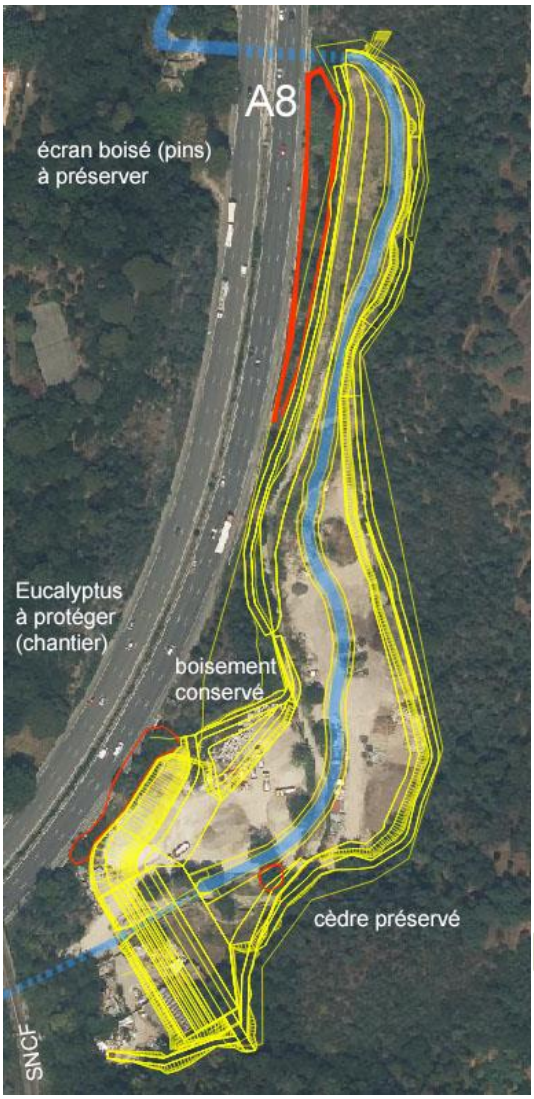
Végétaux d'ornement conservés

Outre barrage au niveau du talus SNCF le projet prévoit de décaisser le site sur 2m de profondeur, plus 1.20m pour le lit mineur de la Grande Frayère. Aucun arbre d'ornement existant ne pourra être conservé, excepté un beau cèdre situé en limite sud-est .



Beau cèdre pouvant être conservé
Ci-dessous, palmiers supprimés





Végétaux protégés

Le BET Biotope a déterminé deux espèces protégées à réimplanter sur le site : la consoude bulbeuse et l'alpiste aquatique. La zone de transplantation sur le site sera définie par Biotope ultérieurement.

Covisibilité

L'étude de covisibilité a montré que, compte tenu de la végétation ligneuse sur le talus SNCF, de la vitesse des trains celle des véhicules sur l'A8, seuls les grands immeubles de la résidence Les Pins Parasols situés en haut du versant est ont une vue plongeante sur le site.



2 - Parti d'aménagement paysager

Le parti paysager a pour objectif de renaturer le vallon en accompagnant le projet technique avec un choix de palettes végétales privilégiant la biodiversité et l'adaptation au réchauffement climatique. En effet, il n'est pas prévu d'arrosage artificiel. Seules deux années de garantie-entretien permettront un arrosage ponctuel avant une indépendance hydrique.
Le projet technique consiste à réaliser :

- Sur la partie amont rive droite (tronçon Nord), un épaulement du talus de l'A8 en enrochements bétonnés à 3H/2V ;
- Au droit de l'éperon naturel en rive droite, un terrassement du talus à 2H/1V ;
- En rive gauche, un terrassement de la berge à 2H/1V jusqu'à la cote de fond du bassin ;
- Un barrage de fermeture composé :
    - D'une section courante longeant l'A8 ;
    - D'une section déversante barrant la vallée composée d'un seuil et de marches d'escaliers en enrochements bétonnés.
- Un reprofilage du lit mineur de la Grande Frayère avec des berges à 4H/1V.

Des rampes d'accès complètent l'aménagement.



L'aménagement paysager de l'ouvrage va se concentrer sur le lit mineur de la Grande Frayère et la berge rive gauche du bassin. Seuls les talus encadrant le barrage pourront être enherbés, le barrage étant classé au titre de la sécurité des ouvrages hydrauliques. L'épaulement de l'A8 est prévu en enrochements bétonnés sans végétation, le parement devant rester visible pour les inspections périodiques.

3- Description des aménagements paysagers

Au préalable, dès l'ouverture du chantier : veiller à la protection des arbres à conserver : écrans boisés en limite de l'A8, hors emprise, boisement sur éperon naturel et cèdre en limite sud-est.

De la terre végétale de première qualité sera apportée sur une épaisseur de 30cm sur tous les talus plantés en plants forestiers, 20cm pour les talus enherbés et 50cm sur les zones planes : à proximité de l'éperon naturel et en limite est, en partie haute.



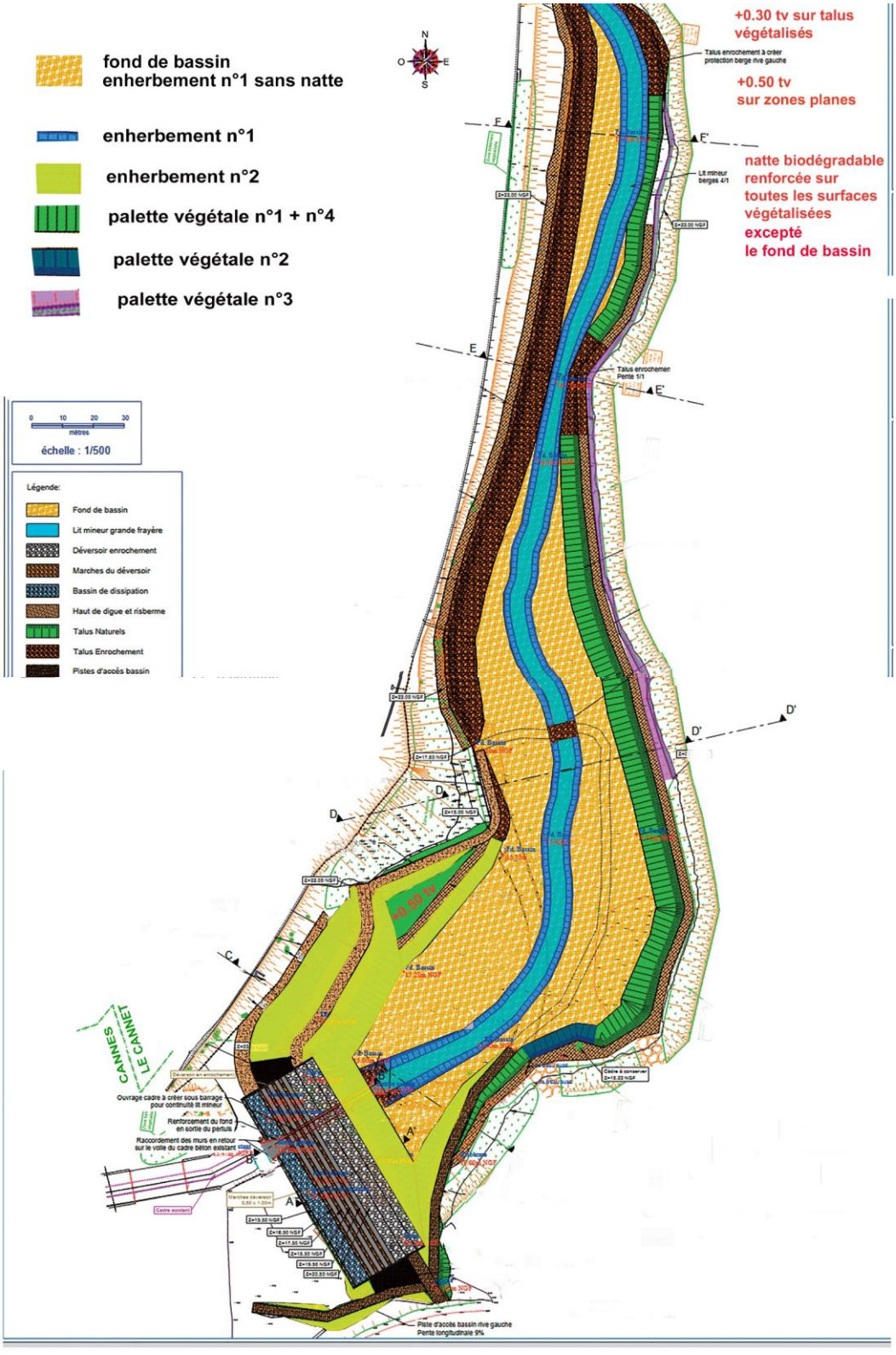
Nattes en coco renforcées type Bionatte coco avec filet PP450g/m2 (chez Aqua Terra Solution ou similaire) **sur tous les talus enherbés et les zones plantées** pour à la fois assurer une protection mécanique et pour éviter le désherbage. Fixation des nattes

- par des clous bois qui se décomposent à terme pour les zones horizontales : risberme haute en limite est et triangle horizontal à l'ouest
- par des cavaliers métalliques pour les talus rocheux.

Seul le lit majeur c'est à dire le fond de bassin sera simplement enherbé par hydro-seeding, sans natte.

Mélanges de graines : les nattes pré-ensemencées n'ont pas été retenues car le mélange de graines proposé convient aux zones plus humides. Les mélanges de graines choisies pour ce projet sont spécifiques aux zones sèches. L'ensemencement se fera par hydro-seeding avant la mise en place des nattes.

- <u>Sur les berges du lit mineur à pente douce 4H/1V</u> : mélange de graines pour zones sèches. Ce mélange supporte une immersion temporaire
- <u>Sur les talus du barrage</u> : même mélange de graines pour zones sèches
- **<u>Plants forestiers mycorhizés</u> :** pour assurer une bien meilleure reprise des végétaux. La mycorhization consiste à faire cohabiter les racines d'un végétal avec des souches de champignons sélectionnés. Cette association symbiotique favorise les échanges nutritifs et aboutit à une amélioration des performances de reprise et de croissance des jeunes plants (Pépinière Robin). Prévoir **godets anti-chignon** (Robin) plus allongé pour éviter l'entrelacs des racines. **Manchons anti-rongeurs** pour la protection contre les attaques des lapins
- <u>Sur le grand talus est et les zones planes</u> : palettes végétales de plants forestiers d'arbres et d'arbustes variant selon les expositions. Densité pour arbres : 1/4m2, pour arbustes : 4/m2



Périodes de semis et de plantation
Enherbement : de mars à mai ou septembre-octobre
Plants forestiers : plantation impérativement de la mi-novembre à mi-décembre pour profiter des pluies d'automne . L'arrêt de végétation et la descente de sève va nourrir le système racinaire qui va se développer pendant l'hiver et va permettre à la plante de bien s'enraciner, de mieux supporter par la suite les vents violents et surtout de passer le cap de la sècheresse du premier été.

ENHERBEMENT N°1 sur talus 4/1 lit mineur

Mélange Aqua Terra 3 : zone sèche

Mélange AquaTerra **3 : ZONES SECHES**

Conditionnement : sac de 10 kg (jusqu'à 1 000 m²)

10%	Ray-Grass anglais	*Lolium perenne*
35%	Fétuque élevée	*Festuca arundinacea*
20%	Fétuque ovine durette	*Festuca ovina*
15%	Dactyle	*Dactylis glomerata*
10%	Fétuque rouge traçante	*Festuca rubra*
6%	Petite pimprenelle	*Sanguisorba minor*
1%	Plantain lancéolé	*Plantago lanceolata*
1%	Plantain corne de cerf	*Plantago coronopus*
1%	Lotier corniculé	*Lotus corniculatus*
1%	Trèfle blanc	*Trifolium repens*

Mélange adapté aux zones chaudes et sèches

- Fort pouvoir de fixation des sols
- Très haute résistance à la sécheresse
- Bon recouvrement du sol

ENHERBEMENT n°2 SUR TALUS 2/1 près du barrage

Mélange Aqua Terra 3 : zone sèche

Palettes végétales

1 - expo soleil

Arbutus unedo cépée
Cercis siliquastrum
Prunus amygdalus
Pistacia terebinthus
Quercus ilex cépée

2 - expo « nord »

Acer monspessulanum
Cistus salviifolius
Quercus pubescens
Phillyrea latifolia

3 - expo ombre sous les arbres existants

Rhamnus alaternus
Juniperus oxycedrus
Pistacia lentiscus
Viburnum tinus
Phillyrea angustifolia

4 - Arbustes très résistants au sec

Anthyllis cytisoides
Arbutus andrachne
Asphodelus fistulosus
Ballota pseudodictamnus
Centranthus ruber
Cistus monspeliensis
Cistus x tardiflorens
Coronilla juncea C1,4
Dorycnium pantaphyllum

Euphorbia charachias subsp. Wulfenii
Lonicera etrusca C3
Phlomis chrysophylla
Phlomis purpurea
Rosmarinus x noeanus
Santolina lindavica
Scabiosa cretica
Thymus capitatus

4- Photomontages

Repérage des photomontages

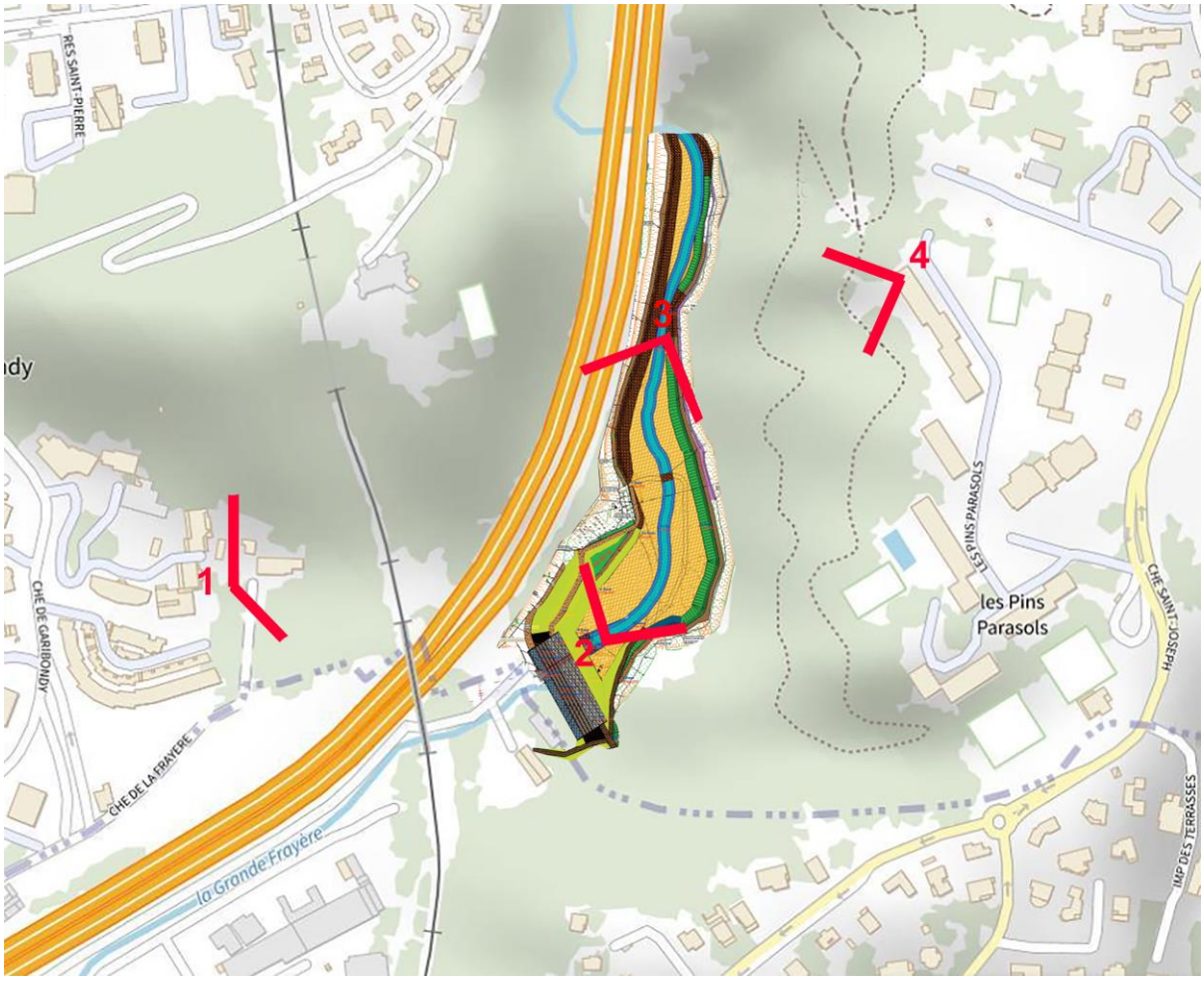
Quatre points de vue ont été déterminés pour réaliser des photomontages des aménagements paysagers, au stade de la plantation après travaux et à 10 ans

1- En « vue d'oiseau » pour une vue d'ensemble du projet

2- Depuis le sud du site vers le nord au niveau des palmiers

3- Depuis le nord du site vers le sud

4- En covisibilité depuis la résidence les Pins Parasols



Photomontage 1 : en « vue d'oiseau »



Etat des lieux



Après travaux à la plantation



A 10 ans

Photomontage 2 : depuis le sud du site vers le nord au niveau des palmiers



Etat des lieux



Après travaux à la plantation



A 10 ans

Photomontage 3 : depuis le nord du site vers le sud



Etat des lieux

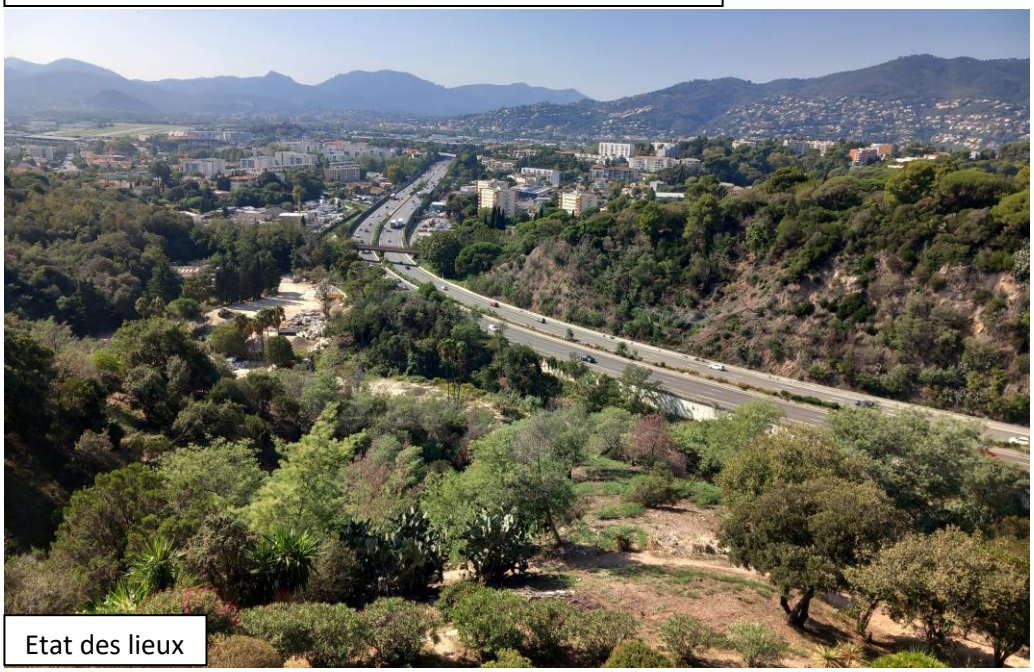


Après travaux à la plantation



A 10 ans

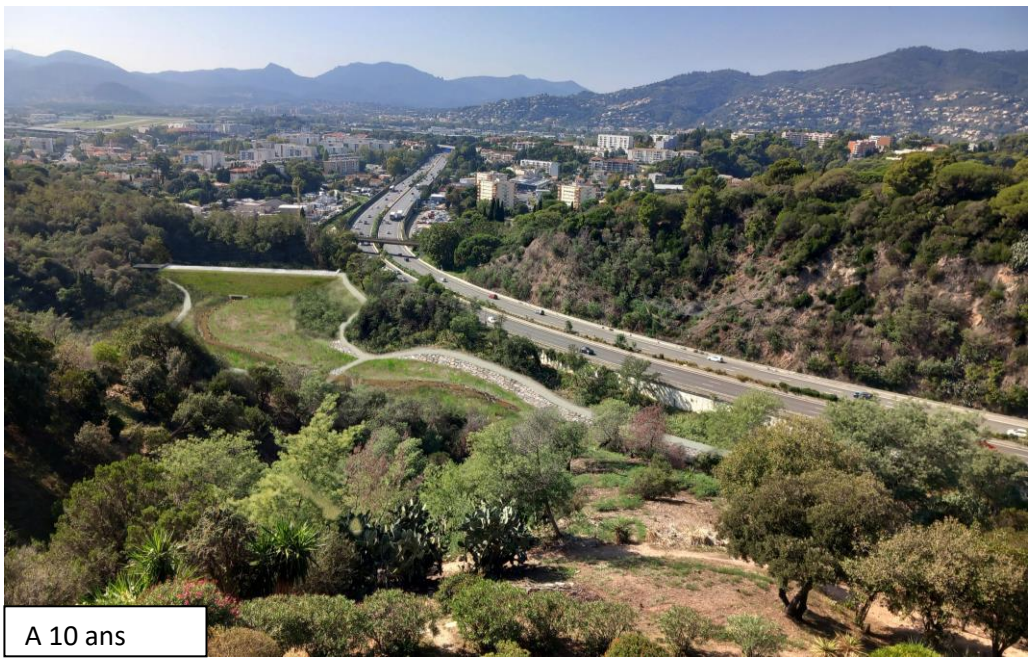
Photomontage 4 : depuis la résidence les Pins Parasols



Etat des lieux



Après travaux à la plantation



A 10 ans

CANNES PAYS DE LÉRINS
Communauté d'agglomération de Cannes, Le Cannet, Mandelieu-La Napoule, Mougins et Théoule/Mer

Annexe 5 : Dossiers de plans, Suez Consulting

Maîtrise d'ouvrage

CANNES PAYS DE LERINS
Communauté d'Agglomération
Cannes, Le Cannet, Mandelieu-la-Napoule,
Rouret, Le Tanneron, Mougins et Théoule-sur-Mer

Maîtrise d'oeuvre pour la construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues au lieu-dit ancien hameau de Carimai, sur la rivière de la Grande Frayère

suez

AVP

Plan et coupes des digues projet

Ind.	Date	Description de la révision	Dessiné par	Validé par
C	Mai. 2024	Modification marches déversoir	S. MARTY	M. JAUMAUX
B	Janv. 2024	Ajout mur de rehausse sur digue	S. MARTY	M. JAUMAUX
A	Sept. 2023	1er édition de plan	S. MARTY	M. DOCHE

Echelle : 1/500 — Chef de projet : Marion JAUMAUX

Fichier : 22MAX005_MOE_CARMAI_AVP_240502_modif emmarchement déversoir.dwg

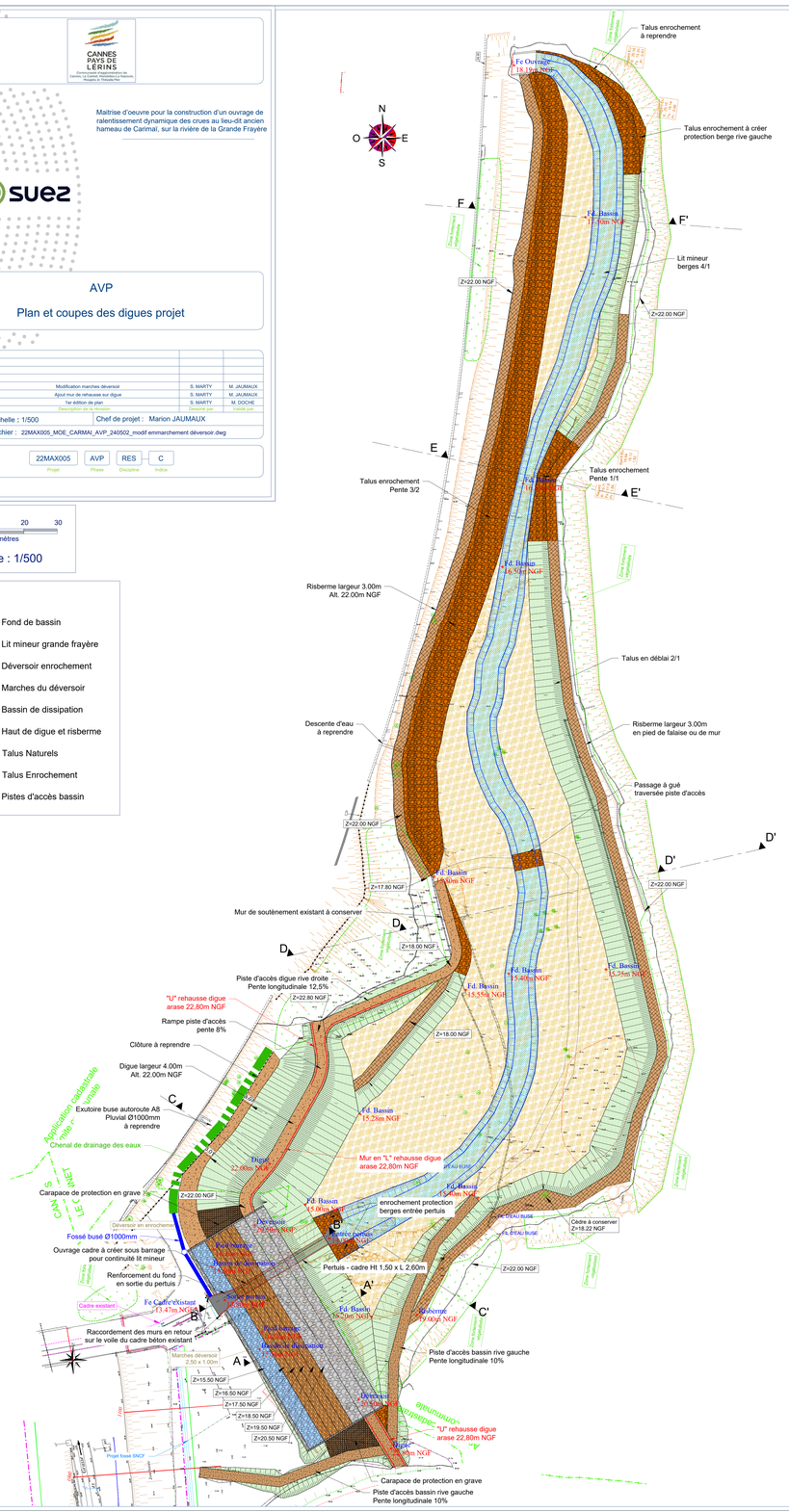
22MAX005	AVP	RES	C
Projet	Phase	Discipline	Indice

0 10 20 30 mètres

échelle : 1/500

Légende:

- Fond de bassin
- Lit mineur grande frayère
- Déversoir enrochement
- Marches du déversoir
- Bassin de dissipation
- Haut de digue et risberme
- Talus Naturels
- Talus Enrochement
- Pistes d'accès bassin


N
O
E
S
Talus enrochement à reprendre
Fe Ouvrage 18.10m NGF
Talus enrochement à créer protection berge rive gauche
Fd. Bassin 17.00m NGF
Lit mineur berges 4/1
Z=22.00 NGF
Talus enrochement Pente 1/1
Talus enrochement Pente 3/2
Fd. Bassin 16.00m NGF
Risberme largeur 3.00m Alt. 22.00m NGF
Talus en déblai 2/1
Descente d'eau à reprendre
Risberme largeur 3.00m en pied de falaise ou de mur
Passage à gué traversée piste d'accès
Z=17.80 NGF
Z=18.00 NGF
Mur de soutènement existant à conserver
Piste d'accès digue rive droite Pente longitudinale 12,5%
Z=22.80 NGF
"U" rehausse digue arase 22,80m NGF
Rampe piste d'accès pente 8%
Clôture à reprendre
Digue largeur 4.00m Alt. 22.00m NGF
Exutoire buse autoroute A8 Pluvial Ø1000mm à reprendre
Application cadastrale limite
Chenal de drainage des eaux
Fd. Bassin 15.28m NGF
Mur en "L" rehausse digue arase 22,80m NGF
Buse 22.66m NGF
Carapace de protection en grave
Fd. Bassin 15.00m NGF
enrochement protection berges entrée pertuis
Fd. Bassin 15.50m NGF
Cadre à conserver Z=18.22 NGF
Fossé busé Ø1000mm
Ouvrage cadre à créer sous barrage pour continuité lit mineur
Pertuis - cadre Ht 1,50 x L 2,60m
Renforcement du fond en sortie du pertuis
Fe Cadre existant 13.47m NGF
Fd. Bassin 16.00m NGF
Raccordement des murs en retour sur le voile du cadre béton existant
Marches déversoir 2.50 x 1.00m
Z=15.50 NGF
Z=16.50 NGF
Z=17.50 NGF
Z=18.50 NGF
Z=19.50 NGF
Z=20.50 NGF
Déversoir 20.40m NGF
Risberme 17.00m NGF
Piste d'accès bassin rive gauche Pente longitudinale 10%
"U" rehausse digue arase 22,80m NGF
Buse 20.70m NGF
Carapace de protection en grave
Piste d'accès bassin rive gauche Pente longitudinale 10%
Projet fosse SNCF
Fd. Bassin 15.25m NGF
Fd. Bassin 14.55m NGF
Fd. Bassin 15.40m NGF
Fd. Bassin 16.50m NGF
Fd. Bassin 17.40m NGF
Fd. Bassin 18.30m NGF
Fd. Bassin 19.20m NGF
Fd. Bassin 20.10m NGF
Fd. Bassin 21.00m NGF
Fd. Bassin 21.90m NGF
Fd. Bassin 22.80m NGF
Fe Ouvrage 18.10m NGF
Fe Cadre existant 13.47m NGF
Fe Buse 22.66m NGF
Fe Buse 20.70m NGF
Fe Buse 15.40m NGF
Fe Buse 15.25m NGF
Fe Buse 14.55m NGF
Fe Buse 15.28m NGF
Fe Buse 15.50m NGF
Fe Buse 15.00m NGF
Fe Buse 16.00m NGF
Fe Buse 17.00m NGF
Fe Buse 18.00m NGF
Fe Buse 19.00m NGF
Fe Buse 20.00m NGF
Fe Buse 21.00m NGF
Fe Buse 22.00m NGF
Fe Buse 23.00m NGF
Fe Buse 24.00m NGF
Fe Buse

Maîtrise d'ouvrage

CANNES PAYS DE LERINS
Communauté d'agglomération de Cannes, Mandelieu-la-Napoule, Pays de Lérins, Pôle Azur Provence, Vallauris-Golfe-Juan, Mougins et Théoule-sur-Mer

Maîtrise d'oeuvre pour la construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues au lieu-dit ancien hameau de Carimal, sur la rivière de la Grande Frayère

suez

AVP

Détail pertuis

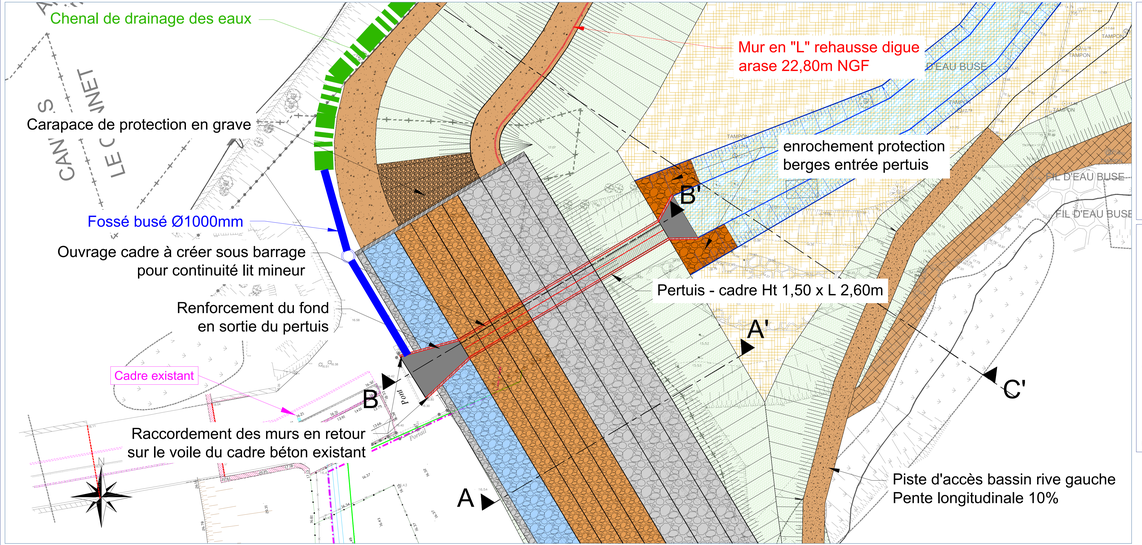
Ind.	Date	Description de la révision	Dessiné par	Validé par
C	Mai. 2024	Modification marches déversoir	S. MARTY	M. JAUMAUX
B	Janv. 2024	Ajout mur de rehausse sur digue	S. MARTY	M. JAUMAUX
A	Sept. 2023	1er édition de plan	S. MARTY	M. DOCHE

Echelle : 1/250

Chef de projet : Marion JAUMAUX

Fichier : 22MAX005_MOE_CARMAI_AVP_240502_modif emmarchement déversoir.dwg

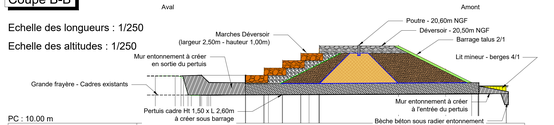
22MAX005	AVP	RES	C
Projet	Phase	Discipline	Indice



Coupe B-B'

Echelle des longueurs : 1/250

Echelle des altitudes : 1/250



PC : 10.00 m

| | | |

Maîtrise d'ouvrage

CANNES PAYS DE LERINS
Communauté d'Agglomération
Cannes, Le Cannet, Mandelieu-la-Napoule
Vallauris, Le Rouret, Théoule-sur-Mer

Maîtrise d'oeuvre pour la construction d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues au lieu-dit ancien hameau de Carimai, sur la rivière de la Grande Frayère

suez

AVP

Coupes types

Ind.	Date	Description de la révision	Dessiné par	Validé par
C	Mai. 2024	Modification marches déversoir	S. MARTY	M. JAUMAUX
B	Janv. 2024	Ajout mur de rehausse sur digue	S. MARTY	M. JAUMAUX
A	Sept. 2023	1er édition de plan	S. MARTY	M. DOCHE

Echelle : 1/200 | Chef de projet : Marion JAUMAUX

Fichier : 22MAX005_MOE_CARMAI_AVP_240502_modif emmarchement déversoir.dwg

Projet	Phase	Discipline	Indice
22MAX005	AVP	RES	C

