

***Lutte contre les inondations sur le bassin versant de la Verse à
Berlancourt et Beaugies-sous-Bois***

Aménagement de deux ouvrages écrêteurs de crue

***Document III
Caractéristiques du projet
Dossier PRO***

Mission de maîtrise d'œuvre relative à l'aménagement de deux ouvrages écrêteurs de crues de la Verse (60)

Phase PRO

*Avril 2021
A94294/H*



Entente Oise Aisne
11, cours Guynemer
60200 COMPIEGNE
Tél : 03.44.38.83.83

Antea Group - Agence NORD et EST
Implantation de Lille
Synergie Park – 5, avenue Louis Néel
59260 LEZENNES
Tél. : 03.20.43.25.55
Fax : 03.20.05.54.87



Sommaire

	Pages
1. Introduction	6
1.1. Généralités	6
1.2. Documents disponibles et objet du rapport	7
2. Modifications par rapport au stade AVP.....	8
2.1. Abandon de l'ouvrage de Muirancourt.....	8
2.2. Remarques formulées par l'IRSTEA au stade AVP.....	8
3. Contexte.....	9
3.1. Contexte géologique, hydrogéologique et hydrologique	9
4. Création des ouvrages écrêteurs de crues	14
4.1. Principes généraux	14
4.2. Dispositions communes aux deux ouvrages	15
5. Ouvrage de Beaugies-sous-Bois.....	20
5.1. Dimensions et caractéristiques générales	20
5.2. Corps de digue.....	23
5.3. Ouvrage de surverse.....	25
5.4. Ouvrage de régulation de la Verse	26
5.5. Données hydrauliques.....	28
5.6. Revanche au vent	32
5.7. Géotechnique et dimensionnement des fondations	33
5.8. Dispositif d'auscultation de l'ouvrage	43
5.9. Dispositif anti embâcles	44
5.10. Contraintes spécifiques à l'ouvrage de Beaugies sous-bois.....	45
6. Ouvrage de Berlancourt	47
6.1. Dimensions et caractéristiques générales	47
6.2. Corps de digue.....	50
6.3. Ouvrage de surverse.....	54
6.4. Ouvrage de régulation de la Verse	55
6.5. Données hydrauliques.....	57
6.6. Revanche au vent	61
6.7. Géotechnique et prédimensionnement des fondations.....	62
6.8. Dispositif d'auscultation de l'ouvrage	74
6.9. Dispositif anti embâcles	75
6.10. Contraintes spécifiques à l'ouvrage de Berlancourt.....	76
7. Recommandations constructives générales.....	79
7.1. Approvisionnement des matériaux.....	79
7.2. Réutilisation de la terre végétale	82
7.3. Terrassement et traficabilité	82
7.4. Modalités de compactage	82
8. Estimation et planning.....	83

8.1. Estimation stade PRO	83
8.2. Planning prévisionnel	83
9. Conclusions	84

Liste des figures

Figure 1 : géologie de la zone d'étude – vue d'ensemble (Données Infoterre).....	9
Figure 2 : Formations rencontrées – coupe type des formations tertiaires	10
Figure 3 : Piézométrie HE 2002 de la nappe de la craie (données Antea Group).....	12
Figure 4 : Implantation prévisionnelle de l'ouvrage de Beaugies-sous-Bois	20
Figure 5 : Localisation de l'ouvrage sur fond parcellaire	21
Figure 6 : Vue en plan du projet de digue de Beaugies	22
Figure 7 : Profil en long de l'ouvrage de Beaugies	23
Figure 8 : Coupe type de l'ouvrage de Beaugies, section courante.....	24
Figure 9 : Coupe type de l'ouvrage de Beaugies, section lit mineur.....	24
Figure 10 : Dispositif de régulation de la digue de Beaugies – Vue de face	27
Figure 11 : Dispositif de franchissement de la digue - vue en plan	27
Figure 12 : Beaugies – Simulation après aménagement : Q100, Q50, Q10 et Q5 (données AVP)	30
Figure 13 : Ligne d'eau Beaugies - Q10	31
Figure 14 : Ligne d'eau Beaugies - Q100	31
Figure 15 : Profil géotechnique de synthèse pour l'ouvrage de Beaugies-sous-Bois	33
Figure 16 : Géométrie prise en compte dans Tasseldo.....	38
Figure 17 : Contraintes identifiées - secteur Beaugies	46
Figure 18 : Implantation prévisionnelle de l'ouvrage de Berlancourt	47
Figure 19 : Localisation de l'ouvrage sur fond parcellaire	48
Figure 20 : Vue en plan de la digue de Berlancourt	50
Figure 21 profil en long – Ouvrage de Berlancourt.....	51
Figure 22 : Détail sur les aménagements de chemin sur l'ouvrage de Berlancourt	52
Figure 23 : Coupe type de l'ouvrage de Berlancourt – section courante	53
Figure 24 : Coupe type de l'ouvrage de Berlancourt – section lit mineur	53
Figure 25 : Dispositif de régulation de la digue de Berlancourt - Vue de Face	56
Figure 26 : Dispositif de franchissement de la digue - vue en plan	56
Figure 27 : Berlancourt – Simulation après aménagements : Q100, Q50, Q10 et Q5	59
Figure 28 : Ligne d'eau Berlancourt - Q10.....	60
Figure 29 : Ligne d'eau Berlancourt – Q100.....	60
Figure 30 : Profil géotechnique de synthèse pour l'ouvrage de Berlancourt – scénario 3	63
Figure 31 : Variation de faciès dans les sondages - Digue de Berlancourt	64
Figure 32 : Géométrie prise en compte dans Tasseldo.....	69
Figure 32 : Contraintes identifiées – Secteur Berlancourt	77
Figure 33 : Principales carrières autour du secteur projet	80
Figure 34 : Extrait du tracé projet du Canal Seine-Nord Europe.....	81
Figure 35 : profil en long du projet de canal –Bief à proximité de Muirancourt	81

Liste des Tableaux

Tableau 1 : Pluie référence pour chaque période de retour de crue	13
Tableau 2 : Perméabilité des sols d'assise	13
Tableau 3 : Parcelles concernées par l'ouvrage de Beaugies sous-bois	20
Tableau 4 : Modèle géotechnique de synthèse pour l'ouvrage de Beaugies-sous-Bois...	33
Tableau 5 : Parcelles concernées par l'ouvrage de Berlancourt.....	48
Tableau 6 : Modèle géotechnique de synthèse pour l'ouvrage de Berlancourt.....	62

Annexes

Annexe 1 : Plans des ouvrages
Annexe 2 : Données hydrauliques
Annexe 3 : Investigations géotechniques
Annexe 4 : Calculs de tassements Foxta
Annexe 5 : Calculs TALREN
Annexe 6 : Calculs fosses de dissipation
Annexe 7 : Dimensionnement des ouvrages de surverse
Annexe 8 : Détail Estimatif
Annexe 9 : Planning prévisionnel

Suivi des modifications

Le document a été modifié afin de répondre au courrier de le DREAL du 01/12/2020.

Le tableau suivant indique l'emplacement des réponses apportées aux demandes de compléments :

Référence de la demande de complément	Page et paragraphes comprenant les réponses apportées
A – Vérification sismique selon DGPR	§ 5.7.6 + § 6.7.6 + Annexe 5
B – Calculs tassements	§ 5.7.5 + § 6.7.5
C – Vérification de la stabilité post-travaux	§ 5.7.6 + § 6.7.6 + Annexe 5
D – Cohérence caractéristiques rentrées dans Talren	§ 5.7 + § 6.7 + Annexe 5
E – Risque d'érosion de conduit	§ 5.4 + § 6.4
F – Calculs de revanche au vent	§ 5.6 + § 6.6
G – Revanche au vent comprenant les tassements résiduels	§ 5.7.5 + § 6.7.5
H – Calculs des fondations du génie civil	§ 5.7.3 + § 6.7.3
I – Fonctionnement hydraulique des vannes	§ 5.4 + § 6.4
J – Dimensionnement des évacuateurs de crues	§ 5.3 + § 6.3 + Annexe 7

1. Introduction

1.1. Généralités

La Verse est un affluent de l'Oise, présentant un linéaire de 21,5 km. Son bassin versant s'étend sur 147 km² dans les départements de l'Aisne et de l'Oise.

Suite à plusieurs épisodes de crue, dont une exceptionnelle en 2007, un programme de lutte contre les inondations a été défini. Dans ce cadre, une « **Etude globale de lutte contre les inondations et de renaturation des cours d'eau** » a été réalisée par le groupement *Hydratec – Asconit*, consultants sous maîtrise d'ouvrage du *Syndicat Intercommunal d'Aménagement et d'Entretien* (SIAE) de la Verse et de ses affluents.

Cette étude proposait un programme global de lutte contre les inondations et de renaturation à l'échelle du bassin :

- actions de lutte contre les inondations et de renaturation, intégrant à la fois la réduction de l'aléa par des ouvrages structurants et des techniques d'hydraulique douce, et des actions de réduction de la vulnérabilité ;
- actions de renaturation et d'entretien des milieux aquatiques (reméandrage, remise en fond de vallée...).

Les actions structurantes de lutte contre les inondations comprenaient notamment :

- la réouverture du cours de la Verse, actuellement busée, dans la traversée de Guiscard;
- la réalisation de trois ouvrages écrêteurs de crues, du type barrage insubmersible perpendiculaire aux axes des vallées :
 - un ouvrage amont à Beaugies-sous-Bois ;
 - un ouvrage amont à Berlancourt-Guivry ;
 - un ouvrage aval à Muirancourt.

Antea Group intervient en tant que maître d'œuvre sur cette opération.

**Au terme du rapport AVP, la faisabilité de l'ouvrage de Muirancourt a été remise en question en raison d'un surcoût important attendu sur les fondations (problématique de tourbes). Ce point est développé plus avant dans le présent rapport PRO.*

1.2. Documents disponibles et objet du rapport

Le présent rapport correspond à la phase **PRO (projet)** pour les deux ouvrages encore d'actualité. Les raisons de la mise en suspens de l'ouvrage de Muirancourt sont également abordées.

Ce rapport s'appuie sur les documents suivants :

- **étude de faisabilité, Hydratec Asconit – ref. 24777**
Faisabilité d'aménagements hydrauliques et restauration du cours d'eau sur le BV de la Verse ;
- **note préliminaire, Antea Group ref. - A79378**
Note préliminaire relative à l'implantation des sites ;
- **rapport Avant Projet Sommaire (APS) indice D, Antea Group – ref. A82509D**
Rapport APS de Septembre 2016 – Description des ouvrages, variantes d'implantation et prédimensionnement ;
- **étude hydrologique et hydraulique indice C, Antea Group – ref. A81464A**
Rapport de Janvier 2016 – Dimensionnement hydraulique des ouvrages écrêteurs ;
- **note complémentaire, Antea Group – ref. NT15-391 B**
Comparaison des solutions de protection et de démolition de l'existant dans les zones d'inondations ;
- **études géotechniques Sémofi – G2 AVP**
Sondages et essais de laboratoire pour les trois ouvrages ;
- **rapport géophysique IMS RN**
Investigations complémentaires pour caractérisation des tourbes sur Muirancourt ;
- **rapport hydromorphologie et sédimentologie, Fluvial.IS - tranche MC2**
Mars 2016 – Evolution de la sédimentologie de la Verse ;
- **diagnostic écologique, Eco Environnement – A15.037**
Etat initial Faune-Flore-Habitat ;
- **note complémentaire Hydratec – Compensation hydraulique de la réouverture de la Verse**
Note justifiant les ouvertures des ouvrages Beaugies et Berlancourt après prise en compte des aménagements de Guiscard ;
- **note IRSTEA – Avis technique sur l'AVP Antea Group du 11/08/17 et Courrier de réponse Antea Group**
Notes émettant des remarques sur les aménagements proposés au stade AVP et réponses Antea Group associées.

2. Modifications par rapport au stade AVP

2.1. Abandon de l'ouvrage de Muirancourt

Au stade AVP, les différents sondages réalisés ont mis en évidence la présence d'une **épaisseur importante de tourbes** au droit de la position envisagée pour l'ouvrage de Muirancourt.

Antea Group préconisait des investigations complémentaires, qui ont été réalisées en 2017.

Ces investigations complémentaires ont confirmé les premiers éléments : l'ouvrage devrait donc être fondé sur fondations profondes ou sur sol amélioré. Au vu des difficultés pour assurer sa stabilité et de l'avis très réservé émis par l'IRSTEA en date du 11/08/2017, le comité de pilotage a pris la décision de ne pas réaliser l'ouvrage de Muirancourt en octobre 2018.

L'ouvrage de Muirancourt n'est donc pas traité dans le présent rapport PRO.

2.2. Remarques formulées par l'IRSTEA au stade AVP

Dans le cadre de sa mission d'assistance aux services de contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques, agissant pour le compte du ministère de l'environnement, l'IRSTEA a remis le 11/08/2017 une note d'Avis sur l'AVP de l'aménagement d'ouvrages écrêteurs de crues sur la Verse.

Les remarques relatives aux ouvrages de Beaugies et Berlancourt ont été prises en compte dans le cadre du présent projet.

Les remarques relatives à l'ouvrage de Muirancourt sont mises *en attente* (voir paragraphe 2.1).

Les modifications demandées portaient sur des compléments de justification des ouvrages et de leurs dimensions, et sur une justification supplémentaire des calculs de stabilité et de tassements.

3. Contexte

3.1. Contexte géologique, hydrogéologique et hydrologique

3.1.1. Contexte géologique

Généralités

La zone d'étude est essentiellement marquée par les formations tertiaires du Thanétien (*Sables de Bracheux*) et du Cuisien (*Sables de Cuise*), toutes deux recouvertes par les limons des plateaux quaternaires, donnant à la région une topographie *molle*.

Les digues à réaliser sont situées dans les fonds de vallons. Des dépôts **alluviaux argilo-limoneux récents (Fz)** seront donc rencontrés à faibles profondeurs, reposant directement sur les formations que le cours d'eau entaille. En bordure de vallon, on rencontrera également des **colluvions de pentes (C)** issus des formations du plateau.

La carte et la coupe géologique sont présentées en Figures 1 et 2.

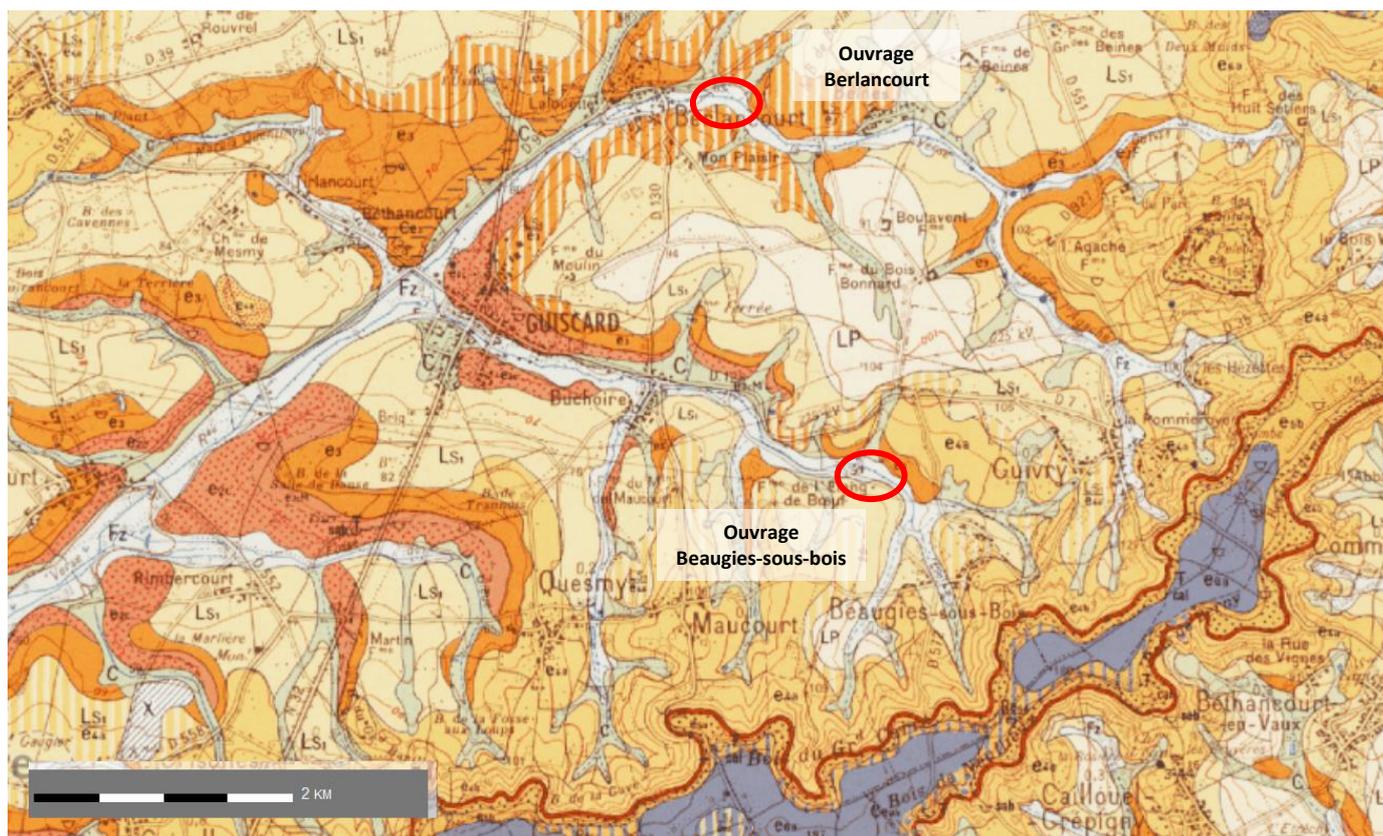
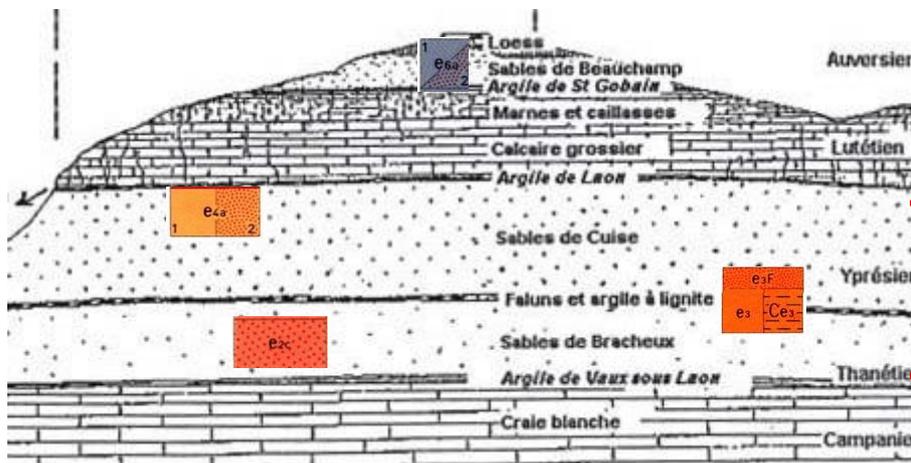
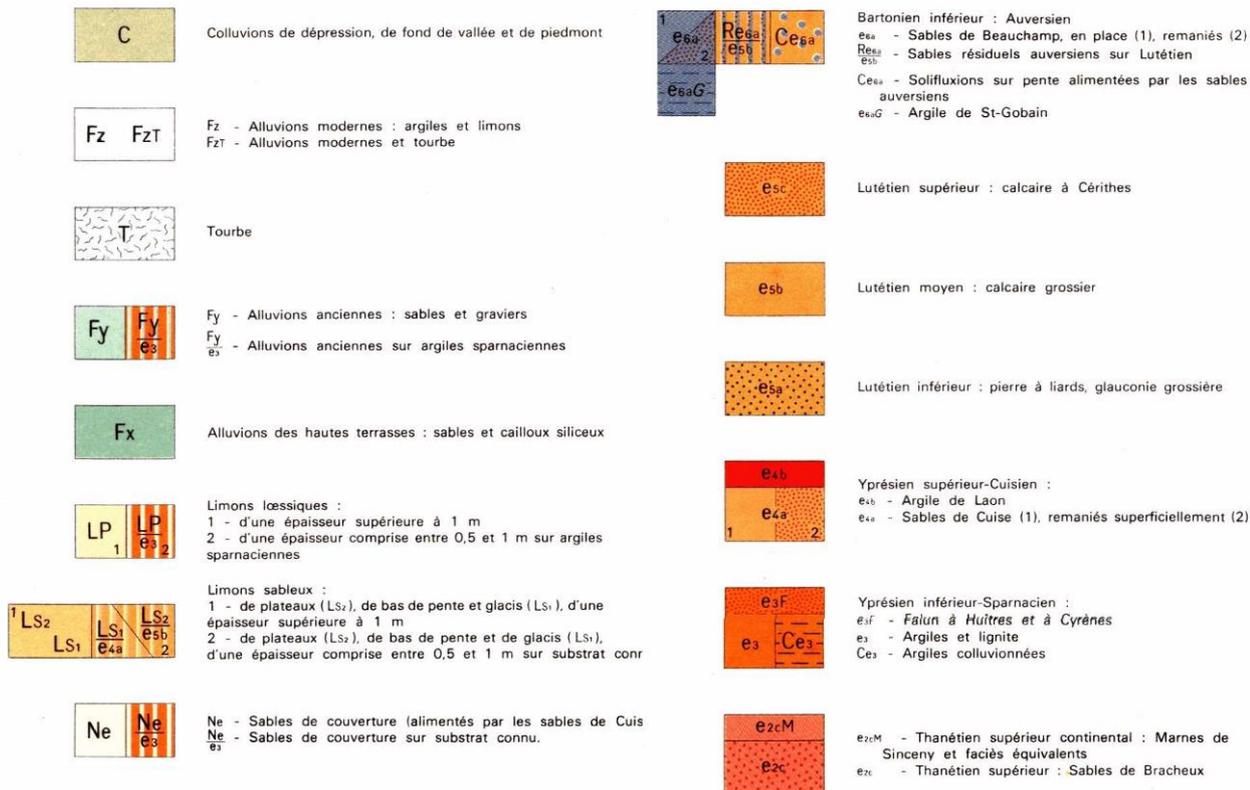


Figure 1 : géologie de la zone d'étude – vue d'ensemble (Données Infoterre)

Mission de maîtrise d'œuvre relative à l'aménagement de deux ouvrages écrêteurs des crues de la Verse
Phase PRO
A94294/H



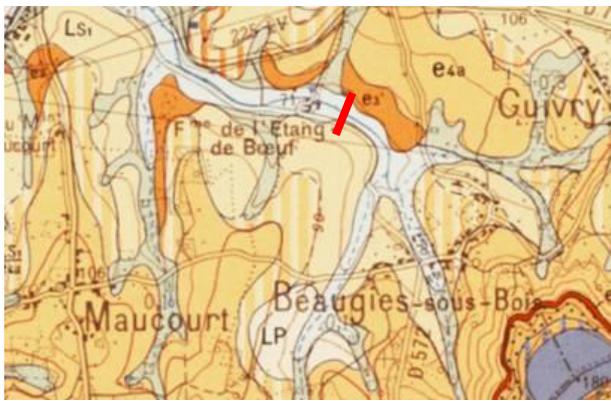
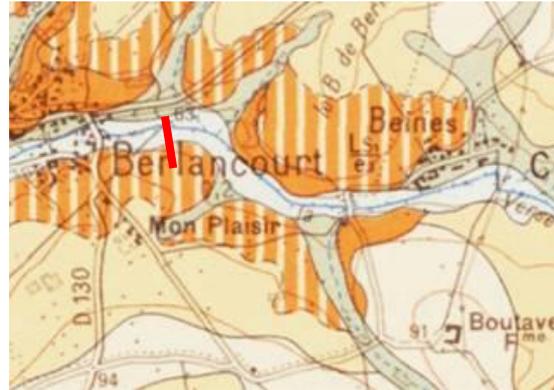
Formations rencontrées au niveau des vallons

Figure 2 : Formations rencontrées – coupe type des formations tertiaires

(Sur la zone projet, l'argile e₃ présente une épaisseur plus importante que sur la coupe type)

Ouvrage de Berlancourt

Sous les **alluvions récentes (Fz)**, l'ouvrage reposera sur les **limons sableux (LS)** et **argiles sparnaciennes (e₃)**.



Ouvrage de Beaugies-sous-bois

Sous les **alluvions récentes (Fz)**, l'ouvrage repose sur les **limons sableux (LS)** et **argiles sparnaciennes (e₃)**.

3.1.2. Contexte hydrogéologique et hydrologique

Il existe deux grands systèmes hydrogéologiques agissant en étroite connexion :

- les **nappes des assises de l'éocène** (tertiaire), qui forment des dômes piézométriques sous les plateaux et sont fortement drainées par les vallées, (*Nappe des sables du Cuisien et Nappe des calcaires du Lutétien*) ;
- la **nappe de la craie** (secondaire) et ses nappes associées * (*Nappe alluviale et nappe des sables thanétiens*).

*En pratique, dans les fonds de vallons, on retrouve une nappe unique regroupant l'aquifère crayeux, le *thanétien* et la nappe alluviale.

Les argiles du Sparnacien (e₃) constituent un niveau pour l'essentiel imperméable avec quelques fins bancs sableux intercalés. Elles séparent de fait les formations aquifères supérieures (sables Cuisien et calcaires lutétiens) des aquifères inférieurs (Thanétien et craie).

L'eau issue des aquifères supérieurs, lorsqu'elle arrive au niveau de cette interface imperméable – ressurgit en surface, créant des **sources**.

Au gré de la topographie et des dépôts récents, la résurgence peut également se faire à l'interface avec les limons quaternaires.

Ce sont ces résurgences qui alimentent **la Verse** et ses différents affluents locaux.

Peu de données piézométriques sont disponibles pour les formations tertiaires, puisque chaque plateau constitue un système hydrogéologique relativement indépendant de son voisin.

Dans les vallons, la nappe de la craie est située à faible profondeur, entre 2 et 5 m d'après les données disponibles. Elle est drainée par le réseau superficiel.

La Figure 3 présente le niveau piézométrique des hautes eaux de 2002 pour la nappe de la craie.

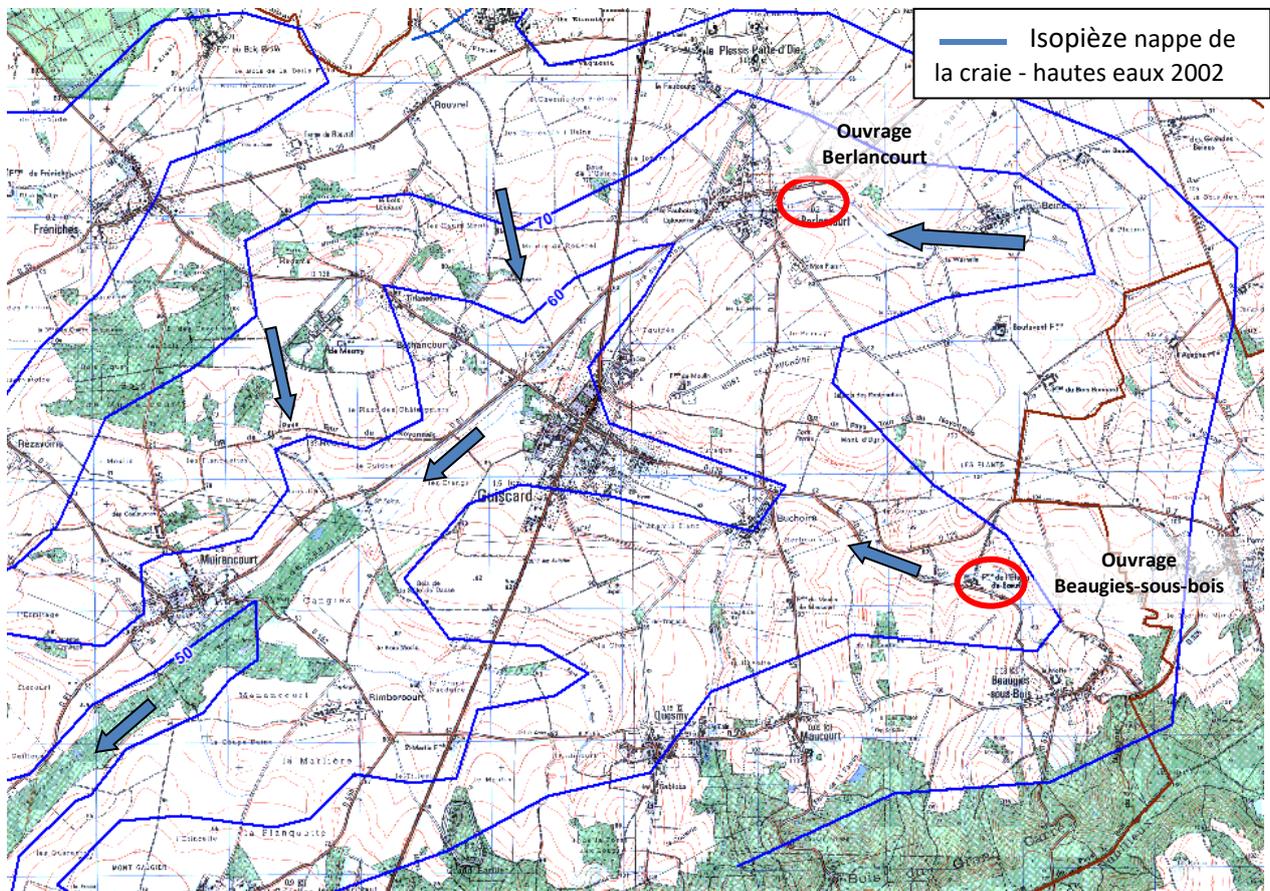


Figure 3 : Piézométrie HE 2002 de la nappe de la craie (données Antea Group)

3.1.3. Données pluviométriques et crues de référence

Les périodes de retour de pluie vérifiées dans le cadre du projet et les pluies correspondantes sont les suivantes :

Période de retour	Durée de pluie	
	1 h	24 h
2 ans	15 mm	32,8 mm
5 ans	21,4 mm	39,2 mm
10 ans	25,2 mm	44,3 mm
50 ans	33,2 mm	58,2 mm
100 ans	36,4 mm	65,5 mm

Tableau 1 : Pluie référence pour chaque période de retour de crue

3.1.4. Perméabilité des sols alluvionnaires (rappel)

Considérant les remarques de l'IRSTEA, la perméabilité du matériau alluvionnaire a été vérifiée dans le cadre des études complémentaires, à raison d'un essai par ouvrage.

Les échantillons intacts ont été prélevés par carottage GéoSond à une profondeur de 2,5 m/TN (soit hors matériaux très superficiels et hors substratum).

Les mesures ont été réalisées au perméamètre à charge variable sur échantillon intact prélevé par carottage, les résultats sont les suivants :

Référence ouvrage	Perméabilité mesurée Géo.S.Lab
Ouvrage de Beaugies	$1.1 \cdot 10^{-9} \text{m/s}$
Ouvrage de Berlancourt	$1.8 \cdot 10^{-10} \text{m/s}$

Tableau 2 : Perméabilité des sols d'assise

Ces gammes de perméabilité sont *faibles à très faibles*, correspondant classiquement à des **matériaux argileux**.

4. Création des ouvrages écrêteurs de crues

4.1. Principes généraux

Les deux ouvrages sont basés sur le même principe, avec un objectif de rétention en période de crue et le maintien du libre écoulement du lit mineur en période normale.

Le dimensionnement est basé sur les données issues de l'étude hydraulique : les cotes de surverse et cotes de crêtes sont fixées en fonction du volume de rétention à atteindre, définissant ainsi la hauteur des ouvrages par rapport au TN.

La position des ouvrages a été définie en concertation avec la maîtrise d'ouvrage lors des premières phases de l'étude.

Pour rappel, l'ouvrage de Muirancourt est abandonné jusqu'à nouvel ordre.

Les grands principes de dimensionnement, décrits ci-après, sont inchangés quel que soit l'ouvrage.

Chaque digue constituera un **barrage insubmersible** placé perpendiculairement à la vallée. Elles seront réalisées en remblai d'apport de faible perméabilité, homogène sur la totalité de la hauteur.

Le dimensionnement hydraulique se fait à **l'échelle du bassin versant (anciennement 3 ouvrages, désormais 2)** et est basé sur un objectif de rétention d'une crue centennale pour *Berlancourt* et *Beaugies*, avec passage en surverse pour une crue supérieure.

D'après la note hydraulique actualisée suite aux remarques formulées par l'IRSTEA, la démarche de dimensionnement au stade PRO est la suivante :

- rétention d'une **crue centennale** en amont des 2 barrages. La cote de l'évacuateur étant calée à ce niveau ;
- l'évacuateur doit permettre de faire passer la crue de sûreté, de période de retour *1000 ans* pour ces barrages. On ajoute à ce niveau la revanche de sécurité calculée dans le 1^{er} rapport hydraulique (*voir Note hydraulique stade AVP*) ;
- vérification de la crue de danger (période de retour 10 000 ans) - afin de s'assurer que le barrage n'est pas submergé ;
- on cale le niveau de la crête du barrage au niveau *le plus haut*, entre le niveau décrit au point précédent et celui de la crue de danger.

4.2. Dispositions communes aux deux ouvrages

4.2.1. Composition du corps de digue

Le corps de digue sera réalisé en **remblai d'apport de faible perméabilité** ($K < 10^{-7}$ m/s), homogène, mis en œuvre par passes successives de faibles épaisseur et compactées selon les règles de l'art (*recommandations GTR*).

Cette gamme de perméabilité correspond classiquement à un **matériau limoneux**.

Considérant :

- la **faible hauteur** des différents ouvrages, de l'ordre de 5,0 m maximum ;
- leur rôle de tamponnement de crue, avec mise en charge **très ponctuelle** ;
- la **faible perméabilité** des sols alluvionnaires d'assise (*ce point constituait l'une des réserves formulées par l'Irstea et a donc été vérifié dans le cadre des investigations complémentaires*) ;
- la **faible perméabilité** du matériau de remblai ;

- **la mise en place d'un dispositif de drainage continu dans le corps de digue n'est pas jugée indispensable si l'on s'en tient aux recommandations du Cemagref***.

(*G. Degoutte – *Petits Barrages - Recommandations pour la conception la réalisation et le suivi - 1997 révisé 2002, p 73*).

Un géotextile de protection sera mis en place à l'interface entre les terrains en place et le matériau de remblai. Il sera replié sur le talus limoneux en pied d'ouvrage, puis lesté par les 0,3 m de terre végétale.

Une protection anti-fouisseur, de type grillage galvanisé 50 x 70 mm diamètre 2 mm, sera mise en place entre le remblai et la terre végétale de l'ensemble des talus.

4.2.2. Remarque sur la conception des ouvrages : faible durée de mise en charge

Ces digues ont une fonction d'**ouvrages écrêteurs**. L'ouvrage de régulation reste ouvert, permettant un retour rapide au niveau courant une fois les épisodes de crue terminés.

Les durées prévisionnelles de mise en charge des ouvrages sont *faibles*, et même si la vidange n'est pas immédiate, le niveau d'eau en retenue ne sera maximal que sur des périodes très brèves (dans la continuité immédiate de l'épisode de crue).

- la mise en œuvre d'un matériau de faible perméabilité en cœur n'est pas jugée nécessaire pour les ouvrages de Beaugies et de Berlancourt.

4.2.3. Seuils et surverses gabions

Sur chaque ouvrage, le seuil sera constitué par une longrine en béton armé coulée directement dans l'ouvrage et lestée par le remblai limoneux et les matelas gabions constituant la surverse.



Photo 1 : Exemple de réalisation d'une longrine béton pour seuil de digue (Données Antea Group)

Pour chaque ouvrage, le profil en travers de la surverse est présenté dans les coupes types du dossier de plan (*Annexe 1*).

Côté amont, un matelas gabion sera placé devant la longrine et descendra d'au moins 1,0 m dans le parement du talus. Le reste du parement sera constitué du même matériau limoneux que le corps de l'ouvrage.

Pour faciliter le franchissement, les gabions au droit du chemin pourront être protégés par une couche de béton sur 5 cm d'épaisseur.

Côté aval, la surverse sera constituée par des matelas gabions d'épaisseur 0,3 m minimum (*note : hauteur corrigée au stade PRO suite à remarque IRSTEA*), posés sur un géotextile de protection.

Les matelas remonteront sur les flancs de l'ouvrage, de sorte que la « profondeur » de la surverse, différente pour chaque ouvrage, soit constante.

En pied de rampe, des cages gabions en butée assureront le maintien en place de l'ouvrage, notamment au niveau des angles, où le risque d'érosion du pied de digue est le plus important.



Photo 2 : Illustration d'une surverse en matelas gabions

*(Avec enrochements en pied et sans fosse de dissipation)
(Bibliographie Maccaferri)*

4.2.4. Fosses de dissipation

Afin de limiter les phénomènes érosifs en pied de surverse, il est nécessaire de réaliser pour chaque ouvrage une **fosse de dissipation**.

C'est un ouvrage en déblai léger, protégé par des matériaux résistants type enrochements ou gabions et permettant de casser la vitesse des écoulements et donc de dissiper le flux avant évacuation vers l'aval.

Le fond sera constitué de matelas gabions et les bords de cages gabions disposées en escalier.

Les principes de dimensionnement des fosses de dissipation sont les suivants :

- longueur **équivalente à la largeur de la surverse** ;
- largeur **fonction du débit en surverse et de la hauteur de digue.**
Le dimensionnement des fosses de dissipation est présenté en Annexe 7 ;
- profondeur **0,3 m minimum**,
La profondeur est définie par retour d'expérience entre 0,2 et 0,3 m avec un fond mono-penté à 2 % vers le point exutoire. En fonction de la topographie, la profondeur est donc variable : elle est prise = à 0,3 m au point amont, puis la pente 2% est appliquée en direction de l'exutoire.



Photo 3 : Illustration d'une fosse de dissipation

(Données Symsageb)

4.2.5. Enrochement aval et raccordement de la fosse de dissipation au ruisseau

En aval de chacun des ouvrages, des enrochements seront placés en sortie du dallage béton pour dissiper l'énergie générée par la réduction de section. Il pourra s'agir de blocs placés dans le lit mineur ou de matelas gabions. Ils serviront également à protéger le lit mineur au niveau du rejet de la fosse de dissipation.

Un cheminement sera aménagé entre le point aval de la fosse de dissipation et le rejet au ruisseau, en aval immédiat de l'ouvrage de régulation.

Le raccord sera constitué soit d'un lit mineur en matelas gabion soit d'un fossé de drainage. Sa pente sera fonction de la cote aval de la fosse de dissipation et de la cote du ruisseau au point exutoire.

A noter que ces ouvrages de rejet ne seront sollicités qu'en cas de dépassement de la crue centennale et de fonctionnement de la surverse ; dans cette situation, le débit en aval de l'ouvrage sollicité sera supérieur au débit de fuite dimensionné au niveau du vannage principal (= fonctionnement dégradé).

4.2.6. Ouvrages de régulation du débit

Les digues n'ont pas vocation à bloquer les écoulements en dehors des épisodes de crues. Il était donc nécessaire de laisser le libre passage au ruisseau, tout en gardant un possible contrôle sur le débit franchissant les ouvrages – la section a donc été chenalisée.

Pour chaque digue, une ouverture, centrée sur la position actuelle du ruisseau, sera laissée pour le libre écoulement hors période de crue. Les dimensions de l'ouverture seront différentes pour chaque ouvrage, en fonction du profil de la Verse au niveau du franchissement et de la hauteur prévisionnelle de remblai.

Pour couvrir la dalle béton et imiter le fond naturel du ruisseau, un matériau granulaire sera placé sur 0,25 m d'épaisseur. Le caillou sera maintenu en place par des déflecteurs béton placés à intervalle régulier (5,0 m).

Sur les flancs, des bajoyers béton avec contreforts assureront la bonne tenue et l'étanchéité du remblai de digue.

L'entonnement et la diffusion en aval seront assurés via l'évasement des structures béton.

La régulation du débit se fera via un système de vannes guillotines implantées dans une structure béton placée perpendiculairement aux écoulements. Le dimensionnement du vannage sera fonction de chaque ouvrage.

Les bajoyers seront franchissables en crête par une dalle béton appuyée sur les murs et le remblai, avec garde-corps.

5. Ouvrage de Beaugies-sous-Bois

5.1. Dimensions et caractéristiques générales

L'ouvrage est positionné, au niveau du lieu-dit « la Ferme de l'étang de bœuf », à la limite communale de *Guiscard* et *Beaugies-sous-Bois*. L'ouvrage n'a pas fait l'objet de remarques particulières au terme de l'AVP.

Ce site présente une topographie favorable, avec une vallée assez longue en amont et une section étroite au niveau de l'implantation envisagée.

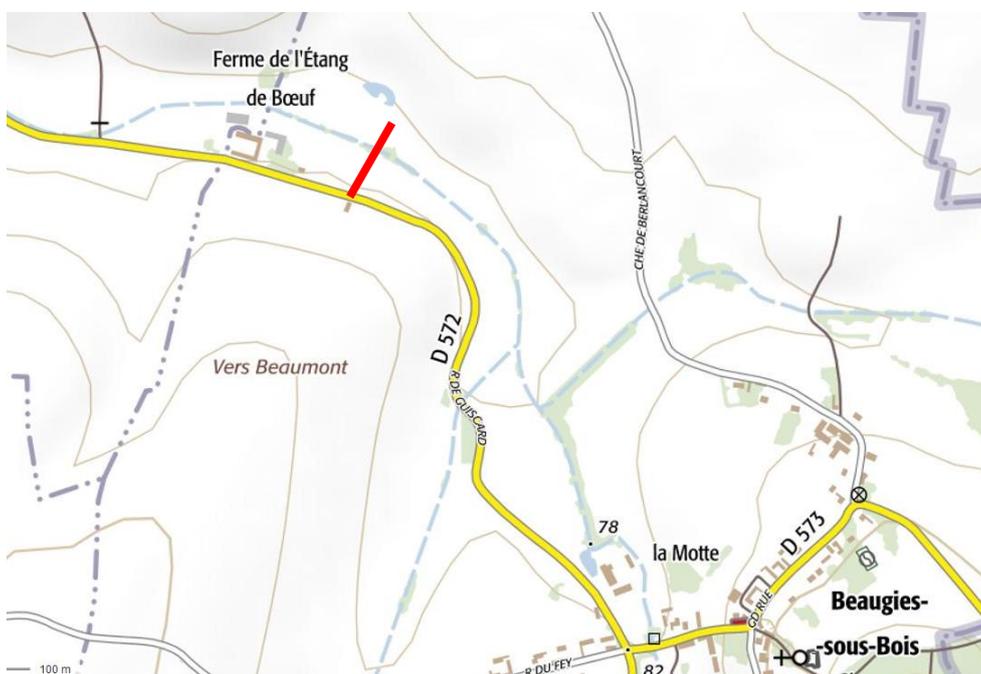


Figure 4 : Implantation prévisionnelle de l'ouvrage de Beaugies-sous-Bois

5.1.1. Parcellaire

Les parcelles concernées par les travaux d'aménagements sont les suivantes :

Réf. parcelle	Surface projet estimée (m ²)	Surface débord estimée (m ²)	Surface totale estimée (m ²)
ZC76	6 280	2 473	8 753
RD	53	106	159
Total	6 333	2 579	8 912

Tableau 3 : Parcelles concernées par l'ouvrage de Beaugies sous-bois

La surface fournie pour la parcelle 76 prend en compte l'acquisition d'une bande de quelques mètres autour de l'ouvrage pour les besoins en phase chantier.

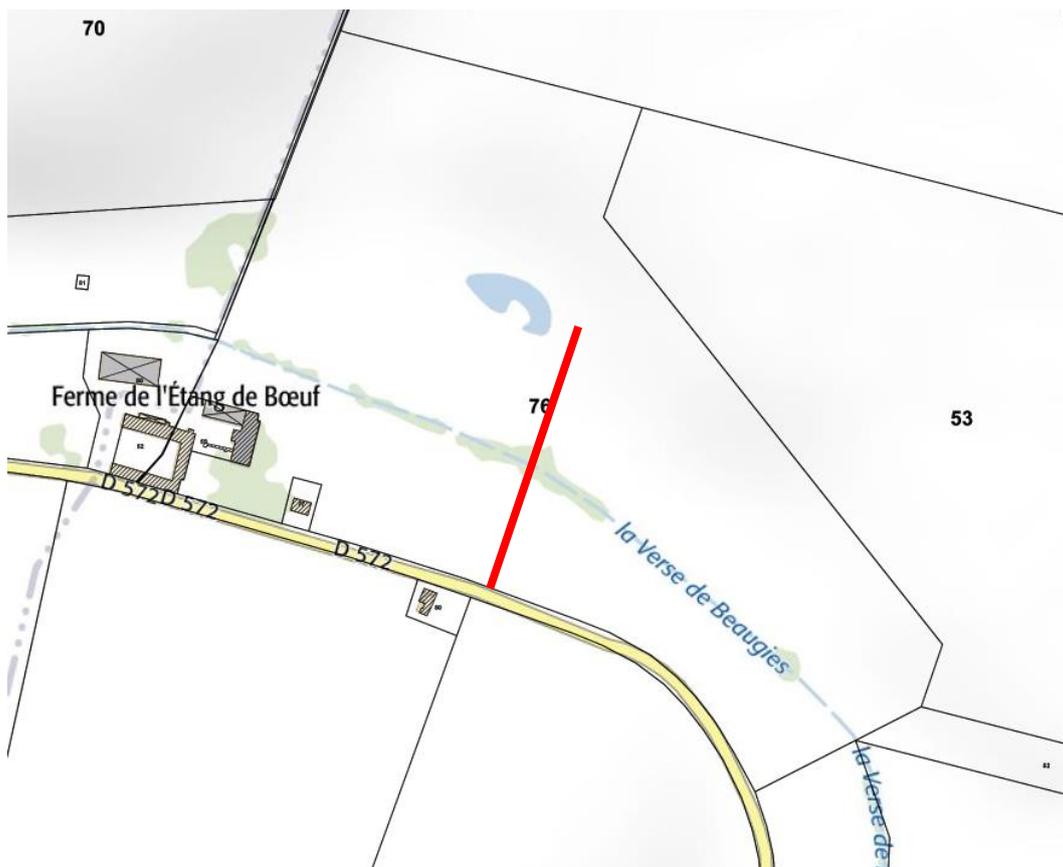


Figure 5 : Localisation de l'ouvrage sur fond parcellaire

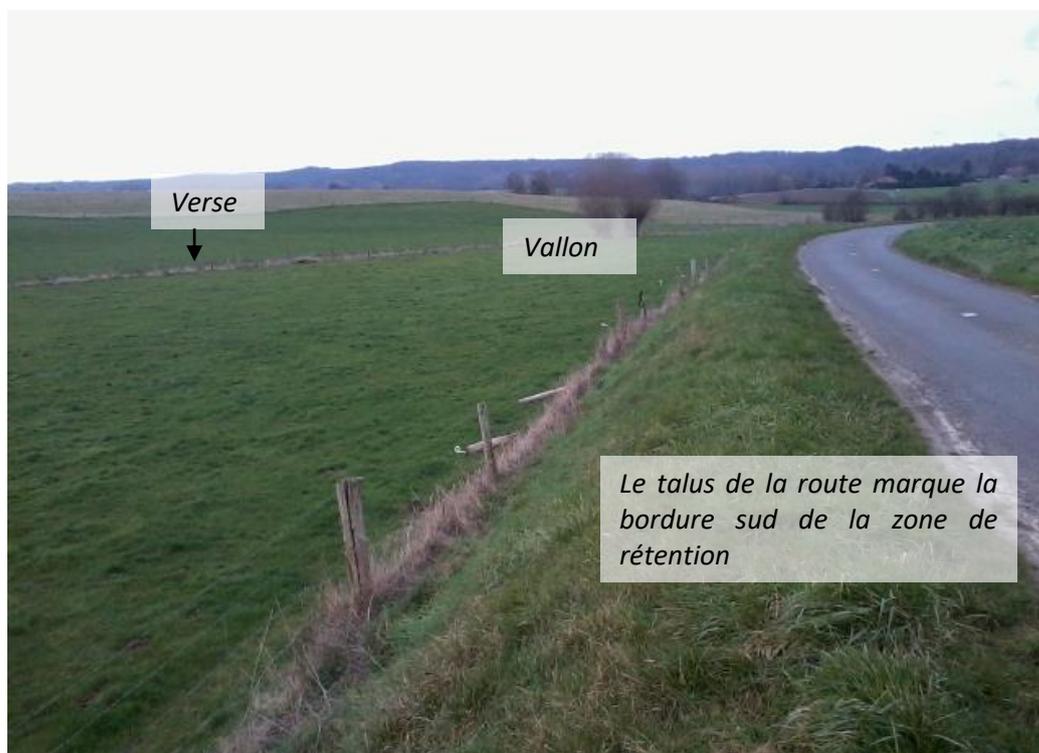


Photo 4 : Beaugies - Vue vers l'amont depuis la RD572

5.1.2. Caractéristiques générales

L'ouvrage a les caractéristiques suivantes :

- longueur prévisionnelle de **180 m** environ ;
- cote ouvrage de surverse à **72,1 m NGF**, pour un TN à 69,5 m environ au niveau de l'OH ;
- ouvrage en **remblai**, talus 3/1 ;
- **pertuis** en partie centrale, au niveau du lit mineur actuel, **débit sortant écrêté à 0,92 m³/s pour Q100** (au-delà de ce débit max, l'ouvrage monte en charge), réglable par **vanne guillotine** ;
- **chemin de service** en crête pour accès aux vannes ;
- volume de rétention estimé à **66 150 m³** (crue centennale).

Les plans PRO sont joints en *Annexe 1*. Un extrait est présenté en Figure 6, ci-dessous.

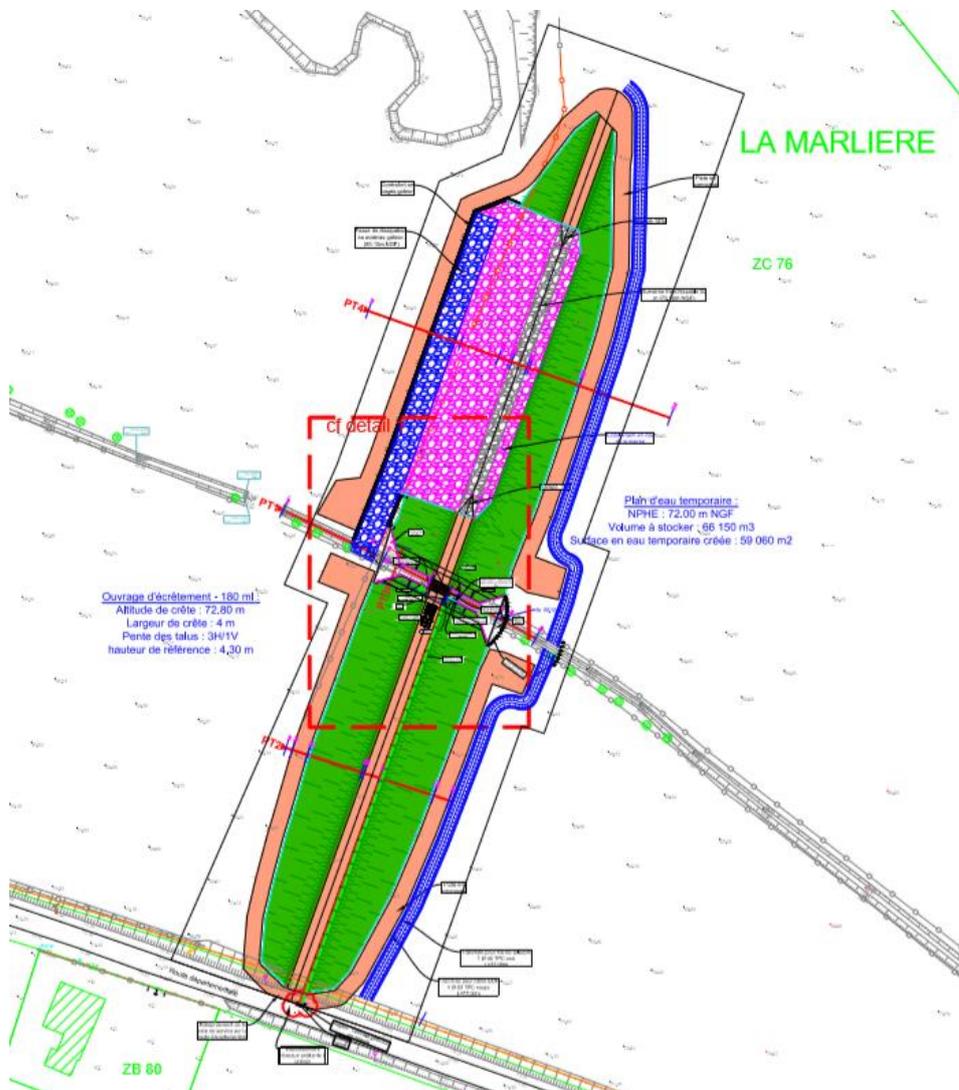


Figure 6 : Vue en plan du projet de digue de Beaugies

5.2. Corps de digue

5.2.1. Géométrie

La cote de crête est fixée à 72,8 m pour une longueur de déversoir de 50 m. La hauteur de digue est fonction du TN avant travaux. Un profil en long est fourni en *Annexe 1*, Un extrait est présenté en Figure 7.

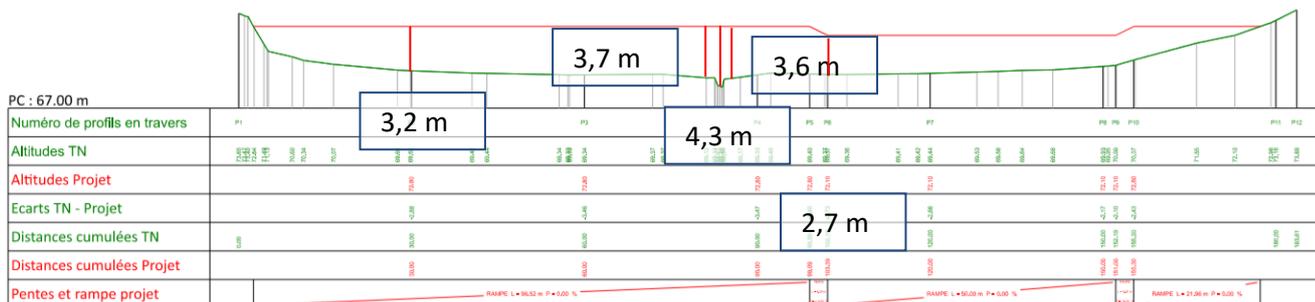


Figure 7 : Profil en long de l'ouvrage de Beaugies

En encadré : les hauteurs de digues en différents points du profil

Les talus seront pentés à 3H / 1V, et stabilisés par engazonnement, sans accroche terre. La largeur de digue sera variable, comprise entre 15 et 25 m suivant la hauteur /TN.

5.2.2. Chemins de service

Des voies de service de largeur 3,0 m seront réalisées en crête et pied de barrage pour permettre l'entretien du corps de digue et du dispositif de vannage. Le raccordement se fera par la départementale RD572.

La voie de service sera dimensionnée pour le passage de véhicules légers uniquement (*voirie légère*). Un accotement de 0,5 m a été prévu de chaque côté de la voie de service en crête de digue.

Le franchissement du lit mineur sera assuré par une dalle en béton armé.

Des aires de retournement (*demi-tour*) sont prévues sur les chemins inférieurs, de part et d'autre du lit mineur.

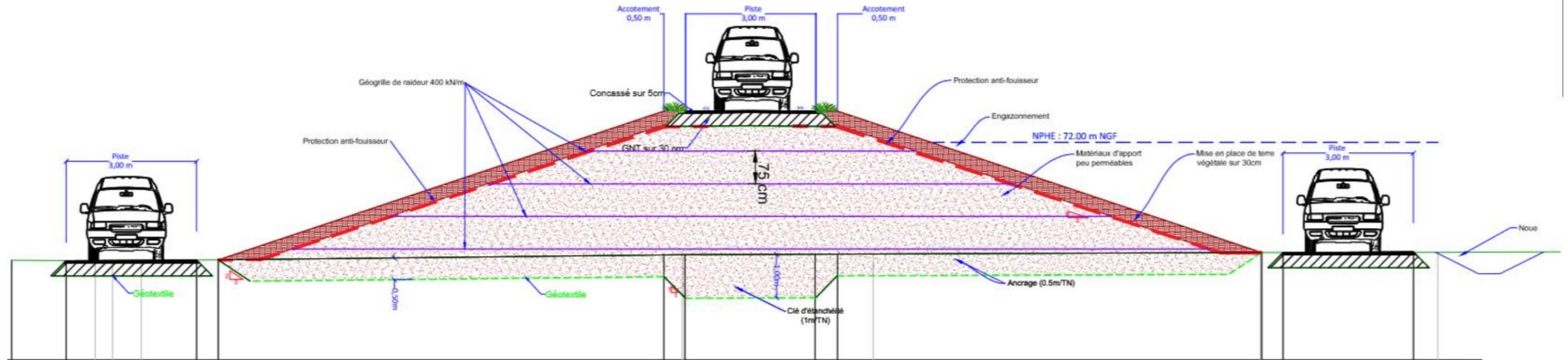


Figure 8 : Coupe type de l'ouvrage de Beaugies, section courante

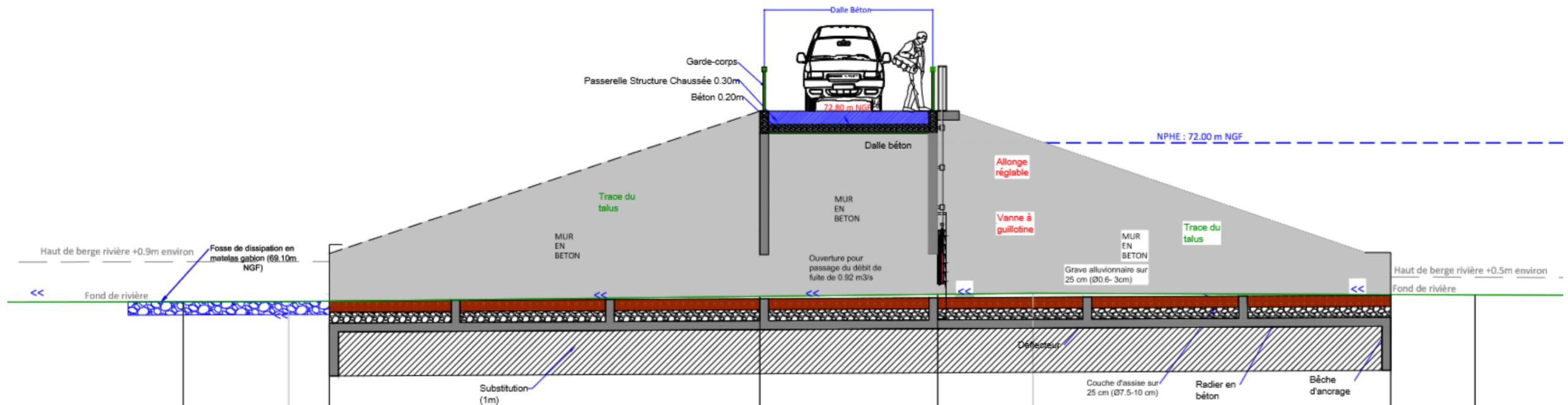


Figure 9 : Coupe type de l'ouvrage de Beaugies, section lit mineur

5.3. Ouvrage de surverse

5.3.1. Déversoir

La cote d'arase supérieure du déversoir est issue de l'étude hydraulique Antea Group, dont les résultats sont fournis en annexe 2. Elle correspond à la cote de rétention de la crue centennale +0,1 m, soit **72,1 m NGF**.

Longueur déversoir	Niveau d'eau (crue de sûreté = 1 000 ans)	Niveau crête	Hauteur ouvrage /TN
50 m	72,42 m NGF	72,8 m NGF	≈ 3,2 m

(La revanche de sécurité est de 30 cm au-dessus du niveau d'eau max)

La surverse aura une longueur de **50 m**. *(hypothèse validée lors du stade AVP)*.

Le dimensionnement du déversoir est fourni en annexe 7.

5.3.2. Seuil et surverse gabion

Pour l'ouvrage de Beaugies, l'arase supérieure de la longrine en béton armé constituant le seuil sera à 72,1 m NGF, soit 0,1 m au-dessus de la cote de retenue centennale (72,0 m NGF).

La crête devant rester traficable, il est nécessaire d'aménager une rampe entre la crête et la surverse.

La hauteur à rattraper au niveau de la surverse de Beaugies est de 0,7 m, soit une rampe de 4,3 m de long environ pour une pente à 15% environ. Cette rampe sera aménagée dans le débord de la surverse (c.a.d que les 50 m de longueur de surverse s'entendent depuis le pied de rampe).

5.3.3. Fosse de dissipation

Les dimensions de la fosse de dissipation de la digue de Beaugies sont les suivantes :

- longueur **50 m**
Equivalente à la largeur de surverse ;
- largeur **4,50 m** (voir Annexe 6) ;
- profondeur **0,3 m < prof. < 0,5 m environ**
0,3 m min, pente 2%.

5.3.4. Raccordement de la fosse de dissipation au ruisseau

Sur Beaugies, le raccord sera constitué d'un lit mineur en matelas gabion de largeur **4,5 m** et d'une longueur d'environ **18,0 m**.

Ce raccord permet la vidange de la fosse de dissipation et la chenalisation partielle des eaux issues de la surverse. Il n'a pas vocation à éviter sur le long terme les inondations en aval de la digue : lorsque la surverse fonctionne, l'ouvrage est déjà en limite de capacité de rétention (fonctionnement dégradé).

5.4. Ouvrage de régulation de la Verse

Pour cet ouvrage, le dispositif de régulation consistera en une ouverture de largeur **1,90 m**, centrée sur la position actuelle du ruisseau, et de longueur **24 m** environ.

La régulation du débit se fera via une vanne guillotine de dimensions **1m x 1m**, implantée perpendiculairement aux écoulements. La vanne n'a pas vocation à être manœuvrée en crue.

Le lit mineur a une largeur de 1,0 m au fond du lit et de 1,90 m en haut de berges. Ces dimensions sont conservées sauf au niveau de la vanne qui sera réglée avec une ouverture de : **largeur bord à bord de 0,5 et hauteur de vanne ouverte 0,4 m**. Le débit sera ainsi limité à **0,92 m³/s** pour une crue centennale.

Des contreforts ou murs anti-Renard sont prévus sur les piédroits de l'ouvrage hydraulique, afin d'améliorer le contact génie civil/remblai et d'allonger l'éventuel circuit de l'eau. Le remblaiement de l'ouvrage entre ces contreforts devra être soigné dont le mode opératoire devra être détaillé dans une procédure en phase chantier.

Une passerelle sera disposée au-dessus du cours d'eau pour le franchissement par les véhicules d'entretien à environ 4 m de hauteur, sur une longueur de 3,8 m. Elle sera constituée d'une **dalle béton** reposant sur les bajoyers.

Le dispositif de franchissement envisagé pour l'ouvrage de Beaugies est présenté en figures 9, 10 et 11.

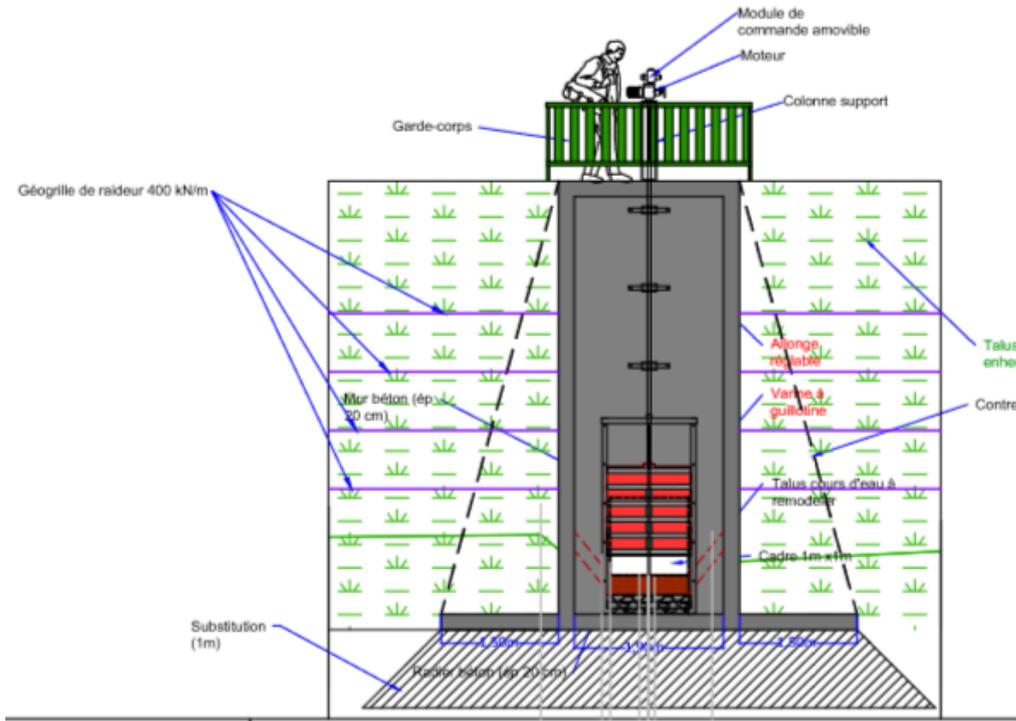


Figure 10 : Dispositif de régulation de la digue de Beaugies – Vue de face

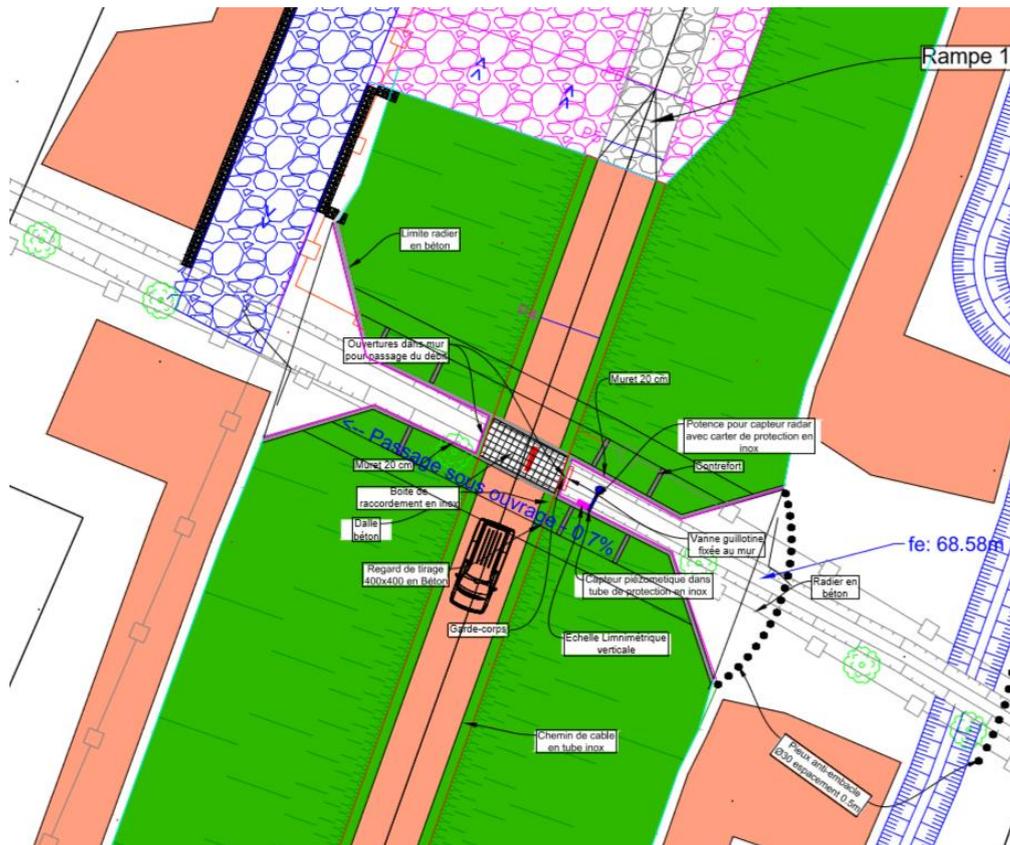


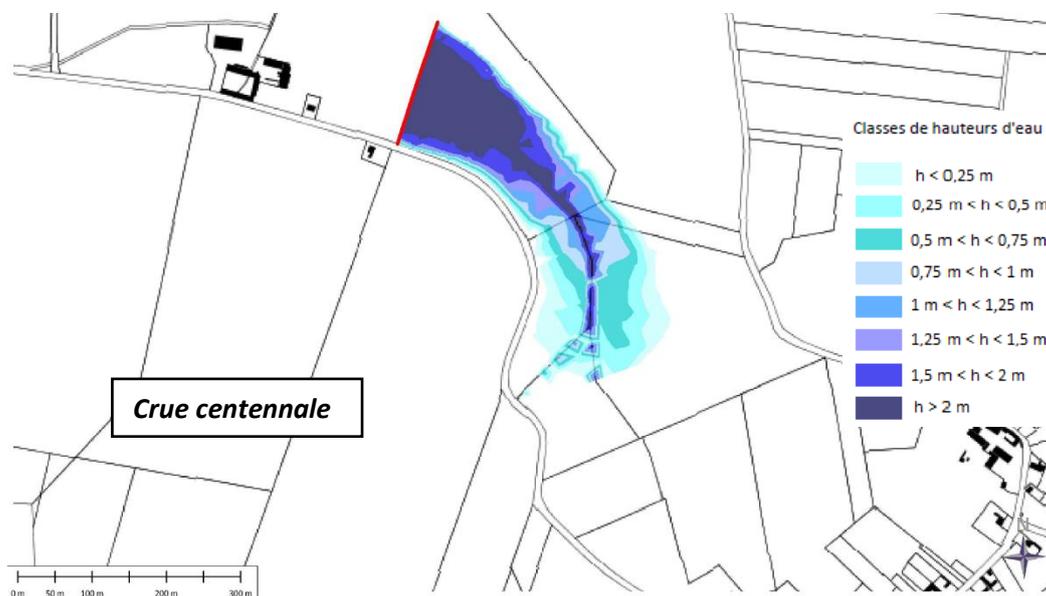
Figure 11 : Dispositif de franchissement de la digue - vue en plan

5.5. Données hydrauliques

5.5.1. Modélisation des retenues (données AVP)

L'ouvrage est dimensionné pour tamponner une crue centennale. Plusieurs simulations de mise en charge ont été réalisées et sont présentées en Figure 12 ci-après.

Période de retour	Neau amont (mNGF)	Neau aval (mNGF)	Qamont max (m ³ /s)	Qconduite max (m ³ /s)	Qdéversoir max (m ³ /s)
2 ans	69,82	69,04	0,92	0,49	0,00
5 ans	70,02	69,04	1,09	0,53	0,00
10 ans	70,13	69,04	1,70	0,56	0,00
30 ans	71,11	69,06	3,90	0,76	0,00
50 ans	71,40	69,06	5,00	0,81	0,00
100 ans (crue de projet)	72,00	69,07	6,90	0,92	0,00
500 ans	72,40	69,62	12,60	0,95	11,64
1 000 ans (crue de sûreté)	72,42	69,64	13,80	0,95	12,85
10 000 ans (crue de danger)	72,70	69,88	33,95	0,96	32,99



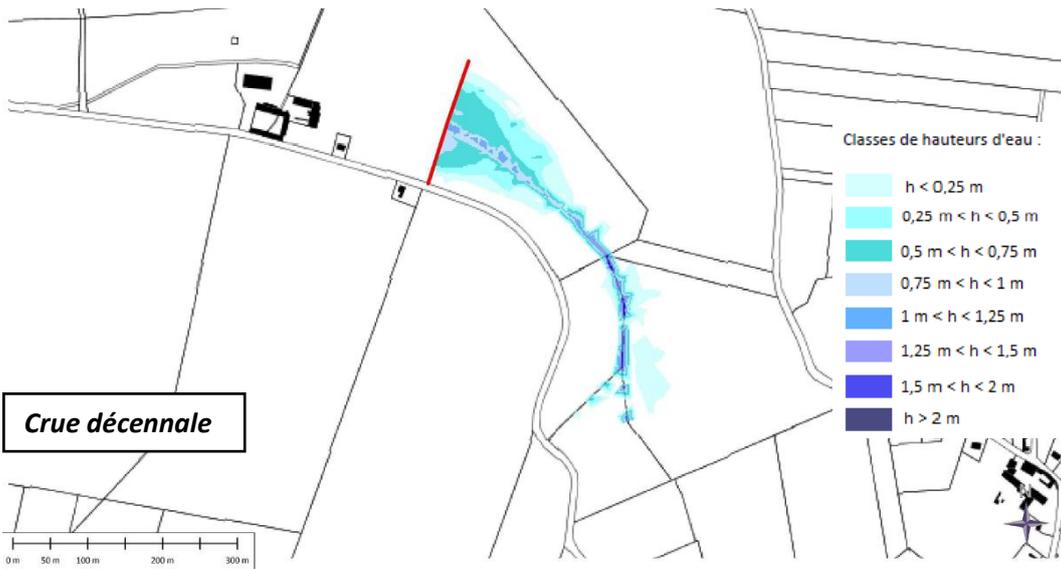
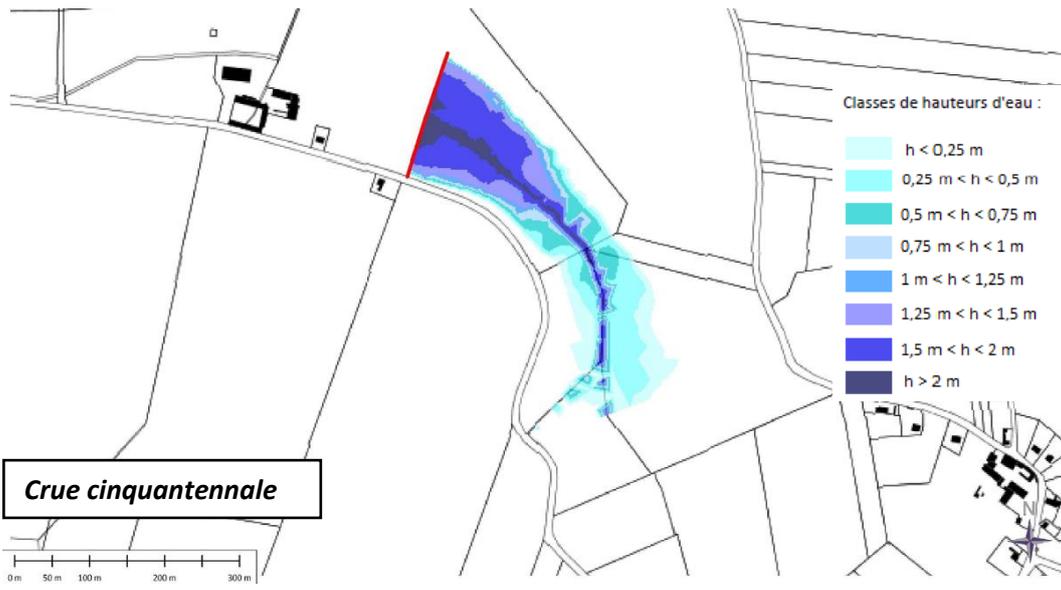




Figure 12 : Beaugies – Simulation après aménagement : Q100, Q50, Q10 et Q5 (données AVP)

5.5.2. Modélisation des lignes d'eau

Le rôle de l'ouvrage a été simulé pour deux crues :

- crue décennale (Q10) ;
 - crue centennale (Q100) : crue de projet.
- L'ouvrage rentre en fonctionnement dès un phénomène de période de retour 2 ans (Q2).
 - En aval, du barrage de Beaugies, on constate un abaissement de la ligne d'eau dans Guiscard atteignant 84 cm dans Guiscard (RD932) pour Q10 et 1,5 m pour Q100.
 - **L'ouvrage de Beaugies, couplé à la réouverture de la Verse, permet de protéger Guiscard contre les débordements du cours d'eau.**

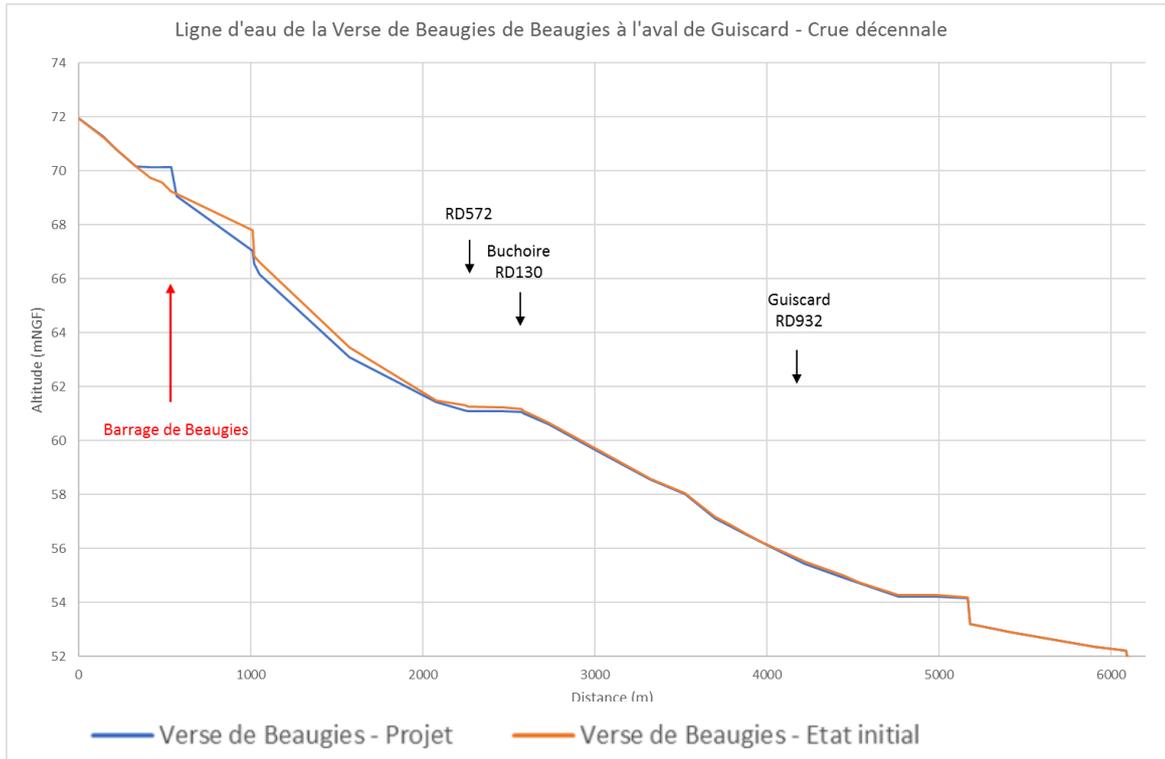


Figure 13 : Ligne d'eau Beaugies - Q10

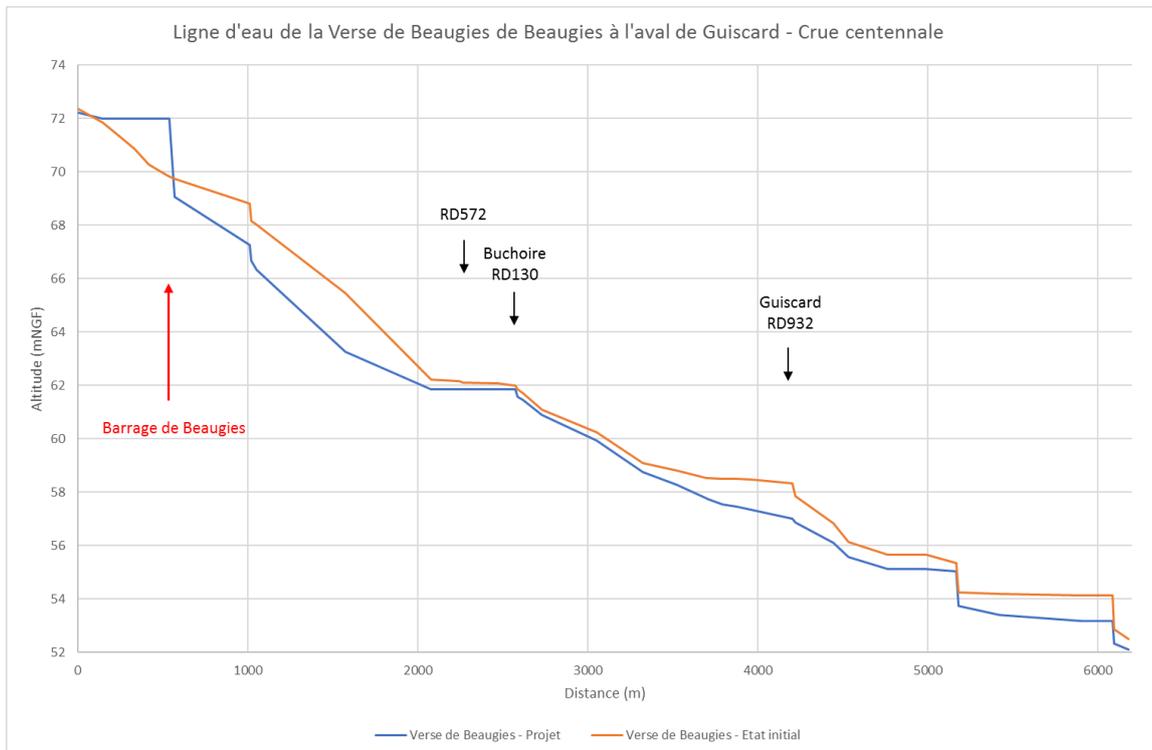


Figure 14 : Ligne d'eau Beaugies - Q100

5.6. Revanche au vent

Les calculs ont été effectués pour deux scénarii, conformément à l'Arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages et aux prescriptions du guide de recommandations du CFBR sur la justification de la stabilité des digues et barrages en remblais d'octobre 2015 :

- Scénario 1 : un vent de période de retour 50 ans, estimé à 24 m/s sur le secteur (environ 86 km/h) avec un niveau de plan d'eau égal à la crue projet (crue centennale) ;
- Scénario 2 : un vent de période de retour 1000 ans, estimé à 27,2 m/s sur le secteur (environ 97,9 km/h) avec un niveau de plan d'eau égal au niveau de retenue normale

Les résultats des calculs conduisent aux paramètres et résultats suivants, en appliquant les recommandations du CFBR. La valeur retenue est la cote de crête maximale.

Scénario	Fetch	Coef. correcteur de vent (passage sur surface lisse)	NPHE/RN	t_{min}	U_{tmin}	U_a	Hs	Hd	Hd/L
Scénario 1	385 m	1,045	72,42 mNGF	363 s	27,03 m/s	43,26 m/s	0,41 m	0,51 m	0,09
Scénario 2	385 m	1,045	72,00 mNGF	346,5 s	30,72 m/s	51,48 m/s	0,48 m	0,61 m	0,09

Pente talus barrage	R/Hd (parement lisse)	R (parement lisse)	R (parement rugueux) =60% R _{lisse}	Cote crête
1/3	1,15	0,59 m	0,35 m	72,77 mNGF
1/3	1,15	0,70 m	0,42 m	72,42 mNGF

5.7. Géotechnique et dimensionnement des fondations

5.7.1. Synthèse des investigations et modèle de sol

Les investigations géotechniques ont été réalisées par l'entreprise *Sémofi* en Novembre 2015. Les sondages ont mis en évidence la présence de limons sableux, assimilables aux formations alluviales et de sables argileux (*sables de Bracheux*).

Le tableau et le profil type ci-après synthétisent les résultats des investigations :

Formation	Description lithologique	Base	Epaisseur	Caractéristiques mécaniques		Caractéristiques intrinsèque à long terme	γ (t/m ³)	Classe GTR
		m/TN		PI (MPa)	Em (MPa)			
Terre végétale/ Remblais	Limons argileux	0.4 – 0.9	0.4 – 0.9	-	-	-	-	-
Alluvions modernes	Limons argileux	9.6	8.8	0.24 à 0.89 MPa Moy. 0.45 MPa	4.4 à 29.4 MPa Moy. 11.8 MPa	$\phi' = 29.1^\circ$ $C' = 1 \text{ kPa}$	1.9	A1-A2
Sables de Bracheux	Sables argileux	>11.5	-	1.82 à 3.23 MPa	32.7 à 42.1 MPa	-	-	-

Tableau 4 : Modèle géotechnique de synthèse pour l'ouvrage de Beaugies-sous-Bois (D'après rapport AVP Sémofi)

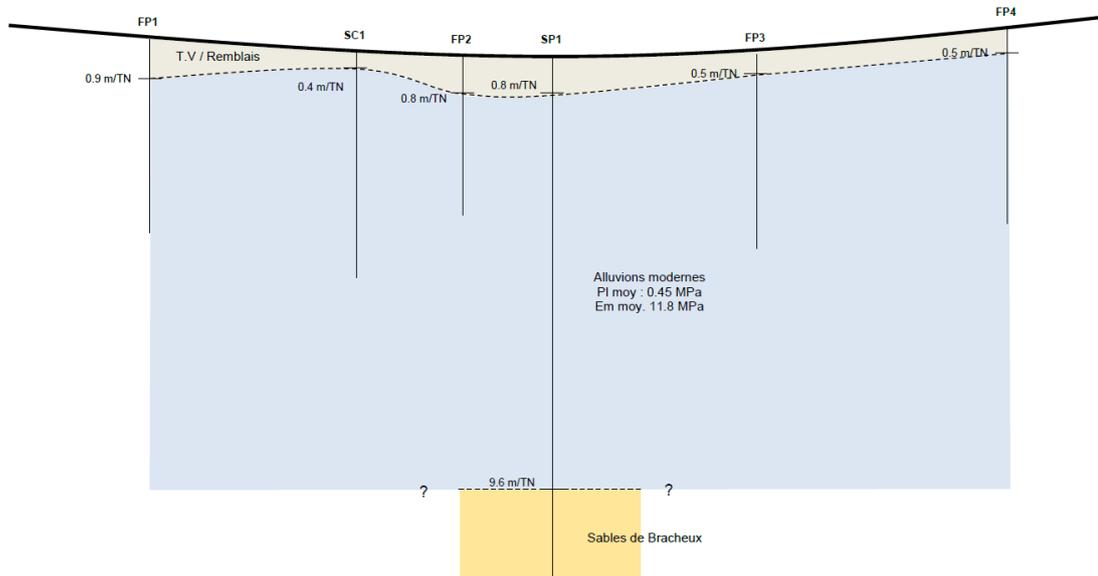


Figure 15 : Profil géotechnique de synthèse pour l'ouvrage de Beaugies-sous-Bois (d'après rapport AVP Sémofi)

5.7.2. Vérification du non poinçonnement

Selon le §4.6.2 des « Recommandation pour la justification des barrages et des digues en remblai », la méthode de vérification du non-poinçonnement est la suivante :

$$q_u / \gamma_R > \gamma_d \times q$$

Avec :

$$q = \gamma_r H_r$$

$$\gamma_r = 1,4$$

$$\gamma_d = 1,2$$

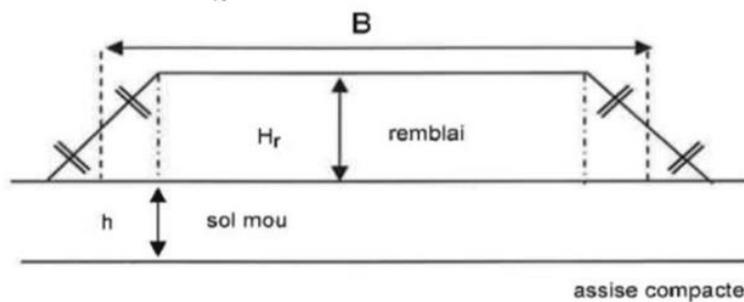
$$q_u = C_u N_c \text{ (méthode de Mandel et Salençon)}$$

N_c fonction de B et h , définis dans le schéma ci-dessous :

$$\text{pour } 0 < \frac{B}{h} \leq 1,49 \Rightarrow N_c = \Pi + 2$$

$$\text{pour } 1,49 < \frac{B}{h} \leq 10 \Rightarrow N_c \approx 0,468 \frac{B}{h} + 4,445$$

$$\text{pour } \frac{B}{h} > 10 \Rightarrow N_c \approx 9,125$$



Ou N_c approximé par $4 + 0,5 B/h$ (la valeur la plus défavorable de N_c sera prise en compte dans le calcul).

Pour Beaugies, les éléments sont les suivants :

$B = 15,1$ m (crête = 4 m, Hauteur max hors OH = 3,7 m, base maximum = 26,2 m)

$H = 9,6$ m

D'où $N_c = 5,18$ (méthode 1) ou $N_c = 4 + 15,1/9,6 = 5,57$

$$q = \gamma_r H_r = 20 \times 3,7 = 74 \text{ kPa}$$

C_u : en l'absence d'essais de cisaillement court terme, la cohésion non drainée C_u des formations superficielles lâches (limons +/- argileux et/ou sableux ...) a été estimée à partir de la corrélation de AMAR & JEZEQUEL, citée par AMAR & al. [AMAR, 1991] :

$$C_u \approx \frac{Pl}{5,5} \text{ lorsque } Pl < 0,3 \text{ MPa ; } C_u \approx \frac{Pl}{10} + 0,025 \text{ lorsque } Pl > 0,3 \text{ MPa}$$

De façon sécuritaire, la Pl min des alluvions modernes a été prise en compte dans le calculs, soit 0,24 MPa, on obtient alors une $C_u = 0,24 / 5,5 = 44$ kPa.

On obtient donc :

$$q_u/\gamma_r > \gamma_d \times q$$

$$44 \times 5,18 / 1,4 = 163 \text{ kPa} \ggg 1,2 \times 20 \times 3,7 = 89 \text{ kPa}$$

Le non-poinçonnement des sols d'assise de la digue de Beaugies est vérifié.

Concernant les points singuliers :

- au niveau de la surverse gabion, les gabions ont un poids équivalent, voire plus faible que le remblai limoneux, et la hauteur à considérer est plus faible, de l'ordre de 2,7 m/TN. La contrainte au niveau de la surverse est donc plus faible qu'au droit de la plus grande hauteur de digue => le non-poinçonnement au niveau de la surverse est donc considéré comme vérifié ;
- au niveau du bajoyer central, pour une longueur de franchissement de 25,0 m environ, une hauteur maximale de 4,5 m, une épaisseur des murs et radiers de 0,2 m et un $\gamma_{\text{béton}} = 22 \text{ kN/m}^3$, le poids est estimé à :

- ✓ 700 kN environ pour les deux flancs et leurs contreforts ;
- ✓ 50 kN pour le cadre central ;
- ✓ 600 kN pour le radier béton ;
- ✓ 250 kN pour les graves de fond,
- ✓ 4,5 m de hauteur d'eau en amont de l'ouvrage sur 10 m de longueur, puis 0,5 m de hauteur d'eau sur 15 m de longueur après la vanne, soit environ 1000 kN lors d'une crue centennale.

Soit 2600 kN au total, qui, rapportés à la surface du radier, représentent une contrainte de l'ordre de 45 kPa, soit environ 2 fois moins qu'au niveau des remblais de part et d'autre de l'ouvrage. La contrainte liée à l'ouvrage de franchissement béton est donc faible.

Toutefois, compte-tenu de la présence de contreforts (murs anti-Renard) perpendiculairement à l'ouvrage hydraulique, fondés également sur le radier général comprenant l'OH), en pratique, une partie de la charge de remblai sera reprise par le radier central, à l'endroit où la hauteur sera maximale (TN à 68,5 mNGF et cote ouvrage 72,8, soit 4,3 m au droit de l'OH) et où les terrains seront vraisemblablement les plus mauvais au droit du cours d'eau existant).

Par conséquent, de manière sécuritaire, il est envisagé la réalisation d'une substitution des terrains d'assise sur 1 m d'épaisseur au droit du radier de l'ouvrage hydraulique.

- **On pourra recourir à un mode de fondations superficielles pour la digue de Beaugies.**
- Pour la partie centrale, il est envisagé, de manière sécuritaire, d'améliorer l'assise sous le radier béton de l'OH. Pour cela, une **substitution de sols, sur une épaisseur d'1 m**, est prévue, de manière sécuritaire, sous le radier de l'ouvrage de franchissement. Afin de ne pas créer de cheminement préférentiel sous le radier, des bêches d'ancrage sont prévues en amont et en aval du radier.

5.7.3. Dimensionnement des fondations de l'Ouvrage hydraulique

La portance des sols d'assise de fondation a été évaluée selon la norme d'application NF P 94-261 de l'Eurocode 7.

D'après l'Eurocode 7, la contrainte admissible du sol s'écrit :

$$q_{net} = k_p \cdot P_{le} \cdot i_\delta \cdot i_\beta$$

A ce stade et en l'absence de descente de charge précise, nous avons pris $i_\delta = 1$ et $i_\beta = 1$.

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n P_{l;k;i}^*}$$

Avec $P_{l;k;i}^*$ la valeur caractéristique ou représentative de la pression limite nette dans la couche i comprise dans la tranche de terrain située entre D et $D+h_r$, avec $h_r=1,5B$.

Or, pour $B=0,6$ m et $D_e=0$ m (de manière sécuritaire).

On obtient, pour les limons argileux servant d'assise à l'ouvrage hydraulique : $P_{le}^*= 0,25$ MPa.

$$k_{p\frac{B}{L}} = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B}\right) \left(1 - e^{-c \frac{D_e}{B}}\right)$$

Pour des limons argileux, de manière sécuritaire, on prendra $k_p = k_{p0} = 0,8$.

D'où

$$q_{net} = 0,8 \times 0,25 \times 1 \times 1 = 0,2 \text{ MPa}$$

Les contraintes maximales admissibles calculées sont donc de :

$$\sigma_{ELU} = \frac{q_{net}}{1,2 * 1,4} = 120 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_{net}}{1,2 * 2,3} = 72 \text{ kPa}$$

Comme vu précédemment, la répartition de charge au droit de l'OH est de 45 kPa.

La portance des sols au droit de l'OH est donc suffisante.

5.7.4. Perméabilité des alluvions – stabilité hydraulique

Même si l'ouvrage n'est pas sensé rester en charge sur de longues périodes, la mise en place de circulation « rapides » sous l'ouvrage est potentiellement préjudiciable à sa stabilité. Il était donc nécessaire de caractériser la perméabilité du sol d'assise.

Un essai de perméabilité en laboratoire a été réalisé sur échantillon intact (EI du carotté SCO1 des investigations Semofi, profondeur 2,5 m).

La perméabilité mesurée est de **1.1x10⁻⁹m/s**.

La perméabilité des alluvions est *faible* à *très faible* ; Cette gamme de valeur correspond à des **limons argileux**.

- **La faible perméabilité du matériau d'assise confirme qu'il ne sera pas nécessaire de réaliser un écran d'étanchement en pied du talus amont, ni une clé imperméable en partie centrale.**

5.7.5. Estimation des tassements

Avec la méthode pressiométrique (rappel)

C'est la méthode utilisée par *Sémofi* dans le rapport géotechnique G2 AVP.

Le tassement prévisionnel estimé par cette méthode est calculé en considérant le remblai comme une semelle de longueur infinie, par application de la formule suivante :

$$W = \int_0^z \frac{\alpha(z) \cdot \sigma(z)}{E(z)}$$

Avec :

- $\sigma(z)$: contrainte verticale à la profondeur z due au remblai et à la surcharge d'exploitation de 10 kPa prise en compte dans le calcul ;
- $\alpha(z)$: coefficient rhéologique du sol à la profondeur z ;
- $E(z)$: module pressiométrique du sol à la profondeur z.

Selon cette méthode, *Sémofi* a estimé, en G2AVP, que les tassements au droit de l'ouvrage de Beaugies seraient de l'ordre de **30 à 50 mm** au droit de l'épaisseur maximale du remblai.

Avec la méthode oedométrique Cc et Cs

Un essai oedométrique a été réalisé sur l'échantillon intact prélevé à 2,5 m/TN. Cet essai permet de caractériser la compressibilité des matériaux.

Selon cet essai, le module oedométrique moyen est de 4 MPa.

Le tassement théorique de la couche compressible peut être estimé à partir de ce module et de la formule suivante :

$$\Delta H = \Delta \sigma \times \sum \frac{.Hi}{E_{oedi}}$$

Considérant une couche compressible d'épaisseur 8,0 m et une surcharge appliquée de 3,7 m de remblai (hauteur maximale du remblai à proximité immédiate de l'ouvrage hydraulique) et 10 kPa de surcharge, soit 77 kPa, les tassements prévisionnels calculés à partir de cette formule sont estimés à :

$$\Delta H = 77 \times 8 / 4\ 000 = 0,15 \text{ m, soit } 15 \text{ cm}$$

Un calcul oedométrique à l'aide du module Tasseldo du logiciel Foxta, développé par Terrasol, a également été réalisé, sur la base de l'essai oedométrique réalisé au droit du projet.

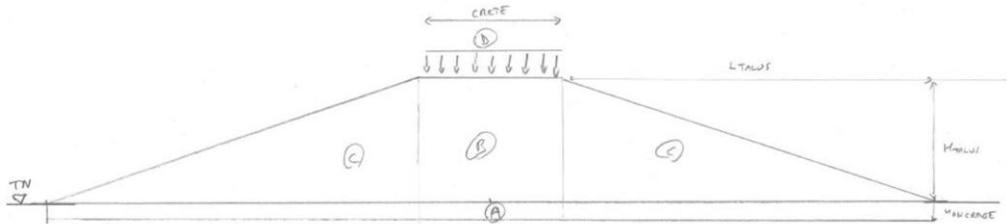


Figure 16 : Géométrie prise en compte dans Tasseldo

Les tassements obtenus selon cette méthode sont de l'ordre de 10 cm.

- *En fonction de la méthode de calcul, les tassements obtenus diffèrent significativement.*
- ***Pour l'estimation des tassements attendus, nous retiendrons la méthode oedométrique (par retour d'expérience, la méthode pressiométrique sous-estimant en général les valeurs de tassement (d'un ordre 2 environ)).***
Par conséquent, des tassements de l'ordre 10 à 15 cm sont attendus au droit de l'ouvrage de Beaugies.

Pour un ouvrage de 3,7 m de hauteur maximum, ces tassements de l'ordre de 10 à 15 cm représentent 3 à 4 % de la hauteur de l'ouvrage.

Ce tassement est > 1% admissible selon les recommandations du CFBR.

Il est nécessaire de laisser tasser les sols sur environ 3,7 cm pour atteindre un niveau de tassement résiduel admissible selon les recommandations CFBR ; soit environ 25 % du tassement total attendu (donc 75% de consolidation).

Le temps nécessaire pour obtenir un tassement résiduel acceptable est calculé en appliquant la théorie de la consolidation pour une couche compressible drainée d'un seul côté (ici, la couche inférieure) :

$$t = \frac{T_v \times H^2}{C_v}$$

(Philipponnat, p81)

Avec :

- t le temps nécessaire, en secondes.
- T_v est donné par la table suivante, en fonction du degré de consolidation U (= pourcentage de tassement en fonction du temps) :

Tableau I : Relation entre U et T_v

U%	T _v	U%	T _v	U%	T _v
10	0,008	50	0,197	90	0,848
20	0,031	60	0,287	100	∞
30	0,071	70	0,403		
40	0,126	80	0,567		

(Philipponnat, p82)

Soit, pour U% = 75% >> **T_v = 0,485**

➤ H est la hauteur de la couche compressible, soit 9,6 m d'après le modèle de sol de Beaugies.

➤ C_v est le coefficient de consolidation, obtenu par essai oedométrique - Cette valeur est caractéristique d'un sol dans un état de contrainte donné.

Pour Beaugies, la valeur obtenue en laboratoire par SEMOFI est de 0.34x10⁻⁶ cm²/s

Soit : $t = 0,485 \times 9,6^2 / 0,34 \cdot 10^{-6} = 131\,463\,529 \text{ s} \approx 50 \text{ mois}$.

Ce délai est inacceptable en l'état.

Par conséquent, une surcharge est prévue au droit de l'ouvrage, de manière à accélérer les tassements.

Comme vu au § 5.7.2, pour respecter le non-poinçonnement des terrains d'assise du remblai, une hauteur maximale de 6,5 m environ peut être mise en œuvre.

Pour un remblai de 6,5 m, les tassements maximum attendus sont de l'ordre de :

$$\Delta H = 6,5 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 * 9,6 / 4\,000 \text{ kPa} = 0,325 \text{ m, soit } 32,5 \text{ cm}$$

Dans ces conditions, pour avoir un tassement résiduel de 3,7 cm, qui correspondent à 35 % de consolidation de la surcharge, on aurait un temps de consolidation de :

Soit : $t = 0,0985 \times 9,6^2 / 0,34 \cdot 10^{-6} = 33\,621\,333 \text{ s} \approx 10 \text{ mois}$

Pour mettre en place cette solution et éviter d'avoir recourt à des matériaux supplémentaires, il est prévu de réaliser la surcharge sur Beaugies (avec des pentes de l'ordre de 2H/1V qui permettent de rester dans l'emprise actuelle de la digue), d'attendre les 75% de consolidation et de venir ensuite recouper les matériaux pour les mettre en œuvre sur Berlancourt.

Une solution de drainage pourrait également être mise en place pour réduire ces temps de consolidation.

De même, compte-tenu du fait que ces résultats sont basés uniquement sur 1 essai oedométrique, ceux-ci pourraient être affinés au stade étude d'exécution par l'entreprise.

De façon sécuritaire, nous avons pris en compte ce cas de figure (surcharge jusqu'à 6,5 m de hauteur pendant 10 mois), correspondant au cas le plus critique, aussi bien d'un point de vue financier, que d'un point de vue planning.

L'entreprise pourra varier sur ce point pour optimiser aussi bien les coûts, que les délais.

En dehors de l'ouvrage hydraulique, la recoupe importante des remblais après les 75% de consolidation de la surcharge, permettra de vérifier l'état de fissuration du remblai. A ce stade, il n'est pas prévu de retirer l'ensemble de la surcharge en dehors de l'ouvrage. Après 75% de la consolidation, le remblai sera recoupé à la cote +72,8 + 3,7 cm, soit +72,837.

Au niveau de l'ouvrage hydraulique, pendant le temps de la consolidation, un busage provisoire sera mis en place au droit du cours d'eau (pour précharger également le bajoyer central). Une fois les 75% de consolidation atteinte, le remblai au droit de l'OH sera entièrement terrassé, pour construire l'ouvrage hydraulique.

Les autres ouvrages (surverse et voirie) seront réalisés une fois la recoupe de la surcharge réalisée.

La hauteur des remblais après recoupe tiendra donc compte des tassements résiduels attendus, afin que les ouvrages (fil d'eau et surverse) soient à la bonne cote une fois les tassements produits.

5.7.6. Stabilité

Méthode de calcul

La justification de la stabilité des talus se fait suivant la méthode des **états limites ultimes** (ELU) avec application de coefficients partiels de sécurité aux valeurs caractéristiques des matériaux et de pondération des actions.

Les calculs de stabilité ont été menés suivant l'Eurocode 7 en **combinaison fondamentale** à l'aide du logiciel de calculs TALREN 5[®], utilisant la **méthode des tranches** suivant la **formulation de Bishop simplifiée**, qui considère des surfaces de rupture à section circulaire, et pour laquelle le rapport des moments des forces motrices au moment des forces résistantes développées le long de la surface de rupture potentielle définit le coefficient de sécurité F_{min} pour chaque cercle étudié.

Pour les différents cas de calculs étudiés, les coefficients partiels sont tous pris égaux à 1 et le coefficient de sécurité global recherché est le suivant selon les cas :

- Situation courant (nappe courante) : $F_{min} \geq 1,5$;
- Ouvrage en charge (crue de projet à l'amont de l'ouvrage) : $F_{min} \geq 1,2$;
- Ouvrage en charge (crue de danger à l'amont de l'ouvrage) : $F_{min} \geq 1,2$;
- Vidange rapide : $F_{min} \geq 1,2$;
- Crue de projet + sollicitations sismiques : $F_{min} \geq 1,2$;

- Vidange rapide + sollicitations sismiques : $F_{min} \geq 1,2$.

Nota :

Afin de pouvoir prendre en compte les écoulements au sein de la digue, la situation vidange rapide a été réalisée sous le logiciel Plaxis développé par Terrasol.

Le niveau de saturation de la digue a ensuite été intégré dans les calculs Talren (situation Vidange rapide et vidange rapide + séisme).

Hypothèses de calcul

- Les caractéristiques mécaniques des matériaux sont celles mentionnées par Sémofi dans leur modèle de sol. Pour les matériaux non caractérisés, des hypothèses sécuritaires basées sur le retour d'expérience ont été retenues :

Formation	γ (kN/m ³)	C' (en kPa)	ϕ' (°)
Remblais	20	10	20
Alluvions	18	1	30
Sables	18	1	35

- Une surcharge de 10 kPa a été appliquée en crête dans le cas de situation courant.
- Pour chaque ouvrage le calcul de stabilité a été réalisé sans eau, en pleine charge et en situation de **vidange rapide**.
Les cas de figure de la vidange rapide et post-travaux présentent un gradient hydraulique dans le corps de digue.
- Les calculs sous sollicitations sismiques ont été réalisés pour l'ouvrage avec les exigences de l'ATB et des guides CFBR. Les coefficients sismiques pris en compte dans le calcul sont calculés comme suit :
 - Zone de sismicité 1 (aléa très faible),
 - Classe de sols E : S = 1,8,
 - catégorie d'importance : III,
 - Coefficient d'importance $\gamma_1 = 1,2$,
 - Accélération horizontale et verticale pour le SES : 0,5 m/s².

Les coefficients sismiques horizontal et vertical à prendre en compte dans l'analyse pseudo-statique de stabilité, déterminés suivant l'Eurocode 8 - Partie 5, sont les suivants :

$$K_h = 0,5 \times a_g/g \times S = 0,5 \times \gamma_1 \times a_{gr}/g \times S = 0,5 \times 1,2 \times 0,5 / 10 \times 1,8 = 0,054 \quad (\rightarrow a_h/g \text{ dans Talren 5}^\circ)$$

$$K_v = K_h = +/- 0,054 \quad (\rightarrow a_v/g \text{ dans Talren 5}^\circ)$$

Résultats

Les calculs sont présentés en *Annexe 5*. Les résultats sont les suivants :

Situation	Beaugies		
	F _s calculé Talus aval	F _s calculé Talus amont	F _{min} objectif
Situation courante	2,1	2,1	≥ 1,5
Crue de projet	1,4	2,3	≥ 1,2
Crue de danger	1,4	2,6	≥ 1,2
Vidange rapide	1,4	1,4	≥ 1,2
Crue de projet + Séisme	1,2	3,3	≥ 1,2
Vidange rapide + séisme	1,2	1,8	≥ 1,2

- **Pour ces hypothèses de calcul, la stabilité de la digue est assurée avec des talus 3/1.**

Les coefficients de stabilité des situations de crue de projet + séisme et vidange rapide + séisme sont très proches voire inférieurs aux objectifs.

Par conséquent, il est prévu, à ce stade de l'étude, de renforcer le remblai à l'aide de géogrille de résistance 400 kN/ml.

5.8. Dispositif d'auscultation de l'ouvrage

Le programme d'auscultation donnée ci-après est indicatif, il pourra être adapté par l'entreprise en charge du suivi.

L'instrumentation envisagée pour l'ouvrage de Beaugies est la suivante :

- **3 inclinomètres** (profondeur 10m) :
 - **un sur le corps de digue (partie sud)**, en partie courante ;
 - un en partie centrale, à proximité **du bajoyer béton** ;
 - **un en bordure de surverse** (partie nord).

Une profondeur de 10m permet de recouper la totalité de la hauteur de digue, de la clé d'ancrage et du TN sous-jacent.

- **4 plots et 3 cibles topographiques**, pour permettre un suivi topographique périodique. Les plots devront être répartis sur le linéaire de la crête de digue, pour mesurer les tassements différentiels. Les cibles pourront être placées au niveau des points singuliers : deux sur le bajoyer (crête et pied d'ouvrage) et une sur la surverse *par exemple*.

Pour le suivi, il est recommandé sur un pas de temps hebdomadaire, à espacer ensuite si les déplacements sont faibles. Le maintien d'un suivi annuel est recommandé, de même qu'un levé après les épisodes majeurs de mise en charge des ouvrages.

- **1 dispositif de mesure de la hauteur d'eau à distance**. Il sera composé de :
 - une armoire électrique posée en bordure de voirie ;
 - fourreaux rouge Ø63 mm pour le câblage électrique et vert Ø45 mm pour le câblage télécom, y compris leur raccordement aux réseaux amont ;
 - un regard 40 x 40 cm, avec mise en place d'une station de collecte de données du capteur à ultrason, avec transmission filaire ADSL ;
 - un capteur à ultrason, mis en place au niveau du regard et permettant de suivre le niveau d'eau à l'amont immédiat de l'ouvrage et raccordé à la station de collecte ;
 - une pige de type échelle limnimétrique, calée altimétriquement au regard et visible depuis la passerelle.

5.9. Dispositif anti embâcles

Les pieux anti-embâcles constituent une solution économique et efficace pour piéger les matériaux grossiers en amont avant qu'ils n'endommagent l'ouvrage. Aucun autre ouvrage de piégeage n'est envisageable considérant le caractère linéaire du cours d'eau et la fonction pastorale du lit majeur (hors inondation).

Sur Beaugies, deux lignes successives de pieux anti embâcles seront placées en travers du lit mineur de l'ouvrage ; leur disposition a été définie pour permettre un entretien aisé hors épisode de crue :

- Une ligne en amont immédiat du bajoyer central ;
 - Une ligne 10 m en amont (*en bordure amont de la zone de retournement des véhicules*).
- Cette solution permettra d'intercepter les flottants arrivant sur l'ouvrage en fonctionnement classique (hors crue).
- En début de crue, les flottants issus du lit majeur ne seront pas forcément interceptés par la première ligne, mais le seront par les pieux à l'entrée du bajoyer.
- Au-delà de la cote de tête des pieux (pic de crue), la fonction anti-embâcles ne sera plus assurée.

La longueur libre sera de 1,5 m et les pieux de diamètre 30 cm seront battus jusqu'au refus ; la longueur totale estimée des pieux bois est donc de 3,0 m et leur espacement est de 50 cm. Leur nombre est de 17 + 7, soit 24 unités.

Pour le retrait des embâcles, pour les éléments les plus petits (branches, brindilles, feuilles...) l'opération devra se faire manuellement lors des visites régulières de suivi de l'ouvrage. Suite à de gros évènements pluvieux, si des embâcles plus conséquents (grosses branches d'arbres, troncs, ...) étaient bloqués en amont des pieux, le retrait de ceux-ci pourrait se faire à l'aide d'une pelle mécanique depuis les pistes d'accès.

5.10. Contraintes spécifiques à l'ouvrage de Beaugies sous-bois

Ferme de l'étang de bœuf et maison individuelle

Un corps de ferme, dit « La Ferme de l'étang de bœuf » est situé en aval immédiat de l'ouvrage, à environ 200 m en aval du pied de talus (projet).

Il est bordé par une maison individuelle isolée ; de taille modeste. Cette Maison est à environ 100 m en aval de la position prévisionnelle du projet.

Le corps de ferme ne sera pas impacté par l'aménagement. La surverse sera placée de l'autre côté du lit mineur afin d'éviter un rejet direct vers les bâtiments en cas de mise en charge excessive.



Photo 5 : Ferme de l'étang de bœuf

(Données Google street view)

(En encart, maison individuelle en aval immédiat de la position projetée de l'ouvrage)

Maison le long de la route

Il existe également une maison de l'autre côté de la RD572, en vis-à-vis direct de l'ouvrage projet. Malgré sa proximité au projet, elle ne sera pas impactée par les aménagements hydrauliques : elle est située à une cote de 74,0 m NGF environ, soit plus haut que la cote de crête de l'ouvrage projet.



Photo 6 : Maison individuelle en vis-à-vis de l'aménagement

Mare

Une mare borde la limite nord du vallon, à proximité immédiate de la position projetée de l'ouvrage.



Figure 17 : Contraintes identifiées - secteur Beaugies

(Fond google map)

Autant que possible, il sera tenu compte des usages et contraintes des personnes impactées par les travaux.

On veillera à maintenir les accès aux parcelles agricoles concernées et impactées par les travaux, pendant toute la durée du chantier.

Une rencontre sera organisée avec les personnes concernées en amont des travaux d'aménagement, pour discuter de ces différents points.

6. Ouvrage de Berlancourt

6.1. Dimensions et caractéristiques générales

Cet ouvrage a pour but de protéger les secteurs vulnérables de la *Verse de Guivry*, et notamment le bourg de *Berlancourt*, dont il est placé en amont immédiat.

Ce site a été préféré à celui de *Beines*, également envisagé dans les premiers stades de l'étude, car il permet de mobiliser un volume de retenue plus important à hauteur équivalente.

Le vallon présente une largeur variable d'environ 200 m et une section relativement constante vers l'amont. L'implantation envisagée a été adaptée en fonction des chemins d'accès aux cultures, qu'il était nécessaire de maintenir ou recréer.



Figure 18 : Implantation prévisionnelle de l'ouvrage de Berlancourt

6.1.1. Parcellaire

Les parcelles concernées par les travaux d'aménagements sont les suivantes :

ref. parcelle	Surfaces projet estimées (m ²)	Surfaces débord estimées (m ²)	Surfaces totale estimées (m ²)
ZD1	775	229	1 004
ZD80	733	280	1 013
ZD34	4 088	1 013	5 101
RU	207	0	207
Chemin	1 994	0	1 994
ZD81	815	165	980
ZD2	2 642,5	761,5	3 404
Total	11 254,5	2 448,5	13 703

Tableau 5 : Parcelles concernées par l'ouvrage de Berlancourt

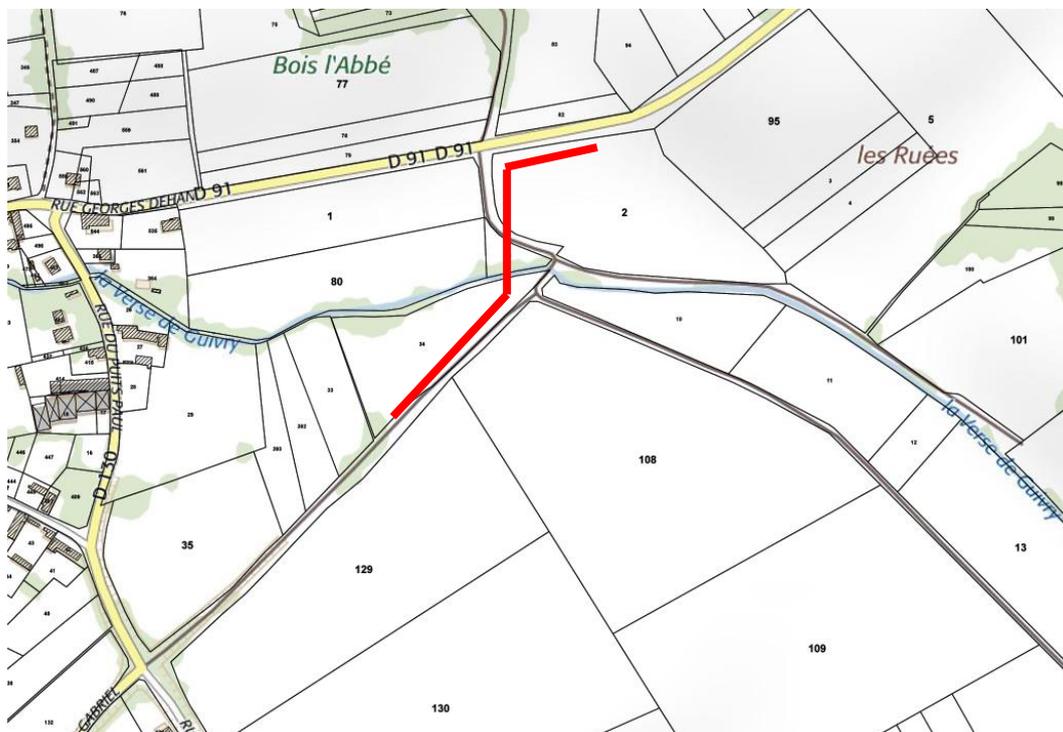


Figure 19 : Localisation de l'ouvrage sur fond parcellaire



Photo 7 : Berlancourt – Vue du site depuis la bordure de la RD91

6.1.2. Caractéristiques générales

L'ouvrage a les caractéristiques suivantes :

- longueur prévisionnelle de **315 m** environ ;
- surverse à **66,7 m NGF**, pour un TN à 63 m NGF environ en section courante et 60 m NGF au niveau du lit mineur ;
- ouvrage en **remblai**, talus 3/1 ;
- **pertuis** en partie centrale, au niveau du lit mineur actuel, **débit sortant écrêté à 2,3 m³/s environ pour Q100**, (au-delà de ce débit max, l'ouvrage monte en charge), réglable par **vanne guillotine** ;
- **chemin de service** en crête pour accès à la vanne ;
- volume de rétention estimé à **233 000 m³** (crue centennale).

Les plans PRO sont joints en *Annexe 1*. Un extrait est présenté en Figure 20, ci-dessous.

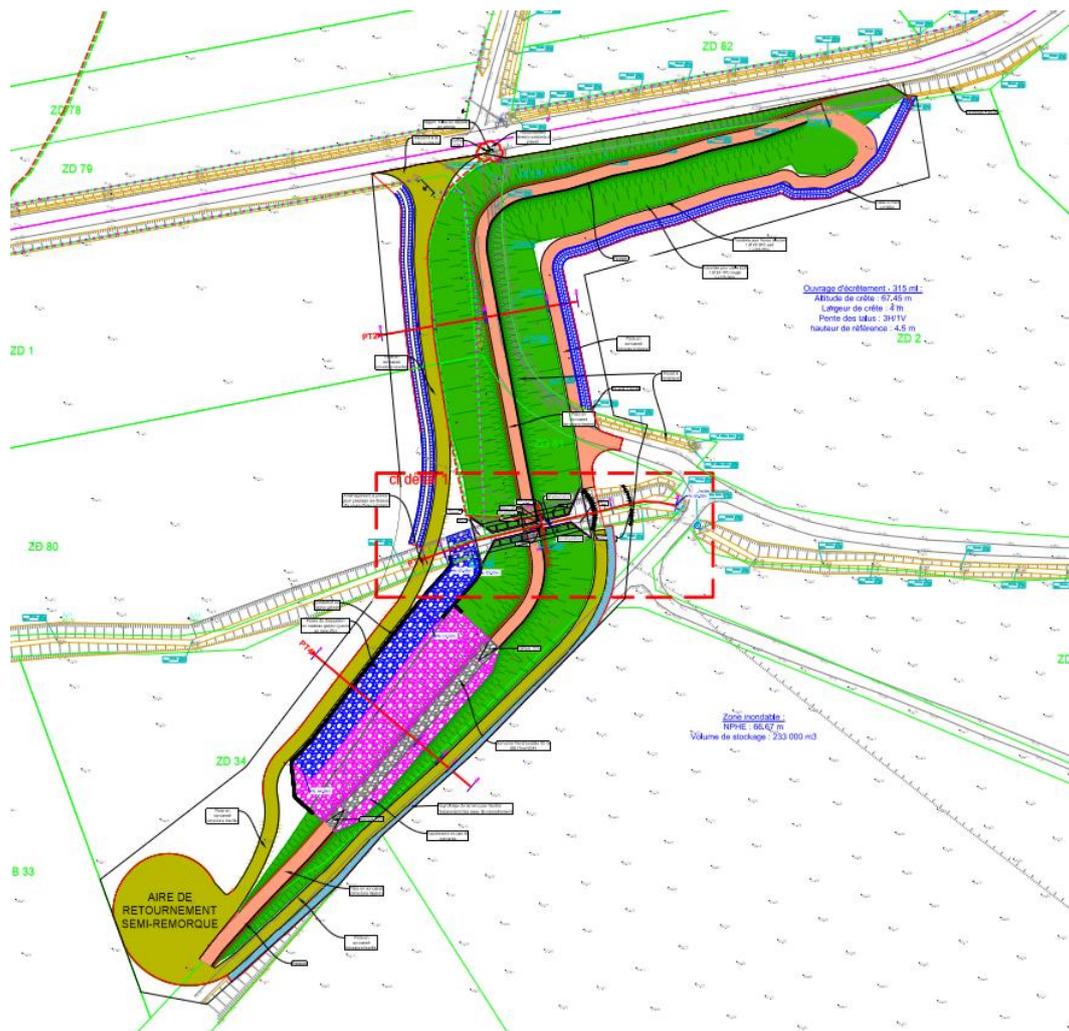


Figure 20 : Vue en plan de la digue de Berlancourt

6.2. Corps de digue

6.2.1. Géométrie

La cote de crête est fixée à 67,45 m pour une longueur de déversoir de 50,5 m. La hauteur de digue est fonction du TN avant travaux. Un profil en long est fourni en *Annexe 1*, Un extrait est présenté en Figure 21.

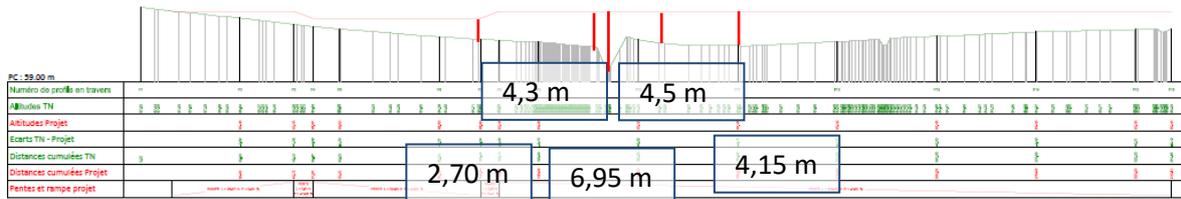


Figure 21 profil en long – Ouvrage de Berlancourt

Les talus seront pentés à 3H / 1V et stabilisés par engazonnement (type prairie fleurie), sans accroche terre.

La largeur de digue sera variable, comprise entre 10 et 30 m suivant la hauteur /TN.

6.2.2. Chemins de service

Des voies de service de largeur 3,0 m (VL) ou 3,50 m (PL) seront réalisées en crête et pied de barrage, pour permettre l'entretien du corps de digue et du dispositif de vannage d'une part et assurer l'accessibilité des parcelles agricoles aux engins d'autre part.

Le chemin de crête sera relié à la départementale D91, mais l'accès depuis la route étant jugé trop dangereux en sortie de virage, il est prévu d'utiliser uniquement le chemin en pied de talus pour rentrer sur site, puis de monter sur l'ouvrage par la rampe sud.

Il sera en revanche possible de repartir directement par la RD91 depuis la plateforme à l'extrémité nord l'ouvrage, la visibilité étant meilleure dans ce sens.

Le chemin en pied de digue côté Berlancourt aura une largeur de 3,50 et une structure de voirie renforcée pour permettre le passage des camions destinés à récupérer les betteraves.

Les sections de chemin non concernées par le passage de camion seront réalisées en voirie légère (*largeur 3,0, structure moins épaisse*). Des figurés différents ont été utilisés pour représenter les deux types de voirie sur le plan projet.

Une aire de retournement poids-lourd est prévue à l'extrémité sud de l'ouvrage.

Le franchissement supérieur du lit mineur sera assuré par une dalle en béton armé : La faible largeur du passage à cette hauteur ne crée pas de zone obscure pour le passage de la faune au niveau du cours d'eau – le caillebotis n'est pas obligatoire pour ce franchissement.

Pour le franchissement de la piste située en aval hydraulique de l'ouvrage, il sera situé au niveau du TN – une dalle béton sera mis en œuvre pour assurer le franchissement du cours d'eau par les camions.

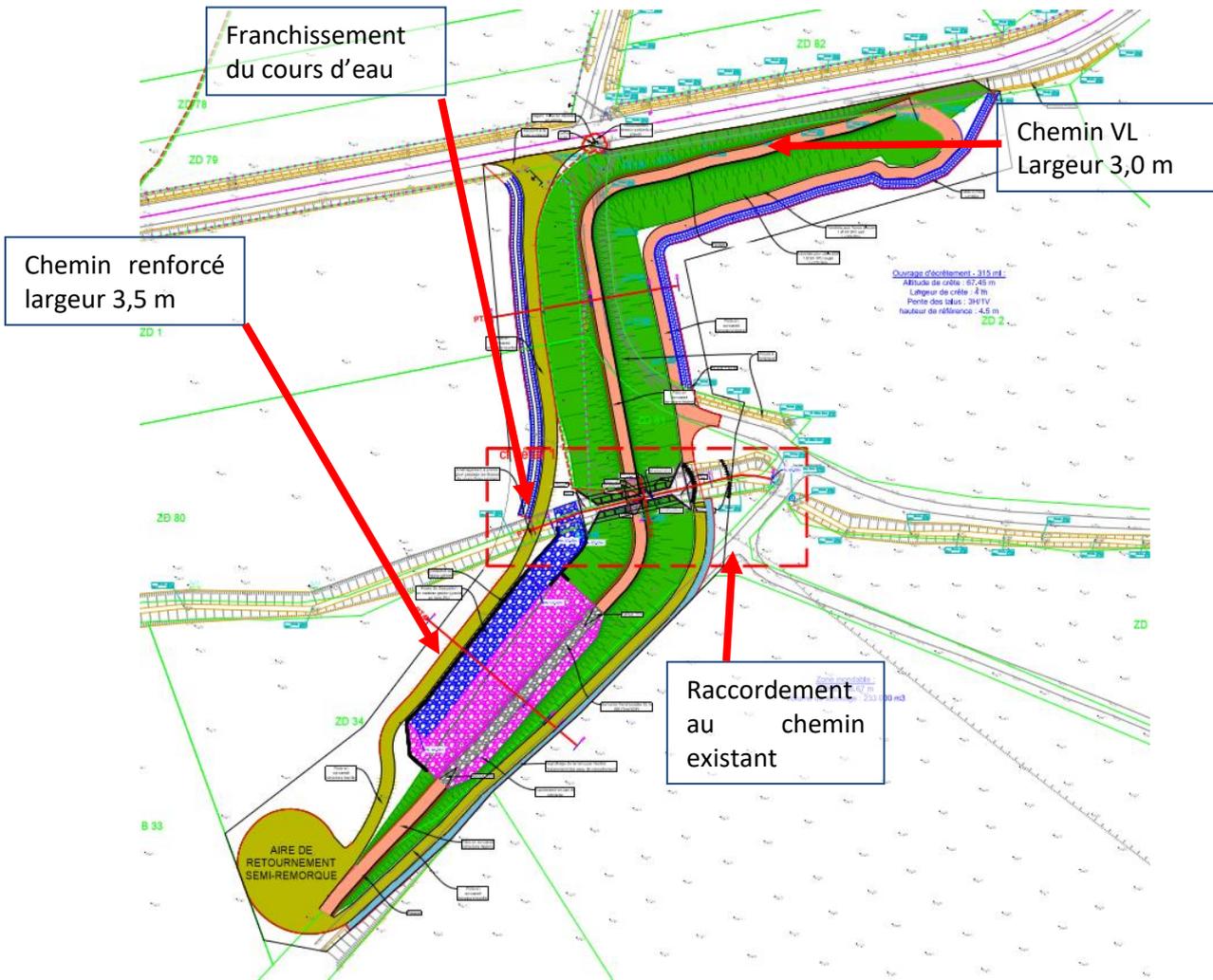


Figure 22 : Détail sur les aménagements de chemin sur l'ouvrage de Berlancourt

ENTENTE OISE AISNE
 Mission de maîtrise d'œuvre relative à l'aménagement de deux ouvrages écrêteurs des crues de la Verse
 Phase PRO
 A94294H

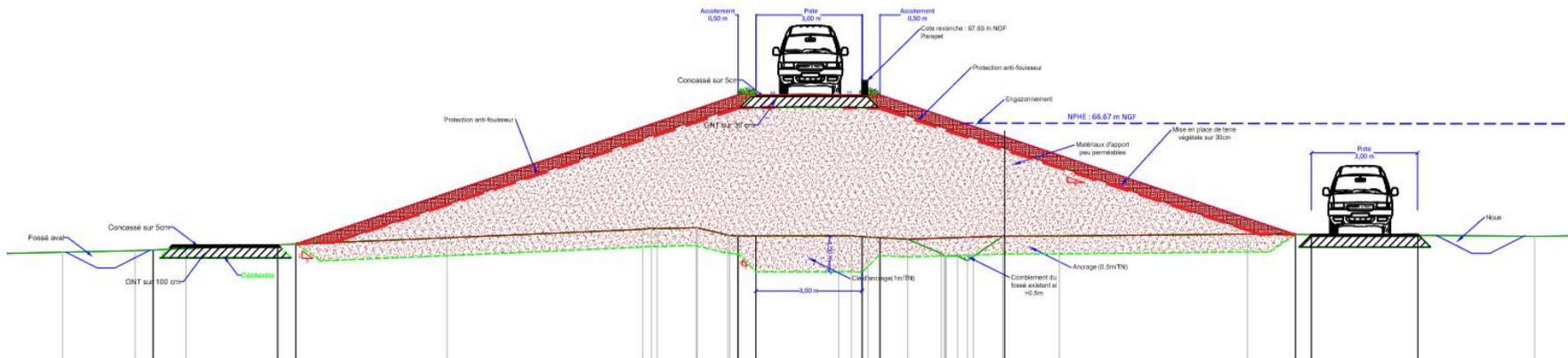


Figure 23 : Coupe type de l'ouvrage de Berlancourt – section courante

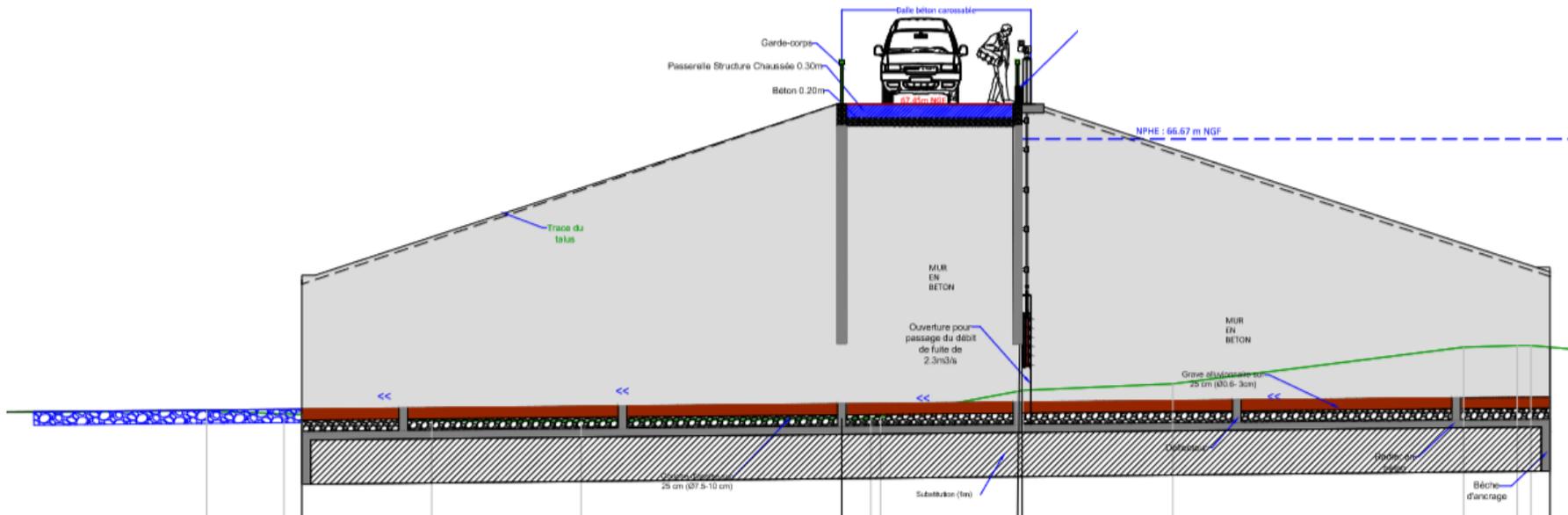


Figure 24 : Coupe type de l'ouvrage de Berlancourt – section lit mineur

6.3. Ouvrage de surverse

6.3.1. Déversoir

La cote d'arase supérieure du déversoir est issue de l'étude hydraulique Antea Group, dont les résultats sont fournis en annexe 2. Elle correspond à la cote de rétention de la crue centennale +0,03 m, soit **66,7 m NGF**.

<i>Longueur déversoir</i>	<i>Niveau d'eau (crue de sûreté – 1 000 ans)</i>	<i>Niveau crête</i>	<i>Hauteur ouvrage /TN</i>
50,5 m	67,16 m NGF	67,45 m NGF	≈ 4,4 m

(La revanche de sécurité est de 30 cm au-dessus du niveau d'eau max)

Une longueur de surverse de **50,5 m** a été retenue au terme de la phase AVP. Cette solution permet de limiter la hauteur de l'ouvrage fini d'une part* et le volume de gabions nécessaires à la surverse d'autre part (*poste onéreux*). Elle présente donc un bon compromis technico-économique.

**A titre d'exemple, pour un ouvrage de 350 m de long et un remblai à 15 €/m³, la plus value pour passer d'un ouvrage de 4,4 à 4,6 m de hauteur en gardant la pente à 3/1 est de l'ordre de 30 k€.*

6.3.2. Seuil et surverse gabion

Pour l'ouvrage de Berlancourt, l'arase supérieure de la longrine en béton armé constituant le seuil sera à 66,7 m NGF, soit 0,03 m au-dessus de la cote de retenue centennale (66,67 m NGF).

La crête devant rester traficable, il est nécessaire d'aménager une rampe entre la crête et la surverse.

La hauteur à rattraper au niveau de la surverse de Berlancourt est de 0,75 m, soit une rampe de l'ordre de 5,5 m de long pour une pente à environ 15%. Cette rampe sera aménagée dans le débord de la surverse (c.a.d que les 50,5 m de longueur de surverse s'entendent *depuis le pied de rampe*).

6.3.3. Fosse de dissipation

Les dimensions de la fosse de dissipation de la digue de Berlancourt sont les suivantes :

- longueur **50,5 m** ;
Equivalente à la largeur de surverse
- largeur **6,5 m** (voir Annexe 6) ;
- profondeur **0,3 m < prof. < 1,0 m environ**
0,3 m min, pente 2%.

6.3.4. Raccordement de la fosse de dissipation au ruisseau

Sur Berlancourt, le raccord sera constitué d'un lit mineur en matelas gabion de largeur **5,0 m** et d'une longueur d'environ **12,0 m**.

Ce raccord permet la vidange de la fosse de dissipation et la chenalisation partielle des eaux issues de la surverse. Il n'a pas vocation à éviter sur le long terme les inondations en aval de la digue : lorsque la surverse fonctionne, l'ouvrage est déjà en limite de capacité de rétention (fonctionnement dégradé).

6.4. Ouvrage de régulation de la Verse

Pour cet ouvrage, le dispositif de régulation consistera en une ouverture de largeur **1,90 m**, centrée sur la position actuelle du ruisseau, est de longueur **28.5 m** environ.

La régulation du débit se fera via une vanne guillotine de dimensions **1m x 0.8m**, implantée perpendiculairement aux écoulements. La vanne n'a pas vocation à être manœuvrée en crue.

Le lit mineur a une largeur de 1 m au fond du lit et de 1,90 m en haut de berges. Ces dimensions sont conservées sauf au niveau de la vanne qui aura une ouverture de : **largeur bord à bord de 0,6 m et hauteur de vanne ouverte 0,55 m**. Une passerelle sera disposée au-dessus du cours d'eau pour le franchissement par les véhicules d'entretien à environ 4 m de hauteur sur une longueur de 3,8 m.

Le vannage sera positionné en section réduite de sorte à limiter le débit à 2,3m³/s environ pour une crue centennale.

Le dispositif de franchissement envisagé pour l'ouvrage de Berlancourt est présenté en Figure 24, Figure 25 et Figure 26.

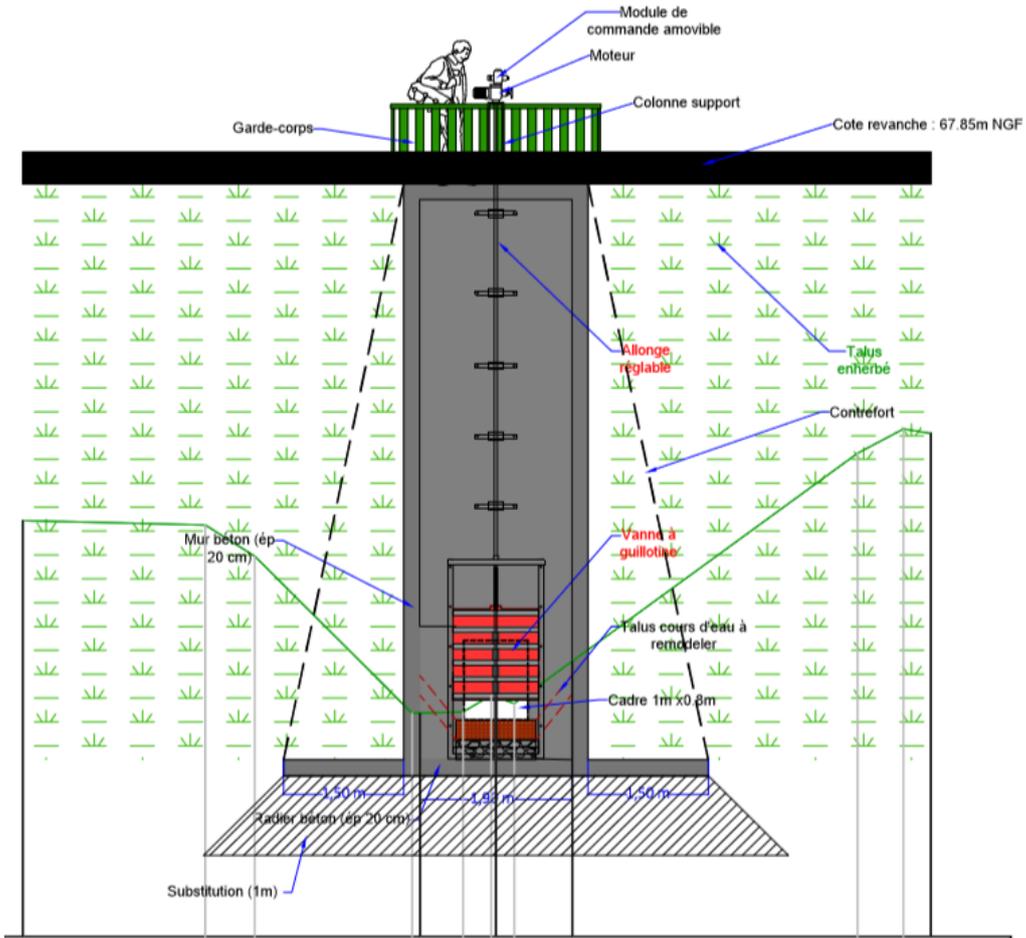


Figure 25 : Dispositif de régulation de la digue de Berlancourt - Vue de Face

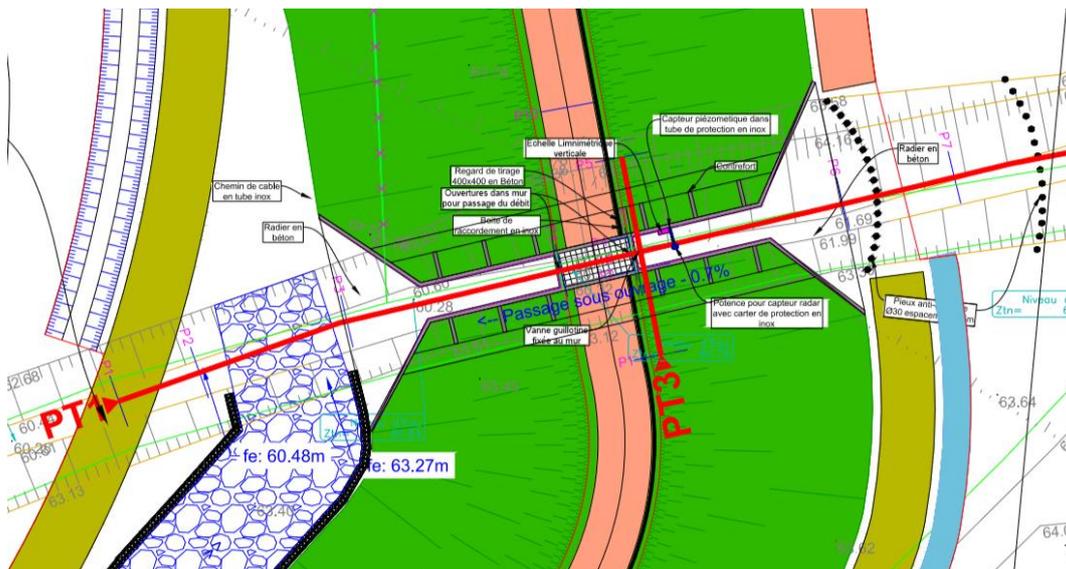


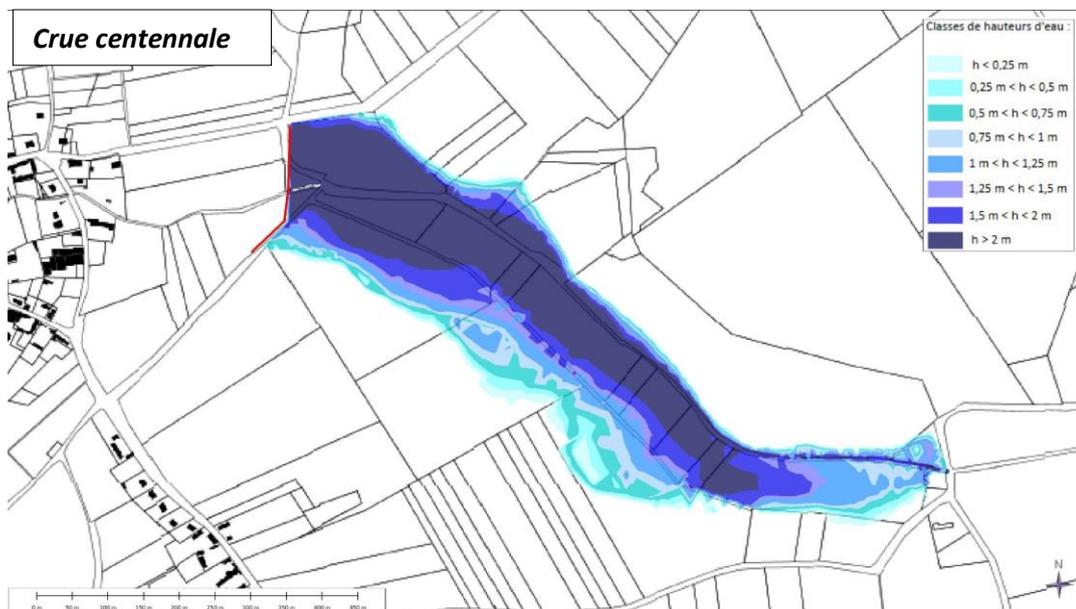
Figure 26 : Dispositif de franchissement de la digue - vue en plan

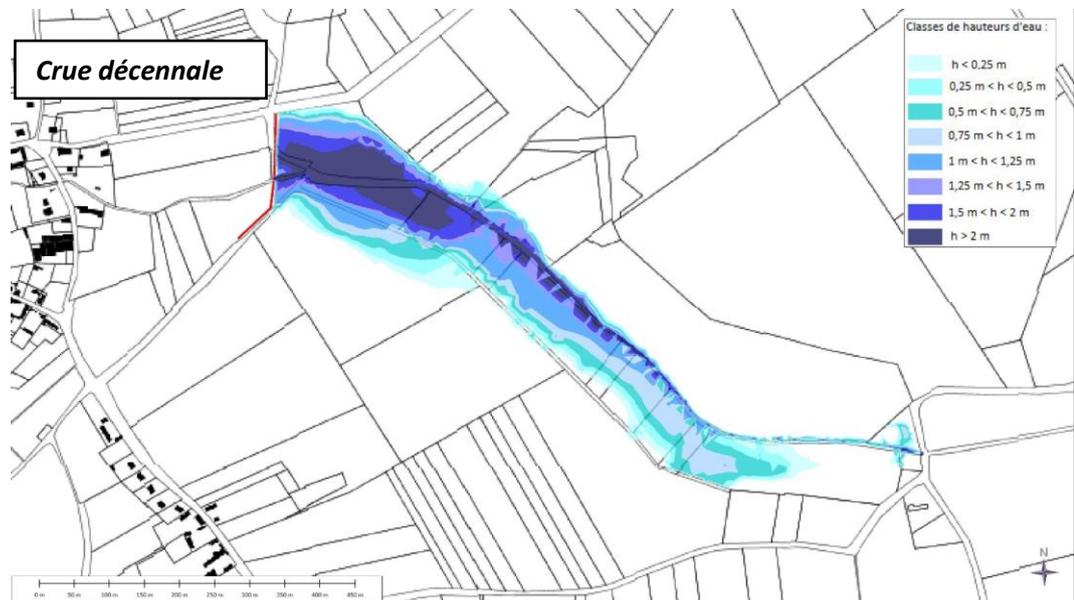
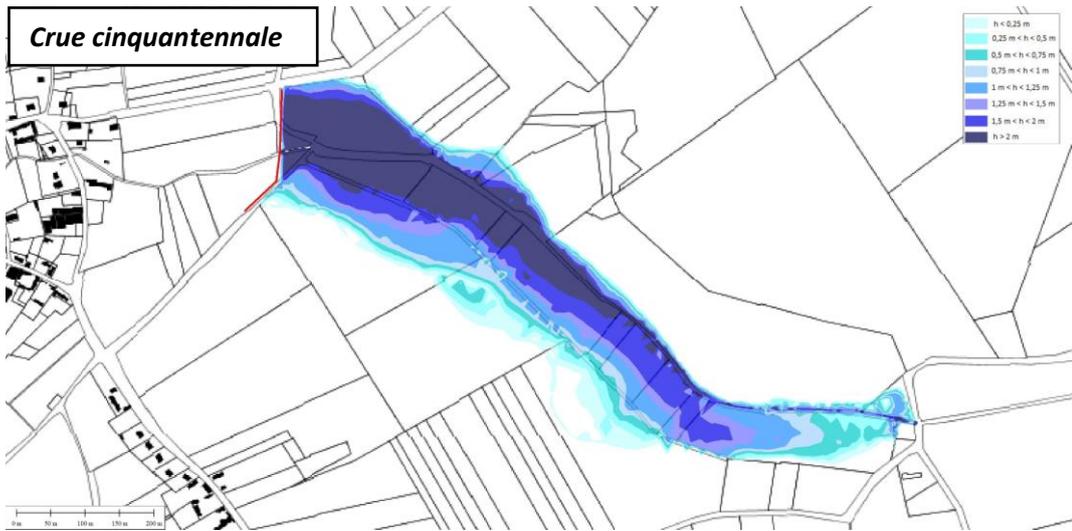
6.5. Données hydrauliques

6.5.1. Modélisation des retenues

L'ouvrage est dimensionné pour tamponner une crue centennale. Plusieurs simulations de mise en charge ont été réalisées et sont présentées en Figure 27 ci-après.

Période de retour	Neau amont (mNGF)	Neau aval (mNGF)	Qamont max (m ³ /s)	Qconduite max (m ³ /s)	Qdéversoir max (m ³ /s)
2 ans	63,29	61,7	1,65	1,42	0,00
5 ans	63,94	61,97	2,50	1,67	0,00
10 ans	64,22	61,80	3,50	1,74	0,00
30 ans	65,74	61,93	6,90	2,10	0,00
50 ans	66,18	61,96	7,60	2,19	0,00
100 ans (crue de projet)	66,67	62,00	13,60	2,30	0,00
500 ans	67,02	63,42	16,60	2,34	12,41
1 000 ans (crue de sûreté)	67,16	60,86	26,96	2,35	21,35
10 000 ans (crue de danger)	67,31	63,96	36,18	2,35	33,12





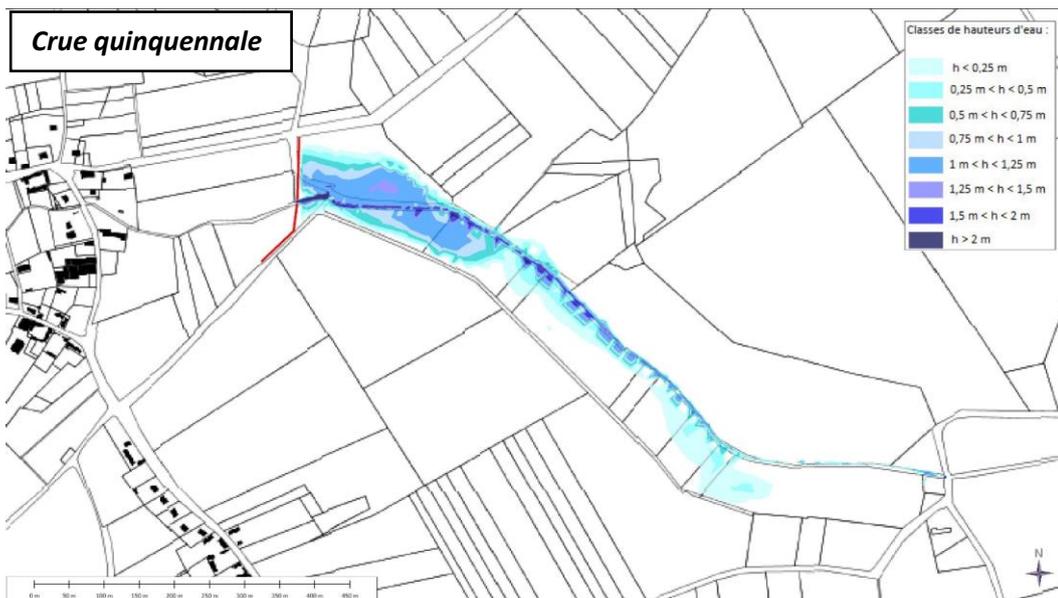


Figure 27 : Berlandcourt – Simulation après aménagements : Q100, Q50, Q10 et Q5

6.5.2. Modélisation des lignes d'eau

Le rôle de l'ouvrage a été simulé pour deux crues :

- crue décennale (Q10) ;
 - crue centennale (Q100) : crue de projet.
- En aval, la diminution du niveau d'eau dans Berlandcourt varie de 50 à 60 cm. A l'entrée de Guiscard, la baisse du niveau d'eau en amont de la rue Versepuy (RD128), sera aussi de l'ordre de 60 cm.
- **L'ouvrage permet de protéger le village de Berlandcourt.**

ENTENTE OISE AISNE
 Mission de maîtrise d'œuvre relative à l'aménagement de deux ouvrages écrêteurs des crues de la Verse
 Phase PRO
 A94294H

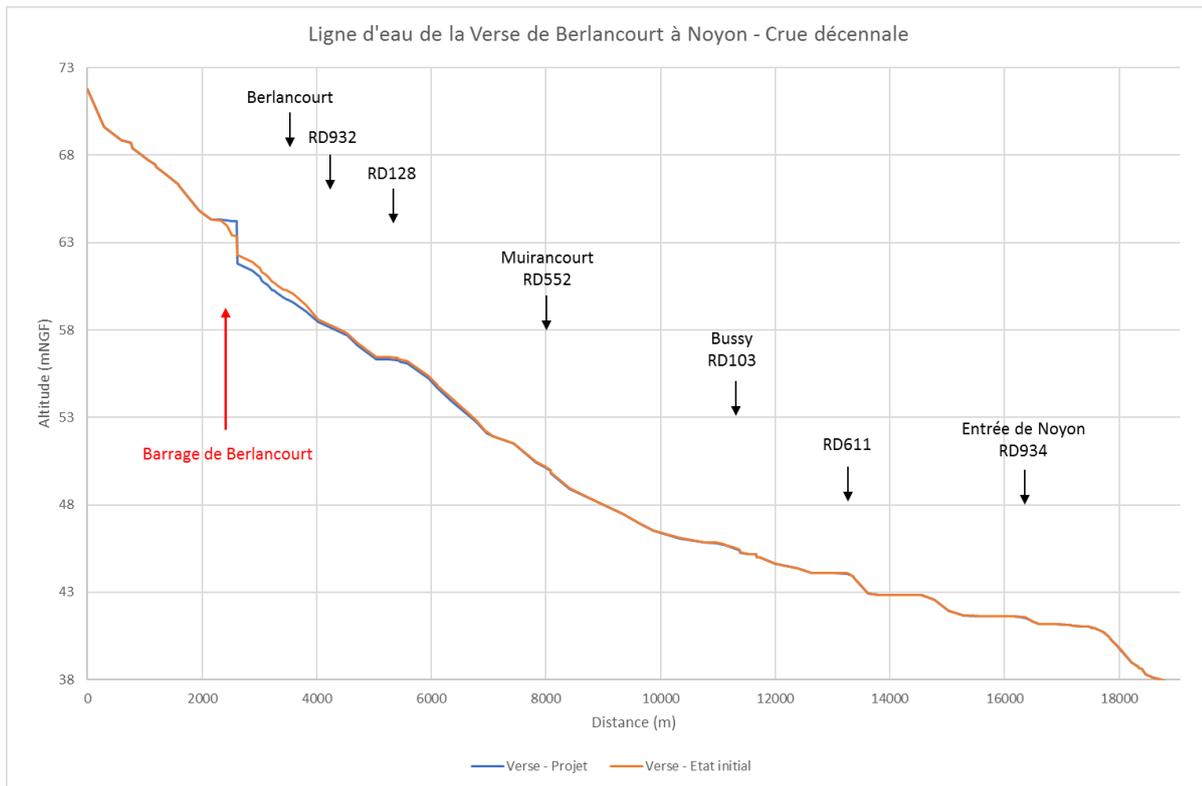


Figure 28 : Ligne d'eau Berlancourt - Q10

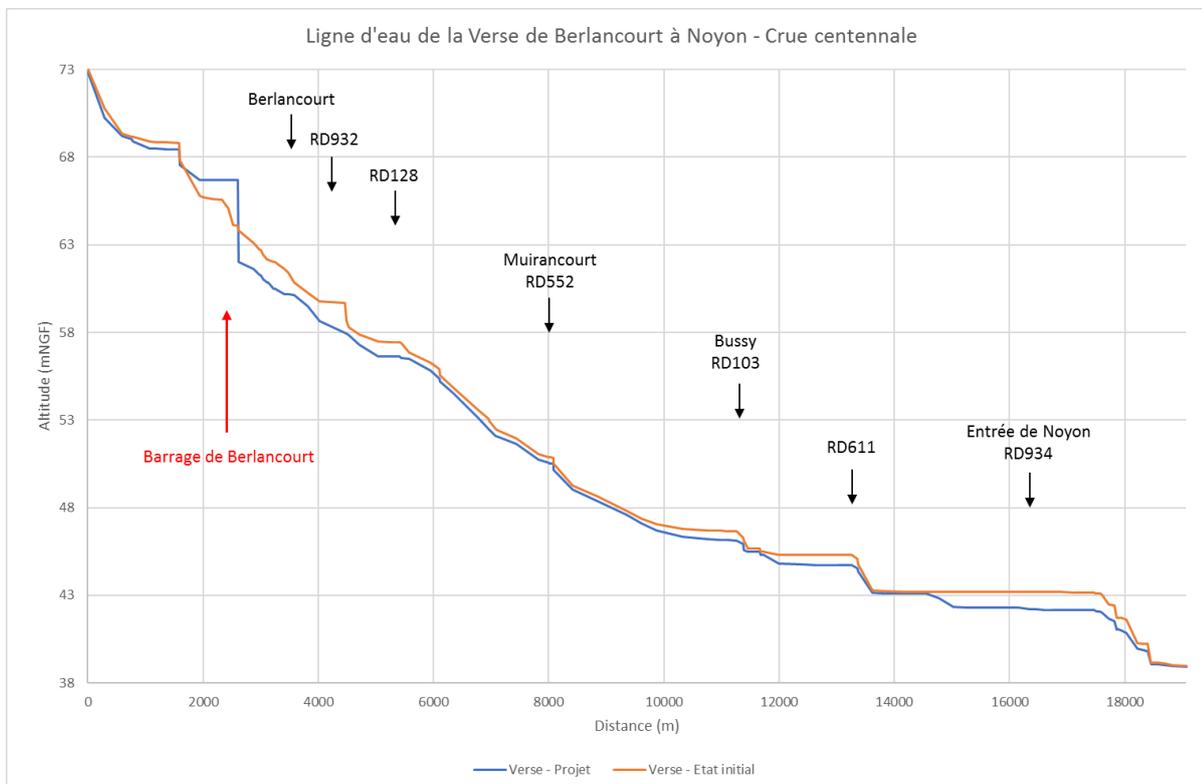


Figure 29 : Ligne d'eau Berlancourt – Q100

6.6. Revanche au vent

Les calculs ont été effectués pour deux scénarii, conformément à l'Arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages et aux prescriptions du guide de recommandations du CFBR sur la justification de la stabilité des digues et barrages en remblais d'octobre 2015 :

- Scénario 1 : un vent de période de retour 50 ans, estimé à 24 m/s sur le secteur (environ 86 km/h) avec un niveau de plan d'eau égal à la crue projet (crue centennale) ;
- Scénario 2 : un vent de période de retour 1000 ans, estimé à 27,2 m/s sur le secteur (environ 97,9 km/h) avec un niveau de plan d'eau égal au niveau de retenue normale

Les résultats des calculs conduisent aux paramètres et résultats suivants, en appliquant les recommandations du CFBR. La valeur retenue est la cote de crête maximale.

Barrage de Berlancourt :

Scénario	Fetch	Coef. correcteur de vent (passage sur surface lisse)	NPHE/RN	t_{\min}	U_{\min}	U_a	Hs	Hd	Hd/L
Scénario 1	1 000 m	1,1	67,16 mNGF	737 s	27,48 m/s	44,23 m/s	0,67 m	0,84 m	0,078
Scénario 2	1 000 m	1,1	66,67 mNGF	682 s	31,24 m/s	52,68 m/s	0,80 m	1,00 m	0,079

Pente talus barrage	R/Hd (parement lisse)	R (parement lisse)	R (parement rugueux) =60% R_{lisse}	Cote crête
1/3	1,37	1,15 m	0,69 m	67,85 mNGF
1/3	1,37	1,37 m	0,82 m	67,49 mNGF

Compte-tenu du fait que l'ouvrage a été envisagé avec une crête à +67,45 mNGF et que les emprises sont actuellement figées, la géométrie de la digue n'a pas été modifiée, mais un parapet de 40 cm de hauteur a été rajouté en crête de digue, coté amont, afin de vérifier la revanche au vent pour une cote +67,85 mNGF.

6.7. Géotechnique et prédimensionnement des fondations

6.7.1. Synthèse des investigations et modèle de sol

Les investigations géotechniques ont été réalisées par l'entreprise *Sémofi* en Novembre 2015. Les sondages ont mis en évidence la présence de limons sableux, assimilables aux formations alluviales et de craie plus ou moins altérée.

Les investigations n'ont pas confirmé, a priori, la présence d'argiles sparnaciennes au droit de l'ouvrage. On en retrouve toutefois dans plusieurs fouilles à la pelle / carottages.

Le tableau et le profil type ci-après synthétisent les résultats des investigations :

Formation	Description lithologique	Base	Epaisseur	Caractéristiques mécaniques		Caractéristiques intrinsèque à long terme	γ (t/m ³)	Classe GTR
		m/TN		PI (MPa)	Em (MPa)			
Terre végétale/ Remblais	Limons argileux	0.2 – 1.0	0.2 – 1.0	-	-	-	-	-
Alluvions modernes	Limons argileux à sableux	4.0 – 5.4	3.8 – 5.2	0.26 à 0.68 MPa Moy. 0.46 MPa	2.3 à 11.8 MPa Moy. 5.9 MPa	$\phi' = 18$ à 27° $C' = 14$ à 24 kPa	1.9	A1 - A2
Craie	Craie argileuse et \pm altérée	>25.0	>20.0	0.58 à 2.31 MPa Moy. 1.38 MPa	3.0 à 58.1 MPa Moy. 13.7 MPa	-	-	-

Tableau 6 : Modèle géotechnique de synthèse pour l'ouvrage de Berlancourt

(D'après rapport AVP Sémofi)

L'ensemble des formations limoneuses ont été assimilées dans une couche unique d'alluvions modernes.

ENTENTE OISE AISNE
 Mission de maîtrise d'œuvre relative à l'aménagement de deux ouvrages écrêteurs des crues de la Verse
 Phase PRO
 A94294H

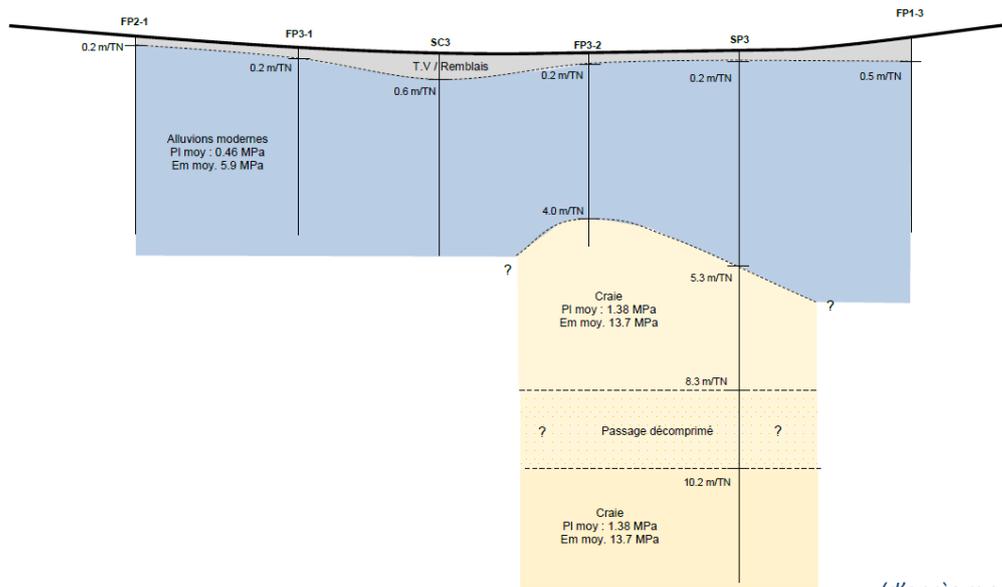


Figure 30 : Profil géotechnique de synthèse pour l'ouvrage de Berlancourt – scénario 3

- L'étude de sol permet de définir des zones sensiblement plus sableuses, notamment en partie *sud* de l'ouvrage. On cherchera à éviter autant que possible les circulations d'eau sous l'ouvrage lorsqu'il est en charge. **Des purges locales seront éventuellement à prévoir en phase travaux, en cas de rencontre de poches sableuses ;**
- Cette remarque est toutefois à nuancer aux vues du résultat de l'essai de perméabilité réalisé (voir ci-après).

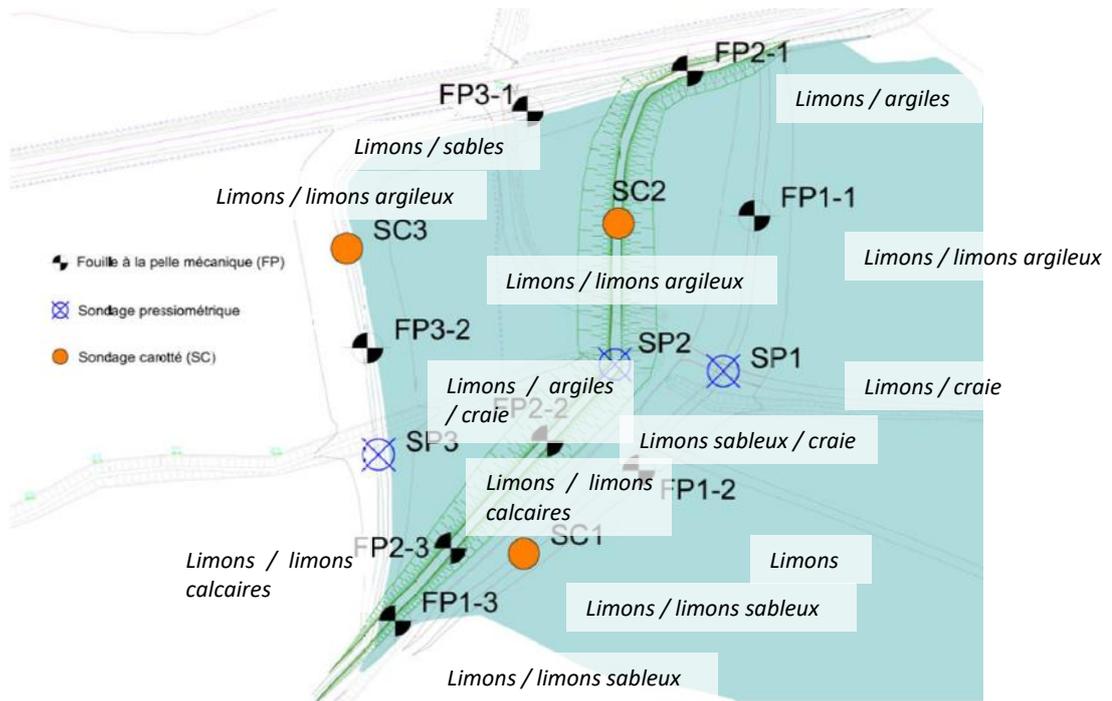


Figure 31 : Variation de faciès dans les sondages - Digue de Berlancourt

6.7.2. Vérification du non-poinçonnement

Selon le §4.6.2 des « Recommandation pour la justification des barrages et des digues en remblai », la méthode de vérification du non-poinçonnement est la suivante :

$$q_u / \gamma_R > \gamma_d \times q$$

Avec :

$$q = \gamma_r H_r$$

$$\gamma_r = 1,4$$

$$\gamma_d = 1,2$$

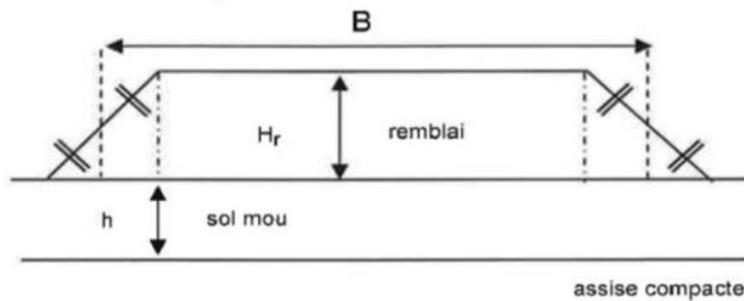
$$q_u = C_u N_c \text{ (méthode de Mandel et Salençon)}$$

N_c fonction de B et h, définis dans le schéma ci-dessous :

$$\text{pour } 0 < \frac{B}{h} \leq 1,49 \Rightarrow N_c = \Pi + 2$$

$$\text{pour } 1,49 < \frac{B}{h} \leq 10 \Rightarrow N_c \approx 0,468 \frac{B}{h} + 4,445$$

$$\text{pour } \frac{B}{h} > 10 \Rightarrow N_c \approx 9,125$$



Ou N_c approximé par $4 + 0,5 B/h$ (la valeur la plus défavorable de N_c sera prise en compte dans le calcul).

Pour Berlancourt, les éléments sont les suivants :

$B = 16,9$ m (crête = 4 m, Hauteur max hors OH = 4,3 m, base maximum = 29,8 m)

$H = 5,4$ m

D'où $N_c = 5,91$ (méthode 1) ou $N_c = 4 + 16,9/5,4 = 7,13$

$q = \gamma_r H_r = 20 \times 4,3 = 86$ kPa

C_u : en l'absence d'essais de cisaillement court terme, la cohésion non drainée C_u des formations superficielles lâches (limons +/- argileux et/ou sableux ...) a été estimée à partir de la corrélation de AMAR & JEZEQUEL, citée par AMAR & al. [AMAR, 1991] :

$$C_u \approx \frac{Pl}{5,5} \text{ lorsque } Pl < 0,3 \text{ MPa ; } C_u \approx \frac{Pl}{10} + 0,025 \text{ lorsque } Pl > 0,3 \text{ MPa}$$

De façon sécuritaire, la Pl min des alluvions modernes a été prise en compte dans le calculs, soit 0,26 MPa, on obtient alors une $C_u = 0,26 / 5,5 = 47$ kPa.

On obtient donc :

$$q_u / \gamma_r > \gamma_d \times q$$

$$47 \times 5,91 / 1,4 = 198 \text{ kPa} \gg 1,2 \times 20 \times 4,3 = 103 \text{ kPa}$$

Le non-poinçonnement des sols d'assise de la digue de Berlancourt est vérifié.

Concernant les points singuliers :

- au niveau de la surverse, les gabions ont un poids équivalent, voire plus faible que le remblai limoneux, et la hauteur à considérer est faible, de l'ordre de 2,5 m/TN au maximum ;

- au niveau du bajoyer central, pour une longueur de franchissement de 28,0 m environ, une hauteur maximale de 6,5 m, une épaisseur des murs et radiers de 0,2 m et un $\gamma_{\text{béton}} = 22 \text{ kN/m}^3$, le poids est estimé à :
 - ✓ 800 kN environ pour les deux flancs et leurs contreforts ;
 - ✓ 50 kN pour le cadre central ;
 - ✓ 650 kN pour le radier béton ;
 - ✓ 300 kN pour les graves de fond ;
 - ✓ 6,2 m de hauteur d'eau en amont de l'ouvrage sur 12 m de longueur, puis 0,55 m de hauteur d'eau sur 16 m de longueur après la vanne, soit environ 1580 kN lors d'une crue centennale.

Soit 3380 kN au total, qui rapportés à la surface du radier, représentent une contrainte de l'ordre de 64 kPa, soit environ 50% de moins qu'au niveau des remblais de part et d'autre de l'ouvrage. La contrainte liée à l'ouvrage de franchissement béton est donc faible.

Toutefois, compte-tenu de la présence de contreforts (murs anti-Renard) perpendiculairement à l'ouvrage hydraulique, fondés également sur le radier général comprenant l'OH), en pratique, une partie de la charge de remblai sera reprise par le radier central, à l'endroit où la hauteur sera maximale (TN à 60,5 mNGF et cote ouvrage 67,45, soit 6,95 m au droit de l'OH) et où les terrains seront vraisemblablement les plus mauvais au droit du cours d'eau existant).

Par conséquent, de manière sécuritaire, il est envisagé la réalisation d'une substitution des terrains d'assise sur 1 m d'épaisseur au droit du radier de l'ouvrage hydraulique.

- **On pourra recourir à un mode de fondations superficielles pour la digue de Berlancourt.**
- Pour la partie centrale, il est envisagé, de manière sécuritaire, d'améliorer l'assise sous le radier béton de l'OH. Pour cela, une **substitution de sols, sur une épaisseur d'1 m**, est prévue, de manière sécuritaire, sous le radier de l'ouvrage de franchissement. Afin de ne pas créer de cheminement préférentiel sous le radier, des bèches d'ancrage sont prévues en amont et en aval du radier.

6.7.3. Dimensionnement des fondations de l'Ouvrage hydraulique

La portance des sols d'assise de fondation a été évaluée selon la norme d'application NF P 94-261 de l'Eurocode 7.

D'après l'Eurocode 7, la contrainte admissible du sol s'écrit :

$$q_{\text{net}} = k_p \cdot P_{le} \cdot i_\delta \cdot i_\beta$$

A ce stade et en l'absence de descente de charge précise, nous avons pris $i_\delta = 1$ et $i_\beta = 1$.

$$p_{ie}^* = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n p_{l;k;i}^*}$$

Avec $p_{l;k;i}^*$ la valeur caractéristique ou représentative de la pression limite nette dans la couche i comprise dans la tranche de terrain située entre D et $D+h_r$, avec $h_r=1,5B$.

Or, pour $B=0,6$ m et $D_e=0$ m (de manière sécuritaire).

On obtient, pour les limons argileux à sableux servant d'assise à l'ouvrage hydraulique : $p_{ie}^* = 0,35$ MPa.

$$k_{p \frac{B}{L}} = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-c \frac{D_e}{B}} \right)$$

Pour des limons argileux à sableux, de manière sécuritaire, on prendra $k_p = k_{p0} = 0,8$.

D'où

$$q_{net} = 0,8 \times 0,35 \times 1 \times 1 = 0,28 \text{ MPa}$$

Les contraintes maximales admissibles calculées sont donc de :

$$\sigma_{ELU} = \frac{q_{net}}{1,2 * 1,4} = 167 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_{net}}{1,2 * 2,3} = 100 \text{ kPa}$$

Comme vu précédemment, la répartition de charge au droit de l'OH est de 64 kPa.

La portance des sols au droit de l'OH est donc suffisante.

6.7.4. Perméabilité des alluvions – stabilité hydraulique

Même si l'ouvrage n'est pas sensé rester en charge sur de longues périodes, la mise en place de circulation « rapides » sous l'ouvrage est potentiellement préjudiciable à sa stabilité. Il était donc nécessaire de caractériser la perméabilité du sol d'assise.

Un essai de perméabilité en laboratoire a été réalisé sur échantillon intact (EI du carotté SCO2 des investigations Semofi, profondeur 2,5 m).

La perméabilité mesurée est de **1.8×10^{-10} m/s**.

La perméabilité des alluvions est *faible* à *très faible* ; cette gamme de valeur correspond à des **limons argileux**.

- **La faible perméabilité du matériau d'assise confirme qu'il ne sera pas nécessaire de réaliser un écran d'étanchement en pied du talus amont, ni une clé imperméable en partie centrale.**

6.7.5. Estimation des tassements

Avec le module pressiométrique (rappel)

C'est la méthode utilisée par *Sémofi* dans le rapport géotechnique G2 AVP.

Le tassement prévisionnel estimé par cette méthode est calculé en considérant le remblai comme une semelle de longueur infinie, par application de la formule suivante :

$$W = \int_0^z \frac{\alpha(z) \cdot \sigma(z)}{E(z)}$$

Avec :

- $\sigma(z)$: contrainte verticale à la profondeur z due au remblai et à la surcharge d'exploitation de 10 kPa prise en compte dans le calcul ;
- $\alpha(z)$: coefficient rhéologique du sol à la profondeur z ;
- $E(z)$: module pressiométrique du sol à la profondeur z .

Selon cette méthode, *Sémofi* a estimé, en G2AVP, que les tassements au droit de l'ouvrage de Berlancourt seraient de l'ordre de **30 à 50 mm** au droit de l'épaisseur maximale du remblai.

Avec Cc et Cs

Trois essais oedométriques ont été réalisés sur échantillons intacts prélevés à 2,5 m/TN. Ces essais permettent de caractériser la compressibilité des matériaux.

Selon cet essai, le module oedométrique moyen est de 2,8 MPa en SC1 et de 4,7 MPa en SC2 (l'essai en SC3, donnant des résultats beaucoup plus favorables et étant plus éloigné de l'ouvrage, n'a pas été pris en compte, de façon sécuritaire).

Le tassement théorique de la couche compressible peut être estimé à partir de ce module et de la formule suivante :

$$\Delta H = \Delta \sigma \times \sum \frac{.Hi}{E_{oedi}}$$

Considérant une couche compressible d'épaisseur 5,0 m et une surcharge appliquée de 4,3 m de remblai (hauteur maximale du remblai à proximité immédiate de l'ouvrage hydraulique) et 10 kPa de surcharge, soit 96 kPa, les tassements prévisionnels calculés à partir de cette formule sont estimés à :

En SC1 : $\Delta H = 96 \times 5 / 2\,800 = 0,17$ m, soit 17 cm

En SC2 : $\Delta H = 96 \times 5 / 4\,700 = 0,10$ m, soit 10 cm

Un calcul oedométrique à l'aide du module Tasseldo du logiciel Foxta, développé par Terrasol, a également été réalisé, sur la base de l'essai oedométrique réalisé au droit du projet.

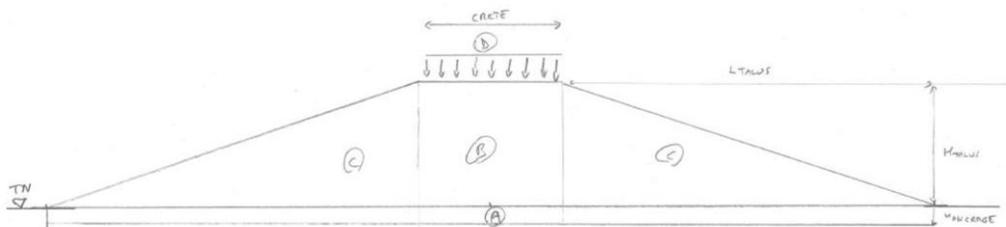


Figure 32 : Géométrie prise en compte dans Tasseldo

Les tassements obtenus selon cette méthode sont de l'ordre de 17,5 cm pour le cas défavorable à savoir 4,3 m de remblai avec les données de SC1.

- En fonction de la méthode de calcul, les tassements obtenus diffèrent significativement.
- **Pour l'estimation des tassements attendus, nous retiendrons la méthode oedométrique** (par retour d'expérience, la méthode pressiométrique sous-estimant en général les valeurs de tassement (d'un ordre 2 environ)).
Par conséquent, des tassements de l'ordre 10 (en partie Nord) à 17 cm (en partie Sud) sont attendus au droit de l'ouvrage de Berlancourt.

Pour un ouvrage de 4,3 m de hauteur maximum, ces tassements de l'ordre de 10 à 17 cm représentent 2 à 4 % de la hauteur de l'ouvrage.

Ce tassement est > 1% admissible selon les recommandations du CFBR.

Il est nécessaire de laisser tasser les sols sur environ 4,3 cm pour atteindre un niveau de tassement résiduel admissible selon les recommandations CFBR ; soit environ 25 % du tassement total attendu (donc 75% de consolidation) en partie Sud de l'ouvrage (SC1) et environ 45 % du tassement total attendu (donc 55% de consolidation) en partie Nord de l'ouvrage (SC2).

Le temps nécessaire pour obtenir un tassement résiduel acceptable est calculé en appliquant la théorie de la consolidation pour une couche compressible drainée d'un seul côté (ici, la couche inférieure) :

$$t = \frac{T_v \times H^2}{C_v}$$

(Philipponnat, p81)

Avec :

- t le temps nécessaire, en secondes.

➤ T_v est donné par la table suivante, en fonction du degré de consolidation U (= pourcentage de tassement en fonction du temps) :

Tableau 1 : Relation entre U et T_v

$U\%$	T_v	$U\%$	T_v	$U\%$	T_v
10	0,008	50	0,197	90	0,848
20	0,031	60	0,287	100	∞
30	0,071	70	0,403		
40	0,126	80	0,567		

(Philipponnat, p82)

Soit, pour $U\% = 75\% \gg T_v = \mathbf{0,485}$ pour la partie Sud
 Soit, pour $U\% = 55\% \gg T_v = \mathbf{0,242}$ pour la partie Nord

➤ H est la hauteur de la couche compressible, soit 5 m d'après le modèle de sol de Berlancourt.

➤ C_v est le coefficient de consolidation, obtenu par essai oedométrique - Cette valeur est caractéristique d'un sol dans un état de contrainte donné.

Pour Berlancourt, la valeur obtenue en laboratoire par SEMOFI est de $0,37 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ en SC1 et $0,71 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ en SC2.

Soit : $t = 0,485 \times 5^2 / 0,37 \cdot 10^{-6} = 32\,770\,270 \text{ s} \approx 12 \text{ mois}$ en partie Sud de l'ouvrage

Soit : $t = 0,242 \times 5^2 / 0,71 \cdot 10^{-6} = 8\,521\,127 \text{ s} \approx 3 \text{ mois}$ en partie Nord de l'ouvrage

Pour améliorer ces délais, une surcharge pourrait être mise en place, notamment en partie Sud de la digue.

Par conséquent, une surcharge est prévue au droit de l'ouvrage, de manière à accélérer les tassements.

Pour une surcharge de 2 m, soit un remblai de maximum 6,3 m, les tassements maximum attendus sont de l'ordre de :

$$\Delta H = 6,3 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 \times 5 / 2\,800 \text{ kPa} = 0,225 \text{ m, soit } 22,5 \text{ cm}$$

Dans ces conditions, pour avoir un tassement résiduel de 4,3 cm, qui correspondent à 55% de consolidation de la surcharge, on aurait un temps de consolidation de :

Soit : $t = 0,242 \times 5^2 / 0,37 \cdot 10^{-6} = 16\,351\,351 \text{ s} \approx 6 \text{ mois}$

Pour mettre en place cette solution et éviter d'avoir recourt à des matériaux supplémentaires, il est prévu de réaliser la surcharge de la partie Sud de Berlancourt

avec les matériaux de la partie Nord de Berlancourt (avec des pentes de l'ordre de 2H/1V qui permettent de rester dans l'emprise actuelle de la digue), d'attendre les 55% de consolidation et de venir ensuite recouper les matériaux pour les mettre en œuvre sur la partie Nord de Berlancourt.

Une solution de drainage pourrait également être mise en place pour réduire ces temps de consolidation.

De façon sécuritaire, nous avons pris en compte ce cas de figure (surcharge jusqu'à 6,3 m de hauteur pendant 6 mois), correspondant au cas le plus critique, aussi bien d'un point de vue financier, que d'un point de vue planning.

L'entreprise pourra varier sur ce point pour optimiser aussi bien les coûts, que les délais.

En dehors de l'ouvrage hydraulique et en partie Sud de la digue, la recoupe importante des remblais après les 55% de consolidation de la surcharge, permettra de vérifier l'état de fissuration du remblai.

A ce stade, il n'est pas prévu de retirer l'ensemble de la surcharge en dehors de l'ouvrage. Après 55% de la consolidation, le remblai sera recoupé à la cote +67,45 + 4,3 cm, soit +67,493.

Au niveau de l'ouvrage hydraulique, pendant le temps de la consolidation, un busage provisoire sera mis en place au droit du cours d'eau (pour précharger également le bajoyer central). Une fois les 55% de consolidation atteinte, le remblai au droit de l'OH sera entièrement terrassé, pour construire l'ouvrage hydraulique.

Les autres ouvrages (surverse et voirie) seront réalisés une fois la recoupe de la surcharge réalisée.

La hauteur des remblais après recoupe tiendra donc compte des tassements résiduels attendus, afin que les ouvrages (fil d'eau et surverse) soient à la bonne cote une fois les tassements produits.

6.7.6. Stabilité

Méthode de calcul

La justification de la stabilité des talus se fait suivant la méthode des **états limites ultimes** (ELU) avec application de coefficients partiels de sécurité aux valeurs caractéristiques des matériaux et de pondération des actions.

Les calculs de stabilité ont été menés suivant l'Eurocode 7 en **combinaison fondamentale** à l'aide du logiciel de calculs TALREN 5[®], utilisant la **méthode des tranches** suivant la **formulation de Bishop simplifiée**, qui considère des surfaces de rupture à section circulaire, et pour laquelle le rapport des moments des forces motrices au moment des forces résistantes développées le long de la surface de rupture potentielle définit le coefficient de sécurité F_{\min} pour chaque cercle étudié.

Pour les différents cas de calcul étudiés, les coefficients partiels sont tous pris égaux à 1 et le coefficient de sécurité global recherché est le suivant selon les cas :

- Situation courant (nappe courante) : $F_{\min} \geq 1,5$;
- Ouvrage en charge (crue de projet à l'amont de l'ouvrage) : $F_{\min} \geq 1,2$;
- Ouvrage en charge (crue de danger à l'amont de l'ouvrage) : $F_{\min} \geq 1,2$;
- Vidange rapide : $F_{\min} \geq 1,2$;
- Crue de projet + sollicitations sismiques : $F_{\min} \geq 1,2$;
- Vidange rapide + sollicitations sismiques : $F_{\min} \geq 1,2$.

Nota :

Afin de pouvoir prendre en compte les écoulements au sein de la digue, la situation vidange rapide a été réalisée sous le logiciel Plaxis développé par Terrasol.

Le niveau de saturation de la digue a ensuite été intégré dans les calculs Talren (situation Vidange rapide et vidange rapide + séisme).

Hypothèses de calcul

- Les caractéristiques mécaniques des matériaux sont celles mentionnées par Sémofi dans leur modèle de sol. Pour les matériaux non caractérisés, des hypothèses sécuritaires basées sur le retour d'expérience ont été retenues.

Formation	γ (kN/m ³)	C' (en kPa)	ϕ' (°)
Remblais	20	10	20
Alluvions	18	15	18
Craie	18	35	15

- Une surcharge de 10 kPa a été appliquée en crête dans le cas de situation courant.
- Pour chaque ouvrage le calcul de stabilité a été réalisé sans eau, en pleine charge et en situation de **vidange rapide**.
- Les cas de figure de la vidange rapide et post-travaux présentent un gradient hydraulique dans le corps de digue.
- Les calculs sous sollicitations sismiques ont été réalisés pour l'ouvrage avec les exigences de l'ATB et des guides CFBR. Les coefficients sismiques pris en compte dans le calcul sont calculés comme suit :
 - Zone de sismicité 1 (aléa très faible),
 - Classe de sols E : S = 1,8,
 - catégorie d'importance : III,
 - Coefficient d'importance $\gamma_1 = 1,2$,
 - Accélération horizontale et verticale pour le SES : 0,5 m/s².

Les coefficients sismiques horizontal et vertical à prendre en compte dans l'analyse pseudo-statique de stabilité, déterminés suivant l'Eurocode 8 - Partie 5, sont les suivants :

$$K_h = 0,5 \times a_g/g \times S = 0,5 \times \gamma_1 \times a_{gr}/g \times S = 0,5 \times 1,2 \times 0,5 / 10 \times 1,8 = 0,054 \quad (\rightarrow a_h/g \text{ dans Talren 5}^\circ)$$

$$K_v = K_h = +/- 0,054 \quad (\rightarrow a_v/g \text{ dans Talren 5}^\circ)$$

Résultats

Les calculs sont présentés en *Annexe 5*. Les résultats sont les suivants :

Situation	Berlancourt		
	F _s calculé Talus aval	F _s calculé Talus amont	F _{min} objectif
Situation courante	2,2	2,2	≥ 1,5
Crue de projet	1,7	2,7	≥ 1,2
Crue de danger	1,6	3,0	≥ 1,2
Vidange rapide	1,7	1,7	≥ 1,2
Crue de projet + Séisme	1,5	3,8	≥ 1,2
Vidange rapide + séisme	1,5	2,1	≥ 1,2

- Pour ces hypothèses de calcul, la stabilité de la digue est assurée avec des talus 3/1.

6.8. Dispositif d'auscultation de l'ouvrage

Le programme d'auscultation indiqué ci-après est indicatif, il pourra être adapté par l'entreprise en charge du suivi.

L'instrumentation envisagée pour l'ouvrage de Berlancourt est la suivante :

- **3 inclinomètres** (profondeur 10m) :
 - un sur le corps de digue (partie Nord), en partie courante ;
 - un en partie centrale, à proximité du bajoyer béton ;
 - un en bordure de surverse (partie sud).

Une profondeur de 10m permet de recouper la totalité de la hauteur de digue, de la clé d'ancrage et du TN sous-jacent.

- **4 plots et 3 cibles topographiques**, pour permettre un suivi topographique périodique. Les plots devront être répartis sur le linéaire de la crête de digue, pour mesurer les tassements différentiels. Les cibles pourront être placées au niveau des points singuliers : deux sur le bajoyer (crête et pied d'ouvrage) et une sur la surverse *par exemple*.

Pour le suivi on pourra partir sur un pas de temps mensuel, à espacer si les déplacements sont faibles. Le maintien d'un suivi annuel est recommandé, de même qu'un levé après les épisodes majeurs de mise en charge des ouvrages.

- **1 dispositif de mesure de la hauteur d'eau à distance**. Il sera composé de :
 - une armoire électrique posée en bordure de voirie ;
 - fourreaux rouge Ø63 mm pour le câblage électrique et vert Ø45 mm pour le câblage télécom, y compris leur raccordement aux réseaux amont ;
 - un regard 40 x 40 cm, avec mise en place d'une station de collecte de données du capteur à ultrason, avec transmission filaire ADSL ;
 - un capteur à ultrason, mis en place au niveau du regard et permettant de suivre le niveau d'eau à l'amont immédiat de l'ouvrage et raccordé à la station de collecte ;
 - une pige de type échelle limnimétrique, calée altimétriquement au regard et visible depuis la passerelle.

6.9. Dispositif anti embâcles

Les pieux anti embâcles constituent une solution économique et efficace pour piéger les matériaux grossiers en amont avant qu'ils n'endommagent l'ouvrage. Aucun autre ouvrage de piégeage n'est envisageable considérant le caractère linéaire du cours d'eau et la fonction pastorale du lit majeur (hors inondation).

Sur Berlancourt, deux lignes successives de pieux anti embâcles seront placées en travers du lit mineur de l'ouvrage ; leur disposition a été définie pour permettre un entretien aisé hors épisode de crue :

- Une ligne en amont immédiat du bajoyer central,
 - Une ligne 10 m en amont (*en bordure amont de la zone de retournement des véhicules*).
- Cette solution permettra d'intercepter les flottants arrivant sur l'ouvrage en fonctionnement classique (hors crue).
- En début de crue, les flottants issus du lit majeur ne seront pas forcément interceptés par la première ligne, mais le seront par les pieux à l'entrée du bajoyer.

La longueur libre sera de 1,5 m et les pieux de diamètre 30 cm seront battus jusqu'au refus ; la longueur totale estimée des pieux bois est donc de 3,0 m et leur espacement est de 50 cm. Leur nombre est de 17 + 14, soit 31 unités.

Pour le retrait des embâcles, pour les éléments les plus petits (branches, brindilles, feuilles...) l'opération devra se faire manuellement lors des visites régulières de suivi de l'ouvrage. Suite à de gros évènements pluvieux, si des embâcles plus conséquents (grosses branches d'arbres, troncs, ...) étaient bloqués en amont des pieux, le retrait de ceux-ci pourrait se faire à l'aide d'une pelle mécanique depuis les pistes d'accès.

6.10. Contraintes spécifiques à l'ouvrage de Berlancourt

Busage amont

En amont immédiat de l'ouvrage projet, le chemin agricole enjambe le cours d'eau, qui est canalisé par un busage béton de gros diamètre sur la largeur de franchissement.

Selon le plan topographique disponible, le busage a un diamètre de 1 500 mm. La pente de la buse n'est toutefois pas connue.

Cependant, en prenant en compte de manière sécuritaire une pente de 0,5 % de celle-ci, la capacité de la buse serait estimée à plus de 4 m³/s, ce qui est supérieure au débit de l'ouvrage limité à 2,3 m³/s.

A priori, ce busage a une capacité suffisante pour ne pas être *plus limitant* que l'ouvrage projet.



Photo 8 : busage béton

Plateforme de stockage

Depuis l'intersection de la RD91, le chemin longe une plateforme de stockage partiellement utilisée pour du remblai tout venant. Cette plateforme est située sur l'emprise de la digue et devra être déposée / déplacée, en concertation avec les exploitants de la parcelle.



Photo 9 : Plateforme de stockage

Cultures

Les parcelles voisines de la zone projet sont pour la plupart en culture. Une réalisation des travaux en concertation avec les activités agricoles est donc préférable, afin de limiter au maximum la gêne occasionnée pendant les périodes de récoltes.

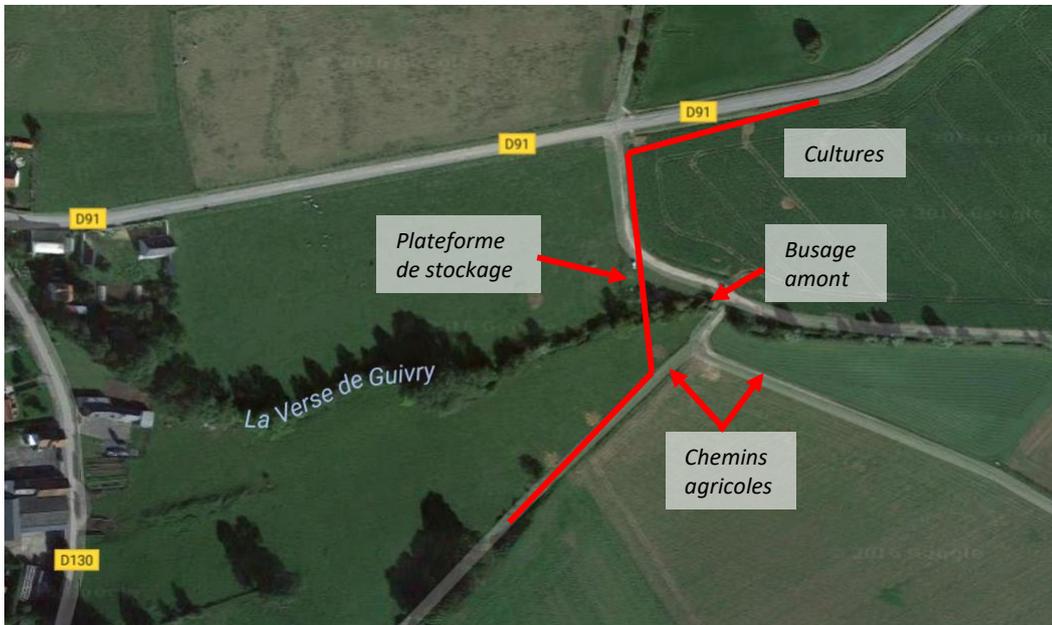


Figure 33 : Contraintes identifiées – Secteur Berlancourt (Fond google map)

Autant que possible, il sera tenu compte des usages et contraintes des personnes impactées par les travaux.

Une rencontre sera organisée avec les personnes concernées en amont des travaux d'aménagement, au stade projet.

Fossé le long de la RD

Un fossé longe le pied de talus de la RD dans la parcelle ZD2 et recoupe perpendiculairement la position prévisionnelle de l'ouvrage.

Il sera remblayé lors de la création de l'ouvrage. Un fossé de remplacement sera créé le long du cheminement de pied de talus amont, jusqu'au niveau du lit mineur.

7. Recommandations constructives générales

7.1. Approvisionnement des matériaux

7.1.1. Carrières du secteur

Les trois ouvrages seront réalisés en remblai, le coût du projet sera donc fortement impacté par les possibilités d'approvisionnement en matériau et par les distances de transport.

Le choix d'une carrière en particulier reste du ressort des entreprises en charge des travaux, mais une analyse sommaire des possibilités du secteur est réalisée ci-après.

Cette liste n'a pas vocation à être exhaustive ou à orienter le choix d'un fournisseur pour le matériau de remblai. Elle présente seulement quelques unes des principales carrières autour de la zone d'étude.

Carrières dans l'Oise

Antrope Snc (1)

60150 Chevincourt
Sables et granulats calcaire,
Recyclé de BTP

Sibelco France / Sifrac (2)

60200 Compiègne
Sables, sables fins, graviers, , ...

Guimard (6)

60700 Sacy le grand
Sables et sable argileux, Graviers

Carrières dans la somme

ESM (3)

80500 Montdidier
Graves, béton concassé, sable,...

Sablères du Santerre (4)

80320 Lihons
Sables, Granulats,...

Carrières dans l'Aisne

GSM (5)

02700 Tergnier
Granulats et sables alluvionnaires

- Le secteur projet est **bien desservi en matériau**, avec plusieurs carrières d'ampleur régionale situées à moins de 50 km.
- Aucune carrière majeure n'a été identifiée à proximité immédiate du projet.
- Si la plupart des sites recensés sont plutôt identifiées comme carrières de granulats, certaines sont également en mesure de fournir des matériaux fins, type limons.

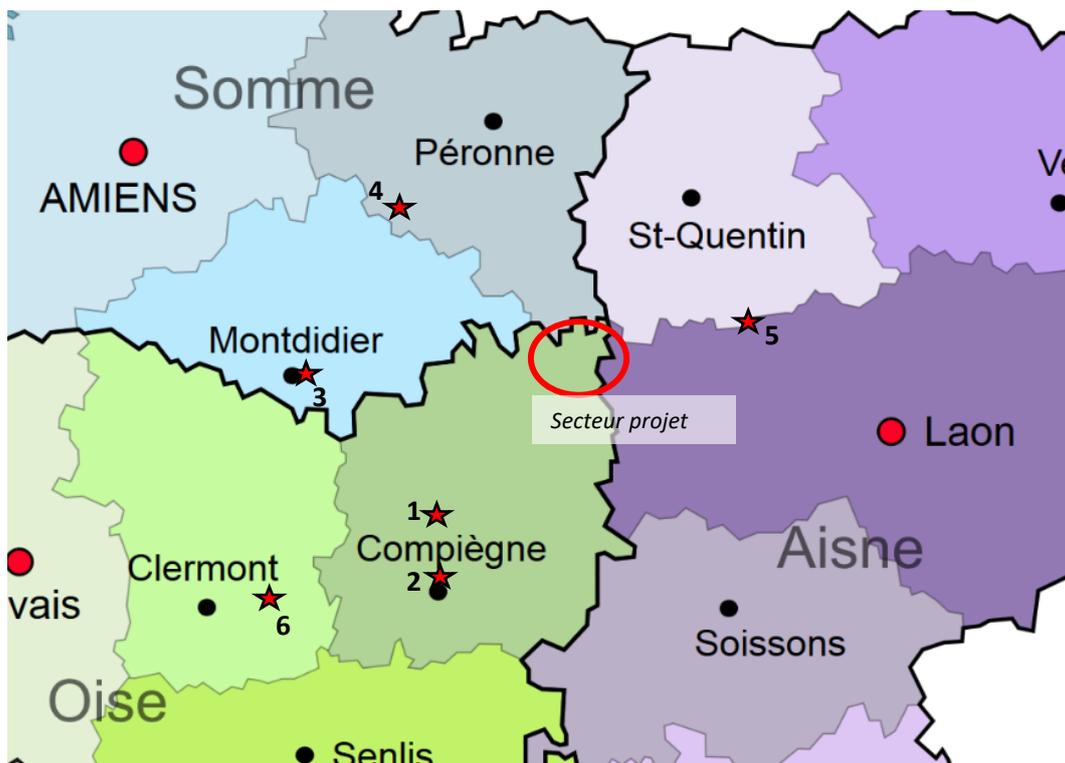


Figure 34 : Principales carrières autour du secteur projet

7.1.2. Co-activité avec d'autres travaux

Une bonne solution pour réduire les coûts d'apport d'un matériau de remblai consiste à réutiliser les volumes excédentaires issus d'autres chantiers.

Si les travaux courants sont fonction de chaque entreprise, et ne peuvent donc pas être identifiés à ce stade puisque le marché n'est pas attribué, il reste possible d'identifier les chantiers dits « majeurs » sur le secteur.

Sauf report, le chantier de creusement du **canal Seine-Nord Europe** se déroulera sur la même période que les travaux d'aménagement des ouvrages projet.

Au plus près, le tracé passe à environ 5 km de Muirancourt.

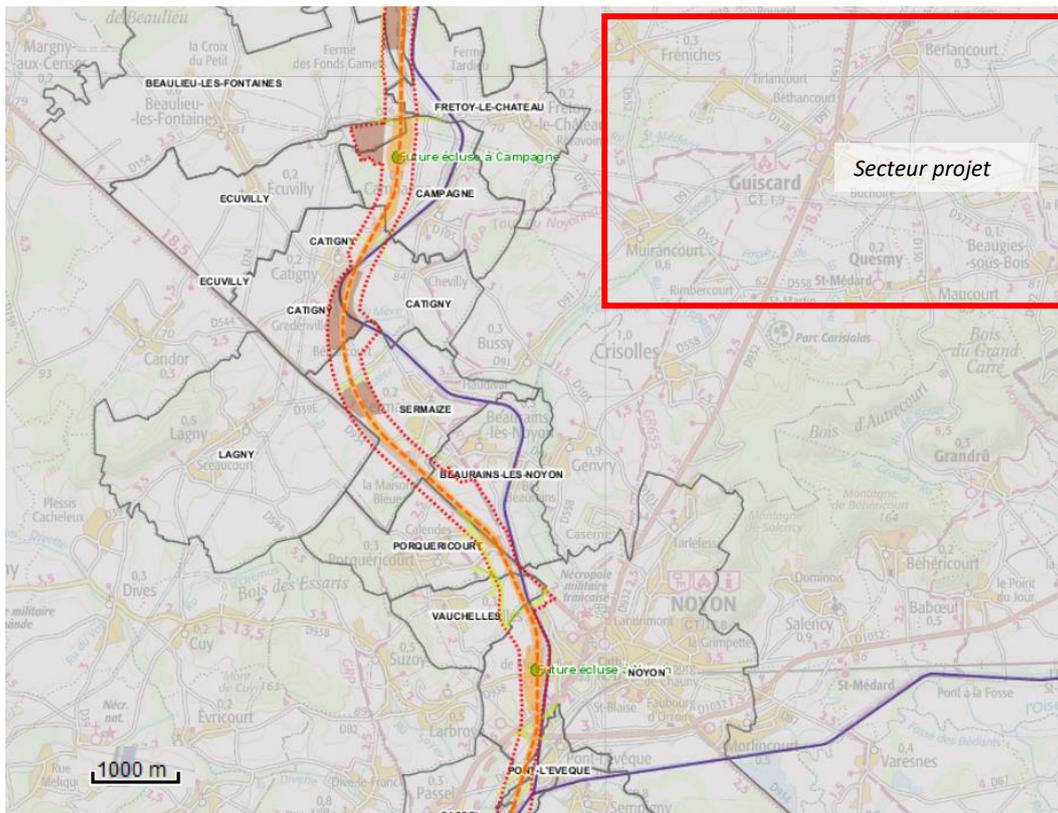


Figure 35 : Extrait du tracé projet du Canal Seine-Nord Europe (Données VNF)

Une partie des déblais sera probablement réutilisée en remblai pour d'autres secteurs du projet, mais considérant que le volume des digues projet est « négligeable » par rapport aux volumes impliqués dans les travaux du canal, cela reste une source d'approvisionnement à étudier. Une partie au moins de ces déblais se fera dans des formations limoneuses et colluvions de pente.

Pour information, à proximité immédiate de la zone d'étude, le projet est en déblai sur la quasi-totalité du tronçon (Figure 36).

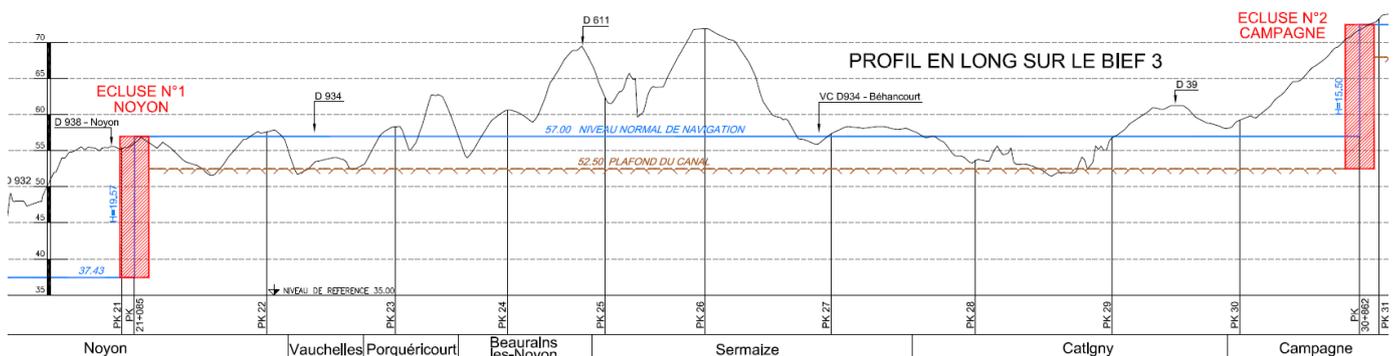


Figure 36 : profil en long du projet de canal –Bief à proximité de Muirancourt (Données Antea Group)

Le cas échéant, il conviendra de contrôler la qualité et l'homogénéité du matériau fourni avant acceptation et mise en œuvre.

7.2. Réutilisation de la terre végétale

La terre végétale décapée, si elle est jugée de qualité suffisante, pourra faire l'objet d'une mise en dépôt temporaire puis être réutilisée sur les parements des ouvrages, pour favoriser la prise de l'engazonnement (de type prairie fleurie).

Cette solution de réemploi étant conditionnée par la qualité des matériaux excavés, elle n'a pas été intégrée de base dans le chiffrage présenté en AVP.

7.3. Terrassement et traficabilité

L'essentiel des terrassements se fera dans des matériaux meubles. Pouvant localement présenter des portances assez faibles, notamment lorsqu'ils sont saturés en eau. On utilisera de préférence du matériel chenillé, pour les terrassements.

Pour les rotations de camions, il sera probablement nécessaire d'aménager une piste provisoire en phase chantier.

7.4. Modalités de compactage

Pour la réalisation du remblai de digue, la mise en œuvre devra se faire par passes successives de faibles épaisseur (classiquement 0,3 m), compactées à 95% de l'OPN, selon les recommandations du GTR.

Le compactage autour des points singuliers devra faire l'objet d'une attention particulière : notamment, le recours à des engins spécifiques type plaque vibrante est recommandé à proximité du bajoyer.

La qualité du compactage devra faire l'objet d'un **programme de contrôle**. On pourra par exemple partir sur des mesures au gamma densimètre à chaque couche, puis de mesures au pénétromètre une fois la couche finale réalisée.

8. Estimation et planning

8.1. Estimation stade PRO

Un devis estimatif est présenté en *Annexe 8*.

Les montants proposés sont établis sur la base de la géométrie des ouvrages actualisée au stade PRO.

Les prix réels sont fonction des devis des volumes réels et des prix des prestataires retenus ; ils sont donc susceptibles d'évoluer sensiblement en fonction du contexte économique au moment de la consultation des entreprises.

8.2. Planning prévisionnel

Le planning prévisionnel est présenté en *Annexe 9*.

9. Conclusions

Digue de Beaugies (Q100)

- *Ouvrage en terre en remblai, Talus 3/1.*
- *Régulation du cours d'eau au niveau du lit mineur par vanne guillotine, lit mineur reconstitué sur dalot béton.*
- *Surcharge de 2,8 m pendant 10 mois, envisagée pour accélérer les tassements*
- *Fondation superficielle de l'OH avec substitution sous le radier de 1 m d'épaisseur.*

Digue de Berlancourt (Q100)

- *Ouvrage en terre en remblai, Talus 3/1.*
- *Régulation du cours d'eau au niveau du lit mineur par vanne guillotine, lit mineur reconstitué sur dalot béton.*
- *Surcharge de 2 m pendant 6 mois, envisagée sur la partie Sud de l'ouvrage pour accélérer les tassements*
- *Seulement 3 mois de consolidation sont envisagés pour la partie nord de l'ouvrage*
- *Fondation superficielle de l'OH avec substitution sous le radier de 1 m d'épaisseur*
- *Secteur sud sensiblement plus sableux mais les essais en laboratoire ont montré que la perméabilité restait faible.*

Digue de Muirancourt

- *Ouvrage annulé / suspendu jusqu'à nouvel ordre.*

Observations sur l'utilisation du rapport

Ce rapport, ainsi que les cartes ou documents, et toutes autres pièces annexées constituent un ensemble indissociable ; en conséquence, l'utilisation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle de ce rapport et annexes ainsi que toute interprétation au-delà des énonciations d'ANTEA GROUP ne saurait engager la responsabilité de celle-ci. Il en est de même pour une éventuelle utilisation à d'autres fins que celles définies pour la présente prestation.

Annexe 1

Plans des ouvrages

Annexe 2

Données hydrauliques

Annexe 3

Investigations géotechniques

Annexe 4

Calculs de tassements Foxta

Annexe 5

Calculs TALREN

Annexe 6

Calculs fosses de dissipation

Annexe 7

Dimensionnement des ouvrages de surverse

Annexe 8

Détail Estimatif

Annexe 9

Planning prévisionnel

Rapport

Titre : mission de maîtrise d'œuvre relative à l'aménagement de trois ouvrages écrêteurs de crues de la Verse (60) – Phase PRO

Numéro et indice de version : A94294G

Date d'envoi : Avril 2021

Nombre d'annexes dans le texte : 9

Nombre de pages : 85

Nombre d'annexes en volume séparé : 0

Diffusion (nombre et destinataires) :

3 ex. Client

1 ex. Agence

Client



Entente Oise Aisne

11, cours Guynemer
60200 COMPIEGNE
Tél: 03.44.38.83.83.

Antea Group

Unité réalisatrice : Agence Nord et Est – Implantation de Lille – Service Infrastructures – Synergie Park – 5, avenue Louis Néel – 59260 LEZENNES

Nom des intervenants et fonction remplie dans le projet :

Interlocuteur commercial : Stéphane HEUDE

Responsable de projet : Stéphane HEUDE

Auteur du rapport : Florent DAVRANCHE



Qualité

Contrôlé par : *Stéphane HEUDE*

Date : Avril 2021 – *Version H*

N° du projet : *PICP140182*

Références et date de la commande :

Mots clés : Maîtrise d'œuvre, digues, inondations