



S

# Mission de maîtrise d'œuvre relative à la conception et au suivi de travaux de confortement de digues domaniales de Nevers, Challuy et Sermoise

Groupement Safège (mandataire) / BRL ingénierie

	<p>Safège - Parc d'Activités du Champ de la Chaine 41 Boulevard du Pré Plantin Bâtiment B 58005 NEVERS Cedex</p>
	<p>BRLi - 1105 Av Pierre Mendès-France BP 94001 30001 NIMES CEDEX 5</p>

<b>Date du document</b>	15 Décembre 2022
<b>Contact</b>	E. Vuillermet / N. Sicart

<b>Titre du document</b>	PRO3 4a : Annexe1 - Note de calcul de conception et optimisation de la zone de surverse
<b>Référence du document :</b>	A00215_NDC_deversoir_PRO3-4a_v0.docx
<b>Indice :</b>	1

Date émission	Indice	Observation	Dressé par	Vérifié et Validé par
14/01/2023	1	Première version	AHA	NSI



# PRO3 4A : ANNEXE1

## *Note de calcul de conception et optimisation de la zone de surverse*

<b>1. CONCEPTION DES AMENAGEMENTS .....</b>	<b>2</b>
<b>1.1 Principes d'aménagement</b>	<b>2</b>
<b>1.2 Arasement de la banquette et poutre sommitale</b>	<b>2</b>
<b>2. CONCEPTION DE LA ZONE DE SURVERSE PRINCIPALE .....</b>	<b>5</b>
2.1.1 Étude de la solution coursiers à pente constante avec fossé de dissipation	5
<b>2.2 Résultats hydrauliques pour la configuration de déversoir proposée avec le modèle Flow 3D</b>	<b>8</b>
2.2.1 Présentation de Flow-3D	8
2.2.2 Modèle 3D de tranche élémentaire de coursier	9
<b>3. CONCEPTION DE LA PROTECTION DU TALUS DU CANAL .....</b>	<b>14</b>
<b>3.1 Berge rive droite du canal</b>	<b>14</b>
3.1.1 Aménagements projetés	14
3.1.2 Modélisation	14
3.1.3 Forces tractrices et justification	15
<b>3.2 Berge rive gauche du canal</b>	<b>17</b>
3.2.1 Aménagements projetés	17
3.2.2 Modélisation	18
3.2.3 Forces tractrices et justification	19
<b>ANNEXES .....</b>	<b>20</b>
<b>Annexe 1. Digue de premier rang : réduction de la vulnérabilité des protections, de la conception à la réalisation d'ouvrages de surverse</b>	<b>21</b>

# TABLE DES ILLUSTRATIONS

## LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Vue en plan de la zone de surverse .....	2
Figure 1-2 : Vue en plan du déversoir .....	3
Figure 1-3 : Vue en coupe du déversoir montrant la poutre sommitale .....	3
Figure 2-1 : Schéma de principe du ressaut hydraulique.....	6
Figure 2-2 Coupe-type de la zone de surverse de la levée de Sermoise (1 <sup>ère</sup> section) .....	8
Figure 2-3 : Écoulement de la crue Q500 sur le déversoir à crête mince et ressaut hydraulique – Flow3D .....	9
Figure 2-4 : Force tractrice en crête d’ouvrage et sur la route (N/m <sup>2</sup> ) – Flow3D .....	10
Figure 2-5 : Force tractrice sur la pente du bassin de dissipation (N/m <sup>2</sup> ) – Flow3D .....	11
Figure 2-6: Valeurs de résistance à l'arrachement de divers matériaux.....	11
Figure 2-7: Vitesses dans la zone amont – déversoir, route et fosse de dissipation- Coupe Flow-3D .....	12
Figure 2-8: Vitesses dans la zone de surverse entre la fosse de dissipation et le canal.....	13
Figure 2-9 : Forces tractrices dans la zone de surverse entre le bassin de dissipation et le canal .....	13
Figure 3-1: Déversement dans le canal – vitesses côté Loire .....	16
Figure 3-3: Déversement dans le canal : forces tractrices .....	16
Figure 3-4: Vitesses à l’approche du fossé et ressaut hydraulique.....	19
Figure 3-5: Forces tractrices (N/m <sup>2</sup> ) au niveau du fossé .....	19

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Caractéristiques des configurations géométriques des zones de surverse testées à l’AVP 4A .....	6
Tableau 2 : Caractéristiques du ressaut par approche analytique – révision pour la Q500 et cote de crête du déversoir à 177.87mNGF.....	7

## PREAMBULE

Les digues du val de Nevers, Sermoise et Challuy, digues domaniales gérées par la DDT 58 en rive gauche de la Loire, forment un système de protection contre les inondations de la Loire. Celui-ci abrite un val inondable comportant près de 2370 habitants et plus de 650 salariés.

L'étude globale du risque inondation de l'agglomération de Nevers, terminée en 2013, a défini une stratégie qui a servi de socle pour la stratégie locale de gestion du risque inondation (SLGRI) du territoire à risque important de Nevers et la mise en place d'un programme d'actions de prévention contre les inondations (PAPI). Les actions structurelles qui ressortent de cette stratégie sont en priorité la restauration des digues domaniales et la gestion de la surverse par la création d'un déversoir.

L'étude de dangers et EGRIAN ont démontré la nécessité de gérer la surverse sur le val afin d'éviter notamment une rupture sur la levée de Sermoise 1ère section. La rupture après surverse de cette levée située à l'amont du val constituerait un des scénarios les plus dommageables identifié par l'EDD, par une sur-inondation du quartier de Saint-Antoine déjà touché par le remous, avec des courants et des hauteurs d'eau accrus. EGRIAN a par ailleurs identifié une zone de surverse préférentielle. Afin de limiter les risques associés à la surverse, deux stratégies complémentaires doivent être mises en œuvre :

- Choisir judicieusement les zones de premières surverses de manière à contrôler l'inondation dans le val afin qu'elle soit progressive et touche le moins d'enjeux possible. Pour ce faire, il est nécessaire de traiter les points bas du système d'endiguement pour privilégier les surverses sur des secteurs spécialement aménagés pour limiter les dommages. Dans tous les cas, il faut s'assurer que l'intégralité des fonctions de la levée continuent à être assurées.
- Pour les zones de premières surverses qui sont choisies, traiter les tronçons correspondants afin qu'ils puissent résister au passage d'une lame d'eau de hauteur limitée. Ce traitement doit se poursuivre, le cas échéant sur la zone d'écoulement en contrebas afin de ne pas engendrer d'érosion des terrains avoisinants.

Dans le cadre de la mission confié au groupement Safège-BRLi, il a été produit un rapport AVP4A relatif à la création d'une zone de surverse au droit de la levée de Sermoise 1ère section conformément à la fiche 4A du plan global de fiabilisation (Plan IV – 2015-2020) : A00215\_MOE\_Digue\_Nevers-RG\_AVP4a-V1 de septembre 2019.

Suite à ce rapport il a été demandé à BRLi :

- D'une part de rehausser la cote de surverse de Q170 à Q200,
- Et d'autre part, d'optimiser la conception des ouvrages destinés à maîtriser la surverse.

La présente annexe constitue la note de calcul de conception et d'optimisation du déversoir et de la zone de surverse en aval du canal en phase PRO.

# 1. Conception des aménagements

## 1.1 PRINCIPES D'AMENAGEMENT

L'objet du présent paragraphe est d'étudier la pertinence, les incidences, les conditions de réalisation et le cout prévisionnel d'une zone de surverse permettant d'inonder le val à partir de Q200, simultanément à l'inondation par remous et ainsi sécuriser le système d'endiguement jusqu'à une crue de période de retour 500 ans.

La zone de surverse retenue au stade AVP, suite aux arbitrages de la DDT58, se caractérise par les données géométriques suivantes :

- L'arasement de la banquette et la création d'une zone de surverse de ~~185m~~ <sup>270m</sup> de long, calée entre 177.87 NGF à l'amont et 177.83 NGF à l'extrémité aval de façon à être tant que possible parallèle à la ligne d'eau ;
- Un reprofilage de la RD13 afin de maîtriser/canaliser les eaux de surverse et ainsi éviter leur étalement et, de fait, leur ruissèlement au droit de secteurs non pérennisés vis-à-vis de ce risque.

En phase PRO, la géométrie retenue consiste en une zone de surverse de ~~140m~~ <sup>185 m</sup> de long avec un fonctionnement de type seuil à crête mince par mise en place d'une poutre de couronnement.

L'emprise retenue pour réaliser cette zone de surverse est présentée sur l'extrait de plan suivant :

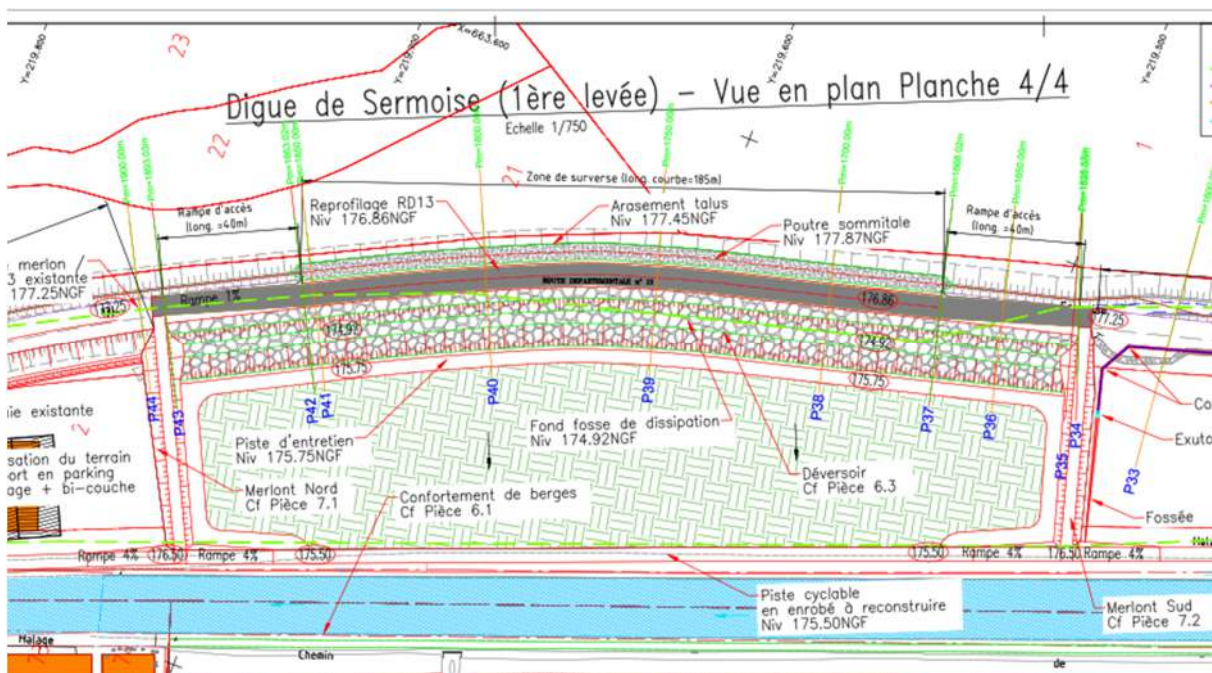


Figure 1-1 : Vue en plan de la zone de surverse

## 1.2 ARASEMENT DE LA BANQUETTE ET POUTRE SOMMITALE

La création de la zone de surverse nécessite l'arasement de la banquette à la création d'une poutre de calage sur une longueur de 185 ml entre les cotes 177.87 m NGF et 177.83 m NGF, pour permettre l'écoulement de la Loire dans la zone de surverse en cas de crue.

Le débit à faire transiter pour la crue Q500 est en effet de  $140\text{m}^3/\text{s}$  et la configuration en crête mince permet de faire passer  $0.765\text{m}^3/\text{s}$  par mètre linéaire.

La présence de cette poutre et sa surélévation par rapport à l'arasement de la crête de digue permet de se ramener à un fonctionnement hydraulique de type seuil mince avec une amélioration du coefficient de débit et une économie d'emprise de la zone aménagée par rapport au stade AVP.

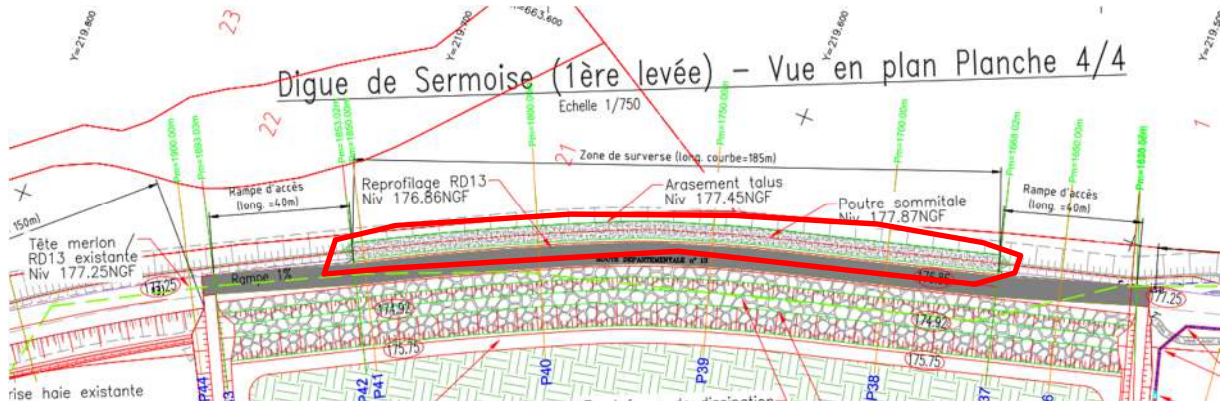


Figure 1-2 : Vue en plan du déversoir

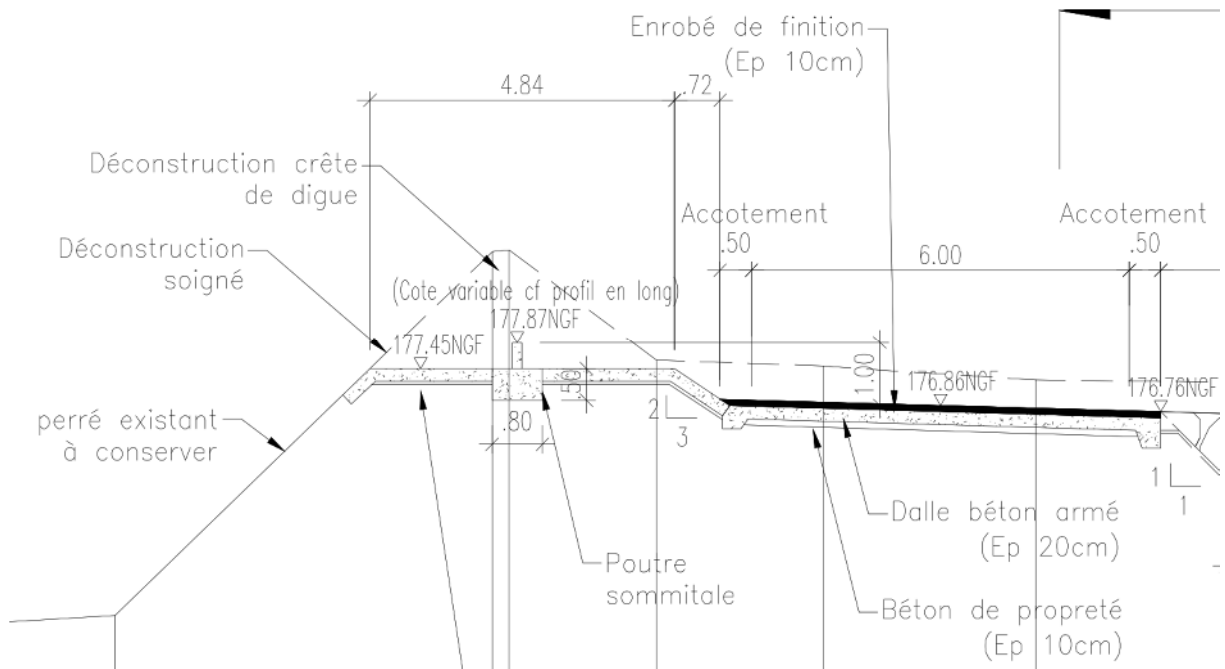


Figure 1-3 : Vue en coupe du déversoir montrant la poutre sommitale

Il est précisé que pour la partie amont du déversoir (cf. coupe-type ci-dessus), il a été opté pour une dalle béton armé recouverte d'enrobé bitumineux pour tenir compte des fortes vitesses et des problématiques liées à la circulation routière.





## 2. Conception de la zone de surverse principale

La conception préliminaire du coursier a été étudiée au stade de l'AVP 3-4a. Il a été retenu une zone de surverse de type coursier à fosse constant et fosse de dissipation lors de l'AVP 4A.:

Le dimensionnement de cette solution est basé sur une approche experte de calcul de ressaut hydraulique, et ce pour plusieurs configurations de pente du déversoir.

Dans le cadre de l'AVP4A, le choix d'une pente de 2/1 et le calage de la cote supérieure aval de la fosse de dissipation ont été réalisés pour des raisons géométriques afin d'une part :

- de minimiser l'emprise de la zone de surverse et ainsi la surface à conforter ;
- d'optimiser les déblais/remblais compte tenu du terrain naturel existant ;
- d'assurer une pente douce jusqu'au canal et ainsi garantir l'écoulement gravitaires des eaux tout en maximisant le matelas d'eau et en minimisant les vitesses.

Il est important de noter que la rehausse de la crête de déversoir conduit à une lame d'eau déversante plus faible pour une même crue, et donc à un nouveau débit dimensionnant pour la zone de surverse.

L'objet de la présente note de calcul est de redimensionner et optimiser le coursier et la fosse de dissipation sur la base de calculs et modélisations 1D et 3D. Le détail de la démarche est présenté aux paragraphes 2.1.1 et 2.2.

***Cependant, le choix de pente de 2H/1V n'est pas remis en cause et, de fait, est conservé.***

### 2.1.1 Étude de la solution coursiers à pente constante avec fossé de dissipation

*Cette solution, précédemment été étudiée lors de l'AVP 4A, a été optimisée dans le cadre de l'AVP 3-4A puis du présent PRO3-4A. Ce paragraphe reprend ainsi des éléments de dimensionnement de l'AVP 4A et 3-4A.*

Pour respecter les contraintes à la fois liées à la circulation routière sur la RD13 et aux écoulements projetés, après démolition et évacuation de la chaussée existante, la nouvelle structure de la route sera composée d'une dalle de béton surmontée d'un enrobé bitumineux. *Il est précisé que la dalle béton armé et sa fondation feront l'objet d'une étude détaillée en phase PRO.*

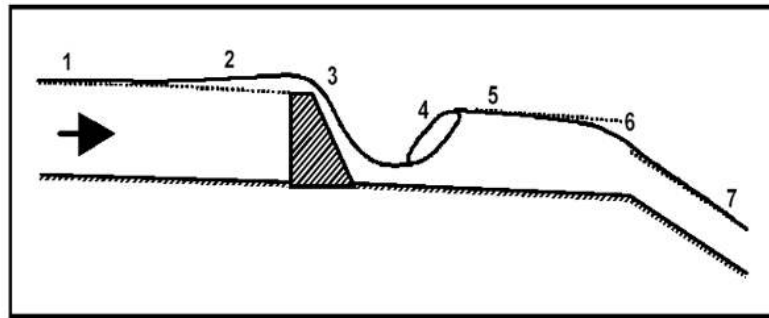
Concernant la partie de la zone de surverse côté zone protégée (talus et bassin de dissipation), il a été étudié dans un premier temps différentes configurations du talus (pentes 2H/1V, 2.5H/1V et 3H/1V).

Au passage des sections déversantes, le régime hydraulique évolue d'un régime fluvial à un régime torrentiel (animé de fortes vitesses sur le parement aval de la digue, ici 3 à 5 m/s suivant les cas de figure) puis retrouve un régime fluvial quelques mètres à l'aval de l'ouvrage. Le passage d'un régime torrentiel à un régime fluvial est générateur de fortes perturbations : le ressaut (cf. schémas ci-dessous).

Il s'est donc avéré nécessaire de :

- ▶ calculer les vitesses sur le parement aval des sections déversantes ; les lignes d'eau ont ainsi été calculées sur le parement aval de façon experte,
- ▶ calculer le ressaut (sa longueur notamment) : ce calcul nécessite de connaître la cote d'eau à l'aval de l'ouvrage ; le modèle hydraulique 2D a été employé dans cet objectif,

- dimensionner la taille moyenne des enrochements maçonnés et l'épaisseur de la carapace associée sur la base des résultats hydrauliques.



écoulements uniforme, graduellement varié, rapidement varié.

- 1 : uniforme fluvial
- 2 : fluvial graduellement décélééré
- 3 : rapidement accéléré (fluvial puis torrentiel)
- 4 : ressaut
- 5 : uniforme fluvial
- 6 : rapidement accéléré (fluvial puis torrentiel)
- 7 : uniforme torrentiel

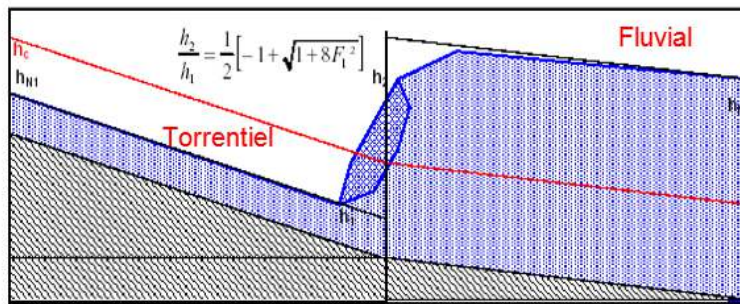


Figure 2-1 : Schéma de principe du ressaut hydraulique

Les tableaux ci-dessous rassemblent les résultats de cette approche experte, effectués à l'AVP 4A:

Scénario Loire	Débit dev. (m³/s)	Cote aval (m NGF)	Pente	Vitesse au pied aval (m/s)	Froude au pied aval	Cote conjugée (m NGF)	Longueur ressaut (m)
Q200	66	175.70	2H/1V	3.2	3.7	174.86	2.2
			2.5H/1V	3.0	3.3	174.84	2.1
			3H/1V	2.8	3.1	174.83	2.0

Scénario Loire	Débit dev. (m³/s)	Cote aval (m NGF)	Pente	Vitesse au pied aval (m/s)	Froude au pied aval	Cote conjugée (m NGF)	Longueur ressaut (m)
Q500	265	176.75	2H/1V	5.3	4.0	175.44	5.7
			2.5H/1V	5.1	3.7	175.41	5.5
			3H/1V	4.8	3.4	175.39	5.3

Tableau 1 : Caractéristiques des configurations géométriques des zones de surverse testées à l'AVP 4A

Compte tenu des vitesses pour le cas dimensionnant [à savoir une crue de période de retour 500 ans de la Loire] de l'ordre de 5 à 6 m/s et compte tenu des enjeux aval, il était recommandé de retenir, notamment pour le parement aval de la zone de surverse et la fosse de dissipation, des enrochements bétonnés, d'à minima 400 kg, mis en œuvre en deux couches sur une épaisseur d'environ 2m.

En effet, cette gamme de vitesses autorise difficilement la mise en œuvre de protections souples style matelas Reno ou d'enrochements libres ou même encore de gabions.

D'autre part, pour des raisons géométriques et liées au terrain naturel, il avait été retenu une pente de 2H/1V pour le talus aval.

La rehausse de la cote de crête du déversoir a ensuite conduit à un redimensionnement de ce coursier et fossé.

La pente de 2H/1V ayant été retenue pour des raisons géométriques et liées au terrain, cette pente a été conservée.

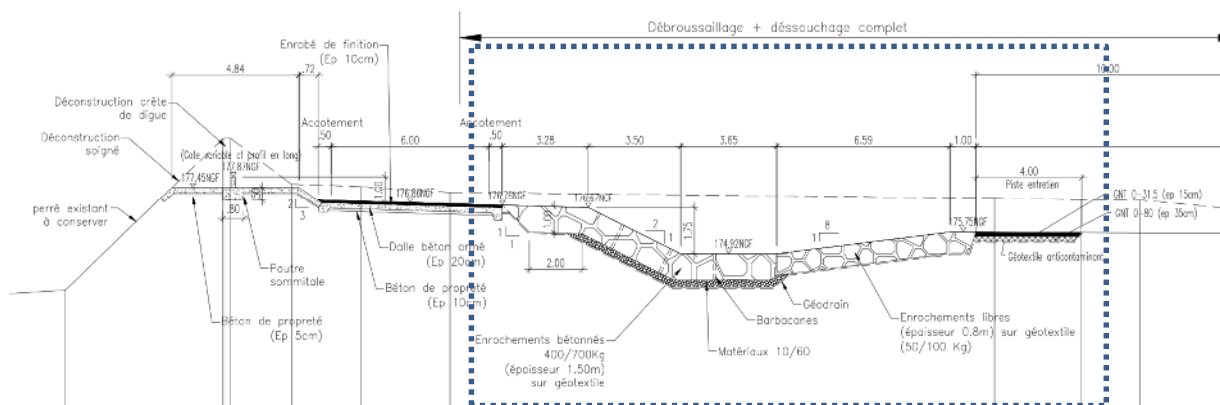
Le calcul de ressaut est ainsi effectué dans le cas d'une crue Q500, et une cote de crête à 177.87mNGF et d'une pente de 2H/1V. Le débit calculé par le modèle Telemac est de 140m<sup>3</sup>/s.

Le tableau ci-dessous donne les résultats de cette approche analytique, qui permet un premier redimensionnement du bassin de dissipation.

Scénario Loire	Débit dev. (m <sup>3</sup> /s)	Cote aval (m NGF)	Pente	Vitesse au pied aval (m/s)	Froude au pied aval	Cote conjuguée (m NGF)	Longueur ressaut (m)
Q500	140	176.75	2H/1V	4.2	3.8	176.13	3.65

Tableau 2 : Caractéristiques du ressaut par approche analytique – révision pour la Q500 et cote de crête du déversoir à 177.87mNGF

La géométrie du bassin de dissipation est identique à celle retenue au stade AVP. La géométrie du bassin de dissipation comprend une cote de fond fixée à 174.92mNGF, la pente y menant est de 2H/1V. La fosse de dissipation mesure 3.65m de long en fond et remonte avec une pente de 8H/1V sur une longueur de 6.5m pour rejoindre la cote 175.75mNGF.



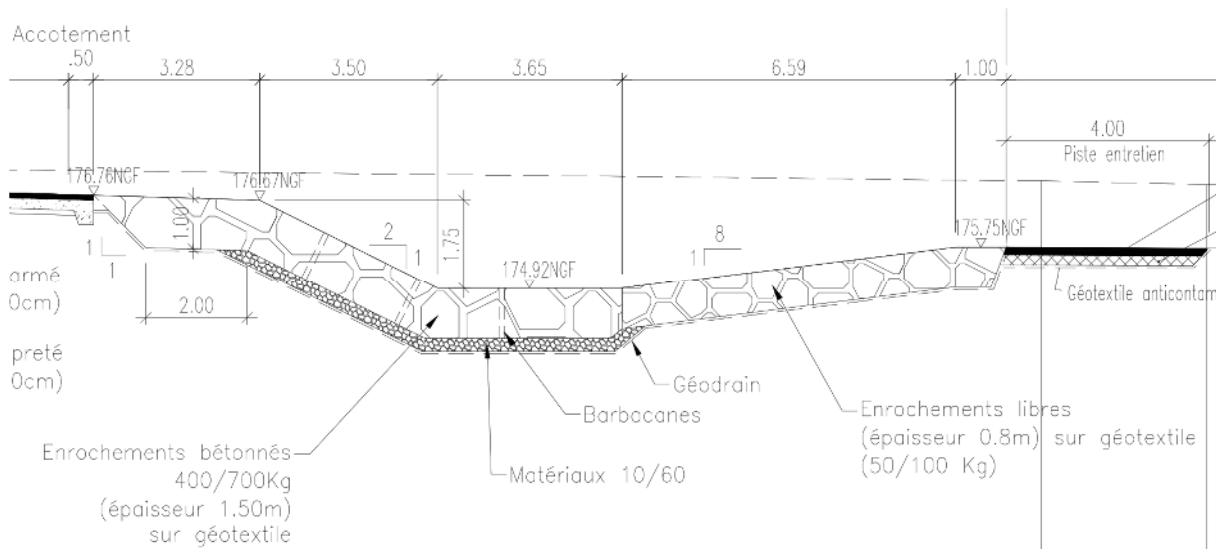


Figure 2-2 Coupe-type de la zone de surverse de la levée de Sermoise (1<sup>ère</sup> section)

Cette géométrie est intégrée à un modèle Flow-3D afin d'estimer les vitesses sur les différentes parties de l'ouvrage. Ces vitesses sont estimées dans un premier temps en l'absence d'eau déjà présente dans le bassin afin de les estimer sécuritairement.

## 2.2 RESULTATS HYDRAULIQUES POUR LA CONFIGURATION DE DEVERSOIR PROPOSEE AVEC LE MODELE FLOW 3D

### 2.2.1 Présentation de Flow-3D

Flow-3D© est un logiciel CFD (Computational Fluid Dynamics) développé par Flow Science Inc. Le logiciel approche les solutions numériques des équations différentielles de Navier-Stokes au moyen d'une méthode aux éléments finis et d'une technique VOF (Volume of Fluid) pour calculer la surface libre.

Flow3D© est un des logiciels leader du marché concernant les écoulements à surface libre. Il dispose de nombreux modules et est très utilisé dans l'industrie mécanique (fonderie, peinture, microfluidique...) pour des problématiques complexes faisant appel aux phénomènes de viscosité, de tension superficielle, de gradient thermique, de turbulence, de cavitation, d'entraînement d'air...

Dans ce contexte, les sujets abordés dans le cadre de l'hydraulique traditionnelle à surface libre du monde des ouvrages hydrauliques, apparaissent plus simples : faible influence de la tension superficielle, du facteur thermique ou de la viscosité...

Toutefois, de nombreux modules de calculs ont été spécifiquement implémentés au logiciel pour prendre en compte la problématique liée à l'hydraulique des grands ouvrages (surface libre ou en charge).

Flow-3D© a par ailleurs fait l'objet d'une qualification par le CIH-EDF après dix ans de tests sur modèles physiques et sur le parc d'ouvrages hydrauliques d'EDF.

Flow-3D©, outre le code de calcul diphasique CFD, offre de nombreuses possibilités utiles pour nos métiers :

- ▶ Prise en compte d'objets mobiles (vannages, embâcles..),
- ▶ Possibilité de mettre des maillages de type 2D (résolvant les équations de Barré de Saint-Venant pour éloigner les conditions limite aval sans grever les temps de calculs),

- ▶ Possibilité d'intégrer des pertes de charge singulières au travers de grille,
- ▶ Modules de transport solide et d'érosion,
- ▶ Gestion des interactions fluide/structure...

## 2.2.2 Modèle 3D de tranche élémentaire de coursier

Un modèle localisé permet d'apprécier plus finement les caractéristiques des écoulements et de ressaut dans les zones d'intérêt que sont le coursier et sa fosse de dissipation ainsi que l'aval du canal. Les coefficients de rugosité de Strickler, à savoir :

- ▶ Crête du déversoir en béton armé et route en asphalte :  $K_s=55$ ,
- ▶ Coursier et fosse de dissipation en enrochements bétonnés :  $K_s=20$  (avec enrochements dépassant de 10cm par rapport au béton)
- ▶ Aval de la fosse de dissipation en enrochements libres :  $K_s=25$
- ▶ Zone enherbée/arborée :  $K_s=20$

Les vitesses du fluide au voisinage du fond sont calculées afin d'estimer les forces tractrices associées.

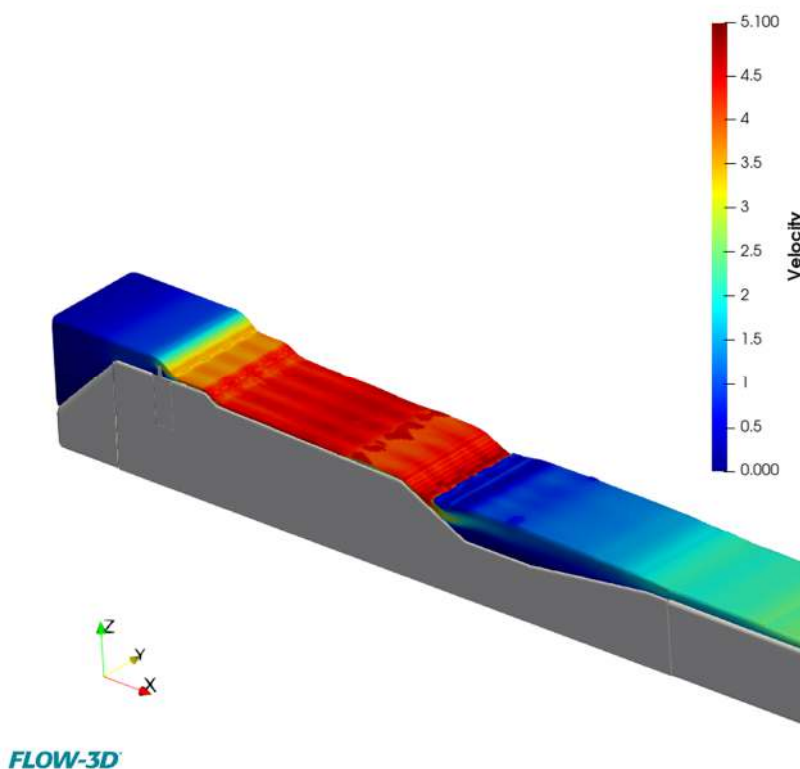


Figure 2-3 : Écoulement de la crue Q500 sur le déversoir à crête mince et ressaut hydraulique – Flow3D

### 2.2.2.1 Poutre de couronnement, digue et route

Les vitesses sur la crête en béton après la poutre est de 3.5 m/s, et de 5 m/s pour la route. Le revêtement de la route en asphalte présente un coefficient  $K_s$  de 55, de même pour le béton en crête de surverse.

La contrainte de cisaillement induite par l'écoulement vaut :

$$\tau_c = \rho_w g \frac{U^2}{C^2}$$

Avec  $\rho_w$  le poids volumique de l'eau ( $\text{N/m}^3$ ),  $g$  l'accélération de pesanteur,  $U$  la vitesse du fluide ( $\text{m/s}$ ) et  $C$  la rugosité de Chézy ( $\text{m}^{1/2}\text{s}^{-1}$ ).

Il résulte de cet écoulement des forces tractrices de  $110 \text{ N/m}^2$  pour le béton et  $30 \text{ N/m}^2$  sur le niveau de la route, valeurs tout à fait acceptables pour de tels matériaux.

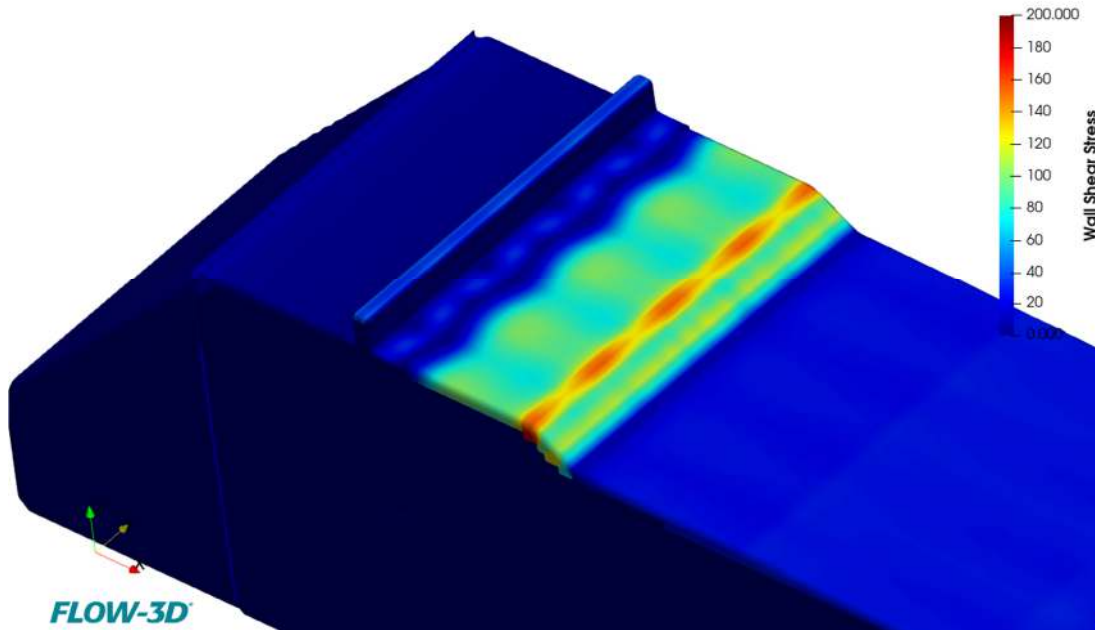


Figure 2-4 : Force tractrice en crête d'ouvrage et sur la route ( $\text{N/m}^2$ ) – Flow3D

### 2.2.2.2 Fosse de dissipation

Pour des raisons sécuritaires, la pente et le fond du bassin de dissipation sont réalisés avec le même revêtement.

Le revêtement doit résister à la force tractrice correspondant à la vitesse de  $5 \text{ m/s}$ . Le coefficient de rugosité de Manning  $K_s$  initial est de 25 et correspond à des enrochements libres.

La force tractrice sur le talus associée est de  $750 \text{ N/m}^2$ , et jusqu'à  $1100 \text{ N/m}^2$  au niveau de la rupture de pente.

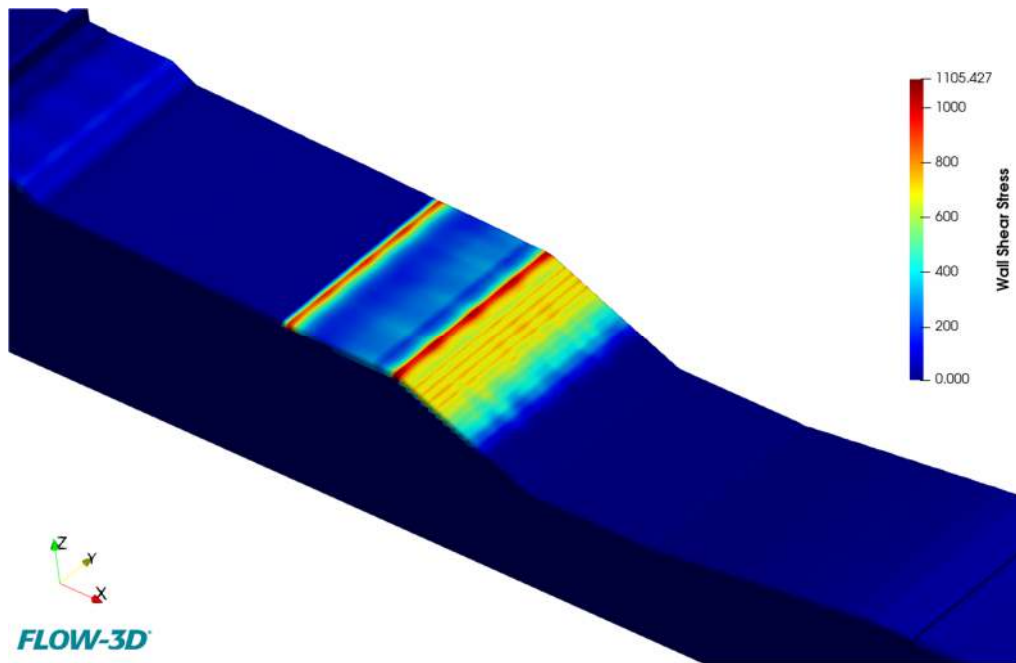


Figure 2-5 : Force tractrice sur la pente du bassin de dissipation (N/m²) – Flow3D

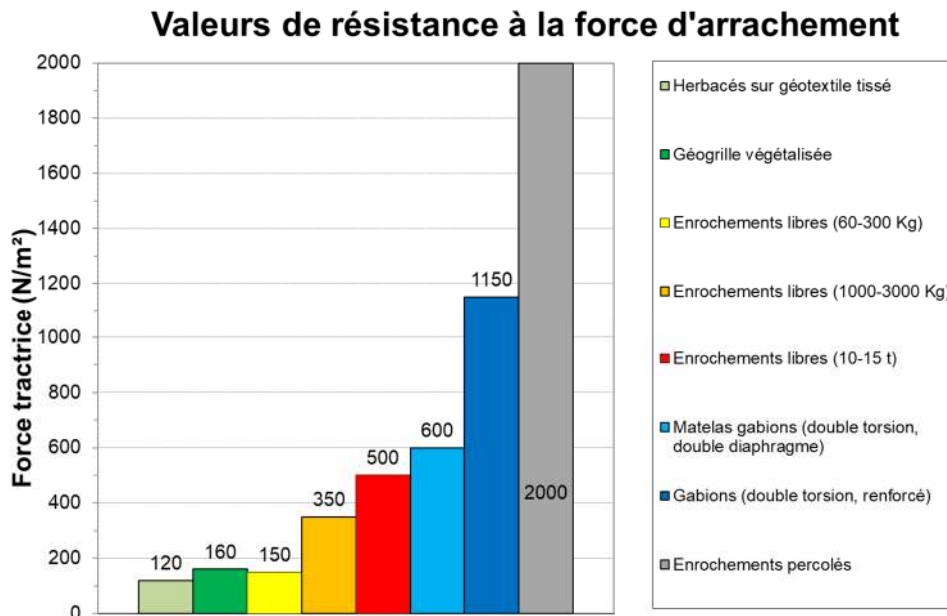


Figure 2-6: Valeurs de résistance à l'arrachement de divers matériaux

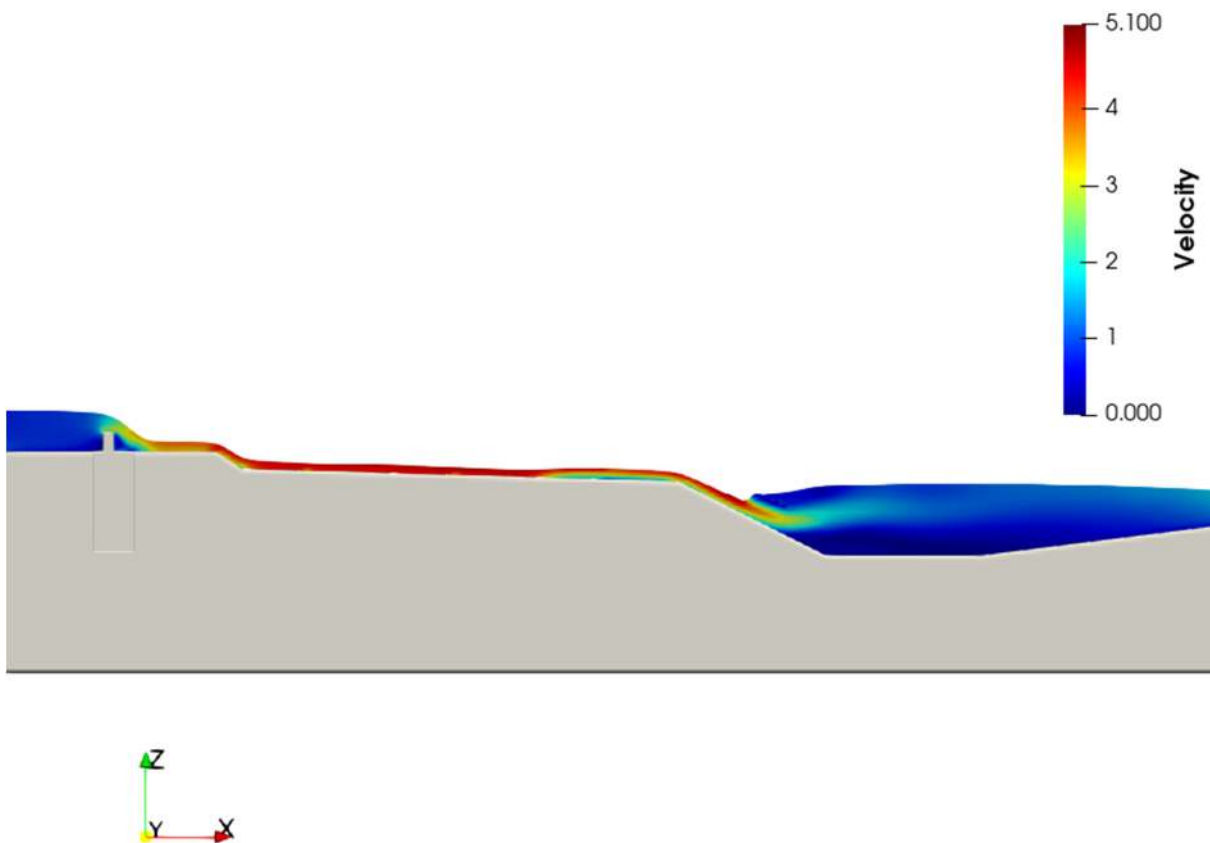
La force tractrice sur le talus obtenue pour une pente de 2/1 disqualifie la plupart des matériaux à l'exception des enrochements percolés et des gabions. Le bassin sera également rapidement rempli donc seuls les blocs situés en partie supérieure seront réellement soumis à ces vitesses.

La solution qui a été retenue pour le déversoir et le fond de la fosse est celle des enrochements percolés. La formule d'Isbach est utilisée pour déterminer le  $D_{n50}$  des enrochements correspondants :

$$(u_b^2/2g)/(\Delta D_{50}) = 1.4$$

Le  $D_{n50}$  des enrochements correspondants est de 92cm. Pour les enrochements bétonnés, on prend en pratique un  $D_{n50}$  égal à la moitié du  $D_{n50}$  calculé par la formule d'Isbach, soit 46cm La masse de bloc associée est de 130kg par bloc. Les enrochements bétonnés sont pris dans la gamme 100/200kg (0.4/0.5m) sur 1m d'épaisseur.

Pour la seconde partie de la fosse de pente 8H/1V, la vitesse est de l'ordre de 1.5m/s en fin de bassin de dissipation. Des enrochement libres peuvent être mis en place sur cette zone. D'après le guide des enrochements, et la formulation de Pilarczik, plus sécuritaire que celle d'Isbach pour les enrochements libres, le  $D_{n50}$  des enrochements pouvant être mis en place est de 10.5 cm. De manière à uniformiser cette taille avec les enrochements nécessaires à l'aval, les enrochement sont sélectionnés dans la gamme 50/100kg (0.33-0.42cm) et à mettre en place sur 0.8m d'épaisseur.



## FLOW-3D

Figure 2-7: Vitesses dans la zone amont – déversoir, route et fosse de dissipation- Coupe Flow-3D

Les niveaux et vitesses observées sur le modèle 3D sont cohérentes avec le dimensionnement 1D.



### 2.2.2.3 Talus de la zone de surverse entre la fosse et le canal

La protection retenue pour cette zone consiste en la mise en place d'un grillage anti-fouisseur, de géogrille et de terre végétale. Dans cette zone une lame d'eau de hauteur 52cm transite avec des vitesses de 2.2m/s. Les forces tractrices associées sont de 40N/m<sup>2</sup>.

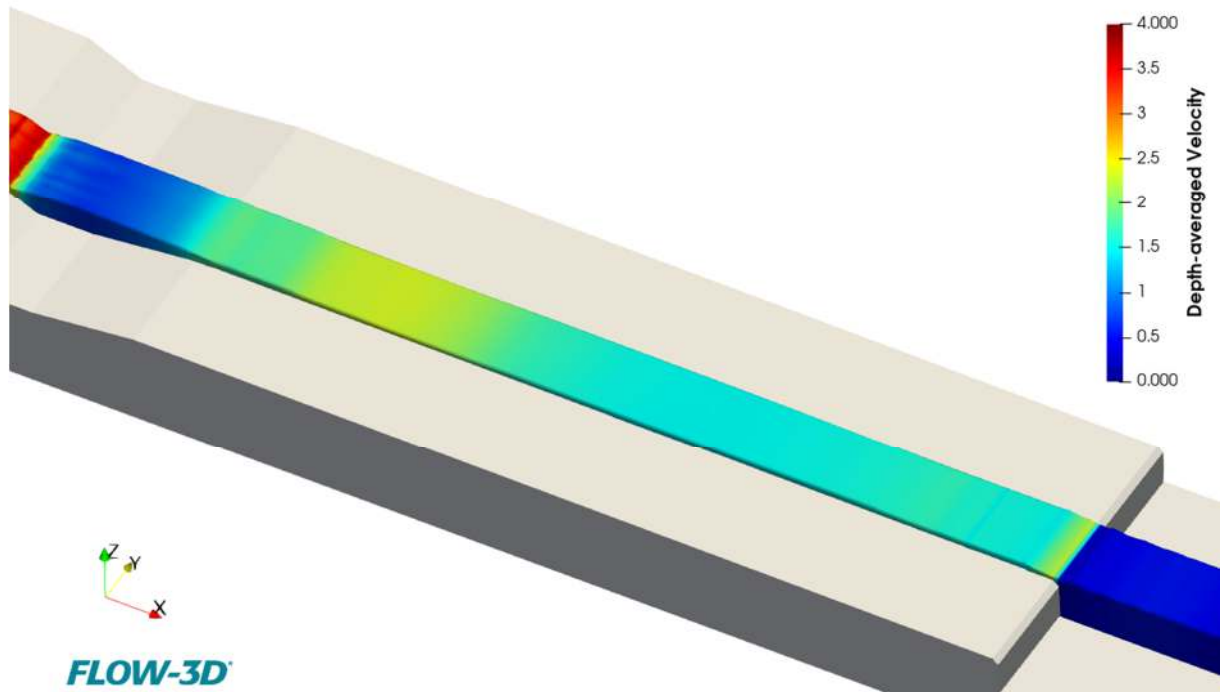


Figure 2-8 : Vitesses dans la zone de surverse entre la fosse de dissipation et le canal.

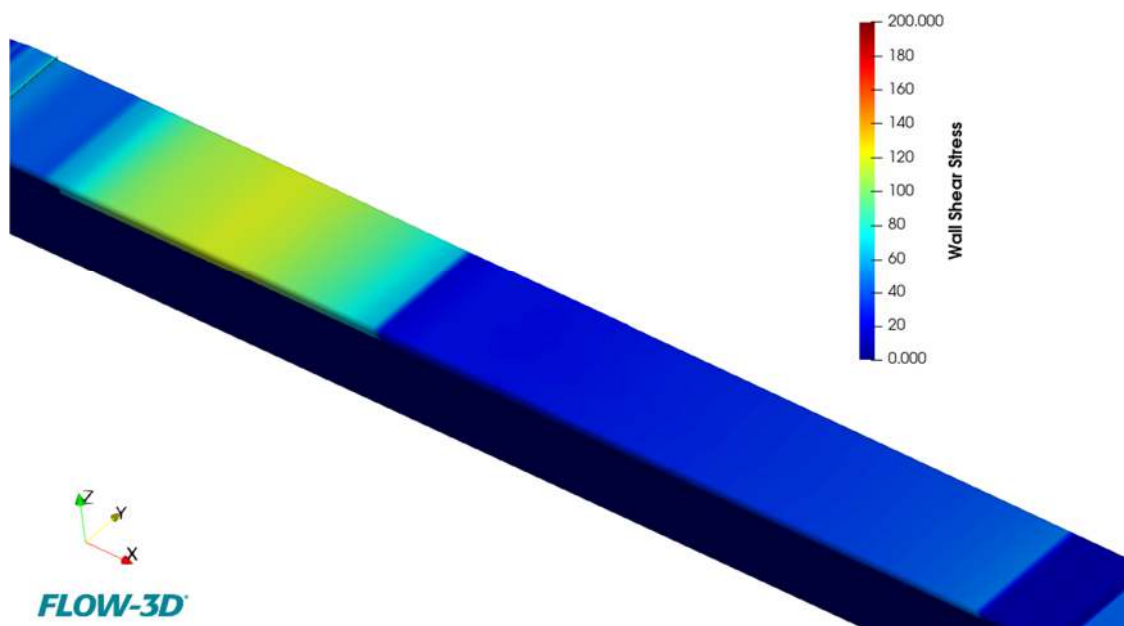


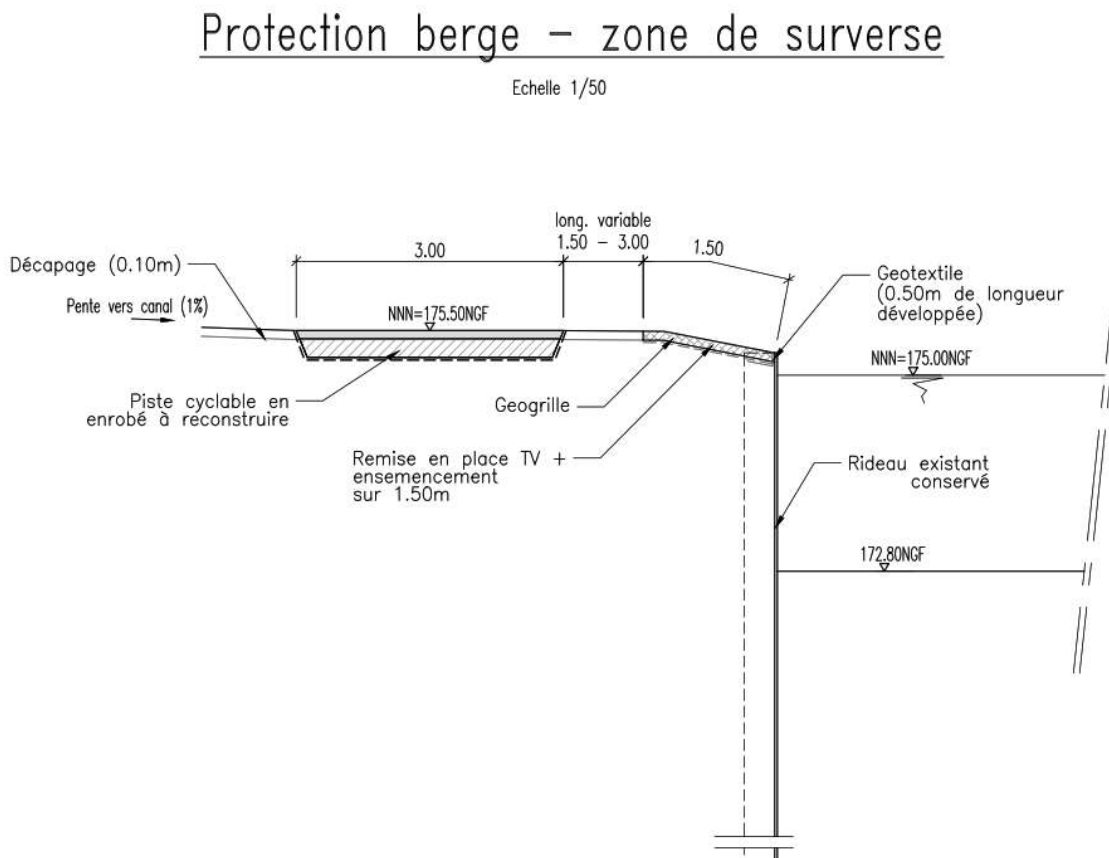
Figure 2-9 : Forces tractrices dans la zone de surverse entre le bassin de dissipation et le canal

## 3. Conception de la protection du talus du canal

### 3.1 BERGE RIVE DROITE DU CANAL

#### 3.1.1 Aménagements projetés

Les aménagements projetés sont présentés sur l'extrait de plan ci-dessous :



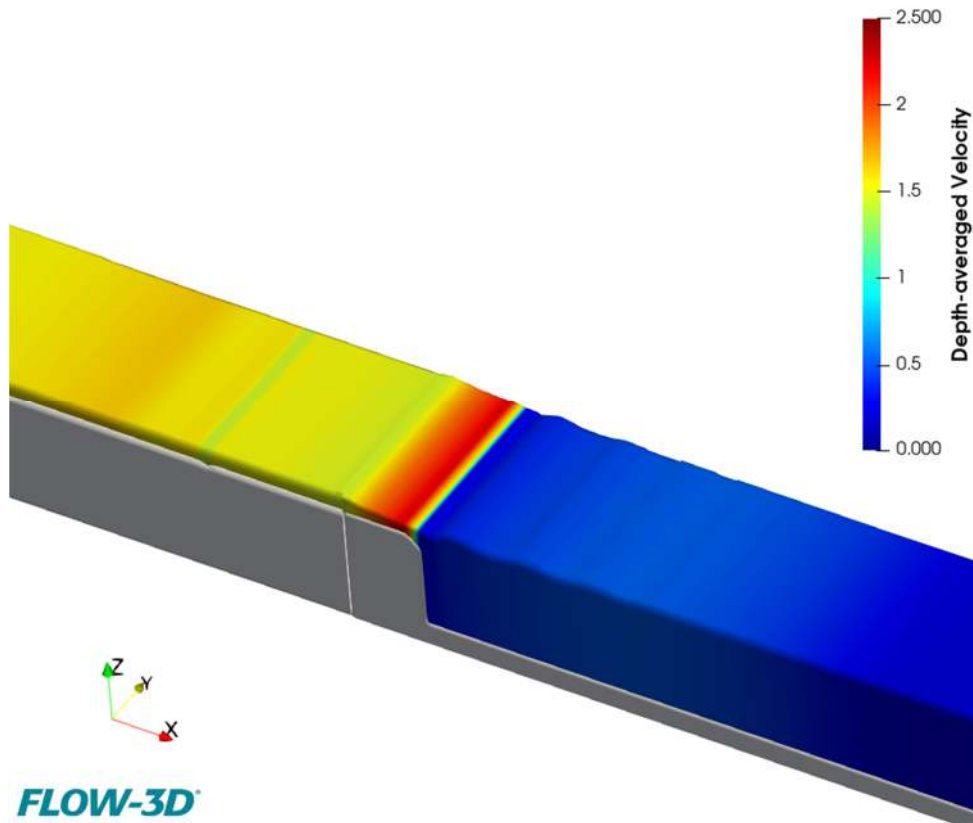
#### 3.1.2 Modélisation

Cette zone a été étudiée à l'aide du modèle 3D localisé.

Les hypothèses effectuées sont les suivantes :

- ▶ Géogrille végétalisée :  $K_s = 40$
- ▶ Zone enherbée à l'amont :  $K_s = 20$

Selon cette modélisation, lorsque la lame d'eau arrive en bordure de canal, la vitesse est de 2.2 m/s.



### 3.1.3 Forces tractrices et justification

La force tractrice peut être estimée selon la formule suivante [2]:

$$\tau(N / m^2) = \rho \times i^{1/4} \times K_s^{-3/2} \times v^{3/2}$$

Avec  $\rho$  : poids unitaire de l'eau 10 000 N/ m<sup>3</sup>

$i$  : pente du talus (V/H)

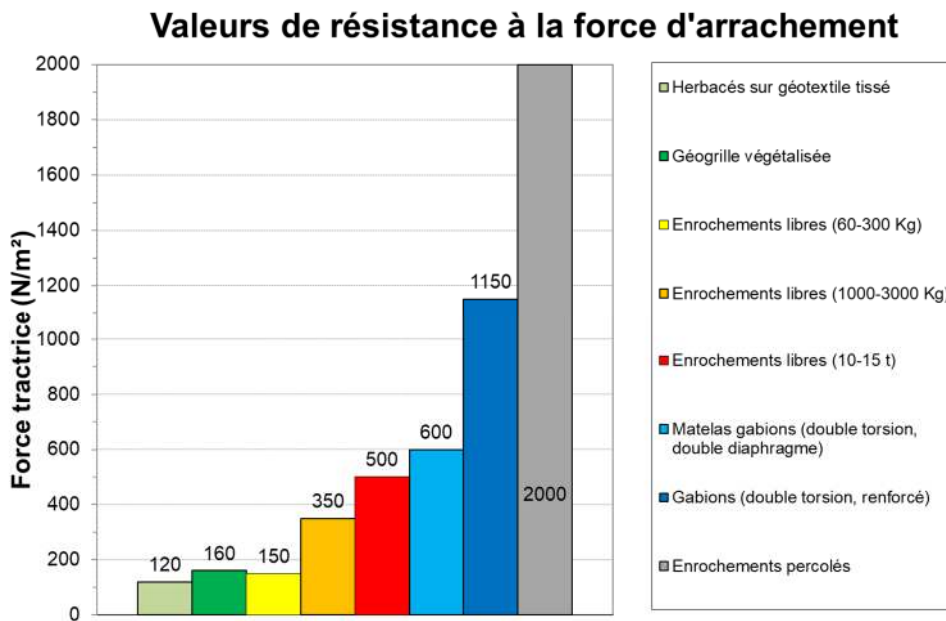
$K_s$  : coefficient de Strickler caractéristique de la rugosité du talus

$V$  : vitesse en m/s

La conception des dispositifs de protection doivent être effectués en tenant compte de cette force.

Le graphique suivant donne, en fonction forces tractrices, les domaines de résistance à l'arrachement de plusieurs revêtements.

Figure 3-1: Résistance à l'arrachement de divers matériaux



Les forces tractrices générées sont de 150 N/m², proche des 160 N/m².

Figure 3-2: Déversement dans le canal – vitesses côté Loire

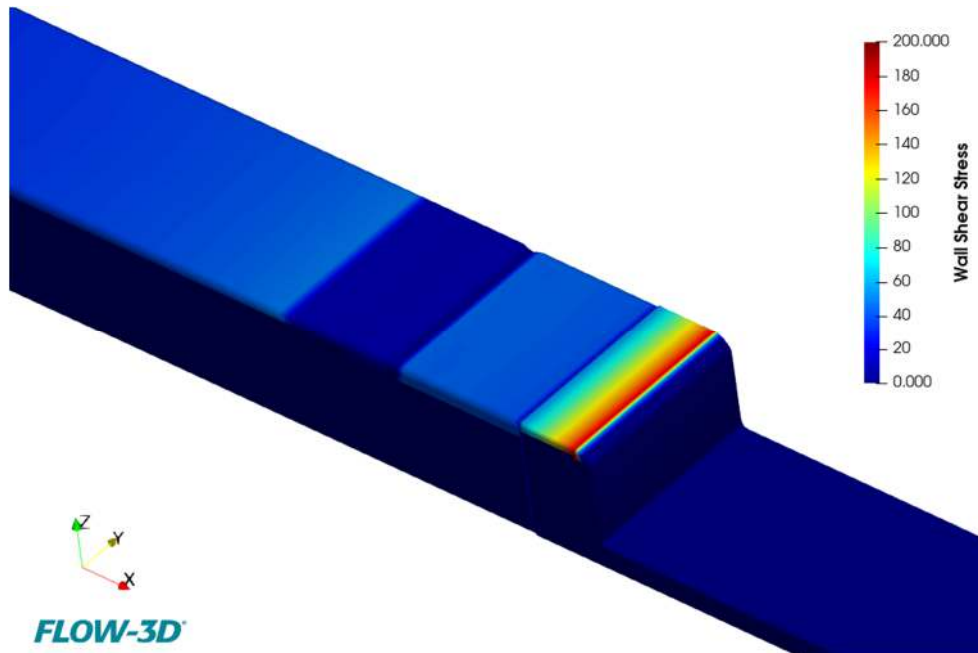


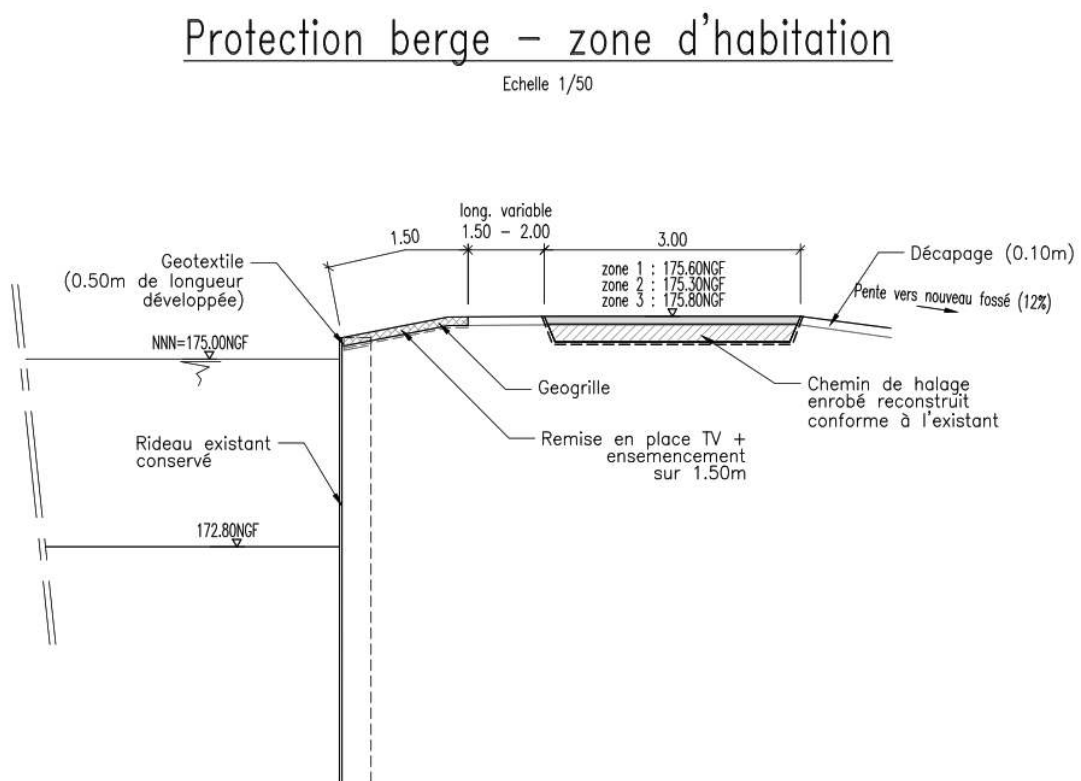
Figure 3-3: Déversement dans le canal : forces tractrices

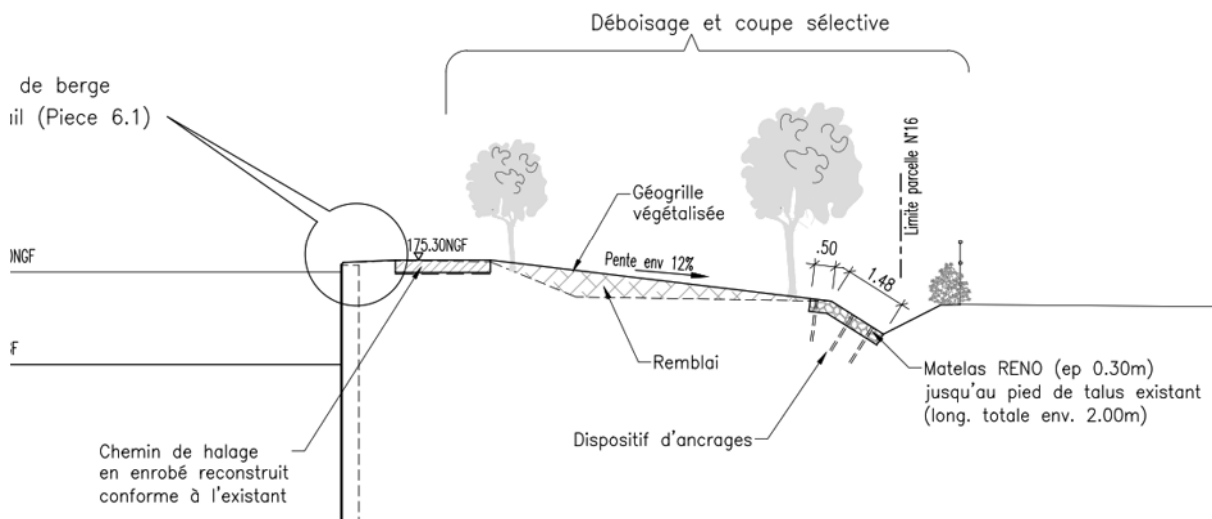
Compte tenu de la bibliographie disponible à ce jour concernant les géogrilles végétalisées, les forces tractrices mises en évidence par les modélisations sont jugées acceptables pour les géogrilles végétalisées projetées. Il est de plus rappelé qu'il est modélisé ici le débit d'une crue Q500 lorsque le Val est « vide », situation sécuritaire par rapport à la réalité où cette zone sera noyée avant survenue du pic de crue.

## 3.2 BERGE RIVE GAUCHE DU CANAL

### 3.2.1 Aménagements projetés

Les aménagements projetés sont présentés sur l'extrait de plan ci-dessous :





L'aménagement et les conditions hydrauliques sur cette zone sont inchangées depuis l'AVP3-4A.

La solution retenue est celle d'un terrassement en remblai entre l'aval du canal et le fossé avec une pente de 10H/1V.

### 3.2.2 Modélisation

Cette zone a été étudiée à l'aide du modèle 3D localisé.

Les hypothèses effectuées sont les suivantes :

- ▶ Géogrille végétalisée :  $K_s = 40$
- ▶ Fossé en matelas RENO :  $K_s = 25$
- ▶ Zone enherbée à l'aval :  $K_s = 20$

Selon cette modélisation, les vitesses sont très faibles en bordure de canal et sont de l'ordre de 3.7 m/s à l'approche du fossé. Il convient de noter que la géométrie avec la pente de 12% permet de contenir le ressaut au niveau du fossé. Les vitesses résultantes en fond de fossé et les forces tractrices associées sont quasi-nulles.

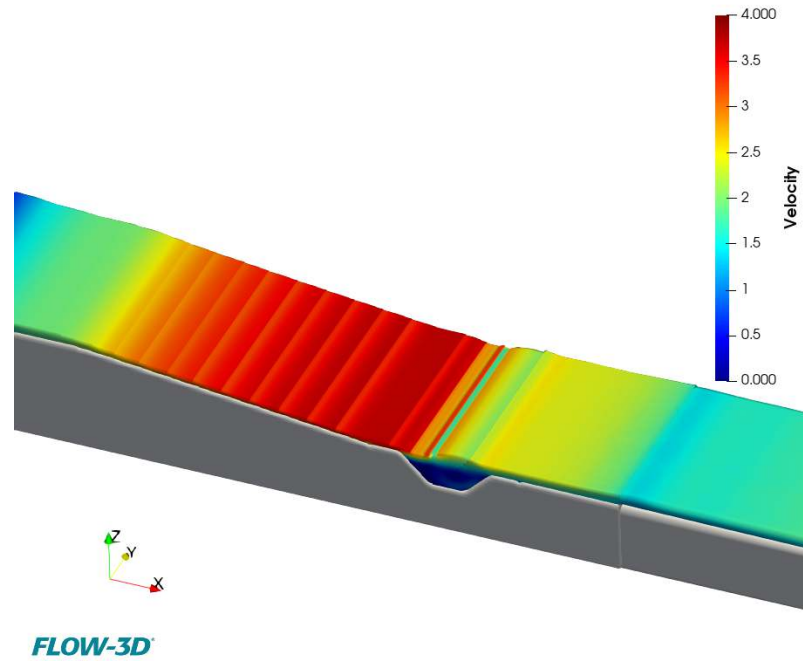


Figure 3-4: Vitesses à l'approche du fossé et ressaut hydraulique

### 3.2.3 Forces tractrices et justification

Les vitesses en pied de talus à l'approche du fossé génèrent des forces tractrices de  $325 \text{ N/m}^2$ . Cette force d'arrachement conduit à préconiser un revêtement en matelas de gabions, solution qui peut résister à des forces d'arrachement jusqu'à  $600 \text{ N/m}^2$  et présente l'avantage d'être contenue dans une faible épaisseur (environ 30cm).

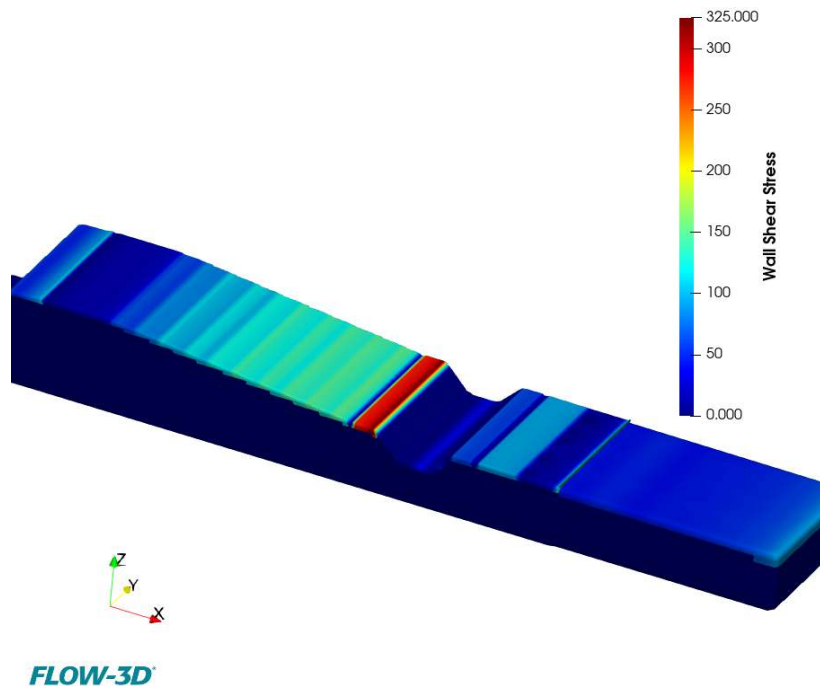
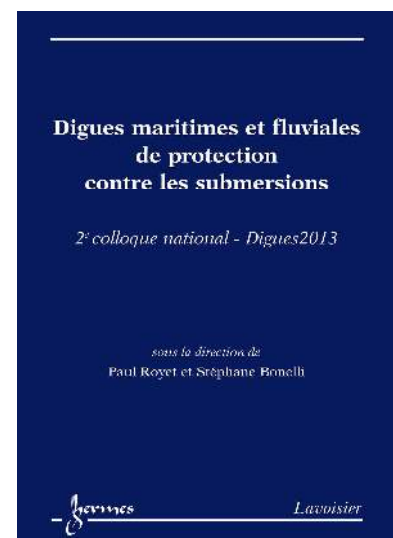


Figure 3-5: Forces tractrices ( $\text{N/m}^2$ ) au niveau du fossé

# Annexes



# Annexe 1. Dignes de premier rang : réduction de la vulnérabilité des protections, de la conception à la réalisation d'ouvrages de surverse



# Digues de premier rang : réduction de la vulnérabilité des protections, de la conception à la réalisation d'ouvrages de surverse

## *Vidourle river: how to reduce vulnerability of works by managing overtopping phenomena in dikes design. Experience feedback on design and construction phases*

N. Sicart<sup>1</sup>, E. Vuillermet<sup>2</sup>, R. Lapierre<sup>3</sup>, A. Salmi<sup>4</sup>

<sup>1</sup> BRL ingénierie, Nîmes, nicolas.Sicart@brl.fr

<sup>2</sup> BRL ingénierie, Nîmes, eric.vuillermet@brl.fr

<sup>3</sup> Syndicat Interdépartemental d'Aménagement du Vidourle, r.lapierre@vidourle.org

<sup>4</sup> ISL Montpellier, salmi@isl.fr

### Résumé

Les digues de protection contre les inondations des basses plaines du Vidourle, de par leurs conceptions originelles, sont vulnérables au risque de rupture par surverse.

Lors de la crue de 2002 avec ses 2400 m<sup>3</sup>/s, près de 35 brèches ont pu être dénombrées, dont une majeure partie a pour origine la rupture par érosion externe liée à la surverse.

Afin de réduire ce risque, sans pour autant augmenter artificiellement la cote de protection, il a été opté par le maître d'ouvrage, le confortement de zones « historiquement » déversantes vis-à-vis de la surverse et la création de nouveaux déversoirs permettant de « soulager » l'ensemble des digues situées à l'aval.

Dans le cadre du Plan Vidourle, des premières phases de traitement ont été engagées tant en étude qu'en exécution, et notamment, la réhabilitation de l'ancien déversoir de Pitot, la création de nouveaux déversoirs : Lunel, Marsillargues mais aussi le confortement à la surverse des digues de premier rang.

Les techniques retenues et mises en œuvre combinent l'analyse des enjeux et le niveau de sollicitations hydrauliques associés aux contraintes géotechniques, environnementales et foncières. L'intégration des résultats de l'analyse de la vulnérabilité des ouvrages existants a permis de proposer un panel de solutions techniques : la réhabilitation du seuil déversant en maçonnerie au seuil en matelas grillagés, mais aussi la protection des digues déversantes par enrochements percolés, matelas grillagés, géonappe bitumineuse, etc. associé à des dispositifs singuliers tels que la poutre sommitale en béton armé de calage altimétrique.

A ce jour, non seulement les études de conception sont largement engagées, mais on peut compter sur la réalisation d'un nouveau déversoir et le confortement à la surverse de 3 km de digue.

Ce retour d'expérience permet de partager les problématiques de conception et d'exécution de ces ouvrages.

### Abstract

The dikes protecting the Lower Vidourle Plains against flooding are vulnerable to breaking by overtop because of their original design.

During the 2002 flood, with a flow of 2400 m<sup>3</sup>/s, about 35 breaches were counted, most of them caused by breaking by external erosion related to overtopping.

In order to mitigate this risk, without artificially increasing the protection level, the executing authority chose to consolidate the historical discharge areas with respect to overflow and the creation of new weirs allowing to relieve all the dikes located downstream.

Within the scope of the Vidourle Plan, the first phases of the project were launched for design as well as execution, and particularly the rehabilitation of former Pitot spillway, the creation of new spillways: Lunel, Marsillargues, but also the overtopping consolidation of primary dikes.

The selected and implemented techniques mix stakes analysis and the level of hydraulic solicitations in relation with geotechnical, environmental and land constraints. Integrating the results of an analysis of existing works vulnerability allowed to define a range of technical solutions: from percolated rock-fill to mesh gabions structure etc. associated to specific techniques like a concrete beam at the weir top in order to fix precisely overtopping level.

As of today the design studies are in progress and we can count on the realization of a new spillway and consolidation against overtopping of 3 km of dike.

Feedback on this experience allows sharing design and execution issues related to these works.

## Introduction

Les digues de protection contre les inondations sont majoritairement des ouvrages en remblai qui ne sont pas conçus pour résister à des phénomènes de surverse. Ainsi, chaque année dans le monde, y compris dans les pays occidentaux et en France, des digues ou barrages en remblai se rompent par surverse, mettant en danger des populations et causant des dommages économiques parfois considérables.

Dans le cadre du plan Vidourle et plus précisément des études d'impacts, des modélisations et études hydrauliques ont été conduites sur l'ensemble du périmètre endigué du Vidourle.

Ces modélisations et études ont confirmé les retours d'expérience locaux et mis en évidence d'une part, des points bas nécessitant la réalisation de travaux de sécurisation vis-à-vis de la surverse et, d'autre part, la nécessité de créer des déversoirs permettant de « soulager » l'ensemble des digues situées à l'aval.

Ce principe de création de zones de déversement reste ancien. En effet, suite à la crue dévastatrice de novembre 1754, un des partis pris a été de « fixer » certaines brèches naturelles. C'est ainsi qu'en 1764, il est décidé de créer en rive gauche à hauteur de la commune de Gallargues, des ouvrages en maçonnerie pavés en forme de musoir : les premiers déversoirs supervisés par l'ingénieur Henry Pitot.

La présente publication a pour objectif de présenter d'une part les réflexions menées dans le cadre de la conception de ces ouvrages et notamment concernant le choix du type d'ouvrage et de sa géométrie et, d'autre part, de relater les problématiques d'exécution qu'il convient de prendre en compte lors de la réalisation de tels ouvrages.

## Les phénomènes de surverse

### La mécanique de rupture

La surverse, c'est-à-dire le débordement de l'eau au-dessus de la digue conduit généralement et rapidement à la brèche des ouvrages en remblais par érosion régressive du talus côté aval puis de la crête.

Ce mécanisme a notamment été étudié par le Cemagref [1] :

Etape 1 : Début de la surverse, attaque en pied

Etape 2 : Erosion du pied du talus aval par la force du courant en pied de digue

Etape 3 : Erosion régressive du talus aval

Etape 4 : Accélération des désordres par l'apparition de glissements et ouverture d'une brèche

Etape 5 : la brèche s'élargit en érodant la digue de part et d'autre

La compréhension de ce mécanisme de rupture met en évidence la vulnérabilité notamment du pied des talus avals : les vitesses de courant sont à cet endroit les plus importantes. Les éléments de protection à mettre en place doivent donc

résister aux forces tractrices, variables en fonction des vitesses, mises en jeu lors de la surverse.

### Vitesse et force tractrice

Postérieurement à des ruptures par surverse, on ne dispose pas de données précises pour évaluer la hauteur et la durée des lames d'eau ayant provoqué le début d'érosion en pied de l'ouvrage. Le principe de précaution conduit ainsi à considérer que les ouvrages en terre ne supportent pas la surverse.

La force tractrice peut être estimée selon la formule suivante [2]:

$$\tau(N/m^2) = \rho \times i^{1/4} \times K_s^{-3/2} \times v^{3/2}$$

Avec  $\rho$  : poids unitaire de l'eau 10 000 N/m<sup>3</sup>

$i$  : pente du talus (V/H)

$K_s$  : coefficient de Strickler caractéristique de la rugosité du talus

$V$  : vitesse en m/s

La conception des déversoirs et le choix des dispositifs de protection doivent être effectués en tenant compte de cette force. Il est précisé que selon les emprises disponibles, il est également possible d'adoucir la pente du talus aval ou d'élargir la zone déversante afin de réduire la lame d'eau et/ou les vitesses d'écoulement.

Le graphique suivant donne, en fonction des hauteurs de lame déversante, un exemple des forces tractrices calculées sur un talus aval de pente 1V/2.5H, avec un coefficient de débit de 0.4, dans le cas d'un déversement sur un seuil trapézoïdal type.

### La dissipation d'énergie

Une autre contrainte apportée par la surverse est la dissipation d'énergie. Les déversoirs doivent en effet assurer cette fonction pour éviter la propagation des turbulences engendrées par le déversement au-delà de l'ouvrage. Ces turbulences pourraient en effet être à l'origine de désordres qui par érosion régressive pourraient impacter l'ouvrage lui-même. Cette dissipation d'énergie peut être assurée :

- Sur le talus aval :
  - Soit par la rugosité naturelle des éléments mis en place (enrochements)
  - Soit par la réalisation de jets croisés (gabion ou matelas reno)
  - Soit par des macro rugosité (éléments en saillie),
- En pied de talus par la création d'une fosse de dissipation

## Conception des déversoirs

### Choix du type de protection

La détermination des vitesses et forces d'entraînement sur les talus peuvent conduire à proposer plusieurs variantes de protection.

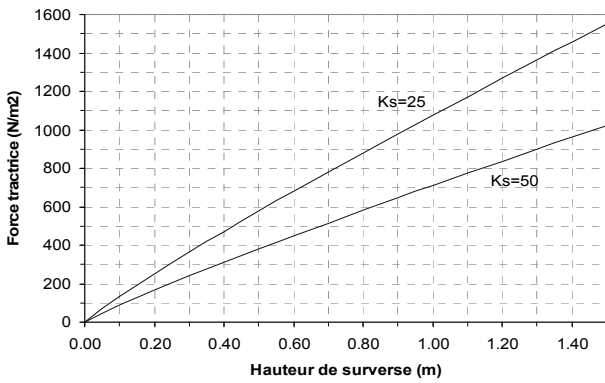


FIGURE 1 : EXEMPLE DE CALCUL DE FORCE TRACTRICE SUR UN PAREMENT AVAL À 1V/2.5H, EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE SURVERSE

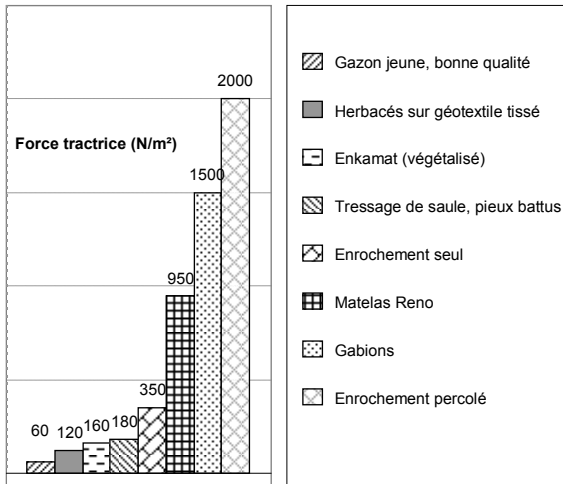


FIGURE 2 : VALEUR DE RÉSISTANCE À LA FORCE D'ARRACHEMENT

La figure 2 donne une idée des valeurs limites de résistance à l'arrachement par type de protection [2].

Il convient néanmoins de préciser que le dimensionnement de la protection à mettre en œuvre doit être validé par une approche complémentaire. Dans le cas d'une protection en enrochements, le diamètre/poids moyen des blocs devra par exemple faire l'objet d'un calcul spécifique et dans le cas d'ouvrages en gabions, un recours à la norme NFP 94-325-2 de novembre 2006 sera nécessaire.

Plusieurs techniques de protections sont présentées ci-après et sont adaptées au traitement des talus vis-à-vis du risque de surverse.

**Nappe tridimensionnelle végétalisée**

Les nappes tridimensionnelles, type Enkamat, se composent d'un enchevêtrement de filaments en polyamide recouvert d'un mélange bitume/gravillon.

Ce revêtement est intéressant de part son caractère perméable et son ouverture permettant une végétalisation. Il dispose également d'une capacité non négligeable de réduction de la vitesse des courants. Une fois la végétation correctement implantée et liée au revêtement, la capacité de protection est efficace et durable.

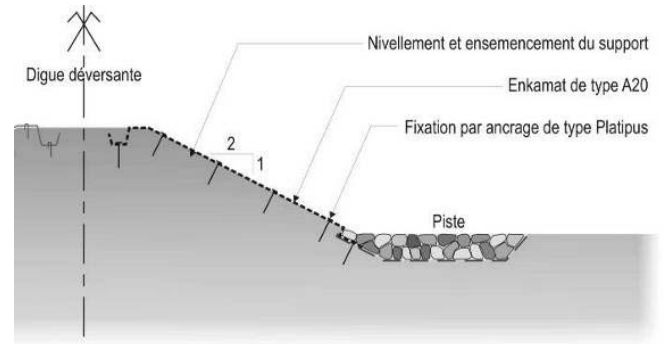


FIGURE 3 : PROFIL TYPE DE PROTECTION DE TALUS PAR ENKAMAT

**Gabions**

Il s'agit de structures métalliques, ou boîtes, fabriquées en grillage, dans lesquelles sont déposées des pierres de granulométrie différentes.

Les matelas gabions se distinguent des Gabions « boîtes » de part leur forme plus allongée et de moindre épaisseur. Ces ouvrages sont perméables et relativement stables.

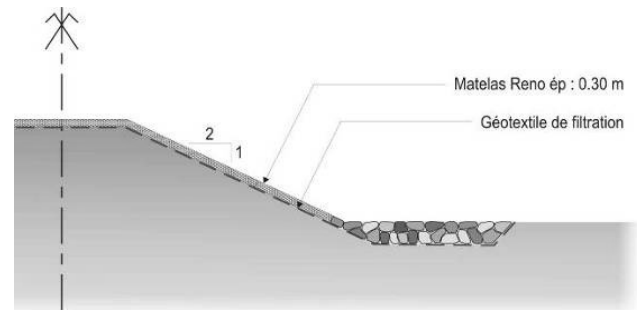


FIGURE 4 : PROFIL TYPE PROTECTION DE TALUS PAR MATELAS GABIONS

Ils possèdent une capacité de déformation qui permet d'absorber les éventuels tassements des couches de remblais. Ils disposent également d'une bonne capacité de dissipation grâce au cheminement de l'eau à travers les granulats.

L'érosion ou l'abrasion peuvent gravement altérer la durabilité de l'ouvrage dans le temps même si aujourd'hui des protections supplémentaires sont appliquées aux armatures (revêtement et plastification).

La mise en place de boîtes type « gabion » à la façon d'un soutènement permet de limiter notablement l'emprise du confortement.



FIGURE 5 : DÉVERSOIR DE LUNEL EN MATELAS DE GABIONS



FIGURE 8 : EXEMPLE DE PROTECTION DE TALUS EN ENROCHEMENTS LIBRES - LUNEL

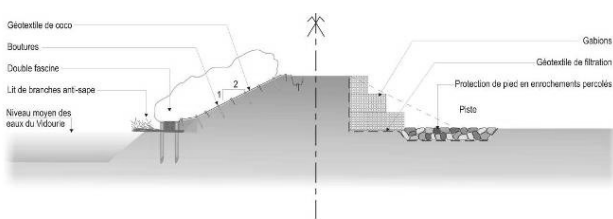


FIGURE 6 : PROFIL TYPE DE PROTECTION DE TALUS AVAL PAR « GABIONS »

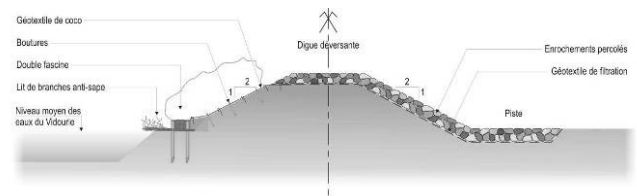


FIGURE 9 : PROFIL TYPE DE PROTECTION DE TALUS PAR MISE EN PLACE D'ENROCHEMENTS PERCOLÉS



FIGURE 7 : ÉCHANCRURE DU DÉVERSOIR DE LUNEL EN GABIONS



FIGURE 10 : EXEMPLE DE PROTECTION DE TALUS EN ENROCHEMENTS MAÇONNÉS - LUNEL

***Enrochements libres ou percolés***

Les protections en enrochements sont constituées de blocs de tailles diverses déposés sur une épaisseur définie. En fonction des vitesses de déversement attendues, ils peuvent être disposés seuls ou percolés au béton.

La percolation permet de réaliser un ensemble monolithique plus résistant.

- La taille des éléments et l'épaisseur du remblai doivent être dimensionnées de sorte que les blocs ne soient pas arrachés lors d'une surverse.
- Selon que l'enrochement est percolé ou non, selon la taille des éléments, la résistance à l'arrachement est différente. On peut atteindre des vitesses de surverse très élevées.
- De part leur rugosité naturelle, les enrochements ont une très bonne capacité de dissipation d'énergie.

### Éléments d'appréciation du choix de protection

Une étude et une analyse comparative en termes de vulnérabilité, de fiabilité de fonctionnement, de coût économique et d'intégration environnementale des solutions acceptables est nécessaire pour déterminer la typologie de protection à retenir.

*La disponibilité des matériaux peut également jouer un rôle important dans les critères d'appréciation des différentes solutions.*

- La réalisation de digues en enrochements, très pérenne, posera la question de l'approvisionnement en terme de coûts et de délais compte tenu des volumes nécessaires.
- La fourniture des matelas de gabions sera disponible suivant les délais des fabricants, leur remplissage pourra être réalisé en concassés 100/200 mm non gélifs ;
- L'approvisionnement de nappes tridimensionnelles est possible, le délai d'acheminement sur le chantier est précisé lors de la commande au fournisseur.

*Enfin les cadences de pose de ces différents types de protection, suivant les équipes mobilisées lors des travaux, peuvent aller respectivement de 5 à 30 ml / jour.*

## Géométrie du déversoir

### **Caractéristiques géométriques induites par l'objectif de débitance**

Dans le cadre du plan Vidourle des modélisations et études hydrauliques ont été conduites pour déterminer les débits de surverse au droit des points bas « historique » nécessitant la réalisation de travaux de sécurisation et au droit des déversoirs à créer. Afin de respecter strictement les résultats de ces modélisations, la conception doit donc intégrer des calculs rigoureux des débits transitants.

Ces calculs ont été réalisés conformément à la notice sur les déversoirs du CETMEF [3]. La présente publication ne reprend pas cette notice que le lecteur pourra consulter pour des éléments plus techniques. L'attention de celui-ci est néanmoins portée sur l'importance à accorder au choix du coefficient de débit.

### **Fosse de dissipation**

L'irruption du débit déversé sur le seuil à l'aval de l'ouvrage doit être contrôlée pour que l'énergie soit dissipée sans mettre en danger les enjeux environnants, ni non plus menacer la digue elle-même en érodant son pied de talus.

La conception du déversoir doit ainsi intégrer une phase de dimensionnement de la fosse de dissipation (longueur, largeur, profondeur). Le ressaut hydraulique doit en effet ni s'étendre au-delà du bassin afin de ne pas déchausser l'ouvrage ni être repoussé vers le talus pour qu'il n'érode pas le talus aval.

Ces calculs ont également été réalisés conformément à la notice sur les déversoirs du CETMEF [3].

### **Les bajoyers**

La hauteur des bajoyers est un point qu'il convient de ne pas négliger. En effet, si la lame d'eau venait à passer au dessus de ceux-ci, une érosion régressive pourrait conduire à une rupture du parement aval en un laps de temps très bref. En effet, une fois l'érosion amorcée, l'eau peut également pénétrer sous le bajoyer, accélérant ainsi le processus d'érosion.

Sur la base des calculs de lame d'eau effectués en crête, sur le talus et au droit du bassin de dissipation, il a été retenu une revanche systématique, minimale de 50 cm



FIGURE 11 : EXEMPLE DE BAJOYER – ÉCHANCRURE DU DÉVERSOIR DE LUNEL

### **La poutre sommitale**

#### Fonction

Le but de la poutre sommitale est de régler finement le seuil de déversement. En effet, en l'absence de celle-ci, l'arase supérieure du talus serait irrégulière et les débits déversés pas nécessairement en conformité avec les objectifs d'évacuation par zone. Elle a également pour fonction d'assurer une coupure étanche des enrochements et/ou matelas perméables formant la crête.

#### Conception vis-à-vis de l'étanchéité

Lors de la conception de la poutre sommitale, il convient de prévoir une profondeur d'ancrage suffisante pour se prémunir du risque d'écoulement sous celle-ci qui pourrait remettre en cause sa pérennité.

Afin de retenir une profondeur sécuritaire, il peut être appliqué un contrôle des gradients selon la formule de Lane :

$$i = \frac{dH}{2 \times Lv + \frac{Lh}{3}}$$

Equation 1 : formule de Lane

L'étanchéité sera donc d'autant plus efficace que :

- La poutre sommitale sera positionnée du côté amont de la crête (augmentation de  $L_h$ )
- La poutre sommitale sera fondée profondément dans le talus (augmentation de  $L_v$ )
- Le niveau d'eau en amont est bas (diminution de  $dH$ )



FIGURE 12 : CONTINUITÉ DE LA POUTRE SOMMITALE AU DROIT DE L'ÉCHANCRURE - LUNEL

### Retour d'expérience de travaux sur les berges du Vidourle – le déversoir en matelas gabions de Lunel

Dans le cadre de ses travaux de sécurisation des berges du Vidourle, plusieurs zones déversantes ont été réalisées et/ou pérennisées. Ces travaux ont permis de mettre en évidence certains points qui nécessitent d'être pris en considération d'une part dans la cadre des études de conception et d'autre part au cours de la réalisation.

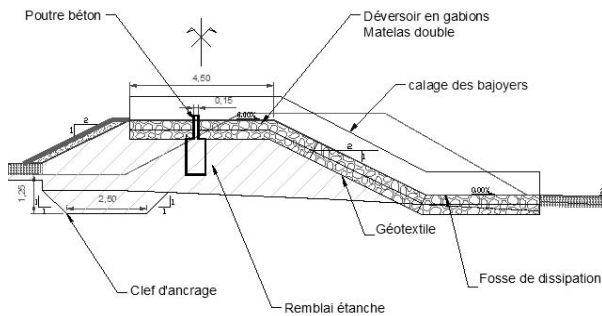


FIGURE 13 : COUPE TYPE DU DÉVERSOIR

#### Le déversoir en matelas gabions de Lunel

Dans le cadre du projet de confortement et rehausse des digues ISP (Intéressant la sécurité Publique) de Lunel, afin de ne pas léser la rive gauche, il a été décidé de maintenir les surverses susceptibles de se produire en rive droite. Ces surverses se produisaient dans la partie amont sur environ 300 m en aval immédiat du canal BRL pour un débit de l'ordre de celui de la crue de 2002 (environ  $2400 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Dans ce secteur, il n'a donc pas été prévu de rehausser la digue mais de la renforcer afin qu'elle puisse supporter sans dommage un éventuel déversement. Il est précisé que le

secteur présentait une situation géographique avantageuse pour assurer cette fonction :

- les terrains à l'aval sont constitués de terrains agricoles éloignés de la ville,
- ce secteur est situé à l'extrémité amont du tronçon classé ISP et, en cas de crue extrême, la surverse permet de soulager l'ensemble du linéaire.

Il a ainsi été réalisé :

- un renforcement au déversement sans modification de la cote de crête ;
- une échancrure afin de pouvoir compenser la fermeture du déversoir de Lunel (ouvrage existant mais en mauvais état et ayant déjà vécu des brèches).

#### Une double épaisseur de matelas Réno

Il est précisé que pour se prémunir du risque de dégradation (dans le temps ou par malveillance) des cages, il a été mis en œuvre des doubles épaisseurs.



FIGURE 14 : EXEMPLE DE PROTECTION DE TALUS PAR DOUBLE ÉPAISSEUR DE MATELAS DE GABIONS - LUNEL

#### La poutre sommitale

Comme précisé ci-dessus, l'une des contraintes principales de ces travaux de confortement était la conservation de la côte de déversement initiale. Le calage du déversoir a donc été réalisé par le biais d'une poutre de crête en béton armé.

Concernant la réalisation de cet ouvrage, les travaux ont mis en évidence les points suivants :



FIGURE 15 : CONTINUITÉ DE LA POUTRE SOMMITALE AU-DELÀ DU BAJOYER EN GABIONS (EN COURS DE RÉALISATION) – LUNEL

La poutre doit être réalisée en deux phases. La première permettant d'assurer l'étanchéité de l'ouvrage doit être réalisée en béton coulé pleine fouille. Pour la deuxième, deux méthodologies peuvent être adoptées :

- si la poutre est réalisée préalablement à la mise en œuvre des matelas ou gabions, une attention particulière doit être portée sur le calepinage. En effet, les matelas étant posés du pied vers la crête, des écarts peuvent être constatés lors de la jonction. Ces écarts ne doivent pas permettre l'érosion de l'ouvrage en retrait immédiat de la poutre.
- si la poutre est réalisée postérieurement à la mise en œuvre des matelas, le recours à des coffrages rigides est à exclure car induit un écart. Le recours à des coffrages perdus, souples, en lattis métallique, peut s'avérer judicieux.

Les matelas et gabions sont des ouvrages souples susceptibles de suivre les évolutions de l'ouvrage avec le temps. Cet aspect qui présente un intérêt non négligeable peut induire une évolution des écarts avec la poutre en crête. Pour se prémunir de ce phénomène, il peut s'avérer judicieux de s'assurer les matelas et/ou gabions à la poutre.

Un autre point nécessitant d'être pris en compte dans le cadre de la conception et de la réalisation concerne les extrémités latérales de la poutre. En effet, dans le cadre des travaux, compte tenu de la nature perméable des bajoyers en gabions, il s'est avéré nécessaire d'une part, d'assurer la continuité de la poutre au travers de ceux-ci et d'autre part de vérifier une pénétration suffisante dans le remblai pour se prémunir du risque de contournement pouvant induire des phénomènes d'érosion interne.

## Conclusion

Au regard du contexte global d'aménagement, le maître d'ouvrage a pris le parti de lancer des travaux de confortement de zones de déversement ainsi que la création de déversoirs. La conception de ces ouvrages a nécessité l'emploi de techniques variées permettant de s'adapter aux contraintes spécifiques de chaque site. Outre les exigences fines de dimensionnement, ces ouvrages permettent d'avoir un retour d'expérience sur les contraintes de réalisation de chaque technique, qui doivent être appréhendées dès la phase Conception afin de ne pas remettre en question la pérennité de l'ouvrage.

## Références

- [1] P.Mériaux, P.Royet et C.Folton ©Cemagref Edition 2004. *Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations. Guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires.*
- [2] Lachat, B. 1994, rééd. 1999. Guide de protection des berges de cours d'eau en techniques végétales (en collaboration avec Ph. Adam, P.-A. Frossard, R. Marcaud). Ministère de l'Environnement. Paris. DIREN Rhône-Alpes. 143 p.
- [3] CETMEF 2005. Notice sur les déversoirs. Synthèse des lois d'écoulement au droit des seuils et déversoirs