



HAL
open science

Digues de protection contre les submersions : État de l'art et modélisation numérique aux volumes finis du franchissement fluvial et maritime

S. Jeuck

► **To cite this version:**

S. Jeuck. Dignes de protection contre les submersions : État de l'art et modélisation numérique aux volumes finis du franchissement fluvial et maritime. Sciences de l'environnement. 2018. hal-02608597

HAL Id: hal-02608597

<https://hal.inrae.fr/hal-02608597v1>

Submitted on 16 May 2020

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



Travail de fin d'étude

pour le diplôme d'ingénieur de l'École nationale des travaux publics
de l'État

Année 2017-2018

Voie d'approfondissement : Génie Civil

Soutenu le 23 août 2018

Devant le jury composé de :

- Président du Jury : Claude Boutin
- Tuteur : Stéphane Bonelli
- Expert : Christophe Picault

Par

Sophie JEUCK

Digues de protection contre les submersions : Etat de l'art et modélisation numérique aux volumes finis du franchissement fluvial et maritime

Organisme d'accueil :
IRSTEA Aix-en-Provence



Notice analytique

AUTEUR			
Nom	JEUCK		
Prénom	Sophie		
ORGANISME D'ACCUEIL			
Nom de l'organisme et Localité	IRSTEA 3275 Route Cézanne, 13100 Aix-en-Provence		
Nom du Tuteur	Stéphane BONELLI		
ANALYSE DU TFE			
Titre	Digues de protection contre les submersions : Etat de l'art et modélisation numérique aux volumes finis du franchissement fluvial et maritime		
Title	Levees and seawalls: State of the art and numerical modeling of overtopping with a finite-volume CFD approach		
Résumé	<p>Suite aux événements hydrologiques extrêmes survenus ces dernières années, il apparaît nécessaire de renforcer le système d'endiguement fluvial et maritime notamment en France. Une part importante de ces digues est construite en terre, soumise à l'érosion externe qui représente près de la moitié des défaillances sur ces ouvrages. La modélisation numérique apparaît comme un élément clé dans la description du comportement de ces ouvrages de protection soumis à des charges hydrauliques complexes. Ce rapport présente les essais de surverse réalisés en mai 2018 au Salin de Giraud. Il contient également des simulations numériques réalisées à l'aide d'un code de calcul en développement, qui s'appuie sur un modèle aux volumes finis pour simuler des écoulements aérés à surface libre. Les résultats numériques ont été comparés aux mesures expérimentales réalisées par IRSTEA lors d'essais de surverse en 2017.</p>		
Abstract	<p>During the last years, lots of hydrologic events impact the containment system, both maritime and riverine, particularly in France. Part of these levees are earth-filled and may suffer from external erosion, which represent the half of levees failures. Numerical modeling seems to be a key element to describe the behavior of such infrastructures on which complex hydraulic flows apply. This report presents overtopping simulations realized by IRSTEA in May 2018. It presents also numerical simulations implement with a computation program in development which uses a finite volume model to design airy free surface flows. The results are compared to the overtopping field measures performed in 2017 by IRSTEA.</p>		
Mots-clés	Erosion externe, écoulement à surface libre, essai de surverse, modélisation numérique, volumes finis		
Keywords	External erosion, free-surface flow, overtopping simulation, numerical modeling, finite volume		
Termes géographiques	France		
COLLATION			
	Nb de pages	Nb d'annexes (nb de pages)	Nb de réf. biblio.
	77	5 (13 pages)	28

Remerciements

J'adresse tous mes remerciements :

A Stéphane BONELLI, responsable de l'encadrement de ce travail de fin d'études, pour l'investissement dont il a fait preuve durant le stage et la confiance accordée tout au long de la réalisation de mes travaux,

A Frédéric GOLAY, co-encadrant pendant la durée de ce stage, pour le partage du résultat de son travail sur le code BB-AMR3D et ses connaissances en modélisation numérique, et pour la relecture de ce rapport,

A Grégory CHARRIER, également co-encadrant de ce stage mené au sein d'IRSTEA, pour sa disponibilité et les réflexions engagées autour de ce sujet,

Aux membres du laboratoire de mécanique des sols d'IRSTEA Aix-en-Provence et de l'équipe G2DR, qui m'ont permis d'enrichir mes connaissances pratiques lors des essais et visites de terrain.

Sommaire

Notice analytique	3
Remerciements.....	5
Sommaire	7
Liste des illustrations	9
Introduction	11
1. Etat de l'art en France	13
1.1 Digue fluviales.....	13
1.1.1 Eléments de contexte	13
1.1.2 Fonctions des digues fluviales.....	14
1.1.3 Caractéristiques des digues fluviales	17
1.1.4 Principales défaillances	18
1.1.5 Evénements marquants.....	21
1.1.6 Caractérisation de la surverse	22
1.2 Ouvrages de protection maritimes.....	23
1.2.1 Eléments de contexte	23
1.2.2 Niveaux et conditions de mer	24
1.2.3 Fonctions des digues maritimes	26
1.2.4 Différents ouvrages de protection contre les submersions	27
1.2.5 Principales défaillances	28
1.2.6 Evénements marquants.....	30
1.2.7 Caractérisation du franchissement	32
2. Essais de surverse	35
2.1 Contexte.....	35
2.2 Description du dispositif expérimental	35
2.2.1 Matériel de mesure	36
2.2.2 Protocole expérimental	37
2.3 Observations lors des essais.....	37
2.4 Critiques du dispositif.....	39
2.5 Bilan des expérimentations.....	41
3. Modélisation numérique	43
3.1 Description du code de calcul.....	43
3.1.1 Modèle mathématique	43
3.1.2 Modèle numérique	45
3.2 Modélisation de la surverse	48
3.2.1 Maillage.....	48
3.2.2 Initialisation du calcul.....	50

3.2.3	Visualisation des résultats des simulations	51
3.2.4	Etude des profils de vitesse.....	57
3.2.5	Etude des profils de la fraction en eau	59
3.2.6	Comparaison entre hauteur d'eau et hauteur d'écoulement	60
3.2.7	Comparaison des hauteurs d'écoulement numériques et expérimentales	62
3.2.8	Profils de vitesse moyenne le long de l'abscisse curviligne	63
3.2.9	Comparaison aux données expérimentales	63
3.2.10	Modélisation avec une fosse d'érosion.....	65
3.3	Modélisation du franchissement d'une vague solitaire	66
3.3.1	Géométrie du problème	66
3.3.2	Initialisation du calcul.....	67
3.3.3	Visualisation des résultats des simulations du cas 1	67
3.3.4	Analyse des résultats du cas 1	68
3.3.5	Visualisation et analyse des résultats du cas 2	70
3.4	Critiques.....	72
3.4.1	Concernant la modélisation de la surverse	72
3.4.2	Concernant la modélisation du franchissement.....	73
	Conclusion	75
	Références bibliographiques	76
	Annexes	78
	Annexe A : Fonctions de post-traitement des essais de surverse	78
	Annexe B : Fonctions de post-traitement d'une vague solitaire franchissant un mur	80
	Annexe C : Déroulement d'un calcul sur 1 domaine	81
	Annexe D : Déroulement d'un calcul sur n domaines	82
	Annexe E : Communication écrite soumise au colloque Dignes2019.....	83

Liste des illustrations

Figure 1 : Répartition géographique des digues en nombre et en linéaire, source : Le système d'Information sur les Ouvrages Hydrauliques (SIOUH), état des lieux en France.	13
Figure 2 : Répartition en nombre et en linéaire par classes de digues, source : Le système d'Information sur les Ouvrages Hydrauliques (SIOUH), état des lieux en France.	14
Figure 3 : Différentes façons de canaliser l'eau des crues au moyen de digues, d'après the International Levee Handbook	15
Figure 4 : A gauche, rampe d'accès au Danube à proximité de Regensburg, Allemagne, à droite : Berges du Rhône aménagées, sources : the International Levee Handbook et la Ville de Lyon.....	16
Figure 5 : Moutons pâturent sur une digue en remblai, source : International Levee Handbook	16
Figure 6 : Coupe transversale « type » d'une digue de la Loire et évolution de la structure au cours du temps, d'après the International Levee Handbook.....	17
Figure 7 : Digue homogène en remblai. Production personnelle	18
Figure 8 : Illustration des mécanismes d'initiation de l'érosion interne, source : IRSTEA	19
Figure 9 : Ondes générées par le passage d'un bateau et affouillement résultant d'une berge, source : CEREMA	19
Figure 10 : Principe de l'érosion par surverse d'un barrage en terre ; en (a) sol pulvérulent compact ; en (b) sol pulvérulent lâche ; en (c) sol cohésif. En (1), initiation du processus érosif ; en (2), initiation de la brèche dans le barrage, source : Conception des barrages, ISBA	21
Figure 11 : Schéma illustrant la différence entre l'eustatisme et l'isostatisme, d'après l'enseignement dispensé à l'ENTPE par Céline Trmal	24
Figure 12 : Illustration de l'influence du vent et des courants sur la surcote, source : Météo France	25
Figure 13 : Différents éléments pris en compte dans la définition de la hauteur en crête d'un ouvrage de protection contre les submersions, d'après l'EurOtop (2016)	26
Figure 14 : Tableau répertoriant les critères dans le choix de la construction d'une digue à talus ou une digue verticale. En rouge : mauvais comportement, en vert : bon comportement, en orange : comportement pas le plus adapté, source : issu de l'enseignement dispensé à l'ENTPE par Céline Trmal	27
Figure 15 : Illustration de la propagation d'une vague en eaux peu profondes, source : wikihydro	28
Figure 16 : Développement excessif d'une cavité dans la digue d'Asnelles, mai 2011, source : DDTM du Calvados.....	29
Figure 19 : A gauche, Comparaison de la trajectoire de plusieurs tempêtes récentes, à droite Carte des vents enregistrés lors de la tempête Xynthia le 27 et 28 février 2010, source : La chaîne Météo et Météo France.	30
Figure 18 : Les trois causes de submersion lors de la tempête Xynthia, source : La tempête Xynthia du 28 février 2010-Retour d'expérience en Loire-Atlantique et Vendée. MEDDE, CETE Ouest, Nantes.	31
Figure 19 : Dernier jour d'essai, installation du chantier, source : le SYMADREM.....	35
Figure 20 : Construction des canaux d'essais avec fichage des panneaux dans le remblai, source : IRSTEA	36
Figure 21 : Essai n°1 sur sol non traité. Départ de la terre végétale et accumulation en aval, source : IRSTEA	38
Figure 22 : De gauche à droite : Sol LB50, sol chaux, sol non traité. Photos prises sur la crête à la fin des 10 essais, source : IRSTEA.....	38
Figure 23 : Photos de la fosse d'érosion, localisée en bas de la pente. Sol non traité, source : IRSTEA	39
Figure 24 : Digue en sol non traité, lors du dernier test d'érosion, source : le SYMADREM	40
Figure 25 : Mesures d'érosion et de hauteur d'écoulement réalisées avec la réglette, source : IRSTEA	41
Figure 26 : Exemple de fonctionnement de domaines en parallèles, source : Documentation du code BB-AMR3D	45
Figure 27 : Exemple de raffinement 3D, source : Documentation du code BB-AMR3D	47
Figure 28 : Digue érodée lors des essais de surverse de 2017, source : IRSTEA	48
Figure 29 : Géométrie de la digue modélisée avec BB-AMR3D. Production personnelle	49
Figure 30 : Maillage du profil "intermédiaire". Production personnelle	49
Figure 31 : Maillage du profil "érodé". Production personnelle	50
Figure 32 : Ecoulement sur pente lisse à t=1s. Production personnelle	52

Figure 33 : Ecoulement sur pente lisse à t=2s. Production personnelle	52
Figure 34 : Ecoulement sur pente lisse à t=3s. Production personnelle	52
Figure 35 : Ecoulement sur pente lisse à t=2min 20s. Production personnelle	53
Figure 36 : Ecoulement sur pente lisse à t=0,5s, avec détail du maillage et mise en place du fluide à vitesse nulle et de densité 500 kg/m ³ . Production personnelle	53
Figure 37 : Ecoulement sur profil intermédiaire à t=1s. Production personnelle.....	54
Figure 38 : Ecoulement sur profil intermédiaire à t=2s. Production personnelle.....	54
Figure 39 : Ecoulement sur profil intermédiaire à t=3s. Production personnelle.....	54
Figure 40 : Ecoulement sur profil érodé à t=1s. Production personnelle	55
Figure 41 : Ecoulement sur profil érodé à t=2s. Production personnelle	55
Figure 42 : Ecoulement sur profil érodé à t=3s. Production personnelle	55
Figure 43 : Ecoulement sur profil érodé à t=60s. Production personnelle	56
Figure 44 : Ecoulement sur profil érodé à t=0.5s. A gauche maillage suffisamment raffiné permettant une précision suffisante du calcul, à droite raffinement insuffisant pouvant entraîner la perte d'information dans le calcul. Production personnelle.....	56
Figure 45 : Emplacement des sections d'étude. Production personnelle.....	57
Figure 46 : Ecoulement sur profil érodé avec fosse d'érosion à t=3,5s. Production personnelle	65
Figure 47 : Ecoulement sur profil érodé avec fosse d'érosion à t=4s. Production personnelle	65
Figure 48 : Ecoulement sur profil érodé avec fosse d'érosion à t=4,9s. Production personnelle	65
Figure 49 : Exemple d'un « wave return wall », avec un rebord côté mer limitant le franchissement, source : EurOtop 2016	66
Figure 50 : Maillage du mur vertical. Production personnelle	67
Figure 51 : Vague à t=0s. Production personnelle	67
Figure 52 : Vague à t=1,05s. Production personnelle	68
Figure 53 : Vague à t=1,15s. Production personnelle	68
Figure 54 : Vague à t=2,25s. Production personnelle	68
Figure 55 : A gauche t=1,875s, à droite t=2,5s. Fichiers à partir desquels le volume franchi a été calculé. Production personnelle	69
Figure 56 : Vague à t=0,95s. Production personnelle	70

Introduction

Dès le début de la sédentarisation, les populations se sont installées à proximité des fleuves et de la mer. Ces espaces ont été privilégiés pour l'implantation des villes : la proximité des fleuves garantit l'approvisionnement en eau pour les populations et pour ses activités comme l'agriculture, l'industrialisation... L'implantation de villes en bord de mer crée un accès direct entre terre et mer en particulier dans les estuaires, et présente de nombreux intérêts militaires, économiques, et aujourd'hui également touristiques.

Les cours d'eau et les mers sont soumis à des aléas hydrologiques qui peuvent menacer les installations de l'homme dans ces espaces. Les premières traces d'endiguement en France remontent à l'Antiquité, bien que la culture du risque ait certainement été différente de celle d'aujourd'hui.

Il existe trois grandes catégories d'ouvrages hydrauliques : les barrages, les digues fluviales et les digues maritimes. Concernant les barrages, le risque est perçu depuis plus d'un siècle, comme « risque technologique », avec des inondations rapides et localisées en cas de rupture. Dans ce domaine, la communauté scientifique est presque inexistante, mais le secteur professionnel est bien structuré en France avec l'appui du CFBR¹. En ce qui concerne les digues, la prise de conscience du risque est beaucoup plus récente (environ une vingtaine d'années). Le risque est considéré comme « risque naturel », avec une occurrence perceptible et des inondations lentes et étendues. Dans le cas maritime, la communauté scientifique est regroupée autour des compétences de Génie côtier et Génie Civil, avec un secteur professionnel structuré et plusieurs « Pôles mer ». Au contraire dans le cas fluvial, la communauté scientifique pour le Génie Civil est peu représentée et pour le domaine de l'hydraulique fluviale la communauté scientifique ainsi que le secteur professionnel ne sont pas structurés. Les différences relevées précédemment en fonction des catégories d'ouvrages hydrauliques peuvent fournir une partie de l'explication quant aux défaillances de ces ouvrages.

Une part des pathologies de ces ouvrages est aujourd'hui bien maîtrisée par les ingénieurs, notamment celles liées au glissement, mais la plupart des défaillances font encore l'objet d'études et de recherches. Ces dix dernières années, la communauté scientifique a fait d'importants progrès dans la description des mécanismes de l'érosion interne et la modélisation hydromécanique de cette défaillance. L'érosion externe par surverse ou franchissement par paquets de mer est quant à elle encore peu étudiée. Les sollicitations hydrauliques sur les ouvrages de protection sont relativement bien connues, au contraire des paramètres qui concernent leur résistance. Aujourd'hui, il est admis que les ouvrages de protection en terre ne résistent pas à la surverse (Mériaux et al., 2004).

Ce travail de fin d'études s'intègre dans des projets de recherche liés à l'érosion externe. Nous nous intéressons en particulier à l'aspect hydraulique intervenant dans ce phénomène : est-il possible de reproduire

¹ Comité Français des Barrages et Réservoirs

expérimentalement et numériquement un écoulement aéré à surface libre caractéristique d'une surverse et d'un franchissement maritime à l'aide des moyens dont dispose actuellement la communauté scientifique ?

L'objectif du rapport est de valider ou non les résultats des modélisations numériques réalisées pendant ce stage par rapport aux résultats expérimentaux des essais de surverse réalisés par Irstea en 2017, et de tester sur quelques cas simples la modélisation numérique du franchissement à l'aide du même programme de calcul.

Dans un premier temps ce rapport présentera un état de l'art en France des digues fluviales et maritimes ainsi que de l'avancement des modélisations numériques. Dans un second temps, il sera présenté les essais de surverse sur des digues fluviales expérimentales auxquels j'ai eu l'occasion de participer. Enfin ce travail présentera les modélisations numériques d'écoulement à surface libre que j'ai réalisées à partir du programme de calcul BB-AMR3D, en cours de développement à l'université de Toulon.

1. Etat de l'art en France

1.1 Dignes fluviales

1.1.1 Eléments de contexte

Une digue est un ouvrage construit par l'homme qui « a pour effet de s'opposer à l'expansion de l'eau : l'ouvrage surplombe la zone protégée de l'expansion des crues et crée un différentiel de charge hydraulique entre la zone soumise à l'expansion des crues et la zone protégée qu'elle sépare » [3].

D'après le recensement effectué par le SIOUH² de 1999 à 2012, on dénombre en France 6587 digues en France, représentant un linéaire de 8586 km. Parmi ces digues, 93,4% sont considérées fluviales, soit 8030 km.

Le parc de digues s'étend sur presque toutes les régions de France, avec une forte proportion dans les régions Rhône-Alpes et Provence-Alpes-Côte d'Azur qui représente environ 37% du linéaire total.

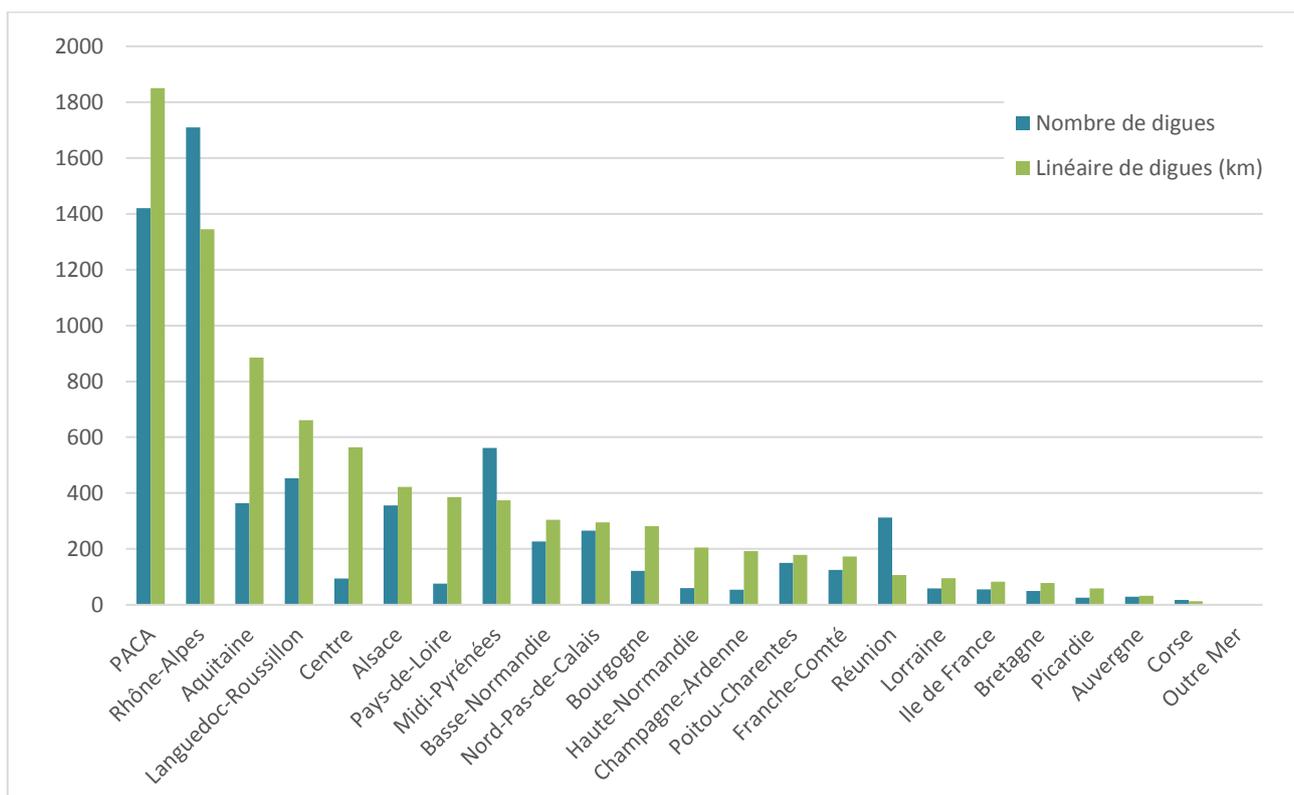


Figure 1 : Répartition géographique des digues en nombre et en linéaire, source : Le système d'Information sur les Ouvrages Hydrauliques (SIOUH), état des lieux en France.

² Système d'Information sur les Ouvrages Hydrauliques

Le décret du 11 décembre 2007 établit un classement des digues, A, B, C ou D, sur les critères suivants :

- La hauteur de l'ouvrage de protection,
- Le nombre d'individus protégés.

Ce classement est résumé dans le tableau suivant :

Hauteur	Population protégée	A	B	C	D
> 1 m	50 000 habitants	x			
> 1 m	1 000 habitants		x		
> 1 m	10 habitants			x	
> 1 m	< 10 habitants				x
< 1 m	> 10 habitants				x

En France, près de la moitié du linéaire de digues est de classe C, 29% du linéaire est de classe B et 23% est de classe D, digues fluviales et maritimes confondues.

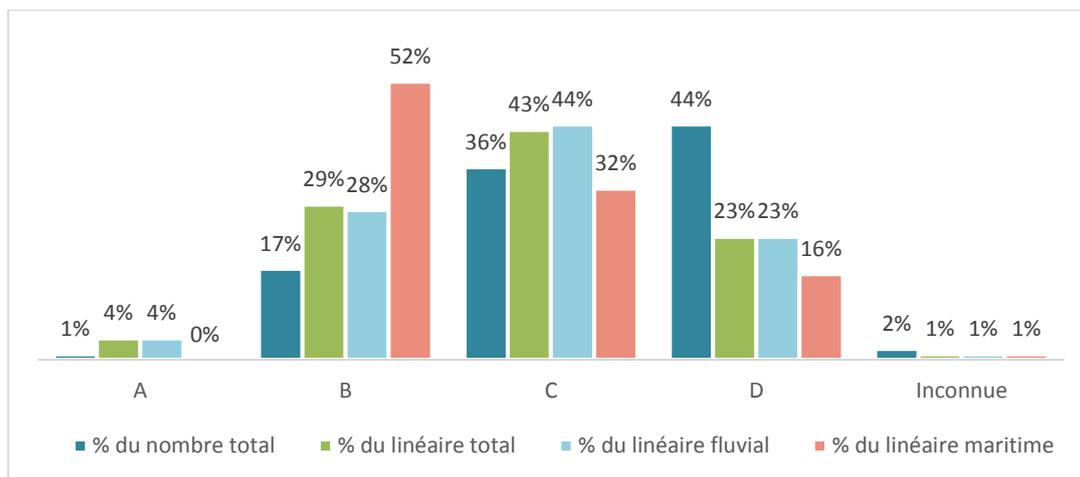


Figure 2 : Répartition en nombre et en linéaire par classes de digues, source : Le système d'Information sur les Ouvrages Hydrauliques (SIOUH), état des lieux en France.

La parution du décret 2015-526 le 12 mai 2015 modifie sensiblement le classement des digues : C : de 30 à 3 000 personnes ; B : de 3 000 à 30 000 personnes ; A : au-delà de 30 000 personnes, et supprime la classe D. De plus, les digues doivent mesurer au moins 1,5 m pour être considérées en tant que telles.

1.1.2 Fonctions des digues fluviales

La première fonction d'une digue fluviale est de protéger une zone définie contre les inondations. Une fois la digue en place, cette zone est appelée « zone protégée ». Ces zones sont indiquées dans le Plan de Prévention du Risque Inondation des communes et sont bien définies, même avec un système d'endiguement pouvant changer le parcours de l'eau lors d'une crue.

Il est essentiel de considérer le système d'endiguement dans son ensemble et pas uniquement une digue à un endroit donné : tout le système de protection doit être dimensionné en se basant sur une crue de projet.

Dans un environnement fluvial, les digues peuvent assurer les fonctions suivantes :

- Empêcher le passage de l'eau en retenant celle-ci en dehors de la zone à protéger,
- Canaliser l'écoulement vers une zone non protégée afin d'éviter l'inondation de la zone protégée,
- Contenir l'eau dans un zone tampon faisant alors office de réservoir, pour réduire l'inondation en aval. L'ouvrage est alors considéré au sens réglementaire comme un barrage et doit être dimensionné de façon suffisante.

Il existe également des systèmes de réservoirs à proximité de certaines digues, utilisés pour stocker l'eau en cas d'inondations, par exemple dans un bassin placé à côté du cours d'eau ou dans un affluent : ces réservoirs ne servent qu'en cas de crue et sont vides la plupart du temps.

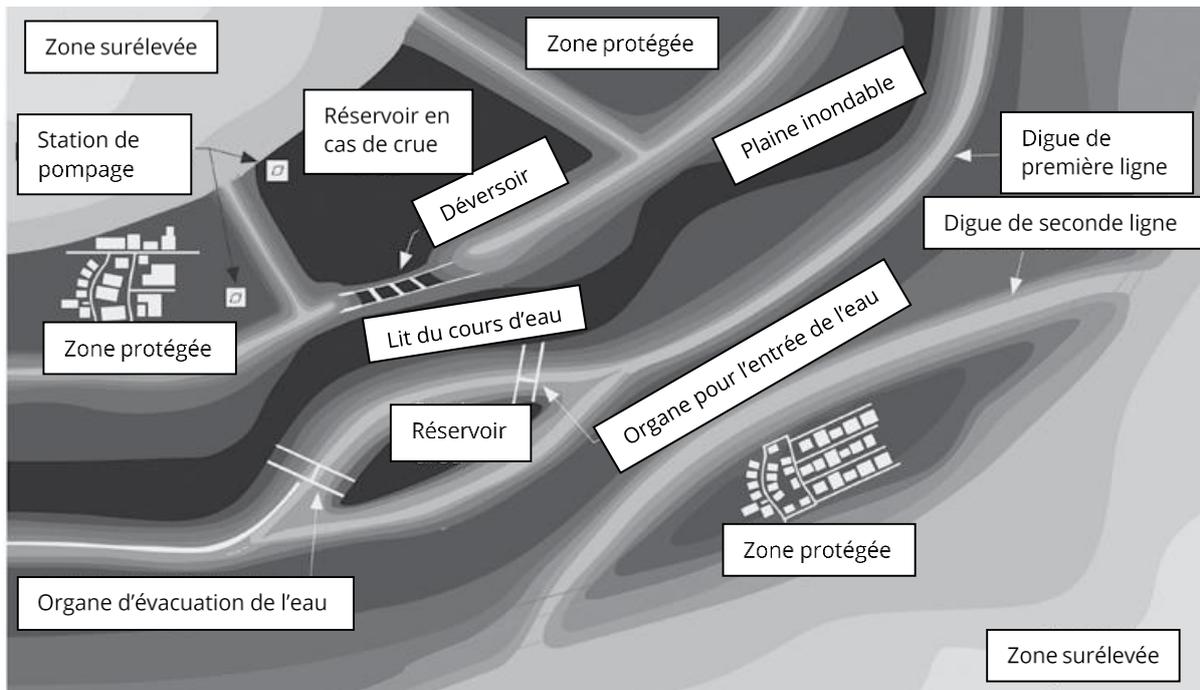


Figure 3 : Différentes façons de canaliser l'eau des crues au moyen de digues, d'après the International Levee Handbook

Pour les personnes habitant en zone à risque mais protégée, celles-ci sont souvent moins vigilantes et quant au risque réel d'inondation, et les dommages peuvent alors être importants lorsqu'un tel événement se produit.

Dans beaucoup de pays, un investissement financier moins important est constaté dans ce domaine par rapport à d'autres ouvrages hydrauliques tels que les barrages. Il n'existe souvent pas de document technique pour la conception et l'entretien, générant un niveau de protection non optimal.

En France, le CFBR créé en 1926 a pour mission de favoriser le progrès dans la conception, la construction, l'entretien et l'exploitation des barrages. Depuis quelques années il s'intéresse également aux digues fluviales dans ses travaux de recherche. Il anime des groupes de réflexion nationaux chargés d'élaborer des recommandations permettant aux gestionnaires un suivi complet des ouvrages dont ils sont responsables.

Outre la protection contre les inondations, il est important d'intégrer les fonctions secondaires des digues qui impactent leur conception et leur entretien. Le long des cours d'eau, les digues constituent souvent une infrastructure de transport, que ce soit routière ou ferroviaire.



Figure 4 : A gauche, rampe d'accès au Danube à proximité de Regensburg, Allemagne, à droite : Berges du Rhône aménagées, sources : the International Levee Handbook et la Ville de Lyon

Les digues peuvent aussi être utilisées par les villes pour installer des espaces de loisirs et de détente ainsi que des infrastructures telles des pistes cyclables.

L'utilisation des digues et des bermes est assez fréquente dans le cadre de l'agriculture et d'aires de pâturages pour les animaux. Ceci a pour intérêt de contrôler le développement de la végétation, mais il est important de surveiller l'état de la digue, la couche supérieure de celle-ci pouvant être détériorée suite au piétinement des animaux.



Figure 5 : Moutons pâturant sur une digue en remblai, source : International Levee Handbook

Pour un bon fonctionnement d'un ouvrage de protection, il est important de veiller à ce qu'il soit résistant aux charges qu'il devra supporter pendant sa durée de vie, et d'assurer un entretien régulier accompagné d'une inspection de l'ensemble de l'ouvrage. En France, le gestionnaire est tenu de réaliser une étude de danger³. Les inspections du service de contrôle, à ce jour les Directions Régionales de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement (DREAL) ont lieu a minima tous les ans sur les digues de classe A, tous les 5 ans sur les ouvrages de classe B et tous les 10 ans pour ceux de classe C.

³ D'après l'article R. 214-115 C. env. du code de l'environnement, sauf pour les digues de classe D.

1.1.3 Caractéristiques des digues fluviales

Historiquement, un grand nombre de digues a été mis en place pour protéger les terres agricoles des crues saisonnières. Construits avec des matériaux prélevés sur place, ces systèmes d'endiguement ont été modifiés et élevés pour fournir une protection plus importante sur des périmètres plus larges. L'exode rural et l'urbanisation grandissante ont transformé d'anciennes terres agricoles en zones urbaines, nécessitant un niveau de protection plus élevé pour la population s'y installant. Le développement des infrastructures de protection a attiré l'implantation d'usines et la construction d'habitations, sans réglementation alors adaptée pour garantir la sécurité des personnes et des biens en cas de crue exceptionnelle.

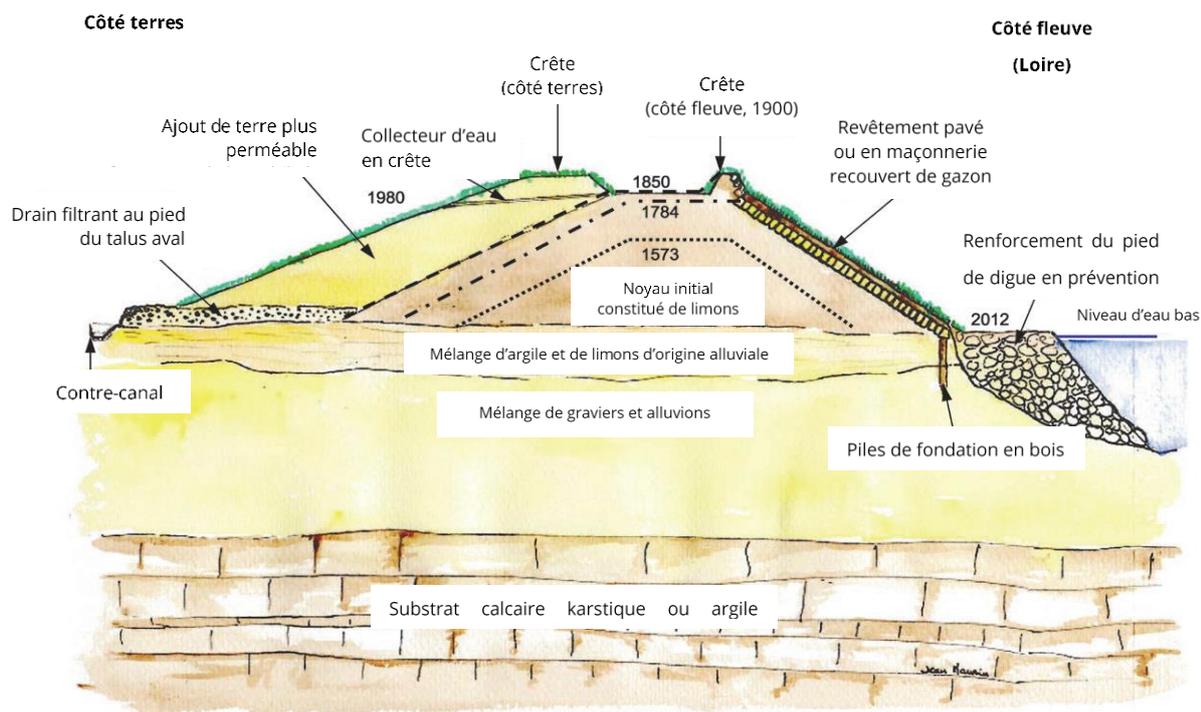


Figure 6 : Coupe transversale « type » d'une digue de la Loire et évolution de la structure au cours du temps, d'après the International Levee Handbook

Les problématiques communes aux digues existantes sont :

- Des plans ne représentant pas la réalité des matériaux mis en place,
- Des noyaux de remblais présentant parfois des vides, en raison de mauvais dispositifs de construction ou d'infiltrations,
- Des discontinuités de composition tout au long du linéaire,
- Des défaillances de capacité,
- Des structures complexes avec différentes étapes de construction,
- Des documents manquants pour la description des digues,
- L'évolution des matériaux au cours du temps.

Pour garantir le bon fonctionnement et vieillissement d'une digue, celle-ci doit comporter des dispositifs de :

- Protection externe, contre l'érosion externe,
- Stabilité, contre le glissement et le basculement du corps de digue,
- Imperméabilité, pour se prémunir d'infiltrations trop importantes à l'origine d'érosion interne,
- Drainage et filtration pour évacuer l'eau étant tout de même parvenue à s'infiltrer dans le remblai.

Dans le cadre de ce stage, les études fluviales ont été menées sur des digues homogènes en remblai, que ce soit pour la partie expérimentale et pour la partie numérique.

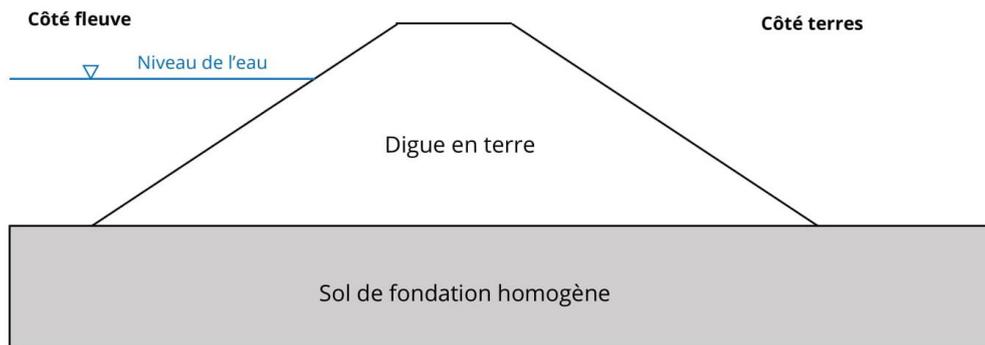


Figure 7 : Digue homogène en remblai. Production personnelle

1.1.4 Principales défaillances

Glissement et effondrement

Le glissement représente environ 6% des ruptures observées sur les ouvrages hydrauliques. Cette défaillance est bien appréhendée par les ingénieurs, ce qui explique probablement la faible proportion de rupture d'ouvrages hydrauliques par glissement en masse.

L'équilibre d'un talus dépend de sa géométrie, des caractéristiques mécaniques des matériaux, et de la présence d'eau dans le sol. Par exemple lorsqu'on augmente la pente d'un remblai, il peut arriver un stade où les forces motrices dues au poids des terres l'emportent sur les forces résistantes dues au frottement le long de la surface de rupture, provoquant un glissement aval de l'ouvrage. Ce cas de glissement se produit souvent lorsque l'ouvrage hydraulique est en charge. Il est donc particulièrement dangereux par rapport à la quantité d'eau qu'il peut laisser pénétrer dans la zone protégée s'il provoque la rupture d'une partie de l'ouvrage. Le glissement du parement amont peut également se produire, en particulier dans le cas d'une vidange d'un ouvrage ou d'une décrue. En effet lorsque l'ouvrage est en charge, l'eau sature le sol et apporte une poussée stabilisatrice. Pour le cas des sols sans cohésion, la tenue du parement amont dépend bien souvent de cette poussée stabilisatrice de l'eau.

Erosion interne

L'érosion interne est « l'entraînement vers l'aval des particules constitutives du remblai sous l'action d'un écoulement provenant de la retenue ou de la nappe » [6]. Elle provoque la destruction progressive de l'étanchéité du remblai par l'action mécanique de l'eau, et se développe sous l'action conjointe de l'arrachement et du transport des particules.

L'érosion interne peut se développer à partir de tout défaut initial d'étanchéité, à la suite d'un accident ou en raison du vieillissement de l'ouvrage, par les mécanismes suivants :

- **Erosion de conduit** : Un défaut pré-existant de type fissure ou conduit, traverse une partie du remblai. L'eau qui circule dans ce conduit développe un entraînement suffisant pour arracher et transporter les particules des parois. Ce type d'érosion concerne les sols cohésifs.

- **Erosion régressive** : L'écoulement à travers l'ouvrage entraîne des particules vers aval. Cela crée un conduit ou une perte de matière qui progresse vers l'amont. Si ce conduit est tenu par une partie supérieure cohésive ou si la perte de matière atteint la retenue amont, une brèche peut s'initier.
- **Erosion de contact** : L'écoulement qui traverse un sol grossier entraîne les particules d'un sol fin au contact des grains grossiers.
- **Suffusion** : L'écoulement traversant un matériau à granulométrie discontinue ou étalée entraîne les particules de la fraction fine libres de se mouvoir à travers les vides des particules grossières (ou squelette).

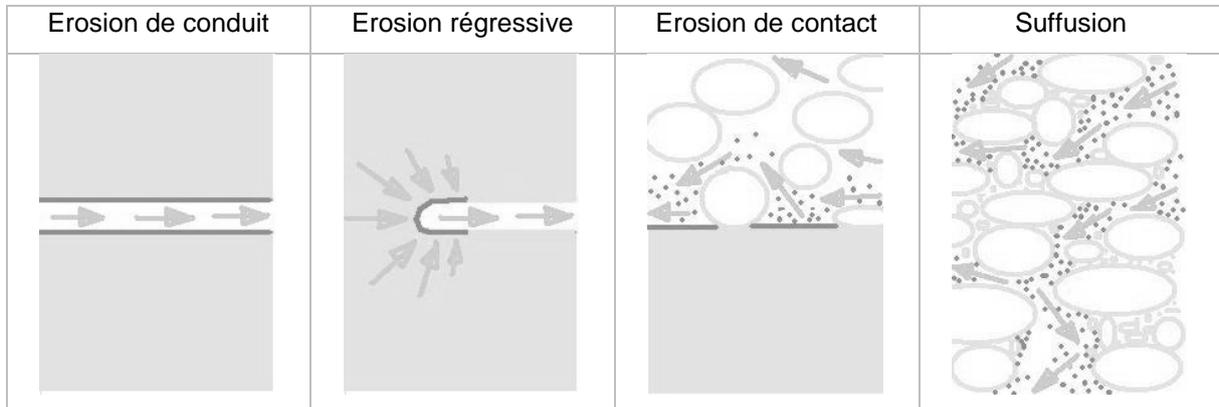


Figure 8 : Illustration des mécanismes d'initiation de l'érosion interne, source : IRSTEA

Erosion externe

L'érosion externe représente près de la moitié des ruptures d'ouvrages hydrauliques. Elle peut être la conséquence de différents phénomènes.

Les **affouillements** correspondent à l'érosion du pied de berge et se présentent le plus souvent sous forme de niches plus ou moins circulaires avec des parois verticales. Par ruptures successives, ils peuvent provoquer la destruction du talus. Cela est dû aux sollicitations de l'eau telles que les courants (courants naturels ou induits par la navigation), les vagues (batillage, vent), l'abaissement du plan d'eau (marnage), ou son exhaussement (crues, onde de proue).



Figure 9 : Ondes générées par le passage d'un bateau et affouillement résultant d'une berge, source : CEREMA

Lorsqu'un bateau avance, celui-ci déplace un volume d'eau. Ce volume crée un courant de retour, dommageable pour les berges et le fond des canaux. Cette accélération locale de l'eau provoque un abaissement brusque du plan d'eau au niveau du bateau, tandis que le volume poussé forme le bourrelet de proue. Des ondes secondaires sont ensuite créées à l'arrière du bateau, appelées ondes de batillage.

L'**érosion par surverse** correspond au débordement de l'eau par-dessus la digue ou son système d'étanchéité, qui conduit généralement et rapidement à la brèche par une instabilité générale ou à une érosion régressive du talus côté terre puis de la crête. Cette cause de rupture se retrouve essentiellement sur les ouvrages endiguant les fleuves et rivières.

Dès le début d'une surverse, l'eau acquiert une forte vitesse sur le talus aval de l'ouvrage et érode le talus par arrachement des grains transportés vers le bas. La contrainte tractrice appliquée par une lame d'eau de 1 centimètre de haut sur un talus de pente $i=1/3$ vaut $\tau_0 = \gamma_w \cdot h \cdot i = 33 \text{ Pa}$ [2]. Or la contrainte tractrice admissible pour un sol est de l'ordre de 3 à 30 Pa, une faible hauteur de déversement suffit à entraîner l'arrachement des grains. Ce mécanisme est régressif : l'arrachement des grains supprime la force de butée qu'ils appliquaient aux grains situés à leur amont, de sorte que ceux-ci peuvent à leur tour être arrachés.

Dans le cas d'un sol non cohésif compact, le début d'érosion se produit à la base du talus, là où l'eau atteint sa vitesse maximale et rencontre brutalement un changement de direction. Lorsque l'écoulement est en régime stationnaire, le niveau aval s'élève et un ressaut s'installe (tracé (1) en pointillés de la figure 12). Si la crue est courte, l'érosion régressive vers le haut n'entaille pas la crête, mais si le déversement se poursuit, le sillon formé atteint la position critique (2) où la crête est complètement traversée. A partir de cet instant c'est l'eau de la retenue qui poursuit le processus d'érosion, même dans le cas où la surverse se serait arrêtée.

Dans le cas d'un sol non cohésif lâche, le début d'érosion peut se produire dès la crête de l'ouvrage, à l'extrémité aval de celle-ci. Le creux formé capte les écoulements et se développe vers l'aval. L'érosion se développe simultanément vers l'aval et vers l'amont, et dans le cas où la crue dure suffisamment longtemps, l'érosion atteint le même point critique détaillé précédemment et une brèche se forme.

Dans le cas des sols cohésifs compacts, l'érosion débute au pied de l'ouvrage par une fosse d'érosion que l'écoulement creuse sous l'impact du jet provoqué par le changement de pente du talus. La fosse s'élargit par les côtés et progresse vers l'amont. Un chenal se creuse de manière régressive avec un départ des matériaux par blocs conduisant à un profil en marches d'escalier selon un processus nommé « headcutting » (voir figure 12 (c)). Deux paramètres déstabilisent les blocs, il s'agit de l'action de l'eau au sommet du bloc, et le poids des blocs eux-mêmes, fragilisés par l'érosion qui se développe sous leur base. Le sol est emporté par le courant et les blocs désagrégés. Lors de ce processus d'érosion, les marches se forment de façon régressive vers l'amont, tout en augmentant de hauteur et en diminuant en nombre. Une fois le coin amont de la crête atteint, qui correspond au point critique des deux cas précédents, une brèche se forme et le processus d'érosion se poursuit rapidement avec l'écoulement de l'eau de la retenue vers l'aval.

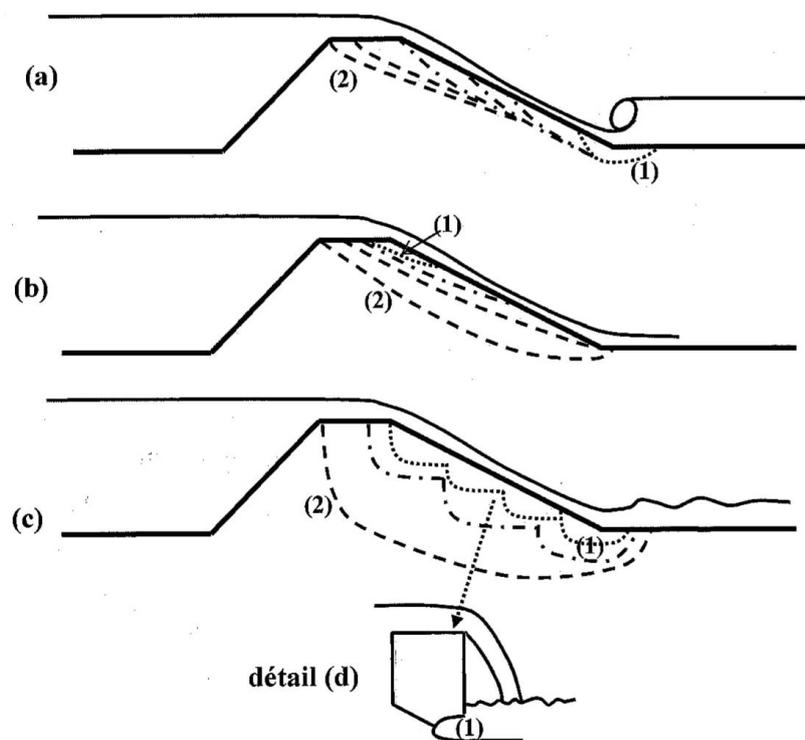


Figure 10 : Principe de l'érosion par surverse d'un barrage en terre ; en (a) sol pulvérulent compact ; en (b) sol pulvérulent lâche ; en (c) sol cohésif. En (1), initiation du processus érosif ; en (2), initiation de la brèche dans le barrage, source : Conception des barrages, ISBA

1.1.5 Événements marquants

Les crues des années 1990 et 2000 en France dans le delta du Rhône ont fortement marqué les esprits en raison de leur importance et des dégâts matériels et humains qui ont suivi.

La Camargue est aujourd'hui une réserve naturelle qui se situe dans le delta du Rhône. Le delta a été fortement anthropisé dès le 12^e siècle, suite à la volonté de la population locale de protéger les cultures agricoles ainsi que les habitations. Il comprend aujourd'hui deux bras actifs : le grand Rhône et le petit Rhône, entre lesquels se situe l'île de Camargue. Le système d'endiguement est composé de la digue à la mer, afin d'empêcher toute incursion marine, et de digues fluviales de part et d'autre de chaque bras du Rhône, destinées à prévenir tout débordement du fleuve en cas de crue.

Ce rempart de digues semble effacer le risque inondation, jusqu'en octobre 1993 et janvier 1994 où surviennent d'importantes crues du fleuve. Après une période de sécheresse prononcée, de très fortes intempéries ont alimenté le bassin pour atteindre un débit de 9 100 m³/s à Beaucaire en octobre 1993 (période de retour de 20 ans) et 10 000 m³/s au mois de janvier de l'année suivante (période de retour de 40 ans). En quelques jours, 14 brèches ouvertes dans les digues du Rhône sont recensées, et inondent 12 500 ha, l'inondation étant favorisée par la morphologie en cuvette de la tête du delta. A la suite de ces crues est créé un syndicat intercommunal de gestion des digues qui deviendra ensuite le SYMADREM⁴, actuellement gestionnaire de 12,5% du linéaire de digues de classes A et B en France.

⁴ Syndicat mixte d'aménagement des digues du Rhône et de la Mer

Deux crues majeures du Rhône sont survenues en 2002 et 2003. Sur le cours aval du Rhône, la crue de 2003 a été la 3^{ème} en termes de gravité après celles de 1856 et 1840, avec une période de retour légèrement supérieure à 100 ans. Les inondations des 3 et 4 décembre 2003 ont touché plus de 12 000 personnes sur l'ensemble du delta et occasionné plus de 700 millions d'euros de dégâts. A la suite de ces événements les pouvoirs publics ont réagi en mettant en place un vaste plan de lutte contre les inondations intitulé « Plan Rhône ». La stratégie globale de prévention des inondations est axée sur des principes de solidarité face aux crues et de choix d'aménagements du territoire, en reposant également sur un meilleur niveau de protection et sur le partage d'une culture du risque pour tous. Certaines actions inscrites au Plan Rhône ont été identifiées comme étant prioritaires, à savoir les travaux de confortement de la digue de Beaucaire, entre Beaucaire et Fourques, ainsi que les travaux de sécurisation, de surveillance et d'intervention en période de crue.

1.1.6 Caractérisation de la surverse

La résolution des équations de Navier-Stokes permet de décrire les écoulements de fluides newtoniens en 3 dimensions. Une façon de simplifier le problème consiste à réduire le nombre de dimensions, pour résoudre les équations de Navier-Stokes à surface libre bidimensionnelles verticales. Une autre approche consiste à rechercher les termes qui peuvent être négligeables. A partir des équations de Navier-Stokes hydrostatiques en faisant la moyenne des vitesses verticales, hypothèse possible en raison des faibles accélérations dans cette direction, sont déduites les équations de Saint-Venant bidimensionnelles :

Continuité

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = 0$$

Quantité de mouvement

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = D_x + S_x - g \frac{\partial Z_f}{\partial x}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial y} = D_y + S_y - g \frac{\partial Z_f}{\partial y}$$

u, v : composantes de \vec{u} , vitesse moyenne sur une verticale,

Q_x, Q_y : composantes du débit,

h : hauteur d'eau,

Z_f : cote du fond,

D_x, D_y : termes de diffusion,

S_x, S_y : termes sources (frottement sur le fond, Coriolis, vent, etc...),

g : accélération de la pesanteur.

Avec les équations de Saint-Venant interviennent des changements importants dans la résolution des équations : la surface libre devient une simple inconnue sur un maillage bidimensionnel et ne conditionne plus la forme du maillage comme c'est le cas avec le problème de Navier-Stokes en 3D, et les équations sont des équations de fluide compressible, le rôle de la pression étant joué par la hauteur d'eau.

Les applications fluviales d'un modèle Saint-Venant 2D permet de réaliser des calculs dans un bief de rivière, d'étudier par exemple des rejets thermiques ou encore l'influence d'un ouvrage d'art (piles de pont...).

Pour simuler des écoulements en trois dimensions, des méthodes numériques en différences finies (MacCormack, 1971), volumes finis ou éléments finis ont été validées, et depuis les années 1980 des améliorations ont été apportées pour réduire des temps de calcul souvent très conséquents. La possibilité de raffinement de maillage dans une zone d'intérêt tout en gardant un maillage grossier loin de l'écoulement permet de réduire la taille des systèmes d'équations à résoudre. Ce raffinement s'appuie dans certains modèles sur critère de production numérique d'entropie [9, 10].

Des algorithmes eulériens sont préférés en dynamique des fluides pour suivre de larges mouvements qui caractérisent les écoulements. Certains de ces modèles sont capables de prendre en compte un support poreux et de traiter des conditions de déversement variables (Larese et al., 2014), ou encore de prendre en compte le transport de sédiments et d'inclure des mécanismes de formation d'une fosse d'érosion, souvent développée en présence d'un ressaut hydraulique lors du passage d'un écoulement en régime supercritique (nombre de Froude > 1) à un régime subcritique (nombre de Froude < 1).

1.2 Ouvrages de protection maritimes

1.2.1 Éléments de contexte

À la suite de l'état des lieux des digues dans le SIOUH, sur les 8 586 kilomètres de digues en France, 556 sont de proximité maritime, soit 6,4% du linéaire total. Le linéaire côtier français est composé de 7 124 km de côtes dont environ 35 % de côtes sableuses, 20 % de marais et 40 % de côtes rocheuses (IFEN, 2007). En négligeant le faible linéaire de digues hors France métropolitaine recensées dans le SIOUH, 7,8% des côtes françaises sont endiguées.

A proximité du littoral la densité de population est 3 fois supérieure à la moyenne nationale. Les côtes sont des espaces dynamiques, où les activités humaines sont variées et nombreuses, et l'accroissement de la population entre 2007 et 2040 y est estimée à 18,7% (INSEE, 2011).

Dans ce contexte, la protection de ces espaces de plus en plus peuplés contre les submersions marines est un enjeu majeur pour la sécurité de ces personnes.

Prédire le volume franchissable en cas de tempête et d'événement exceptionnel permet d'estimer le niveau de protection contre les submersions, et de mettre en place des dispositifs d'urgence adaptés au risque. Ces dispositifs s'appuient sur le franchissement pouvant être toléré, en fonction de la sécurité des piétons et véhicules se trouvant à proximité de l'ouvrage de protection. Toute la difficulté réside dans la modélisation des conditions de mer en eaux peu profondes à proximité des côtes, qui dépendent d'un grand nombre de variables.

1.2.2 Niveaux et conditions de mer

Niveau d'eau

La détermination des niveaux d'eau extrêmes à la côte est essentielle pour pouvoir définir la hauteur de crête des ouvrages de protection, lors de leur conception ou de leur révision. Le niveau d'eau dépend du niveau moyen, des marées, de variations de pressions atmosphériques, de l'influence du vent et de composantes locales.

Pour les ouvrages côtiers en communication directe avec la mer, le niveau d'eau moyen peut être considéré comme étant constant, tout en prenant en compte dans la conception l'augmentation du niveau des mers.

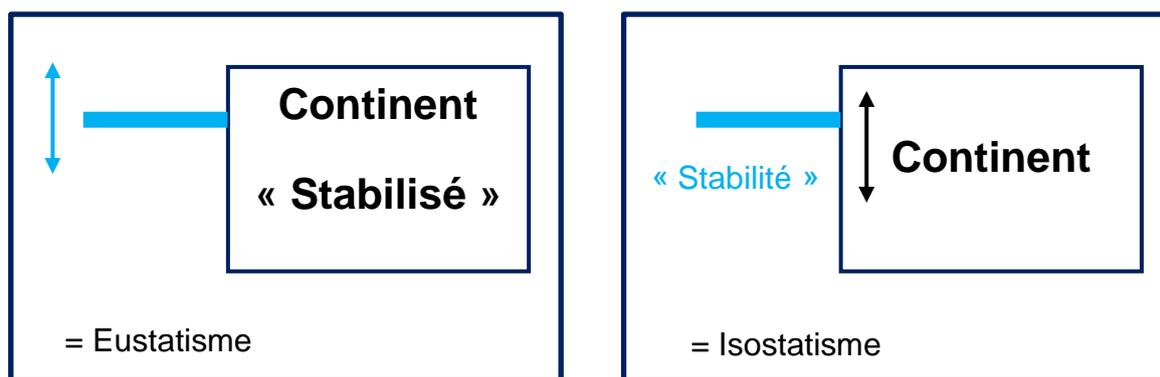


Figure 11 : Schéma illustrant la différence entre l'eustatisme et l'isostatisme, d'après l'enseignement dispensé à l'ENTPE par Céline Trmal

Cette augmentation du niveau des mers dépend des facteurs suivants :

- Dilatation thermique des eaux océaniques (effet stérique),
- Des transferts d'eau depuis la calotte glaciaire vers l'océan,
- De la géométrie des bassins océaniques : l'activité et le nombre de dorsales océaniques influence le niveau d'eau local.

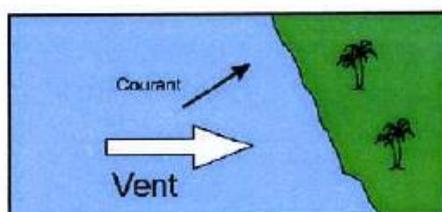
D'après les scénarios proposés l'élévation devrait être de 0,26 à 0,82 m (GIEC, 2013) en 2100. Néanmoins selon la vitesse de fonte des calottes glaciaires, la hausse du niveau des océans pourrait atteindre 1 à 2 m en 2100, sachant que celle-ci est non-homogène spatialement.

Les forces astronomiques sont responsables des marées, qui sont parfaitement prédictibles. Les effets gravitationnels variables à la surface des océans génèrent des marées de période bien définie, principalement diurnes et semi-diurnes. Hormis les marées causées par la rotation de la terre, d'autres périodicités apparaissent, notamment la demi-période du cycle lunaire.

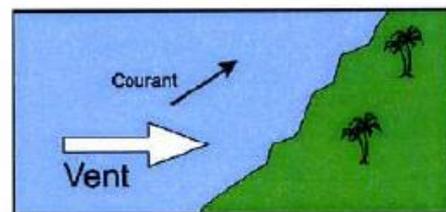
Les surcotes sont influencées par plusieurs phénomènes physiques :

- La dénivellation due au vent, nommée « wind set-up », peut contribuer aux niveaux d'eau extrêmes notamment dans les zones peu profondes (Manche et Mer du Nord par exemple),
- La topographie du fond et la bathymétrie influencent directement le niveau d'eau et la hauteur des vagues :
 - En eaux profondes il n'y a pas de surcote,

- Près des côtes en eaux profondes la surcote est faible ou nulle,
- En eaux peu profondes à proximité du littoral la surcote est favorisée.
- Le « wave set-up », composante locale, correspond à une surélévation du niveau moyen due à la houle déferlante.
- La configuration de la côte : les côtes concaves (baies) favorisent les surcotes tandis que les formes convexes les réduisent.



Blocage : **surcote forte**



Écoulement tangentiel : **surcote faible**

Figure 12 : Illustration de l'influence du vent et des courants sur la surcote, source : Météo France

Les niveaux extrêmes sont la combinaison entre les niveaux de marée et les surcotes de pleine mer.

Etat de mer

Au large, il est possible de disposer de données par le biais de modèles numériques de prédiction de la houle basée sur les données de vent ou de modèles de houle. Les données au large peuvent alors être exploitées en conjonction avec un modèle de transformation de la houle pour fournir les conditions de mer sur le site côtier considéré. Généralement les vagues générées au large ont une période comprise entre 1 et 20s. Leur amplitude, période et direction dépendent de la vitesse du vent, de la durée durant laquelle il s'applique, de sa direction, et du « fetch », qui est la distance par rapport à la surface de l'eau sur laquelle le vent agit. Lorsque le vent agit suffisamment longtemps avec un fetch assez grand, les vagues générées en pleine mer peuvent parcourir des distances importantes jusqu'à atteindre les côtes. La prise en compte de ces vagues formées non-localement constitue une difficulté dans la prédiction des conditions de mer : elles peuvent en effet se produire alors que les conditions locales sont clémentes.

Le déferlement des vagues est un phénomène physique difficile à décrire analytiquement mais qui influence le comportement des vagues, le transport de sédiments, la sollicitation des ouvrages côtiers et les conséquences d'une surverse. Souvent, un terme de dissipation d'énergie est introduit dans les modèles lorsque les vagues atteignent une zone de profondeur limitée en comparaison de leur amplitude, afin de considérer même partiellement le déferlement.

Le déferlement en eaux peu profondes affecte la hauteur de houle significative H_{m0} ainsi que la distribution de l'amplitude des vagues.

Les courants, notamment les courants forts, ont une influence sur la propagation des vagues ainsi que sur leur cambrure.

1.2.3 Fonctions des digues maritimes

Tout comme les digues fluviales, les digues maritimes ont pour fonction de protéger certaines zones des inondations. En effet, le littoral est une zone dynamique exposée aux phénomènes naturels d'érosion et de submersion marine, en plus de concentrer un certain nombre d'activités humaines. Les aménagements côtiers ont pour rôle de préserver à long terme la zone littorale, tout en offrant la possibilité pour les hommes de maintenir et développer leurs activités sur les côtes. Le parc d'ouvrages est néanmoins vieillissant et fait face à de nouvelles problématiques tel que le changement climatique générant une montée du niveau de la mer et impactant certaines zones côtières de façon importante.

Les ouvrages sont dimensionnés en fonction d'une houle de projet, qui est définie en fonction des houles du site étudié, et qui prend en compte la durée de vie de l'ouvrage ainsi que le risque admissible.

La protection contre la surverse est une fonction essentielle d'une digue maritime : cette surverse peut avoir lieu de trois façons différentes, selon le niveau de « run-up » des vagues sur la structure. Le run-up correspond à la hauteur atteinte par une vague lorsque celle-ci se brise ou déferle sur l'ouvrage en place. En cas de run-up suffisant, la vague surverse par paquets : une lame d'eau peut s'établir de façon cyclique sur la crête de l'ouvrage. Lors d'un run-up moindre, l'éclaboussure provoquée par le déferlement de la vague représente un volume d'eau susceptible de franchir l'ouvrage. Enfin, l'eau peut être projetée sous forme de « spray » sous l'action du vent sur la crête des vagues. Cependant ce dernier mode de surverse ne contribue pas significativement aux volumes de surverse, c'est pourquoi il n'est pas modélisé. Bien qu'il n'influence que de façon infime le volume de franchissement, il peut réduire la visibilité en cas de vent violent.

Lors de la conception d'une digue maritime, la hauteur de la crête ne prend pas seulement en compte la hauteur de run-up et de surverse par les vagues ou paquets de vague, mais également d'autres paramètres.

En Hollande jusqu'en 2016 [8], les éléments suivants étaient inclus dans la conception des digues et de la définition de la hauteur de la crête :

- Le niveau de référence de la mer, en considérant la probabilité qu'il soit dépassé, défini par une référence standard telle qu'une période de retour donnée,
- La montée du niveau d'eau prévue pendant la période de fonctionnement de l'ouvrage,
- L'affaissement du sol sur la même période,
- La diminution de la hauteur en crête sous l'effet du tassement du corps de digue et de sa fondation,
- Une hauteur supplémentaire selon les conditions de vent possibles,
- Les hauteurs de run-up et de surverse par les vagues.

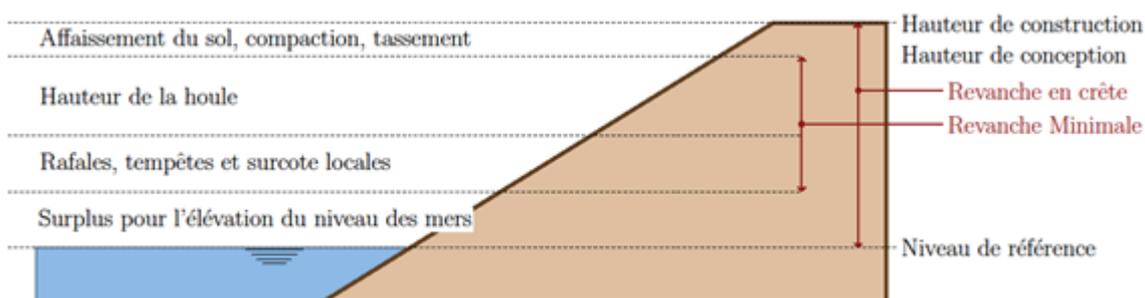


Figure 13 : Différents éléments pris en compte dans la définition de la hauteur en crête d'un ouvrage de protection contre les submersions, d'après l'EurOtop (2016)

Parmi les éléments évoqués précédemment, le concepteur peut influencer sur les paramètres de tassement de sol et du corps de digue. Selon la pente, son matériau et sa rugosité, l'estimation de la hauteur de la vague déferlante pourra également être réduite.

1.2.4 Différents ouvrages de protection contre les submersions

Il existe différents types d'ouvrages de protection maritime :

- Des digues de protection contre l'état de mer : il s'agit des ouvrages présents dans les ports,
- Des digues de protection contre l'érosion, par exemple les épis,
- Des digues de protection contre les submersions marines.

Concernant les digues de protection contre les submersions, les plus communes comportent une pente côté mer et côté terres. Selon la localisation de la digue, le corps constitutif peut être en remblai. Lorsque les pentes, surtout du côté mer, sont revêtues, le niveau de protection contre l'érosion est plus élevé. Il existe des ouvrages complètement bétonnés, ou constitués de blocs réduisant l'impact de la houle sur l'ouvrage.

Il existe également des digues verticales qui tendent à remplacer les digues en maçonnerie. Ces digues peuvent être munies d'un caisson absorbant l'énergie de la houle, ou disposer d'un écran avec des fondations sur pieux.

Les critères de choix entre digues à talus et digues verticales à caissons dans l'aménagement portuaire sont les suivants :

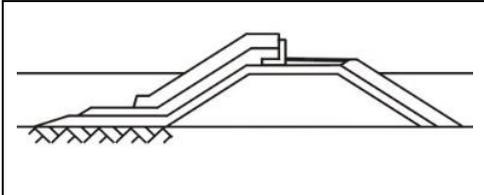
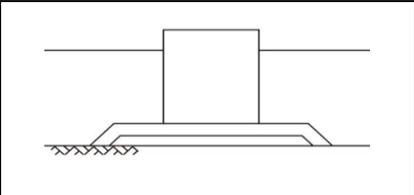
		
Adaptation aux grandes profondeurs		
Emprise au sol		
Matériaux		
Sensibilité géotechnique		
Adaptation aux fortes houles		
Sensibilité aux vagues exceptionnelles		
Coefficient de réflexion		
Ouverture de la passe		
Accostabilité		
Moyens de construction		

Figure 14 : Tableau répertoriant les critères dans le choix de la construction d'une digue à talus ou une digue verticale.
 En rouge : mauvais comportement, en vert : bon comportement, en orange : comportement pas le plus adapté, source :
 issu de l'enseignement dispensé à l'ENTPE par Céline Trmal

Dans le but de réduire l'énergie des vagues, il existe également des ouvrages tels les brises-lames ou musoirs, qui sont des types de digue à la géométrie particulière.

1.2.5 Principales défaillances

Franchissement

Une vague de franchissement est un déversement moyen par mètre linéaire, il est décrit comme un débit (m^3/s) par mètre linéaire. En réalité le déversement par-dessus la crête n'est pas constant dans le temps : il est aléatoire en temps, lieu et volume.

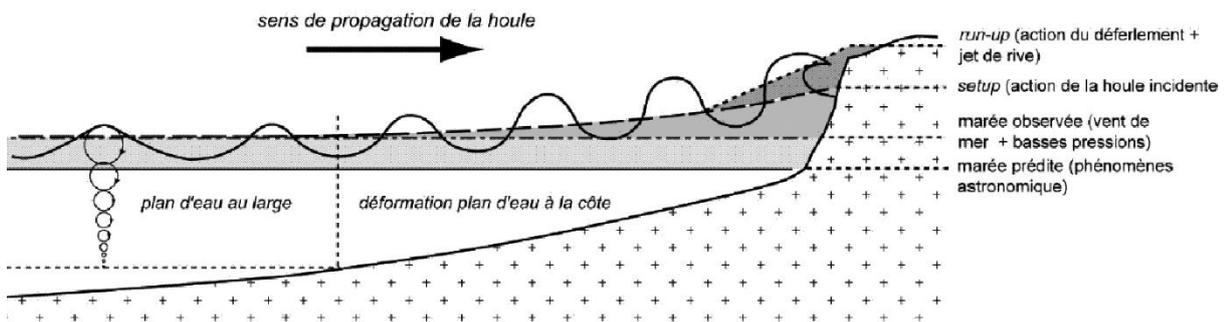


Figure 15 : Illustration de la propagation d'une vague en eaux peu profondes, source : wikihydro

Les submersions marines sont « des inondations épisodiques de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques (forte dépression et vent de mer) et marégraphiques sévères » (Garry et al. 1997). Il y a 3 modes de submersion marine possibles :

- Liés au débordement lorsque le niveau de la mer est supérieur au niveau des ouvrages de défense ou aux traits de cote naturels ;
- Liés à des franchissements par paquets de mer en raison du déferlement des vagues. Les phénomènes de franchissement sont la conséquence d'une élévation instantanée du niveau marin lié au flux et reflux des vagues sur la plage ;
- Liés à la destruction d'un cordon dunaire à la suite d'une érosion importante ou à la rupture d'ouvrages de protection

Les submersions marines sont générées par la combinaison de différents facteurs liés entre eux pour certains et indépendants pour d'autres. Elles dépendent du niveau d'eau statistique à la cote, de la houle à la cote et du système de protection littorale, naturel ou anthropique. Les paramètres comme la hauteur des vagues, la surcote, la marée, peuvent être caractérisés individuellement par une probabilité d'occurrence, pour autant il faut s'intéresser à la combinaison de ces valeurs. En effet, les plus fortes houles de la tempête Klaus du 24 janvier 2009 ont eu lieu à marée basse et n'ont pas causé de dégâts (au contraire des vents forts). Un autre exemple est la tempête Johanna du 10 mars 2008 qui a affecté les côtes bretonnes et a causé de nombreux dommages (en particulier liés à des inondations) alors que, pris individuellement, chacun des paramètres

n'était pas extrême : vents de 130 à 140 km/h, hauteur significative de houle de 10 m sur la bouée des Pierres Noires mouillée au sud de Ouessant, marée de coefficient 105⁵.

Le niveau d'eau à la cote est composé des éléments suivants :

- De l'évolution du niveau de la marée astronomique au large,
- De la déformation de l'onde de marée sous l'effet de la bathymétrie et de la nature des fonds marins,
- D'une chronique de surcotes/décotes au large, générées essentiellement par le passage des anticyclones et des dépressions (on parle alors de surcote/décote atmosphérique),
- De l'action du vent sur le plan d'eau,
- De l'action de la houle sur les courants de marée.

C'est la combinaison de de l'ensemble de ces paramètres qui détermine le niveau « statique » à la côte.

Le système de protection, naturel (cordon dunaire) ou anthropique (digue, ouvrages de protection) se définit par ses caractéristiques physiques comme la pente des talus, la cote de la crête, etc. Si le niveau statique est supérieur à la cote de la crête, alors une submersion par surverse est observée. Il s'agit du même phénomène que dans le cas fluvial, et peut être très sollicitant pour les ouvrages non conçus pour y résister. Le débordement par surverse peut, comme dans le cas fluvial, mener à l'ouverture d'une brèche et à la rupture de l'ouvrage, dont la conséquence directe est l'inondation de la zone protégée.

Apparitions de cavités

Sans entretien courant des ouvrages de protection maritimes, de petites cavités peuvent se former au sein de digues en maçonnerie, en particulier lors du disjointement entre lits de moellons. L'eau qui s'infiltre dans le corps de digue draine des particules fines qui laissent place à des cavités plus ou moins importantes non visibles depuis l'extérieur de l'ouvrage.



Figure 16 : Développement excessif d'une cavité dans la digue d'Asnelles, mai 2011, source : DDTM du Calvados

La présence de cavités peut engendrer la rupture soudaine de l'ouvrage de front de mer.

⁵ Météo France, Previmer, Cetmef

Affouillement en pied de seuil

Lors d'une forte érosion de la plage, la stabilité de certains ouvrages peut être remise en cause. Ces affouillements peuvent être à l'origine de brèches dans le seuil, processus de rupture observé à Saint-Jean-de-Luz à la suite de la tempête de décembre 1951 [28].

1.2.6 Événements marquants

La tempête Xynthia qui a touché le littoral français dans la nuit du 27 au 28 février 2010 a dramatiquement impacté les départements de Vendée et de Loire-Atlantique. Le niveau marin observé durant Xynthia a atteint près de 4,70m NGF dans le sud de la Vendée et près de 4,20m NGF au droit des côtes de Loire-Atlantique, plus éloignées du cœur de la dépression.

Le caractère exceptionnel de cet événement majeur et rare est à relativiser au regard de l'analyse historique menée sur les tempêtes des dernières années, que ce soit celles d'octobre 1882, janvier 1924, mars 1928 ou encore mars 1937 dont les conséquences en termes de submersion sont assez comparables à celles observées lors de Xynthia, bien que la communauté scientifique ne dispose pas de mesures marégraphiques précises permettant de confirmer les niveaux marins alors atteints.

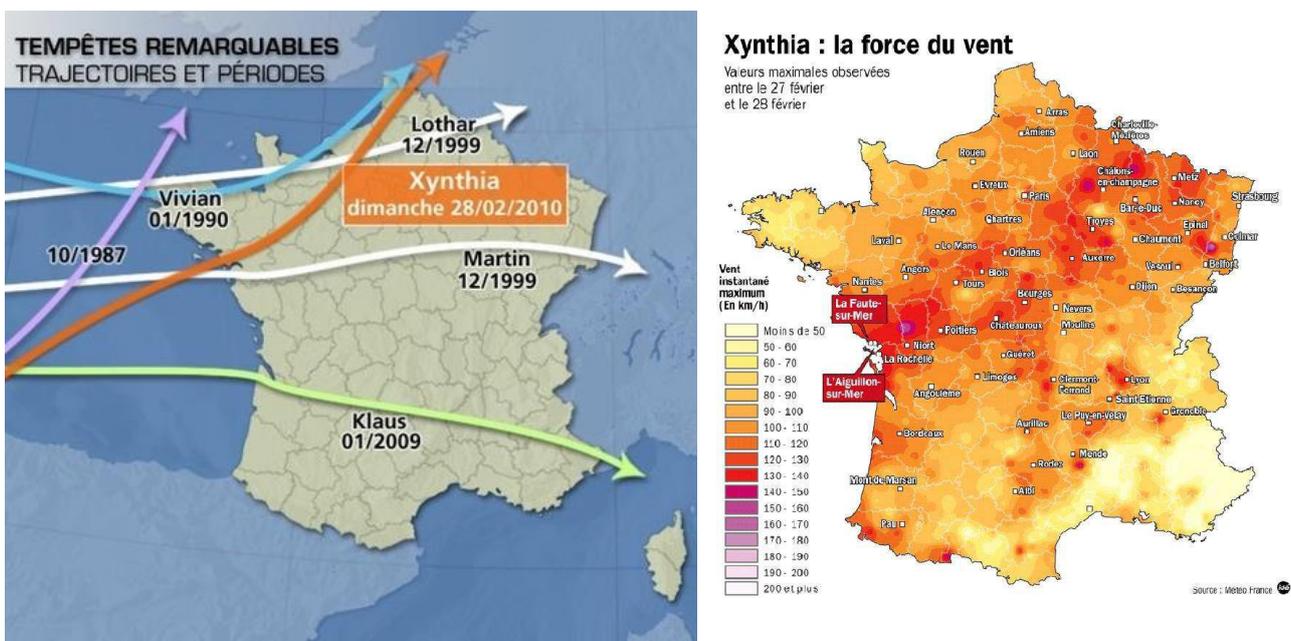


Figure 17 : A gauche, Comparaison de la trajectoire de plusieurs tempêtes récentes, à droite Carte des vents enregistrés lors de la tempête Xynthia le 27 et 28 février 2010, source : La chaîne Météo et Météo France.

Les niveaux marins générés par la concomitance de vents forts (120 à 160 km/h), d'une dépression importante (969 hPa) et d'une marée de fort coefficient 102 correspondent aux plus forts niveaux enregistrés depuis la mise en place de différents marégraphes au cours du 20^{ème} siècle. La surcote générée par la tempête a

dépassé 1,50m au sud de la Vendée et 1,15m en Loire-Atlantique et les niveaux dépassent de façon significative le niveau d'occurrence centennale calculé par le SHOM⁶ dans cette zone géographique.

Près de 23 000 ha ont été submergés. 80% de ces terrains étaient agricoles, 17% des zones humides et milieux naturels, et 3% des secteurs urbanisés. Malgré cette faible proportion, ce sont dans ces zones que les pertes humaines et les impacts économiques ont été les plus importants. Certaines communes ont été submergées à près de 50% de leur surface, et jusqu'à 85% à l'Aiguillon-sur-mer, dont près de 60% du nombre total de bâtiments dans cette commune.

Plusieurs mécanismes de défaillances des ouvrages de protection ont été constatés : essentiellement des franchissements par paquets de mer, des surverses et ouvertures de brèches dans le corps des digues.

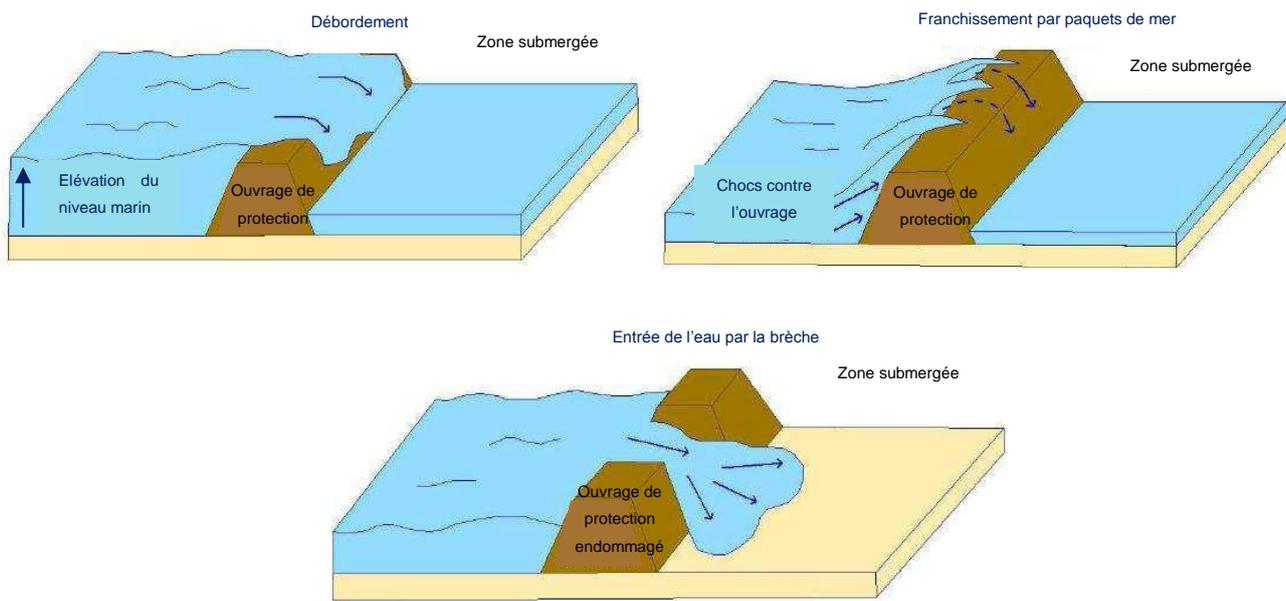


Figure 18 : Les trois causes de submersion lors de la tempête Xynthia, source : La tempête Xynthia du 28 février 2010- Retour d'expérience en Loire-Atlantique et Vendée. MEDDE, CETE Ouest, Nantes.

Au total, les désordres liés à l'érosion représentent 95% des désordres recensés. Quelques ouvrages sont pourvus d'une carapace revêtant les parements amont, aval ainsi que la crête de la digue, mais il en existe aussi constitués uniquement de terre, la protection des parements étant assurée par la végétation naturelle. La plupart de ces digues peuvent être considérées comme « artisanales », construites au cours des siècles pour des usages agricoles, salicoles et conchylicoles, et les digues des marais littoraux ont seulement pour objectif de permettre l'exploitation des bassins en conditions normales (protection contre les submersions courantes, grandes marées ou tempêtes non exceptionnelles).

Les désordres sont liés à une revanche insuffisante des digues par rapport aux niveaux de mer atteints, avec une cote altimétrique inférieure à 4m. De plus, un grand nombre de digues en terre étaient non revêtues, et étaient donc plus sensibles à l'érosion que les digues à carapace, leur corps argileux étant directement en

⁶ Service Hydrographique et Océanographique de la Marine

contact avec l'eau. Les experts ont également constaté une attaque frontale très forte de la mer, ayant endommagé le revêtement de digues et dispersé les enrochements de protection de pied. Enfin plusieurs facteurs aggravants ont été mis en évidence. Le premier d'entre eux consiste en l'hétérogénéité de l'altimétrie des systèmes de protection, créant des points bas, en lien avec le manque d'entretien courant des ouvrages, qui ont favorisé les entrées d'eau dans les terres. Les zones basses urbanisées se sont alors comportées comme des cuvettes étanches, aucun dispositif n'ayant été prévu pour évacuer l'eau.

Des interruptions entre deux ouvrages de protection hydrauliques, par exemple pour accéder au port à la Faute-sur-Mer, ont également été mis en évidence après la tempête, ce qui a fortement favorisé l'entrée de l'eau dans les zones dites protégées.

Enfin l'hétérogénéité des digues, avec des points durs résistants là où celles-ci ont fait l'objet d'anciennes réparations, ont créé des points faibles aux endroits non entretenus.

Au total, le bilan humain est assez élevé : on dénombre 35 morts dans le département de la Vendée et 47 morts sur la totalité des communes touchées. En septembre 2010, le coût financier était estimé à environ 2,5 milliards d'euros de dommages directs, dont 1,5 milliards d'euros évalués par la Fédération Française des Sociétés d'Assurance à la charge de celles-ci.

De nombreux travaux de mise en sécurité ont été réalisés afin de rétablir dans les jours suivant la tempête un niveau sécurité minimal de protection contre les grandes marées de printemps 2010, puis d'autres travaux ont eu lieu dans le but de restaurer le niveau de protection initial. Les ouvrages confortés dans l'urgence font désormais l'objet de renforcements sur un plus long terme, et un « Plan de Submersion Rapide » a été mis en place à la suite de ces événements, pour accompagner les responsables des ouvrages dans l'entretien des systèmes de protection contre les submersions. Plusieurs plans et actions de prévention ont été renforcés : des Plans de Prévention contre le Risque Inondation manquants ont été mis en place, certains ont été révisés, un « Plan digues » a été instauré en 2010 afin de mieux protéger les territoires à risque, et la vigilance météorologique ainsi que les consignes de sécurité ont été renforcées.

1.2.7 Caractérisation du franchissement

La caractérisation du franchissement présentée dans cette partie reprend les principales méthodes de modélisations numériques détaillées dans l'EurOtop [8].

De nos jours, la prédiction des phénomènes de submersion maritime passe par des simulations numériques et des modélisations physiques en bassins d'essais. Néanmoins, ces techniques ont des limites : elles ne prennent pas en compte tous les paramètres qui permettent une bonne représentativité du système à l'échelle réelle et peuvent donc engendrer des modélisations biaisées. En particulier, les ondes longues et la courantologie ne sont que partiellement voire pas représentées en bassin d'essais. Actuellement, les canaux et bassins d'essais permettent de modéliser la houle dans une gamme de période située entre 4 et 20s, ce qui ne permet pas de modéliser certains états de mer. Par exemple, les tsunamis locaux non tectoniques ont une période de l'ordre de 10 minutes, et ceux d'origine tectonique ont une longueur d'onde proche de 60 minutes.

La représentation des courants reste sommaire, sachant que les bassins d'essais de génie côtier sont très souvent seulement équipés d'un point d'injection et d'une prise, ne permettant pas de représenter un courant tel qu'il est rencontré en mer.

Surverse acceptable

Au cours d'une tempête, les volumes de franchissement acceptables sont spécifiques au site considéré car le volume d'eau qui peut être toléré dépend de la taille et de l'usage de la zone impactée, de l'efficacité des tranchées de drainage vis-à-vis des dommages évalués selon le niveau d'inondation et de la période de retour.

La surverse acceptable est le plus souvent exprimée via les paramètres de débit de franchissement moyen q , et par le débit individuel maximal V_{\max} . On peut également avoir recours à des grandeurs physiques moins directes pour évaluer les effets de la surverse :

- Vitesses horizontales et verticales de franchissement sur la crête ou la promenade,
- Epaisseur de la lame d'eau, mesurée ou calculée en crête,
- Distance à laquelle s'abat le volume surversé,
- Vitesses et hauteur d'eau post-surverse au bas du parement côté terre,
- Pression et forces exercées par les vagues sur la structure sous des conditions impulsives ou non-impulsives.

Les périodes de retour selon lesquelles sont estimés les dangers du franchissement et sont dimensionnés les ouvrages sont fixées par des réglementations nationales. Différents niveaux d'aléa peuvent être acceptables et évoluent à l'inverse de la période de retour considérée.

On estime en général le franchissement acceptable pour des enjeux spécifiques, comme la limite pour la circulation des piétons et des véhicules, des immeubles et pour des dommages en crête d'ouvrage et sur le parement côté terre. Les limites de franchissement acceptables s'appuient sur le débit de franchissement moyen et la hauteur des vagues qui causent la surverse. La Recherche s'est focalisée sur la description des distributions de volumes surversés et le volume maximal V_{\max} peut désormais être estimé correctement pour des structures simples ; c'est un paramètre pertinent pour décrire la sévérité d'une surverse.

Le débit de franchissement moyen q (exprimé en m^3/s par m ou en L/s par m) est le paramètre principal de la description des mécanismes du franchissement et la plupart des autres paramètres lui sont liés. Il est aisé à mesurer en bassin d'essais, contrairement aux volumes individuels et de nombreux essais sur modèles physiques ont été réalisés dans le monde sur des structures idéalisées ou sur des applications réelles et des conceptions d'ouvrages. Ainsi, la base de données EurOtop-CLASH comporte plus de 13000 tests pour tous les types de structures, utilisés pour améliorer les formules empiriques mais souvent applicables à des structures typiques seulement.

La forme générale de la formule principale pour exprimer le débit de franchissement adimensionné $q/\sqrt{gH_{m0}^3}$ en fonction de la revanche adimensionnée R_c/H_{m0} est une distribution de Weibull, valable pour $R_c/H_{m0} \geq 0$.

H_{m0} est la hauteur de la houle spectrale incidente au pied de l'ouvrage, utilisée dans les formules de run-up et de calcul de débit de franchissement. $H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$, où m_0 est la variance de l'élévation de la surface.

En ce qui concerne la modélisation numérique, il existe des modèles permettant de simuler les interactions houle-structure et donc le franchissement.

Modèles non-linéaires en eaux peu profondes

Les équations non-linéaires en eaux peu profondes sont une forme simplifiée des équations de Navier-Stokes. Elles décrivent les écoulements à surface libre 1D quasi-horizontaux et intégrés sur la profondeur en calculant

la hauteur d'eau et la vitesse horizontale. Elles ne sont valables qu'en condition d'eau peu profonde ($d/L < 0,05$). Pour que la composante verticale de vitesse reste négligeable, les conditions d'entrée dans le domaine doivent être appliquées en pied d'ouvrage et la pente de fond doit être assez faible. Ces modèles sont cependant abordables et peu coûteux en temps de calcul.

Des modèles de type Boussinesq (modélisation non linéaire de la houle) ont récemment été introduits et possèdent l'avantage de fonctionner en condition de profondeur d'eau intermédiaire et donc de placer la condition limite plus loin du pied de l'ouvrage étudié. Ceci permet de décrire la propagation des vagues sur le rivage et le mécanisme de déferlement (Tonelli et al., 2013).

Modèles Navier-Stokes

Les équations de Navier-Stokes offrent la description la plus complète des écoulements en calculant les 3 composantes de la vitesse et la turbulence, grâce à l'utilisation d'un modèle turbulent. Il est nécessaire de distinguer l'approche eulérienne, qui considère le fluide comme un milieu continu et discrétise le domaine de calcul en volumes de contrôle, de l'approche lagrangienne, qui calcule l'évolution temporelle de l'écoulement via l'interaction et la vitesse de particules fluides qui sont alors l'unité de discrétisation. L'approche eulérienne nécessite un traitement spécifique de la surface libre faisant appel à des méthodes « Volume of Fluid » (VoF) et « level-set ». Ces méthodes ont été étendues au génie côtier en posant des conditions aux limites réalistes pour la génération et l'absorption des vagues, en ajoutant des termes dans les équations de Navier-Stokes pour refléter la résistance à l'écoulement des parties poreuses des ouvrages ou en introduisant une certaine compressibilité de l'écoulement pour modéliser des conditions d'interaction houle-structure impulsives.

Les modèles Navier-Stokes sont applicables à un large éventail de structures perméables ou non et de géométrie complexe et fournissent des informations détaillées sur les champs de vitesse et de pression. La non-linéarité de la houle est prise en compte dans les équations et l'hydraulique complexe du franchissement est bien traitée par les méthodes VoF. Ils sont plus performants que les modèles non linéaires en eaux peu profondes (NLSW) et Boussinesq sur la dispersion de la houle et le déferlement, la caractérisation de l'écoulement selon la verticale, le champ de pression non-hydrostatique et les écoulements en milieux poreux. Plus récents, les modèles VARANS (Volume Averaged Reynolds Averages Navier-Stokes) ont démontré des performances accrues dans les calculs sur milieux poreux (Jensen et al., 2014).

Mener des calculs sur le franchissement est réalisable en deux dimensions (typiquement moins de 24 h pour simuler 100 vagues), mais les simulations d'essais tridimensionnels en bassin demeurent inaccessibles dans des conditions de conception standards. Dans tous les cas, la validation de ces modèles, basée sur la comparaison avec des essais physiques, a été un sujet très actif ces dernières années et continue de l'être.

Des avancées récentes ont été réalisées sur l'approche lagrangienne grâce aux modèles Smooth Particle Hydrodynamics (SPH), qui ne nécessitent pas de maillage complexe ou de traitement spécifique de la surface libre mais sont très coûteux numériquement et ne peuvent actuellement être appliqués à de grands domaines de calcul ou simuler les trains de vagues de longue durée nécessaires à l'étude des interactions houle-structure (Altomare et al., 2016 ; Dalrymple et al., 2001).

2. Essais de surverse

2.1 Contexte

Le SYMADREM, Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement des Digues du Delta du Rhône et de la Mer, est chargé de renforcer les digues du Grand Rhône de Salin de Giraud et de Port Saint Louis (département des Bouches du Rhône). Ce confortement a pour objectif de résister à la surverse pour une crue dont la période de retour est supérieure à 30 ans.

Un dispositif permettant de simuler un écoulement de surverse a été mis au point par Irstea, afin de tester la résistance à l'érosion de surface du sol en place. Il s'agit d'un dispositif innovant, unique en Europe, en amélioration continue, qui a été élaboré après avoir analysé l'état de l'art international concernant les essais de surverse et l'évaluation de la résistance à l'érosion. Il permet déjà d'obtenir des résultats utilisables.

2.2 Description du dispositif expérimental

Le simulateur de surverse permet de réaliser un écoulement à surface libre. Celui-ci est canalisé sur une partie de la crête, le talus aval et la plate-forme aval, c'est-à-dire côté terres, afin de pouvoir réaliser plusieurs séries de mesures de débit, de vitesse d'écoulement et de hauteurs d'eau. Ce dispositif se base sur la norme ASTM D6460 (ASTM, 2012). Il a déjà été utilisé par Irstea dans le cadre du projet DigueElite en 2016 et 2017.

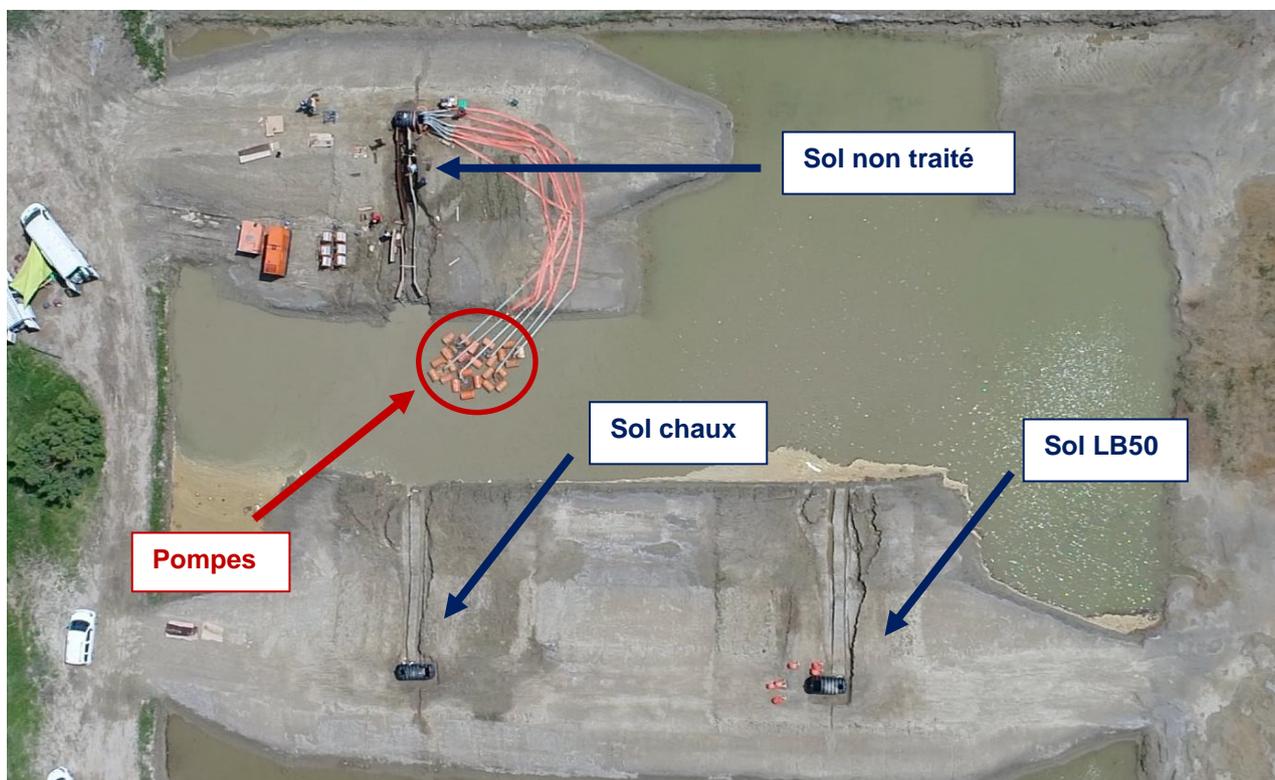


Figure 19 : Dernier jour d'essai, installation du chantier, source : le SYMADREM

Les pompes placées dans le bassin de récupération d'eau permettent d'acheminer l'eau en crête de digue pendant les essais.

La résistance à l'érosion a été testée pour trois sols différents :

- Un sol traité à la chaux,
- Un sol traité au LB50 (chaux formulée),
- Un sol non traité.

Un canal par type de sol a été construit, afin de pouvoir réaliser trois séries d'essais identiques, constitués de paliers de débits allant de 100 L/s/m à 600 L/s/m.

Le SYMADREM a demandé une simulation d'une montée moyenne de la hauteur d'eau en crête de 15 cm/h, conduisant à une durée d'écoulement de 8h17 pour chaque série d'essais par sol.

Contrairement au projet DigueElite, quatre différences sont présentes dans la mise en place du dispositif :

- Les parois du canal sont fichées dans le remblai, dans le but initial de limiter les fuites latérales qui engendrent une perte de débit en sortie,
- Les pompes sont posées sur des radeaux dans le bassin, afin de limiter les phénomènes de cavitation et de colmatage par le sol érodé,
- La durée des essais est définie de façon à raisonner en termes de montée moyenne de hauteur d'eau, plutôt qu'en terme d'augmentation du débit,
- Le sol en place est revêtu d'une couche de terre végétale (sa résistance à l'érosion n'est pas recherchée).



Figure 20 : Construction des canaux d'essais avec fichage des panneaux dans le remblai, source : IRSTEA

2.2.1 Matériel de mesure

Des repères ont été placés tous les 50 cm le long du canal afin de pouvoir réaliser les mesures toujours au même endroit, facilitant ainsi l'interprétation des résultats.

Durant les essais, le débit de chaque pompe a été mesuré à l'aide d'un débitmètre ultrasons, composé d'un émetteur et d'un récepteur placés à une certaine distance sur le tuyau en arrivée.

En entrée et en sortie, des capteurs ultrasons ont été placés afin de mesurer la hauteur de l'écoulement tout au long des essais.

Pendant les essais et tous les 50 cm, la vitesse de l'écoulement a été mesurée à l'aide d'une perche courantométrique : une sonde à hauteur réglable est située à l'avant de la perche, permettant de déterminer

la vitesse maximale de l'écoulement sur une hauteur donnée. Le modèle est habituellement utilisé pour mesurer la vitesse d'écoulements en rivière, avec une plage de mesures allant de 0,1 à 20 m/s. La vitesse a également été mesurée à l'aide d'un pistolet radar, mesurant la vitesse de l'écoulement en surface.

Des mesures d'érosion et de hauteur d'eau ont été réalisées à l'aide d'une « réglette », c'est-à-dire une règle placée sur un support de hauteur variable.

En fin d'essai, un dispositif composé de 8 capteurs ultrasons mis au point par Irstea a été déplacé à chaque repère afin de mesurer les hauteurs de sol érodées.

2.2.2 Protocole expérimental

Le même protocole expérimental a été appliqué pour les trois sols à tester.

	Durée de chaque étape (min)	Débit d'eau injecté (L/s/m)
Sol LB50	30	100
	30	100
	35	200
	30	300
Sol chaux	25	400
	24	500
	23	600
Sol non traité	60	600
	120	600
	120	600
	120	600

La durée totale des essais pour chaque sol est donc de 8 heures et 17 minutes.

2.3 Observations lors des essais

Lors des premiers essais sur chaque canal, nous avons pu observer le départ presque total de la couche de terre végétale. Sur la photo ci-dessous à la fin de l'essai n°1 sur le sol non traité, la couche de terre végétale est complètement partie le long de la pente et s'est en partie accumulée au niveau du talus aval. Sachant que l'objectif n'était pas de mesurer la résistance à l'érosion de cette terre végétale, l'analyse des résultats d'érosion du remblai sont à faire une fois la couche de terre végétale totalement partie.



Figure 21 : Essai n°1 sur sol non traité. Départ de la terre végétale et accumulation en aval, source : IRSTEA

A la fin des essais, nous avons pu observer des motifs d'érosion différents selon le sol étudié visibles sur la figure 22.



Figure 22 : De gauche à droite : Sol LB50, sol chaux, sol non traité. Photos prises sur la crête à la fin des 10 essais, source : IRSTEA

Sur les deux sols traités, le remblai n'a pas été significativement érodé lors des essais de surverse. On peut observer des empreintes de piquets de chantier, et de compacteurs à pieds dameurs (respectivement un « trou » de 1-2 cm de diamètre et des empreintes régulières de forme carrées). Sur le sol non traité en revanche la figure d'érosion est beaucoup plus marquée et irrégulière. La terre est partie par blocs et le sol

est constitué par endroit de « boules d'argiles », pouvant facilement se détacher et être emportées dans l'écoulement. Sur le sol non traité nous avons pu observer la formation d'une fosse d'érosion en bas de la pente, là où l'écoulement est projeté contre le sol.



Figure 23 : Photos de la fosse d'érosion, localisée en bas de la pente. Sol non traité, source : IRSTEA

La formation d'une fosse dirige l'écoulement en certains endroits, et peut être à l'origine de chute ou départs de gros blocs accélérant le phénomène d'érosion de la digue.

2.4 Critiques du dispositif

Les amas de terre visibles sur la figure 21 ont parfois pu perturber les mesures d'érosion, car la terre et les blocs qui se décrochent en amont peuvent se déposer en aval du talus, en attendant qu'un écoulement avec une vitesse suffisante les dépose plus loin. Ainsi, les mesures réalisées lors des essais sont à analyser avec un regard critique et avec l'appui des photos et vidéos des essais. Par exemple nous avons plusieurs fois constaté que la profondeur en un point du canal était plus importante en début qu'en fin d'essai. Les mesures ayant été effectuées par un opérateur expérimenté, nous avons alors supposé que ces résultats pouvaient être dû au déplacement d'une motte de terre pendant l'essai.

Lors de la construction des canaux en bois, la terre a été enlevée sur une vingtaine de centimètres de large afin de pouvoir placer les panneaux. Mais lors du comblement des tranchées, le sol n'a pu être suffisamment compacté de façon à se comporter comme le reste du remblai : les bords des canaux ont constitué des points faibles concernant l'érosion externe. Toutefois, les 3 essais ont été réalisés dans des conditions identiques. Par conséquent, cela ne remet pas en cause la comparaison de la résistance des 3 sols testés vis-à-vis d'un écoulement à surface libre.



Figure 24 : Digue en sol non traité, lors du dernier test d'érosion, source : le SYMADREM

Les mesures effectuées à la règle restent approximatives et dépendent de façon significative de l'opérateur, comme c'est le cas pour la quasi-totalité des essais en géotechnique. L'avis et la supervision des opérations par un expert est indispensable dans l'analyse du comportement des sols.

Lors des mesures d'érosion pendant les essais, la pointe de la règle s'est parfois enfoncée dans le sol meuble, indiquant une mesure d'érosion plus importante qu'elle n'était en réalité. Ce biais a été constaté lors de l'inspection du canal après chaque essai, où nous pouvions observer de petits trous dans le sol, formés par la pointe de la règle lors des mesures. Une vérification et correction éventuelle des valeurs d'érosion du fond du canal a été effectuée après chaque essai. Toutefois, ces mesures à la règle ont été validées en hall hydraulique (SCP) puis sur les deux campagnes réalisées en 2016 et 2017 par comparaison avec mesures fines au Lidar terrestre (scanner laser). Le maître d'ouvrage n'a cependant pas retenu ce système de mesure pour les essais réalisés au Salin de Giraud.

Le support conçu par l'équipe du laboratoire de mécanique des sols permet à la règle d'être toujours perpendiculaire à la pente, en s'appuyant sur les parois du canal, et les repères rouges permettent de se placer au plus près du centre du canal, en particulier de fournir un repère pour prendre les mesures aux mêmes endroits. Néanmoins lors des derniers essais sur le sol non traité, l'érosion était telle que les parois du canal se sont déformées et déplacées de façon significative, pouvant mener à une sous-évaluation de la mesure de l'érosion.

Enfin concernant la mesure de hauteur d'écoulement, celle-ci est subjective car la présence de la mousse rend difficile le discernement entre l'eau et l'air. Un protocole de mesure a été établi en conséquence sur place pour limiter les différences de mesures entre deux opérateurs.

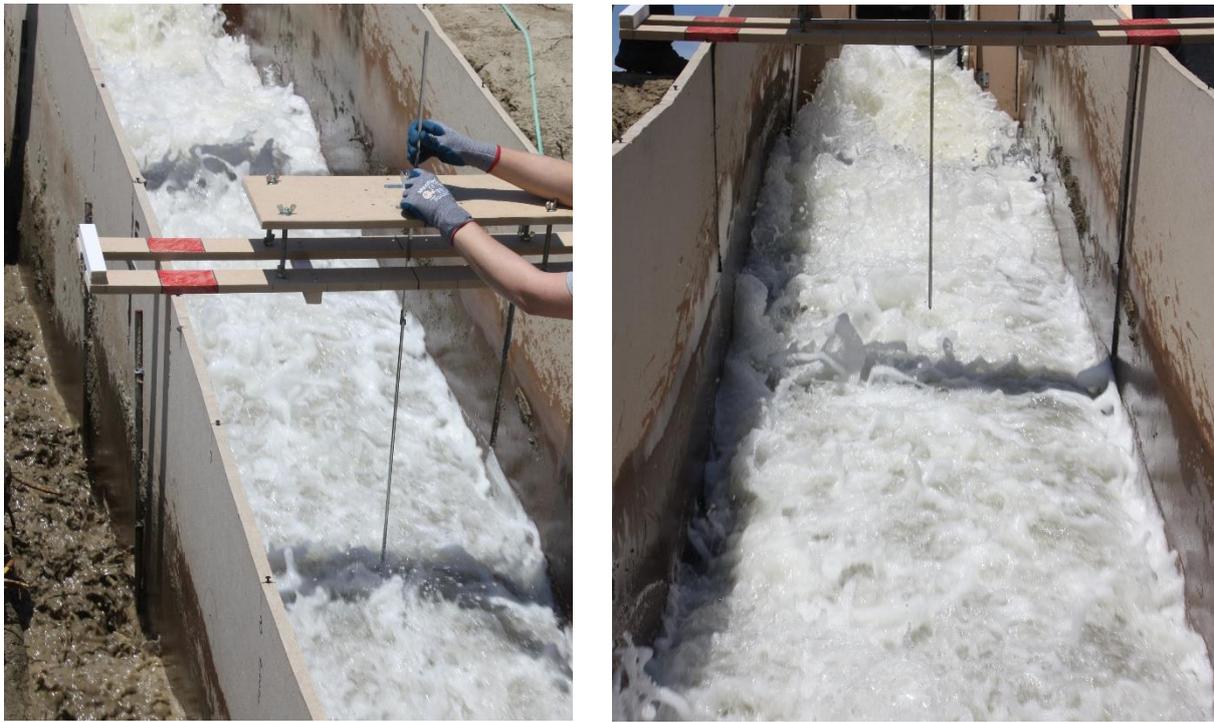


Figure 25 : Mesures d'érosion et de hauteur d'écoulement réalisées avec la réglette, source : IRSTEA

Concernant les mesures avec la perche courantométrique, celles-ci donnent un ordre de grandeur de la vitesse de l'écoulement sur la section étudiée. La sonde de mesure étant réglable en hauteur, le protocole initial de mesure consistait à déterminer la vitesse maximale sur chaque section étudiée, mais la mesure nécessite un temps d'acquisition de quelques secondes pendant lesquelles la perche doit être maintenue dans la même position. Le débit augmentant au fil des essais, il est devenu plus difficile de réaliser ce protocole, et dans les derniers essais seule une mesure prise avec la sonde placée à la même hauteur a été réalisée. De plus, il était indispensable d'avoir une hauteur d'écoulement suffisante pour pouvoir réaliser ces mesures, or en raison des nombreuses fuites le long des canaux celles-ci ont parfois été irréalisables.

2.5 Bilan des expérimentations

Les résultats de cette campagne d'essais de surverse ne sont pas analysés dans ce rapport de stage mais le seront par les ingénieurs et chercheurs du centre de recherche d'IRSTEA qui ont mis au point les méthodes pour réaliser ces expérimentations. Cette étude d'érosion externe sur différents types de sols fera l'objet d'un rapport de synthèse destiné au maître d'ouvrage avant la fin de l'année.

L'utilisation de sols traités à la chaux a mis en évidence une résistance efficace contre l'érosion externe. Utilisée depuis plus de 2000 ans pour les routes, l'utilisation de la chaux apparaît prometteuse pour la construction des digues en terre et l'aménagement de déversoirs, avec des ouvrages s'insérant dans leur environnement paysager.

Ces expérimentations ont été bénéfiques dans le cadre des études numériques qui ont suivi ces essais, car ces derniers m'ont fourni des ordres de grandeurs sur les résultats que je pouvais attendre lors de mes modélisations de surverse. De plus, cela m'a donné le recul nécessaire pour l'analyse des résultats, notamment lors de la comparaison entre les données numériques et expérimentales.

3. Modélisation numérique

3.1 Description du code de calcul

Le code BB-AMR3D a été développé à partir de 2008 par Philippe Helluy et Frédéric Golay.

Ce code de calcul vise à modéliser des écoulements à surface libre, de façon à pouvoir représenter des phénomènes marins et fluviaux en termes d'hydraulique.

3.1.1 Modèle mathématique

Lorsque de l'eau s'écoule, celle-ci se mélange avec de l'air, fluide compressible. Ce type d'écoulement peut être modélisé par la résolution des équations de Navier-Stokes dans l'air et dans l'eau, mais numériquement cette façon de procéder est très coûteuse en temps et en ressources informatiques.

Premièrement les auteurs de ce code ont considéré le mélange air-eau comme étant un fluide non-visqueux. Cette approximation a déjà été justifiée dans de nombreux cas traités en hydrodynamique permet d'éviter l'approximation de l'opérateur Laplacien.

Deuxièmement la contrainte d'incompressibilité a été relaxée en considérant un fluide faiblement compressible. Cette simplification économise des schémas numériques itératifs et surtout conduit à la résolution d'un système hyperbolique de lois de conservation qui sera traité par des schémas numériques performants.

Les équations d'Euler compressibles pour un mélange air-eau à un instant t , à la position \vec{x} , de densité $\rho(\vec{x}, t)$ sont les suivantes :

Conservation de la masse

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \vec{u}) = 0$$

Conservation de la quantité de mouvement

$$\frac{\partial \rho \vec{u}}{\partial t} + \text{div}(\rho \vec{u} \otimes \vec{u} + p \bar{I}) = \rho \vec{g}$$

Avec ρ : *masse volumique*

\vec{u} : *champ de vitesse*

\otimes : *produit tensoriel*

\bar{I} : *tenseur identité*

\vec{g} : *accélération de pesanteur*

Afin de distinguer la teneur en eau et en air d'un point du maillage, une fonction couleur φ a été introduite : si $\varphi=1$ le point est considéré dans l'eau, si $\varphi=0$ le point est considéré dans l'air. En réalité seules les valeurs 1 ou 0 sont possibles, alors que dans le programme φ prend des valeurs comprises en 0 et 1.

La fraction en eau satisfait une équation de transport écrite sous forme non conservative :

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} + \vec{u} \cdot \nabla \varphi = 0$$

Pour fermer le système d'équations, une pression du mélange est définie par une loi isotherme de la forme :

$$p = p_0 + c_0^2(\rho - (\varphi\rho_W + (1 - \varphi)\rho_A))$$

Où p_0 : *pression de référence*

ρ_W : *densité de l'eau*

ρ_A : *densité de l'air*

c_0 : *vitesse du son dans le mélange*

Le choix d'une loi isotherme, validée, permet de ne pas avoir à résoudre l'équation sur l'énergie [11]. On peut rapidement vérifier que cette équation est en accord avec la définition de φ faite précédemment.

Le nombre de Mach est un nombre sans dimension qui exprime le rapport entre la vitesse locale d'un fluide et la vitesse du son dans ce fluide, ou encore le rapport entre les forces liées au mouvement et la compressibilité du fluide. Pour un nombre de Mach inférieur à 0,3 l'écoulement est considéré comme quasiment incompressible. Dans le cadre de ce travail de fin d'études, les vitesses de l'écoulement étudié sont de l'ordre de 1 à 6 m/s. La vitesse du son est de l'ordre de 340 m/s dans l'air et 1480 m/s dans l'eau et d'après la loi de Wood de l'ordre de 23 m/s dans un mélange aéré. Pour le cas étudié, nous choisissons une vitesse du son pour le mélange c_0 de l'ordre de 20 m/s. Cette vitesse du son artificielle est un compromis entre performance numérique et temps de calcul. Une vitesse du son élevée, comme par exemple celle dans l'eau, conduit avec un schéma temporel explicite à un pas de temps drastiquement petit. A l'inverse, une vitesse du son trop petite, c'est-à-dire un nombre de Mach élevé, ne permet pas de satisfaire la contrainte de quasi-incompressibilité.

3.1.2 Modèle numérique

La méthode utilisée dans ce programme de calcul est celle des volumes finis. Dans le cas d'étude en deux dimensions, une seule cellule selon la direction z est utilisée, avec des conditions de symétrie. L'utilisation du schéma MUSCL (Monotonic Upwind Scheme for Conservation Laws) garantit une approximation d'ordre deux en espace. Pour la discrétisation temporelle, un schéma explicite de Runge-Kutta d'ordre deux sous la condition de Courant-Friedrich-Lévy évite la résolution d'un système linéaire. Ce schéma est plus précis qu'un schéma d'ordre 1, mais nécessite néanmoins un calcul supplémentaire. Par ailleurs, ce schéma explicite permet une parallélisation aisée du code de calcul. Plus de détails se trouvent dans [11, 17].

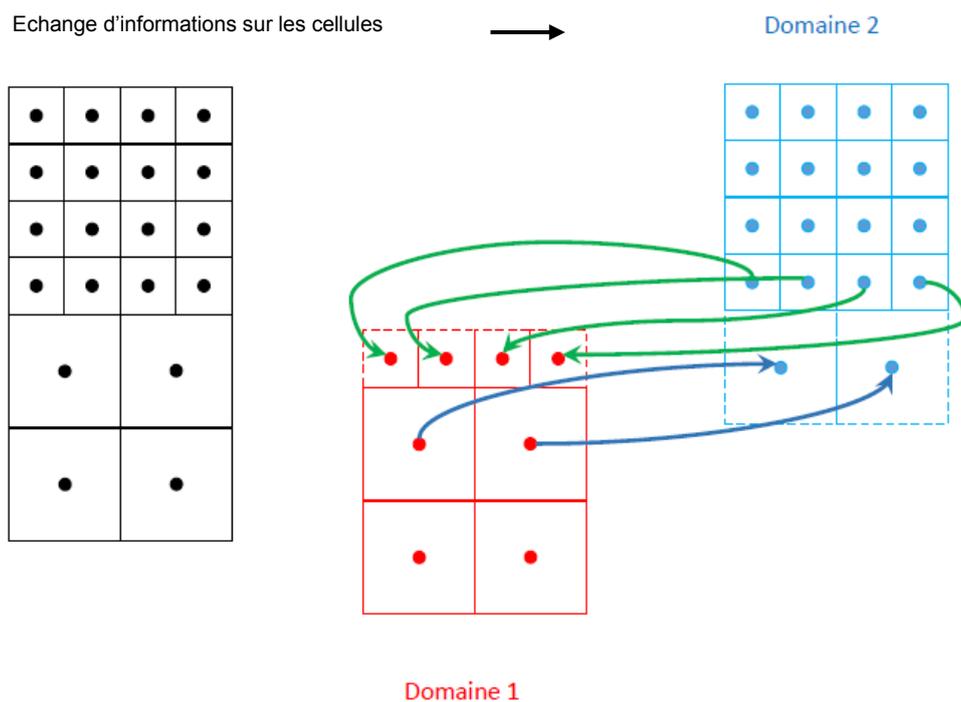
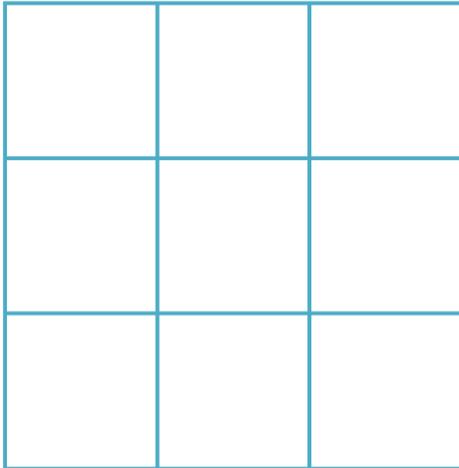


Figure 26 : Exemple de fonctionnement de domaines en parallèles, source : Documentation du code BB-AMR3D

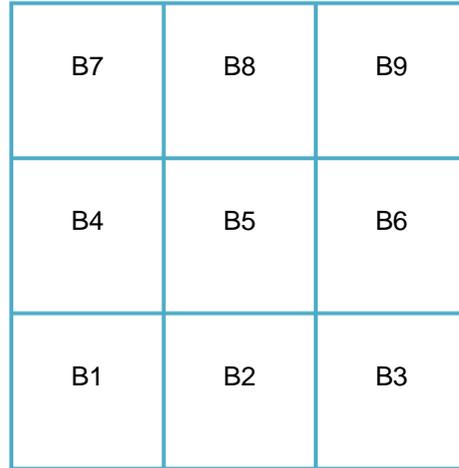
Afin d'obtenir une solution précise du calcul, il est indispensable d'utiliser un maillage suffisamment raffiné afin de ne pas perdre trop d'informations. L'utilisation d'un raffinement dynamique du maillage permet de raffiner uniquement dans des « zones d'intérêt », entre autres là où se trouve notre écoulement aéré. Pour ne pas remailler trop souvent le programme BB-AMR3D utilise une technique de raffinement par bloc. Un bloc correspond à une maille initiale et chaque niveau de raffinement revient à diviser par quatre la cellule ciblée.

Les étapes du processus de raffinement par blocs sont présentées ci-dessous.

Etape 1 : Maillage par blocs



Etape 2 : Numérotation des blocs



Etape 3 : Définition de la discrétisation ou non de ces blocs

B7	B8	B9
0	0	0
B4	B5	B6
1	0	0
B1	B2	B3
2	1	0

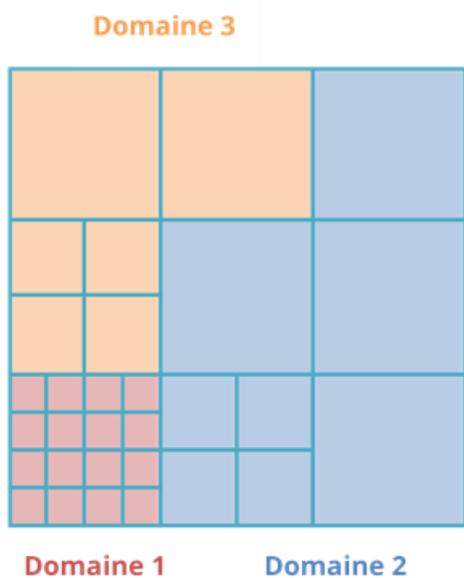
nrb : niveau de raffinement du maillage

n_x : nombre initial de cellules dans la direction x

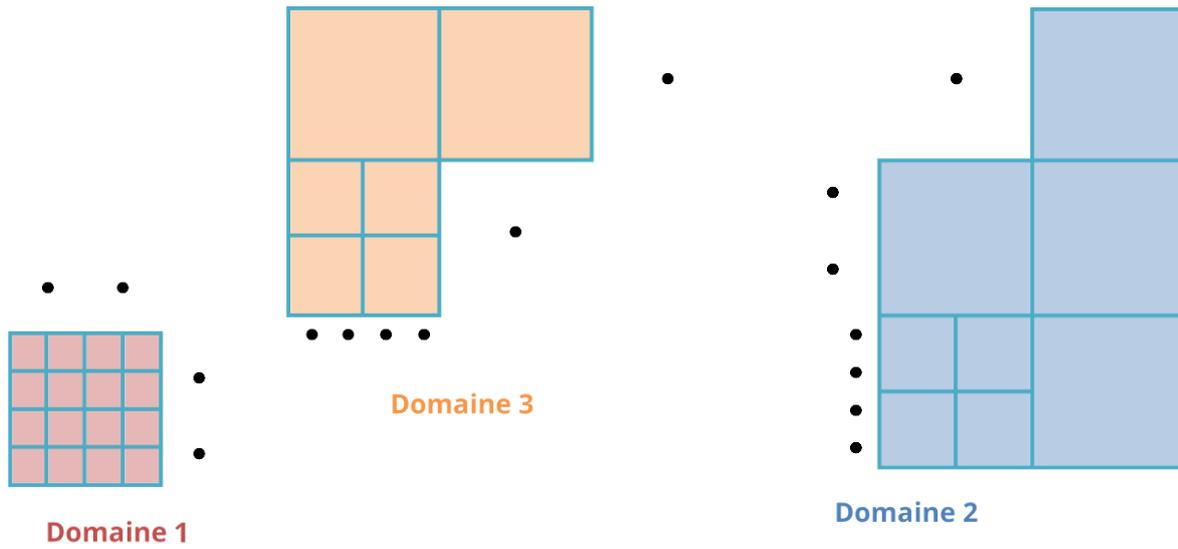
$2^{nrb} n_x$: nombre de cellules dans la direction x

Par exemple pour $nrb = 2$, $n_x = 1$, $n_y = 1$, $n_z = 1$ il y aura 16 cellules dans le bloc

Etape 4 : Distribution des blocs dans un nombre de domaines prédéfinis, afin de répartir au mieux les calculs sur les différents processeurs à disposition.



Etape 5 : Chaque bloc est lié à des cellules fictives permettant de faire le lien entre les différents domaines et de transmettre les informations calculées pour chaque cellule.



La fréquence de remaillage est contrôlée par un intervalle de temps définie dans les paramètres du programme de calcul. Cet intervalle de temps dépend notamment de la vitesse d'écoulement.

$$\delta T_{AMR} = \min_{blocs} \frac{\text{dimension caractéristique}_{bloc}}{\text{vitesse}_{bloc}}$$

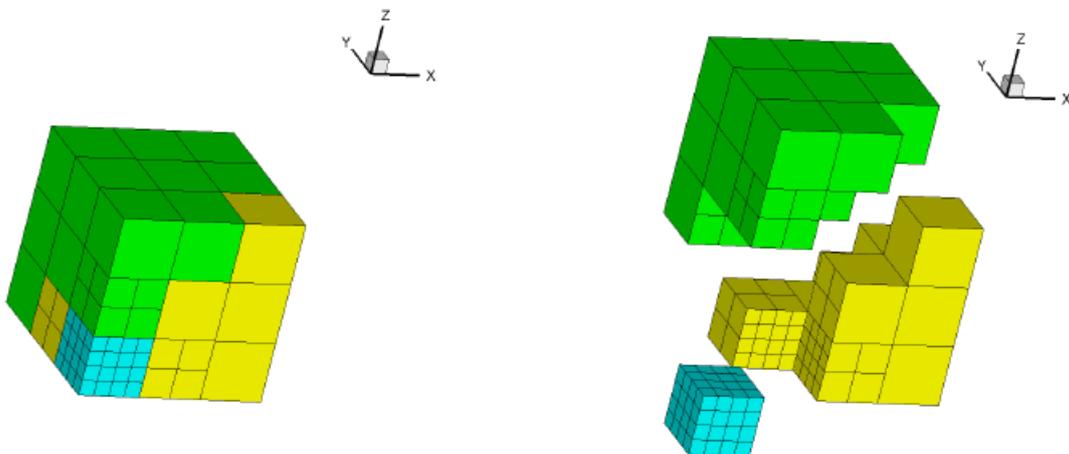


Figure 27 : Exemple de raffinement 3D, source : Documentation du code BB-AMR3D

Les modèles air-eau sans reconstruction d'interface ont tendance à être dissipatifs et donc avec une interface mal définie. Un raidissement d'interface est utilisé dans le programme de calcul. Cette méthode est décrite dans [17].

3.2 Modélisation de la surverse

3.2.1 Maillage

Pour simplifier le problème, celui-ci a été étudié en deux dimensions, selon les directions x et y. Dans un premier temps il a fallu réfléchir à la géométrie du problème à modéliser. Afin de pouvoir comparer les résultats numériques à des résultats expérimentaux dans le but de valider les hypothèses du programme de calcul, je me suis appuyée sur les essais de surverse [20] réalisés dans le cadre du projet DigueElite.

La géométrie de la digue en place était alors la suivante :

- Hauteur en crête : 3,50m
- Pente : 3H/2V
- Longueur de crête où l'eau s'écoule : 1m
- Longueur après la pente : environ 10m

Lors de ces essais, les ingénieurs et techniciens sur place ont constaté une érosion en forme de « marches d'escalier ». Ces marches sont apparues plus nettement à la fin des tests d'érosion, et mesuraient environ 30 centimètres de haut. Cette épaisseur coïncide avec l'épaisseur des couches de remblai compacté.



Figure 28 : Digue érodée lors des essais de surverse de 2017, source : IRSTEA

C'est pourquoi, en concertation avec l'équipe encadrant mon travail, il nous a semblé judicieux de modéliser 3 maillages correspondant à 3 stades d'érosion :

- Un profil lisse,
- Un profil « intermédiaire », constitué de 22 marches de 16 cm de haut,
- Un profil « érodé », constitué de 11 marches de 32 cm de haut, représentant la forme d'érosion observée lors des essais en 2017.

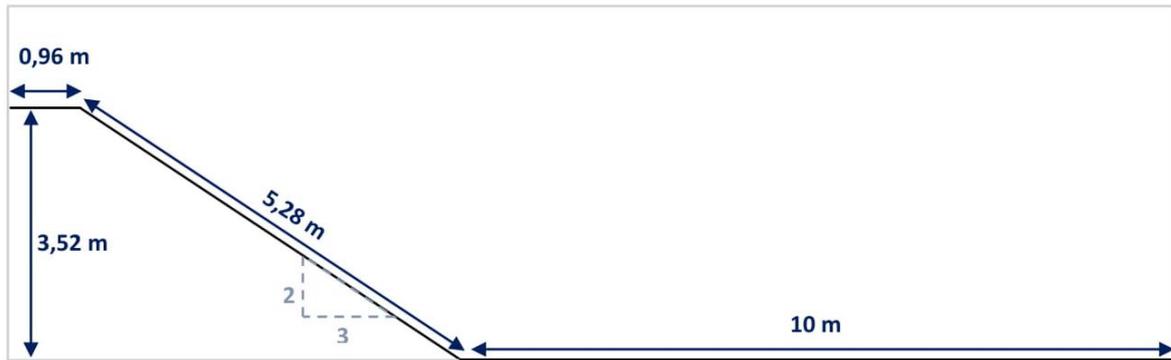


Figure 29 : Géométrie de la digue modélisée avec BB-AMR3D. Production personnelle

La définition du problème est essentielle avant de pouvoir construire le maillage. En effet celui-ci est construit dans un repère cartésien et la dimension des blocs va dépendre de la taille des marches qui vont constituer les profils « intermédiaire » et « érodé ».

Les dimensions retenues pour un bloc sont :

- Hauteur : 0,16m
- Longueur : 0,24m

Ainsi le rapport 3 pour 2 est conservé, et 22 blocs font 3,52m de haut, ce qui correspond à la hauteur de la digue expérimentale.

Les dimensions du domaine sont :

- $x_{\min} = - 0,96\text{m}$
- $x_{\max} = 15,28\text{m}$
- $y_{\min} = 0\text{m}$
- $y_{\max} = 5,12\text{m}$

Pour faire apparaître la digue, il suffit d'enlever les blocs inférieurs du domaine. Le maillage a été initialisé de sorte que la première marche débute en $x=0\text{m}$.

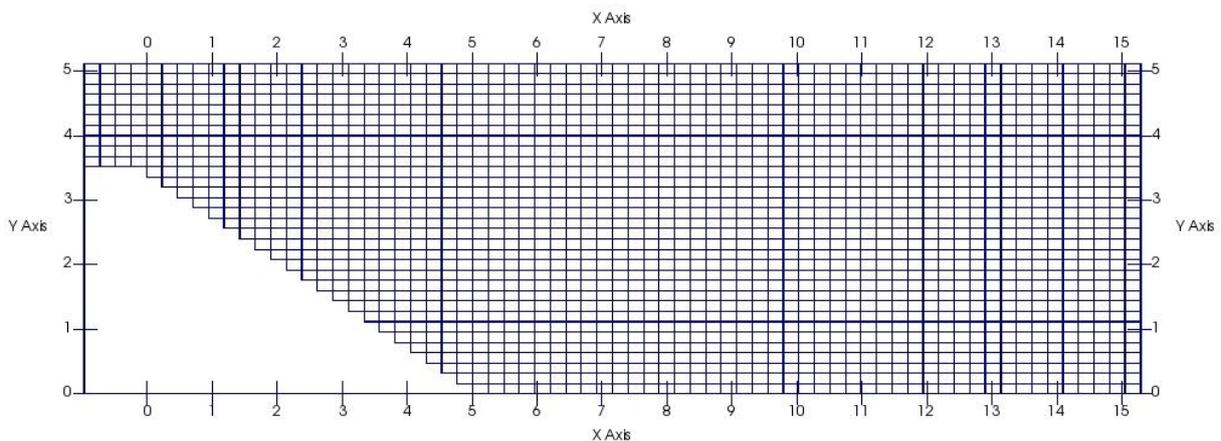


Figure 30 : Maillage du profil "intermédiaire". Production personnelle

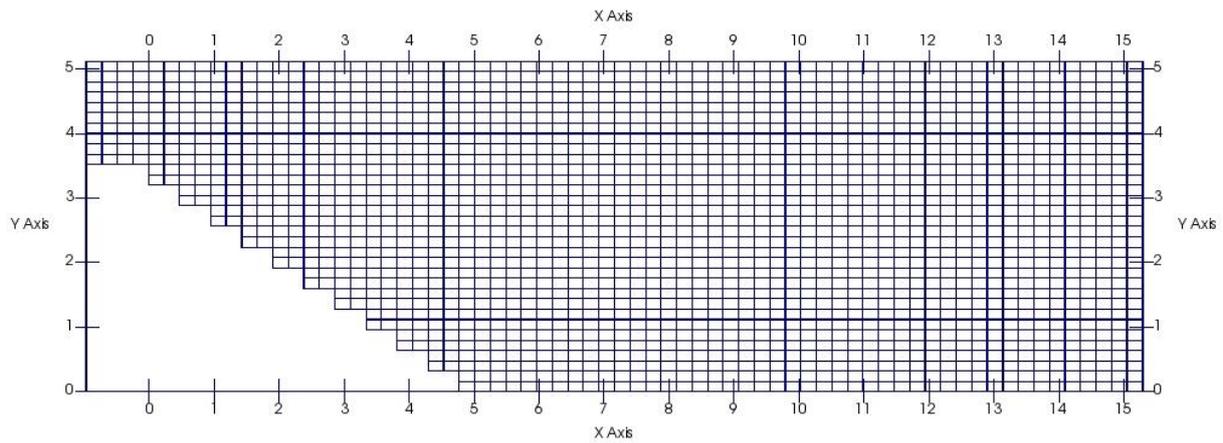


Figure 31 : Maillage du profil "érodé". Production personnelle

Pour générer le maillage du profil lisse, la mailleur intégré au code de calcul, trop basique, ne permet pas de générer des mailles suivant la pente. Nous aurions pu utiliser alors un logiciel de maillage du commerce. Mais la contrainte de devoir utiliser exclusivement des mailles hexaédriques ne simplifiait pas la tâche. Donc pour avoir un profil s'approchant le plus possible d'une pente lisse, il m'est venu l'idée de procéder de la même façon qu'avec les 22 ou 11 marches, mais avec une taille de blocs très petite, de sorte la pente « lisse » soit en fait une succession de très petites marches. Or avec un maillage très précis dans tous le domaine le code perd son avantage de raffinement dynamique lui permettant de concentrer ses calculs dans les « zones d'intérêt ». Un de mes encadrant a proposé l'idée de partir de la géométrie des 11 marches, puis de raffiner sur quelques pas de temps tout le long de la pente, en comblant les marches avec un fluide de densité quelconque et de vitesse imposée nulle. Cette idée a l'avantage de maintenir le raffinement dynamique du maillage sur la plupart de domaine et donc de rester économe en temps de calcul, tout en reproduisant la condition de vitesse nulle que l'on peut observer dans un écoulement à l'interface paroi/fluide.

3.2.2 Initialisation du calcul

Une fois le domaine et le maillage définis il a fallu préciser les conditions aux limites. Une condition « miroir » a été imposée sur la partie inférieure et supérieure du domaine, tandis qu'une condition de « sortie » est définie pour la frontière droite du domaine.

Il est nécessaire de préciser en entrée la hauteur et la vitesse de l'eau entrant dans le domaine. Les essais de surverse ont été réalisés à débits croissants, entre 100 et 600 L/s/m. Afin de pouvoir comparer les résultats expérimentaux et numériques il a été décidé de garder les mêmes débits pour les différentes simulations. L'équipe projet a décidé de retenir la hauteur critique comme hauteur d'eau en entrée, donnée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{(Q/l)^2}{g}}$$

Avec Q le débit en m^3/s , l la largeur du canal en mètre, et g l'accélération de pesanteur en m/s^2 .

A partir de la hauteur d'eau, de la largeur du canal et de la conservation du débit il est possible de retrouver la vitesse d'entrée avec la formule $Q = v * h * l$ où v est la vitesse moyenne de l'écoulement, h la hauteur d'eau et l la largeur du canal.

Pour les débits étudiés nous obtenons donc les valeurs d'entrée suivantes :

Q (m ³ /s)	l (m)	h _c (m)	v (m/s)
0,1	1	0,101	0,994
0,2	1	0,160	1,252
0,3	1	0,209	1,433
0,4	1	0,254	1,577
0,5	1	0,294	1,699
0,6	1	0,332	1,806

Pour chaque intervalle de temps il est possible de sauvegarder les résultats : la densité ρ , les composantes de la vitesse dans les directions x, y, z soient u, v, w, la pression P ainsi que la production d'entropie numérique qui est un indicateur d'erreur et de chocs. A l'interface air-eau se trouvent justement des chocs donc la production d'entropie permet entre autres de localiser cette interface.

A partir des fichiers résultat, il a été possible d'écrire quelques fonctions permettant d'extraire les valeurs à traiter.

La première a été écrite par un de mes encadrant et toutes les autres ont été l'objet de mon travail durant une partie de mon stage. Le détail des fonctions et ce qu'elles renvoient est décrit en annexe A.

Dans le traitement des résultats, certaines valeurs ne sont directement calculées dans le calcul du programme. Ces valeurs sont calculées dans les fonctions de post-traitement qui en ont besoin.

Les valeurs ainsi calculées sont la fraction volumique en eau φ donnée par la formule suivante :

$$\varphi = \frac{\frac{-(p - p_0)}{c_0^2} + (\rho - \rho_A)}{\rho_W - \rho_A}$$

Avec ρ_A la masse volumique de l'air prise égale à 1 kg/m³ et ρ_W la masse volumique de l'eau prise égale à 1000 kg/m³.

Nous nous sommes intéressés au module de la vitesse des particules de fluide.

$$vit = \sqrt{u^2 + v^2}$$

Dans la suite de ce rapport, la vitesse sera toujours considérée comme étant égale à cette valeur-là. De plus, le calcul est réalisé en deux dimensions, on considère $w \cdot \vec{e}_z = \vec{0}$ en chaque point du domaine.

Toutes les fonctions liées le post-traitement des résultats sont décrites dans l'annexe A.

3.2.3 Visualisation des résultats des simulations

Afin d'apporter une meilleure visibilité aux lecteurs de ce rapport, seul le débit Q=600 L/s/m sera présenté.

Sur le profil lisse



Figure 32 : Ecoulement sur pente lisse à $t=1s$. Production personnelle



Figure 33 : Ecoulement sur pente lisse à $t=2s$. Production personnelle



Figure 34 : Ecoulement sur pente lisse à $t=3s$. Production personnelle



Figure 35 : Ecoulement sur pente lisse à $t=2\text{min } 20\text{s}$. Production personnelle

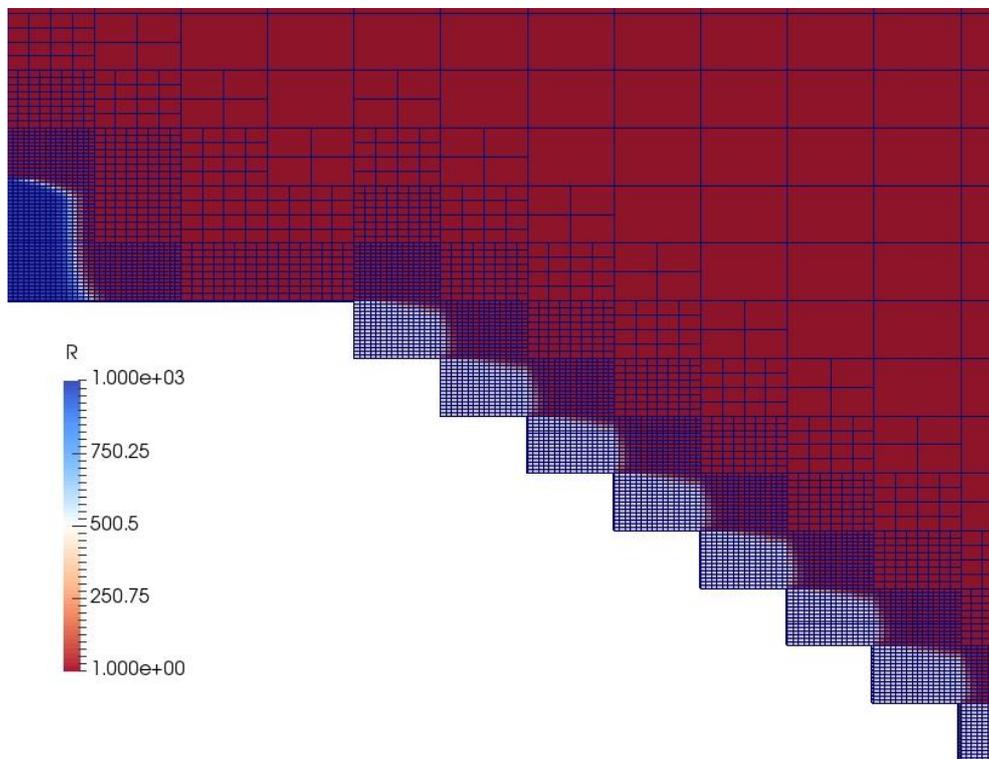


Figure 36 : Ecoulement sur pente lisse à $t=0,5\text{s}$, avec détail du maillage et mise en place du fluide à vitesse nulle et de densité 500 kg/m^3 . Production personnelle

Sur ce zoom pris à $0,5\text{s}$, on voit la vague en eau de crête, avec le maillage raffiné à cet endroit, ainsi que tout le long de la pente. L'air a volontairement été mis en rouge de façon à pouvoir distinguer le fluide de densité 500 kg/m^3 qui remplit progressivement les marches, et qui formera une pente lisse à l'instant où l'eau commencera à s'écouler sur la pente. On rappelle que ce fluide « gris » est de vitesse nulle, permettant ainsi de reproduire une condition de paroi observable lors des essais physiques. Le raffinement est ici d'ordre 4 au maximum.

Sur le profil intermédiaire



Figure 37 : Ecoulement sur profil intermédiaire à $t=1s$. Production personnelle



Figure 38 : Ecoulement sur profil intermédiaire à $t=2s$. Production personnelle

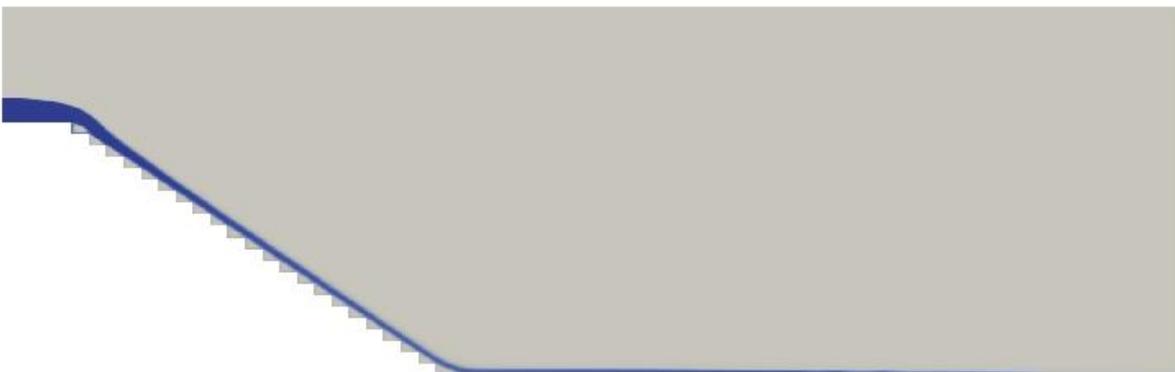


Figure 39 : Ecoulement sur profil intermédiaire à $t=3s$. Production personnelle

Sur le profil érodé



Figure 40 : Ecoulement sur profil érodé à $t=1s$. Production personnelle

On peut observer dans les premières secondes de la simulation numérique l'eau qui « rebondit » sur les marches constituant la digue érodée.



Figure 41 : Ecoulement sur profil érodé à $t=2s$. Production personnelle

On observe quelques recirculations dans les marches : l'eau emprisonne de l'air.



Figure 42 : Ecoulement sur profil érodé à $t=3s$. Production personnelle

L'eau qui s'écoule remplit peu à peu les marches.

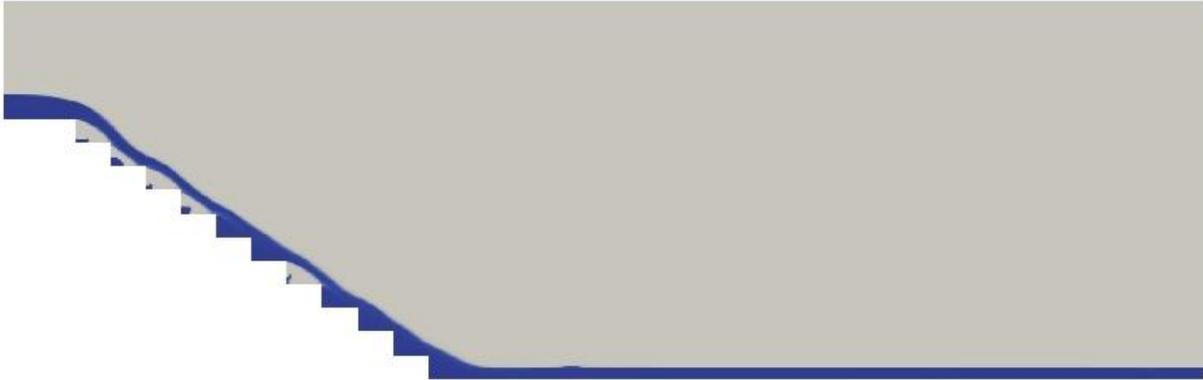


Figure 43 : Ecoulement sur profil érodé à $t=60s$. Production personnelle

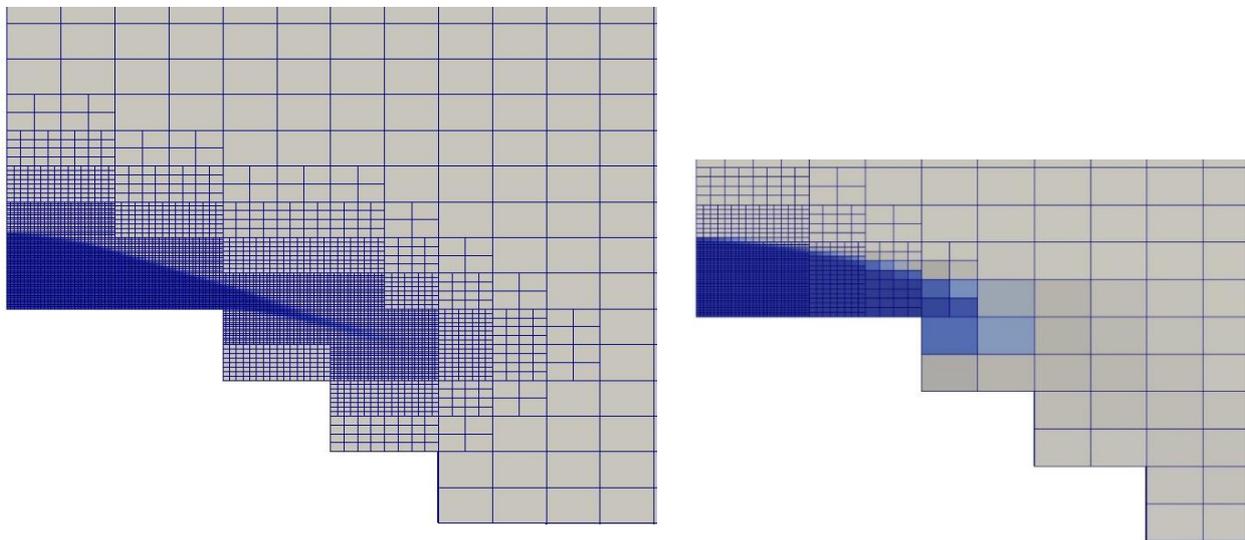


Figure 44 : Ecoulement sur profil érodé à $t=0.5s$. A gauche maillage suffisamment raffiné permettant une précision suffisante du calcul, à droite raffinement insuffisant pouvant entrainer la perte d'information dans le calcul. Production personnelle

On peut voir sur cette image le raffinement dynamique du maillage suivre le mouvement de l'écoulement. Si le raffinement se fait trop rapidement le programme effectue des calculs inutiles dans des zones trop raffinées que l'eau n'a pas encore atteintes. A contrario si le raffinement ne suit pas la progression de la vague, alors il y a une perte d'information en raison de la taille des mailles non représentatives de la propagation de la vague, comme on peut le voir sur l'image suivante. Si le pas de temps choisi est trop important par rapport à la vitesse de l'écoulement, cela peut mener à l'arrêt du calcul, en raison de valeurs caractéristiques trop différentes entre deux cellules voisines.

Afin d'étudier les caractéristiques de l'écoulement, nous nous sommes placés en régime établi, au-delà de 2 minutes afin d'en être sûr, et le temps de calcul convenable me le permettant.

Avec l'équipe projet nous nous sommes intéressés à plusieurs variables, notamment celles que nous pouvons comparer avec des valeurs expérimentales. Ces dernières sont issues des données des essais de surverse 2017.

Afin de rendre plus lisibles les graphiques, seules les données sur 3 sections ont été indiquées : une section avant le début de la pente, une section le long de la pente et une dernière section après la pente. Les sections sont construites perpendiculaires au plan d'écoulement, avec 50 points sonde espacés de 1 cm, soit une hauteur totale de 49 cm estimée suffisante au vu du débit injecté en entrée ainsi que la vitesse et hauteur d'eau correspondantes. La discrétisation de la section en points sonde espacés de 1 cm est en accord avec la résolution du maillage : la hauteur d'un bloc étant de 16 cm, et le niveau de raffinement maximal étant de 4, les cellules les plus petites du domaine ont une hauteur de 1 cm. Les sections dans la pente ont été placées en tête de marche, de façon à ne pas être placées dans le creux d'une marche et fausser les résultats de hauteur d'écoulement, dans le cas par exemple où les marches emprisonnent des poches d'air (voir figure n°42).

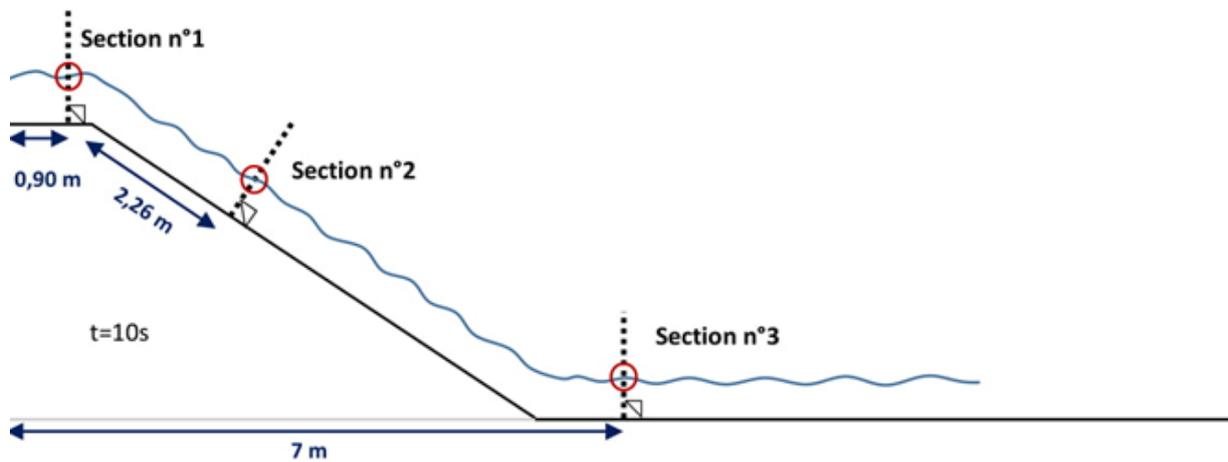
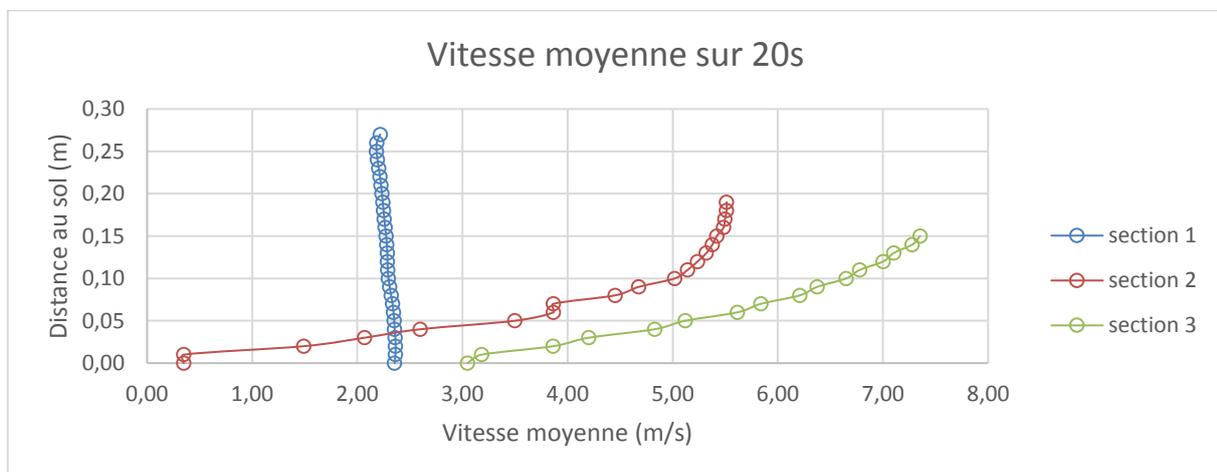


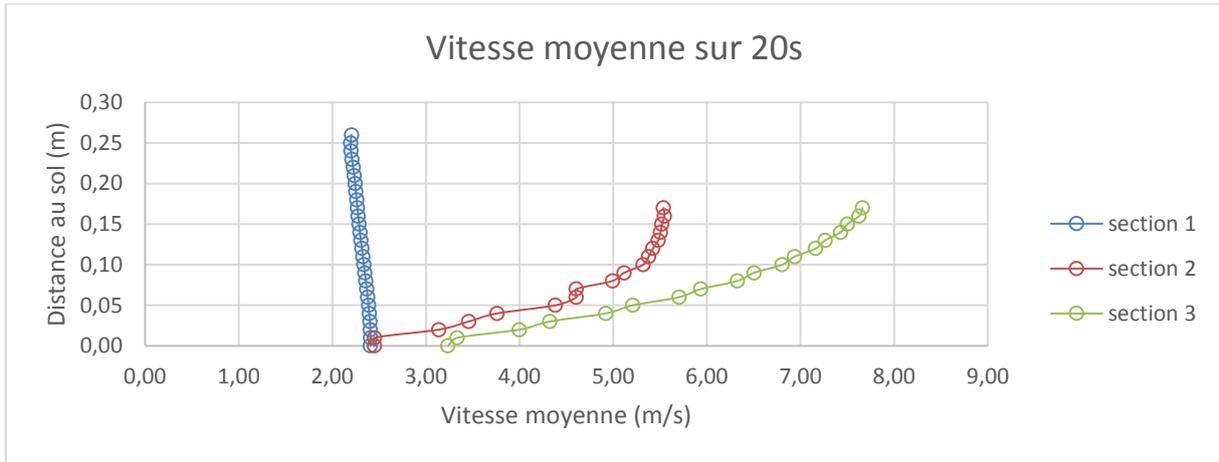
Figure 45 : Emplacement des sections d'étude. Production personnelle

3.2.4 Etude des profils de vitesse

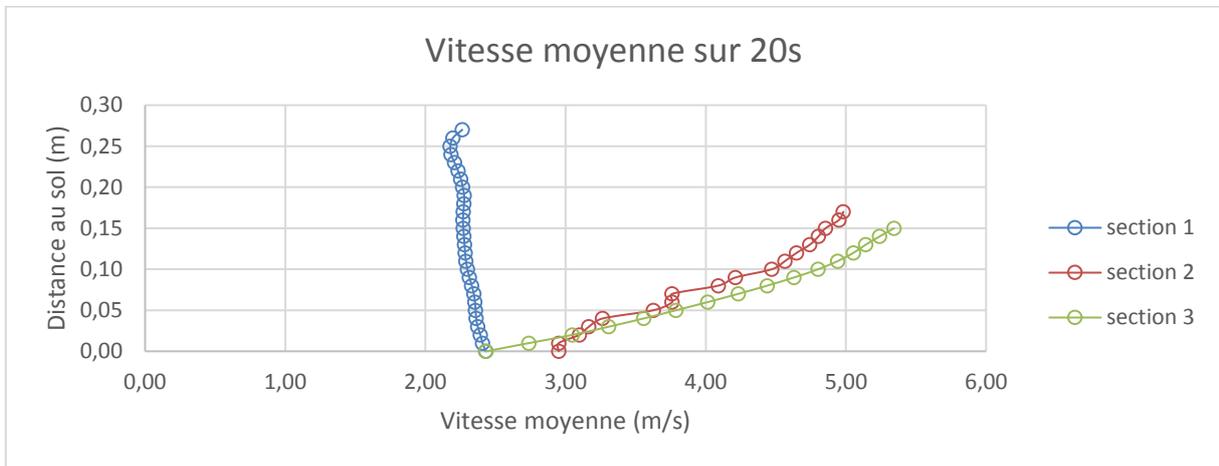
Sur profil lisse



Sur profil 22 marches



Sur profil 11 marches



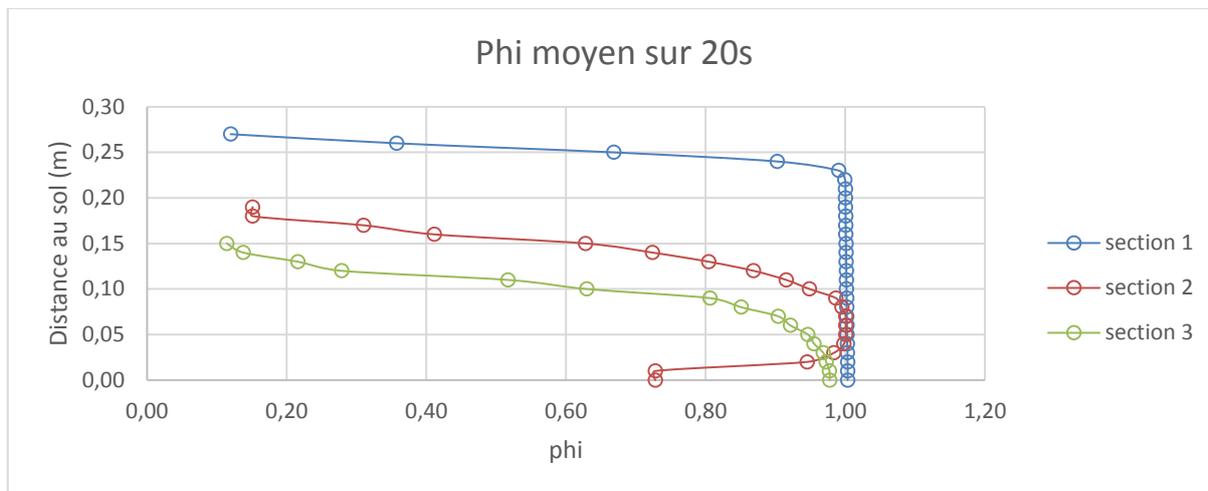
Observations

La vitesse moyenne est presque constante sur la section en amont de la pente. On remarque sur les courbes du profil lisse, que la vitesse minimale sur la section 2, ie le long de la pente, débute à 0 m/s, reproduisant bien l'effet de paroi qui est observable sur les profils de vitesse expérimentaux. Le long de la pente et en aval, plus on se rapproche de la surface et plus la vitesse est élevée, avec cependant une vitesse maximale qui semble être légèrement en dessous de la surface de l'écoulement, pour la section 2 dans le cas du profil lisse et du profil intermédiaire.

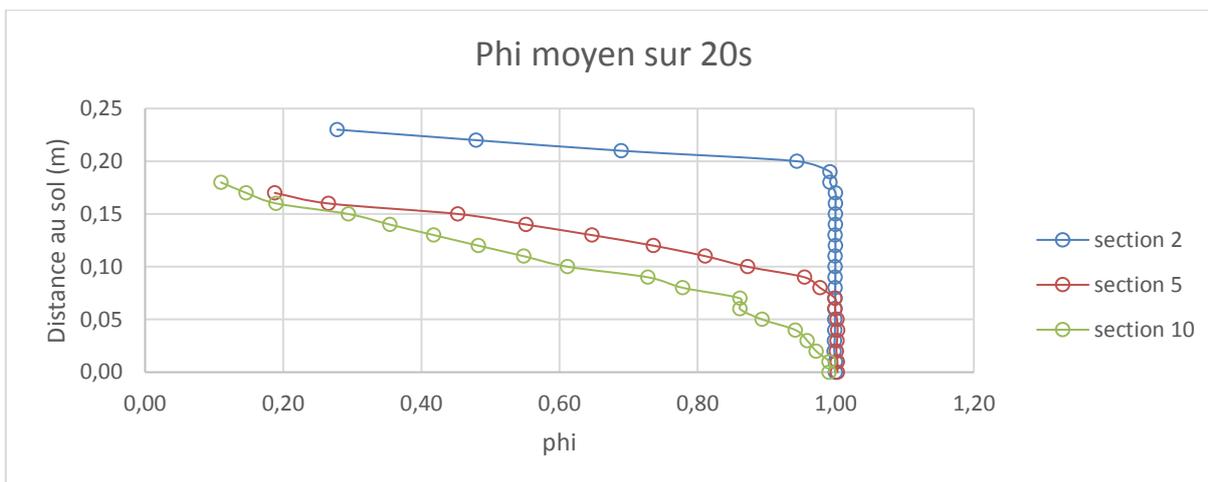
On note une augmentation de la vitesse de l'écoulement au fil des différentes sections.

3.2.5 Etude des profils de la fraction en eau

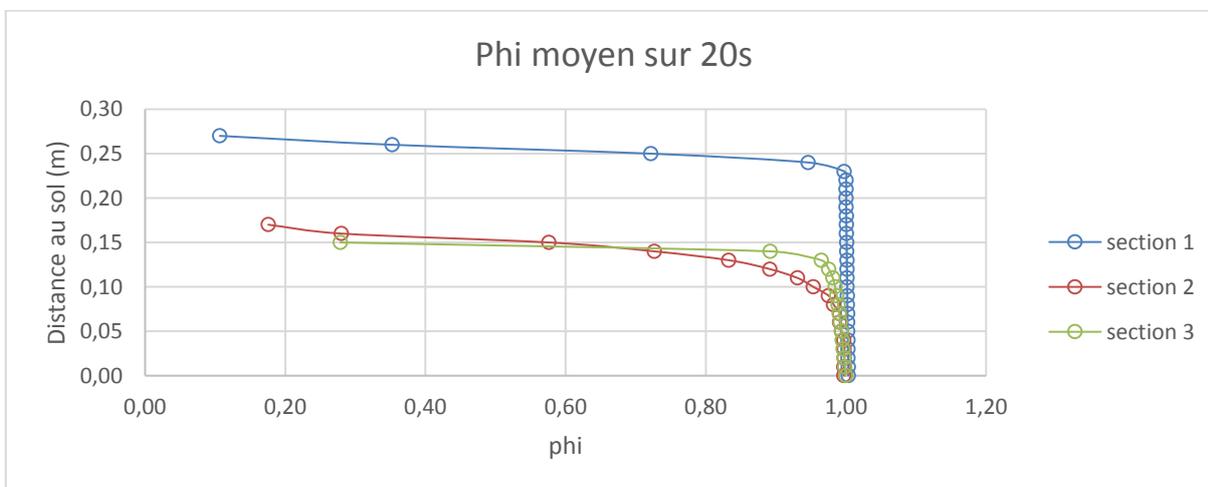
Sur profil lisse



Sur profil 22 marches



Sur profil 11 marches



Observations

En premier lieu nous pouvons constater qu'au niveau des points bas des sections, la valeur de φ est égale à 1 et diminue progressivement le long de la section. Cette diminution indique que la teneur en air dans l'écoulement augmente progressivement.

Pour le profil lisse, les points bas de la section 2 ont une valeur de φ différente de 1, ce qui m'a questionné. En effet, en particulier le long de la pente lisse, il ne devrait physiquement pas y avoir d'air mélangé à l'eau à ces endroits. Ces valeurs s'expliquent par la géométrie du profil lisse, qui est en fait constitué de très petites marches, celles-ci remplies du fluide de vitesse nulle et dont la densité est égale à 500 kg/m^3 , soit une valeur de φ égale à 0,5.

3.2.6 Comparaison entre hauteur d'eau et hauteur d'écoulement

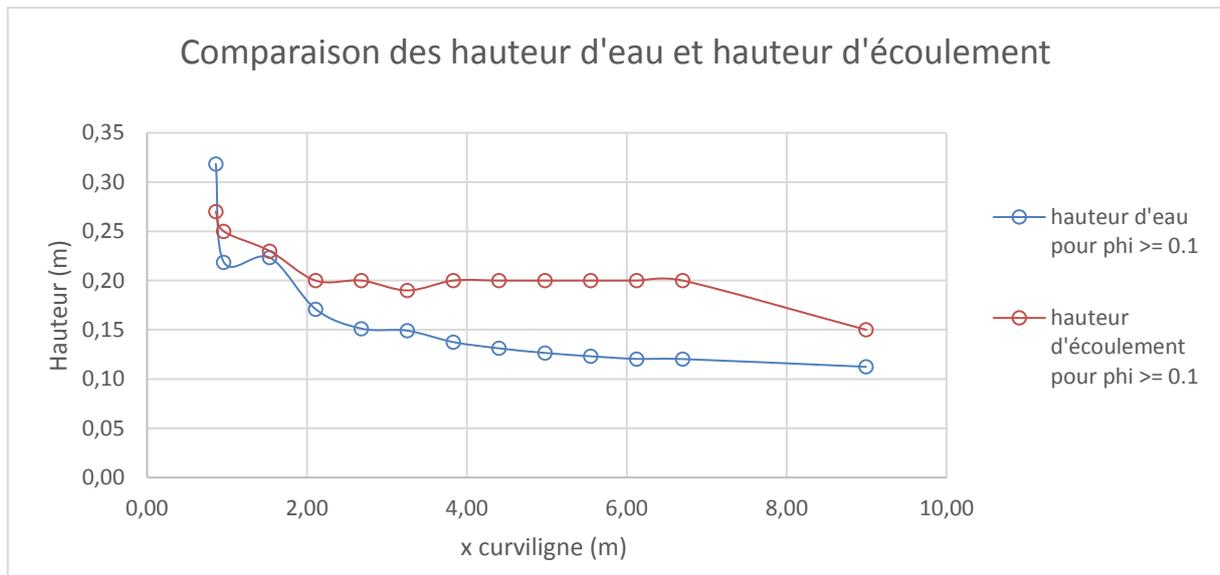
Pour déterminer numériquement la hauteur de l'écoulement, c'est-à-dire la hauteur du mélange air-eau mesurée expérimentalement, j'ai retenu le dernier point de la section étant considéré dans l'écoulement, c'est-à-dire avec un $\varphi \geq 0,1$.

La hauteur d'eau est issue du calcul de conservation du débit sur une section, pour un écoulement perpendiculaire à celle-ci :

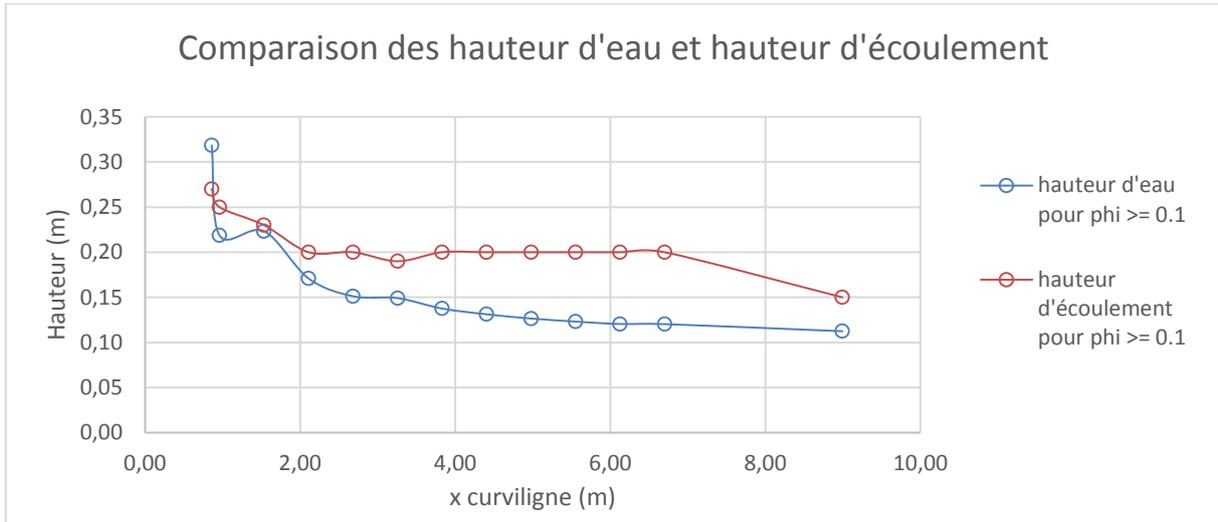
$$h_w = \frac{Q}{\bar{v} * l}$$

\bar{v} étant la vitesse moyenne sur la section d'écoulement et l la largeur du canal, par défaut égale à 1 m en 2D.

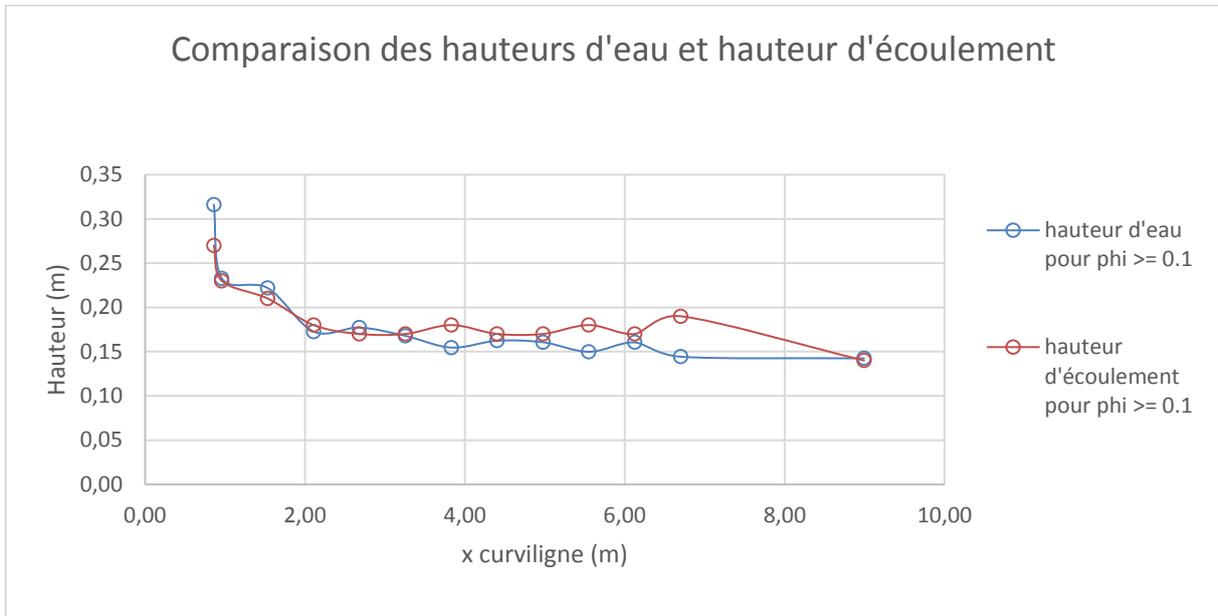
Sur profil lisse



Sur profil 22 marches



Sur profil 11 marches



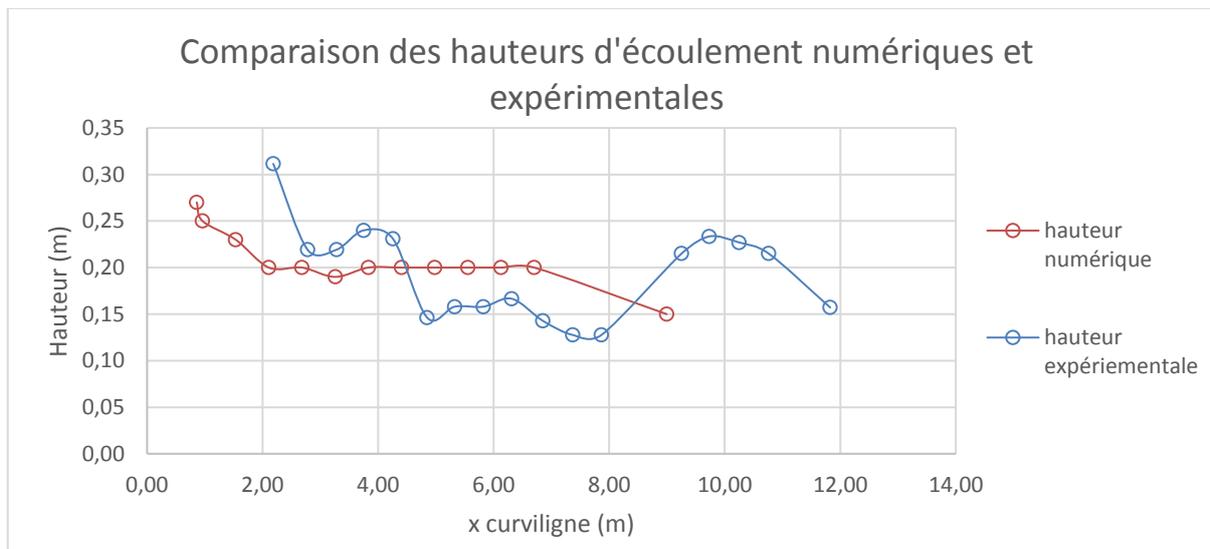
Observations

L'abscisse curviligne correspond au tracé suivant la géométrie du talus, avec pour origine l'entrée de l'eau dans le domaine.

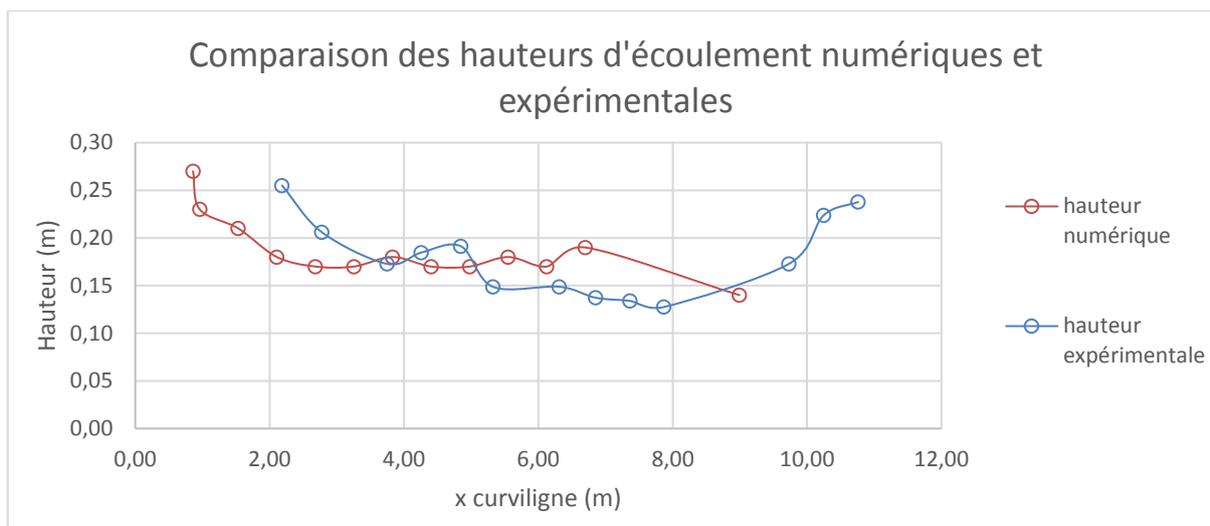
La hauteur d'écoulement diminue et semble se stabiliser le long de la pente. C'est lors d'un échange avec mon équipe encadrante que nous avons alors clairement distingué la hauteur d'écoulement de la hauteur d'eau, cette dernière ne pouvant être mesurée expérimentalement et qui est issue de la formule de la conservation du débit. Cette valeur, conformément aux attentes de l'équipe, diminue le long de la section, du fait de l'augmentation de la vitesse d'écoulement le long de l'abscisse curviligne.

3.2.7 Comparaison des hauteurs d'écoulement numériques et expérimentales

Sur profil lisse



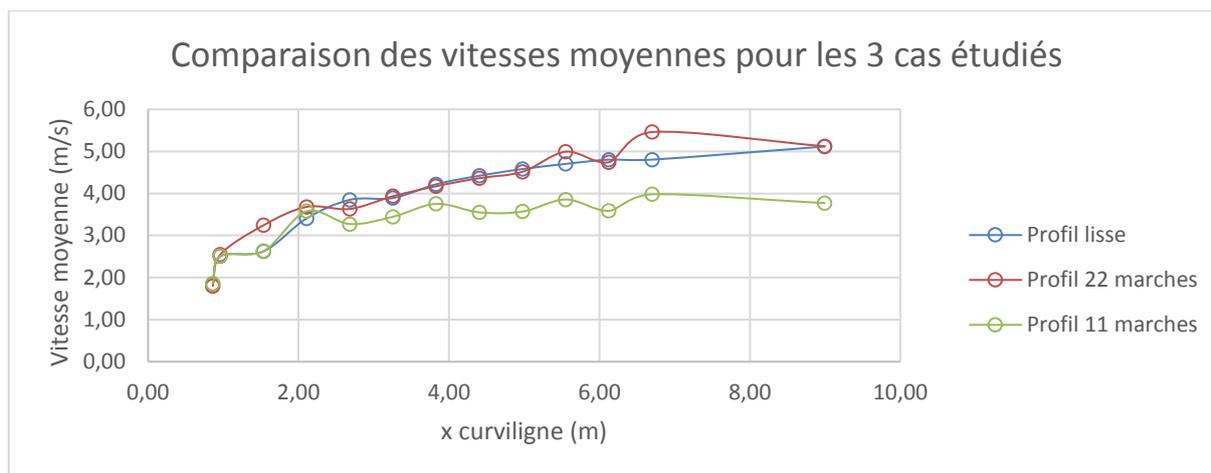
Sur profil à 11 marches



Observations

Sur les deux graphiques précédents, nous pouvons constater que les valeurs expérimentales encadrent les résultats numériques. Il n'est pas étonnant de voir la hauteur d'écoulement expérimentale augmenter après la pente : cela peut être dû au ressaut hydraulique, qui n'est pas visible avec le programme de calcul étudié dans ce rapport.

3.2.8 Profils de vitesse moyenne le long de l'abscisse curviligne



Ces vitesses ont été moyennées sur 20s pour chaque point de chaque section, puis ont été intégrées sur la hauteur d'eau de chaque section, de façon à avoir une vitesse moyenne section par section. C'est ce même calcul qui a été réalisé dans la fonction permettant de calculer la hauteur d'eau à partir de la conservation du débit, le calcul nécessitant la connaissance de la vitesse moyenne de l'écoulement sur la section étudiée.

Ici, conformément aux attentes de l'équipe de travail, la vitesse de l'écoulement est plus faible sur le profil à 11 marches considéré comme étant le plus érodé. Pour le profil intermédiaire constitué des 22 marches, la vitesse est égale à celle calculée sur le profil lisse, sauf en quelques points où celle du profil intermédiaire est légèrement supérieure. Néanmoins cette dernière remarque me semble secondaire dans l'analyse des résultats.

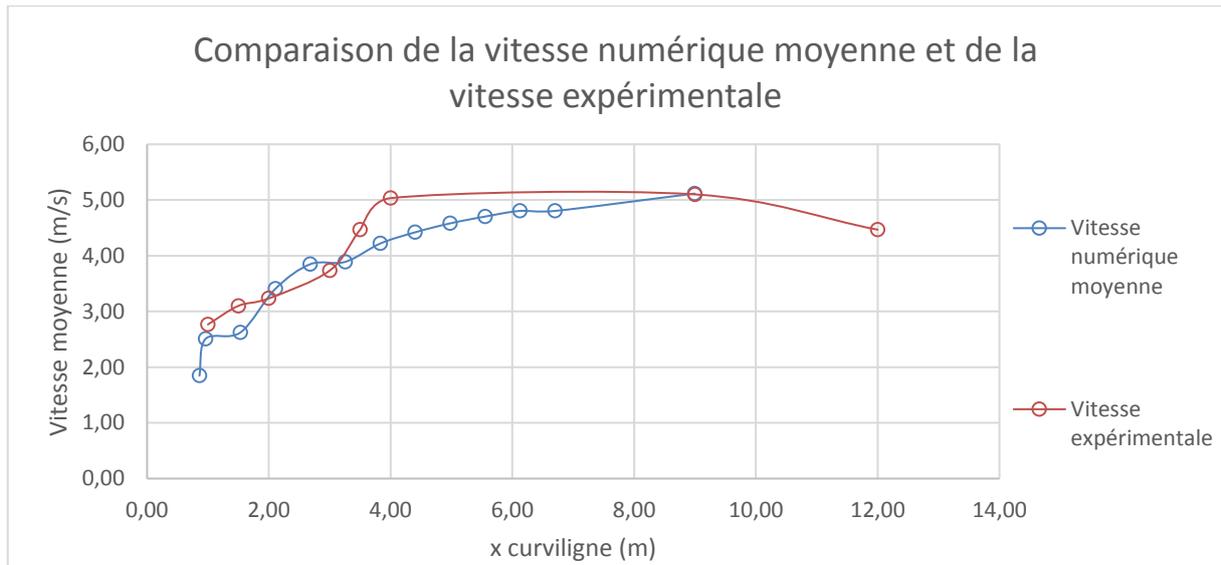
3.2.9 Comparaison aux données expérimentales

Les données expérimentales ont déjà été traitées et analysées par l'équipe du laboratoire de mécanique des sols d'Irstea Aix-en-Provence, et ont été mises à ma disposition afin de pouvoir comparer avec les données numériques obtenues.

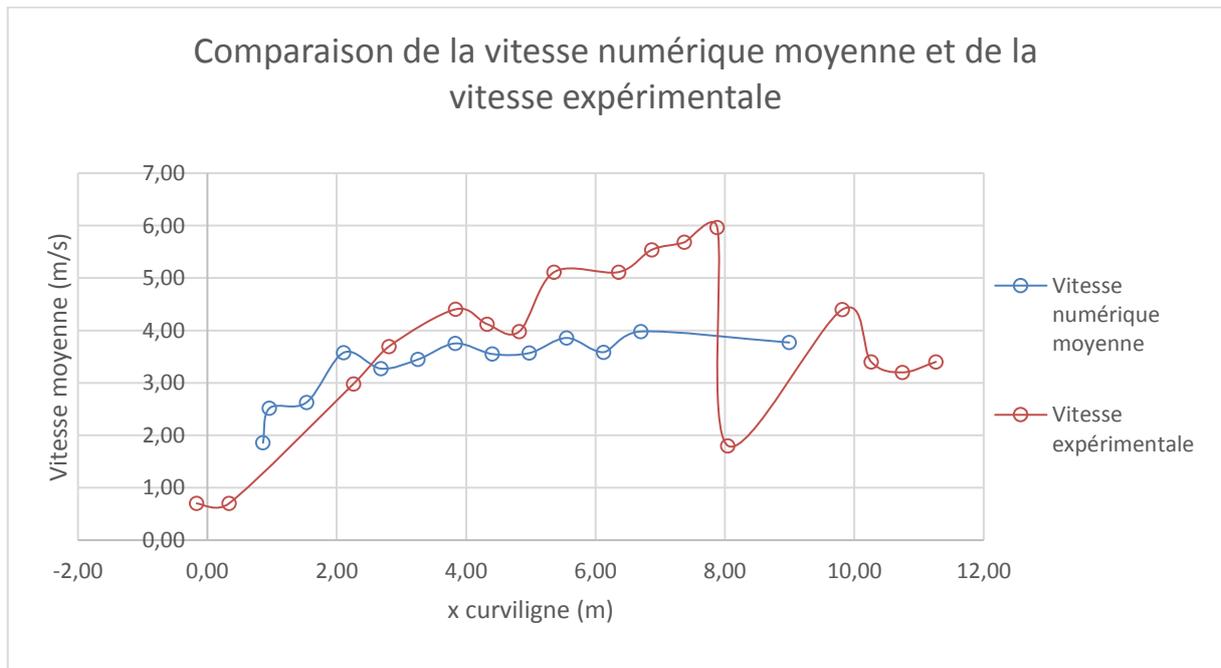
Dans le cadre du projet dont sont issues les données expérimentales, deux sols ont été testés : un sol traité, censé être plus résistant à l'érosion externe due à la surverse, et un sol naturel, non traité, qui pourrait constituer le corps d'une digue en remblai construite dans cette région géographique-là.

Les figures d'érosion observées sont celles en marches d'escalier, et afin de comparer aux mieux les données j'ai utilisé les données du sol non traité avec la figure la plus érodée, c'est-à-dire le profil avec les 11 marches, et j'ai comparé les données issues des essais sur le sol traité avec les données obtenues sur le profil lisse, censé représenter une digue pas ou très peu érodée. Le profil intermédiaire des 22 marches sera laissé de côté lors de cette comparaison.

Profil lisse comparé aux données sur sol traité



Profil des 11 marches comparé aux données sur sol non traité



Dans le cas du profil lisse, les vitesses numériques sont très proches des vitesses expérimentales le long de l'abscisse curviligne, bien que parfois légèrement inférieures. Concernant le profil constitué des 11 marches, la différence entre les résultats est plus conséquente, bien que les vitesses soient du même ordre de grandeur. Ces différences peuvent s'expliquer par la géométrie de la digue expérimentale, qui une fois érodée n'est pas aussi régulière que celle modélisée numériquement. De plus, dans ce cas en outre la vitesse expérimentale a été mesurée en surface : la chute brutale d'une vitesse peut être due à la présence d'une onde stationnaire, et à la présence d'une mousse formée en surface ne permettant pas de mesurer directement la vitesse de l'écoulement.

3.2.10 Modélisation avec une fosse d'érosion

Géométrie

De façon succincte, je me suis intéressée à la modélisation de l'écoulement sur un profil érodé avec une fosse d'érosion. Les dimensions de la fosse qui s'appuient sur les résultats expérimentaux des essais de surverse menés en 2017 sont les suivantes :

- Hauteur : 0,32m
- Longueur : 1,92m

Visualisation des résultats

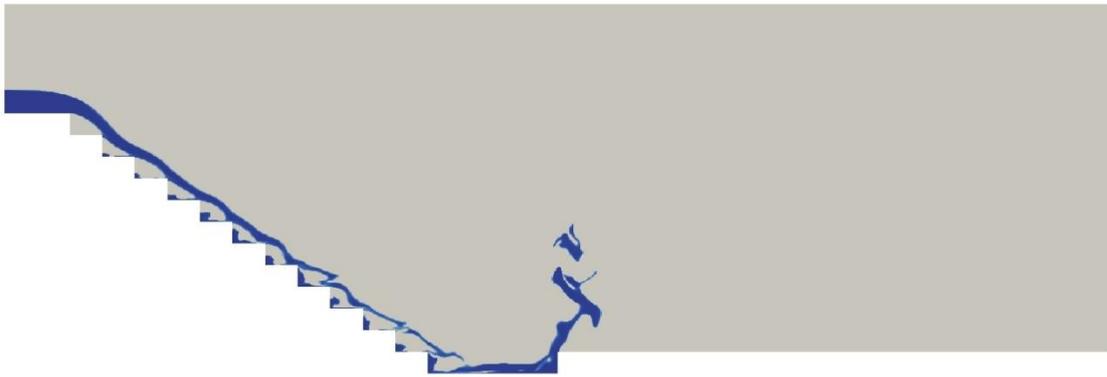


Figure 46 : Ecoulement sur profil érodé avec fosse d'érosion à $t=3,5s$. Production personnelle

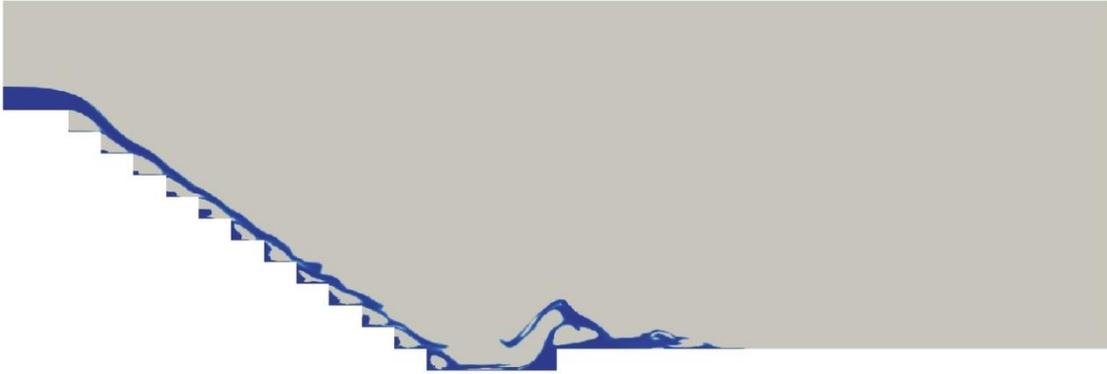


Figure 47 : Ecoulement sur profil érodé avec fosse d'érosion à $t=4s$. Production personnelle

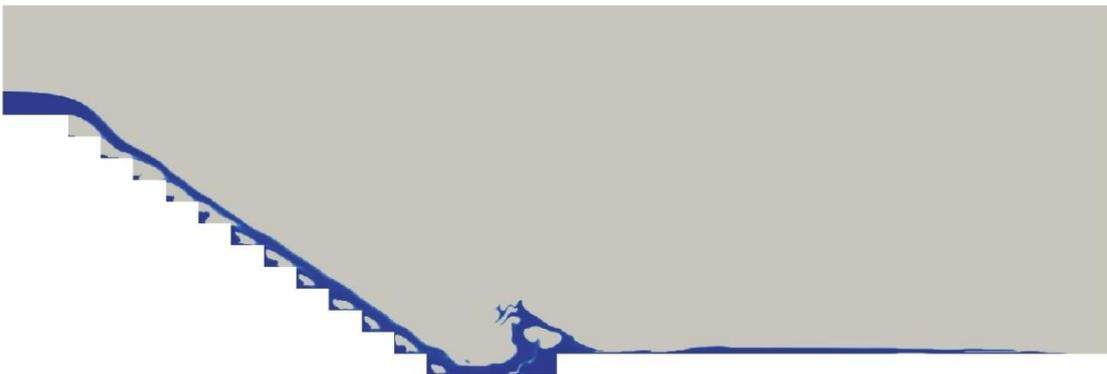


Figure 48 : Ecoulement sur profil érodé avec fosse d'érosion à $t=4,9s$. Production personnelle

Lorsque l'eau arrive dans la fosse, nous observons un jet puissant qui percute l'extrémité de la fosse à droite. Quelques secondes plus tard, un début de recirculation de l'écoulement apparaît dans la fosse, phénomène qui a déjà été observé sur le terrain.

3.3 Modélisation du franchissement d'une vague solitaire

Lors de l'état des lieux des ouvrages de protection maritimes suite à la tempête Xynthia, il a été constaté qu'un grand nombre de digues maritimes n'était pas protégé des assauts de la mer. L'érosion externe concerne également ce type d'ouvrage et une brèche peut se former suite au franchissement de plusieurs paquets de vague. De plus, même sur les ouvrages revêtus, les franchissements marins peuvent être à l'origine de submersions et inondations. C'est pourquoi la simulation du franchissement est une donnée essentielle dans la prévention du risque inondation.

3.3.1 Géométrie du problème

Pour ce problème j'ai décidé de travailler sur une géométrie simple. L'ouvrage de protection est constitué d'un mur vertical.



Figure 49 : Exemple d'un « wave return wall », avec un rebord côté mer limitant le franchissement, source : EurOtop 2016

La modélisation est réalisée en deux dimensions pour rester économe en temps de calcul et pour pouvoir caler le modèle si besoin.

La taille des blocs initiaux est de :

- Hauteur : 2,5 cm
- Longueur : 5 cm

Dans le cas 1 d'étude, le mur fait 40 cm de haut, et 10 cm de large. Le niveau de l'eau est placé à $y=0\text{m}$, et la hauteur de la vague « crête à creux » est d'environ 10 cm à $t=0\text{s}$. Dans le cas 2, le mur a les mêmes dimensions et comporte un léger rebord côté mer.

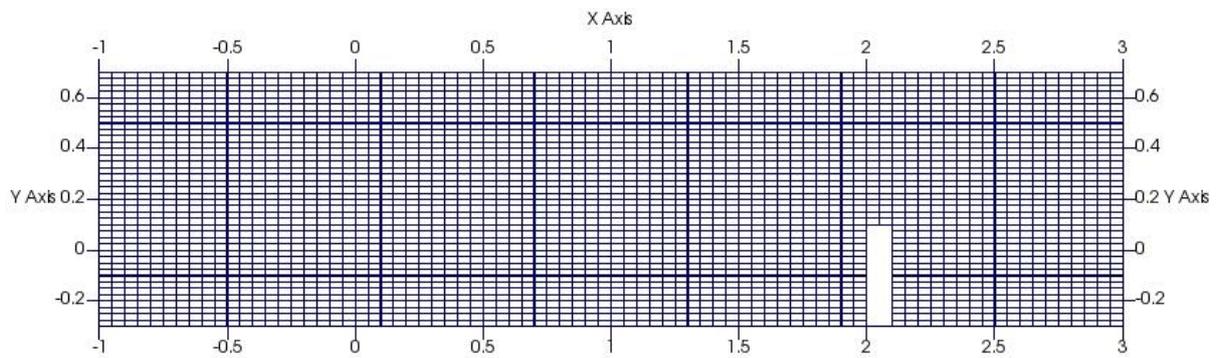


Figure 50 : Maillage du mur vertical. Production personnelle

3.3.2 Initialisation du calcul

La modélisation consiste à simuler une seule vague qui viendrait frapper le mur, de façon perpendiculaire à celui-ci. L'initialisation du calcul est basée sur le modèle de Tanaka [18], qui permet de définir la forme de la surface libre de la vague à l'aide d'un schéma itératif.

Un programme aux éléments finis calcule le champ de vitesse en fonction de la hauteur de la vague, en fonction des hypothèses suivantes :

- L'eau est un fluide incompressible, donc l'écoulement est lui aussi incompressible : $div(\vec{u}) = 0$, \vec{u} étant la vitesse de l'écoulement,
- L'écoulement est irrotationnel : $\frac{1}{2}rot(\vec{u}) = \vec{0}$,
- Il existe donc un potentiel φ tel que $\vec{u} = \overrightarrow{grad}\varphi$.

Une fois ce champ de vitesse calculé nous disposons des éléments nécessaires pour initialiser le calcul. Le champ de pression est défini en chaque point du domaine : dans l'air il est égal à $10^5 Pa$ tandis que dans l'eau à $t=0$ la pression est égale à $10^5 + \rho g z Pa$, z étant la profondeur du point étudié par rapport à la surface de l'eau (m), et g l'accélération de pesanteur (m/s).

Une fois la hauteur de la vague déterminée, le champ de vitesse calculé et la pression définie en chaque point du domaine nous disposons des éléments nécessaires pour initialiser le calcul.

3.3.3 Visualisation des résultats des simulations du cas 1

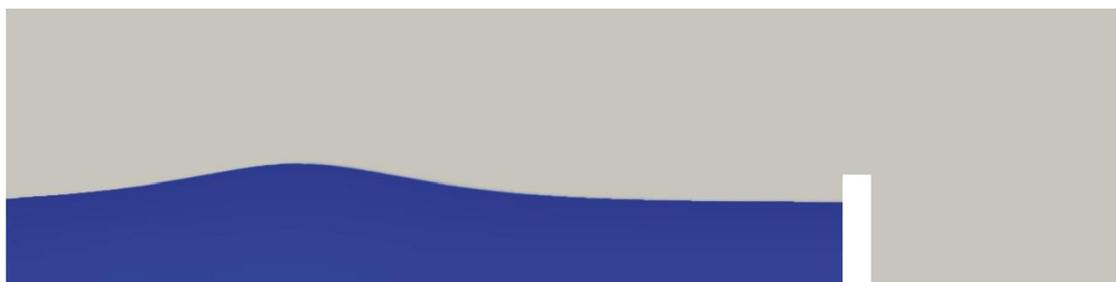


Figure 51 : Vague à $t=0s$. Production personnelle



Figure 52 : Vague à $t=1,05s$. Production personnelle

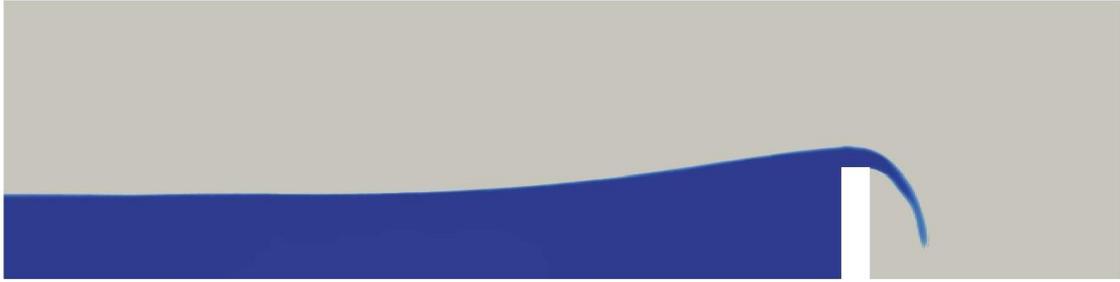


Figure 53 : Vague à $t=1,15s$. Production personnelle



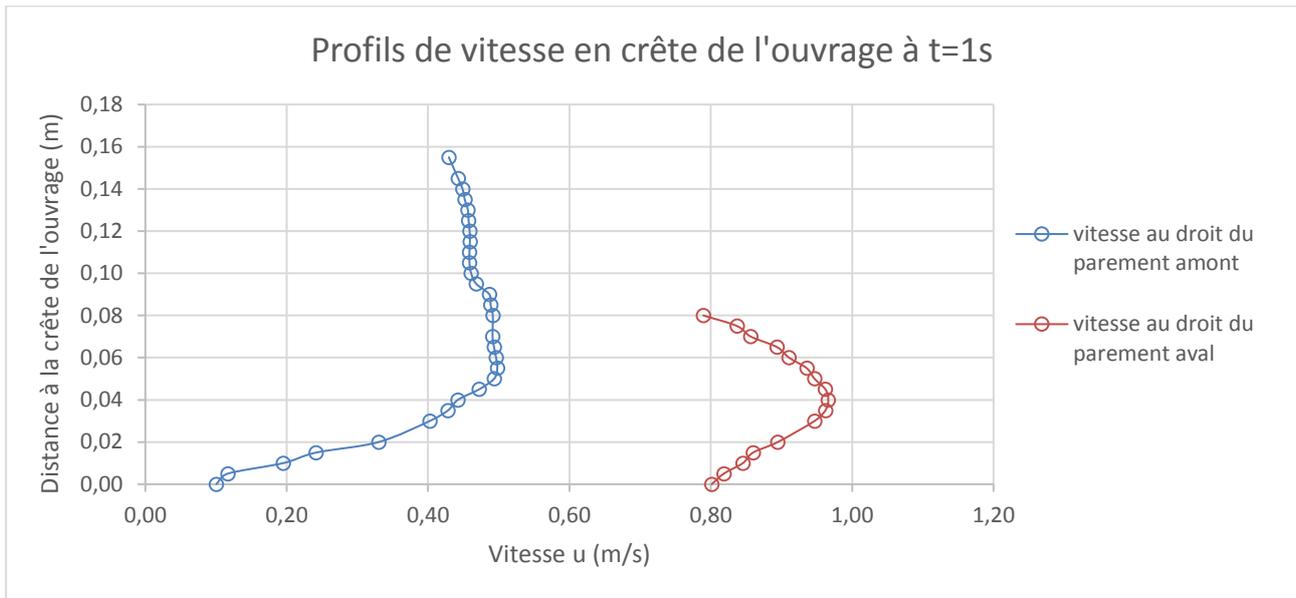
Figure 54 : Vague à $t=2,25s$. Production personnelle

3.3.4 Analyse des résultats du cas 1

Toutes les fonctions liées au post-traitement de la modélisation du franchissement sont décrites en annexe B.

Profil de vitesse en crête de l'ouvrage

Les vitesses selon \vec{e}_x ont été étudiées en crête de l'ouvrage, sur deux sections : l'une en $x=2m$, c'est-à-dire à hauteur du parement amont de l'ouvrage, et une autre en $x=2,1m$, c'est-à-dire à hauteur du parement aval de l'ouvrage. Les sections sont constituées d'un point tous les 5 mm, sur 24,5 cm, hauteur suffisante dans ce cas d'étude. Dans l'étude du franchissement j'ai également supposé que pour $\varphi \geq 0.1$ le fluide considéré faisait partie de l'écoulement.



Les vitesses sont plus importantes le long de la section aval. Néanmoins la vitesse maximale sur une section semble être presque à la même hauteur pour les deux sections étudiées, comprise ici autour de 5 cm.

Hauteur d'eau en crête de l'ouvrage

D'après le graph de profils de vitesse, il est possible d'en déduire les hauteurs en crête d'ouvrage. Lors de la visualisation des fichiers résultat, pour ce type de vague et ce type d'ouvrage de protection, la hauteur maximale de la vague est observée au droit du parement amont. Ici, elle atteint 15,5 cm.

Volume de franchissement

Un des paramètres permettant de caractériser le franchissement est le volume d'eau franchi par vague. Le volume moyen franchi pour une série de vagues est un paramètre également quantifié dans la littérature afin de déterminer les volumes de franchissement tolérable, mais ne fait pas l'objet d'étude dans le cas d'une vague solitaire.

Pour déterminer ce volume franchi à partir des fichiers résultat, j'ai calculé le volume d'eau du côté aval de l'ouvrage de protection une fois la vague passée par-dessus l'ouvrage.

Pour calculer le volume d'eau en aval, j'ai réalisé la somme du produit de la fraction volumique par la surface de la cellule étudiée, pour chaque cellule du côté aval.

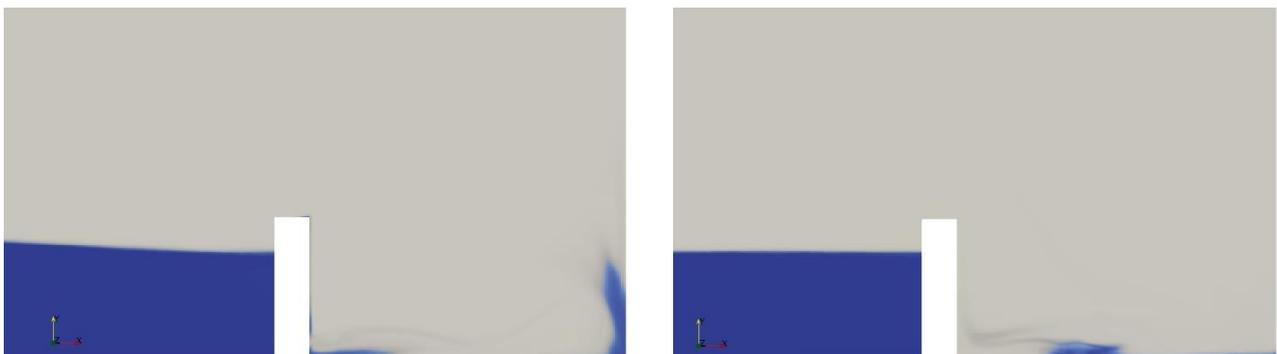
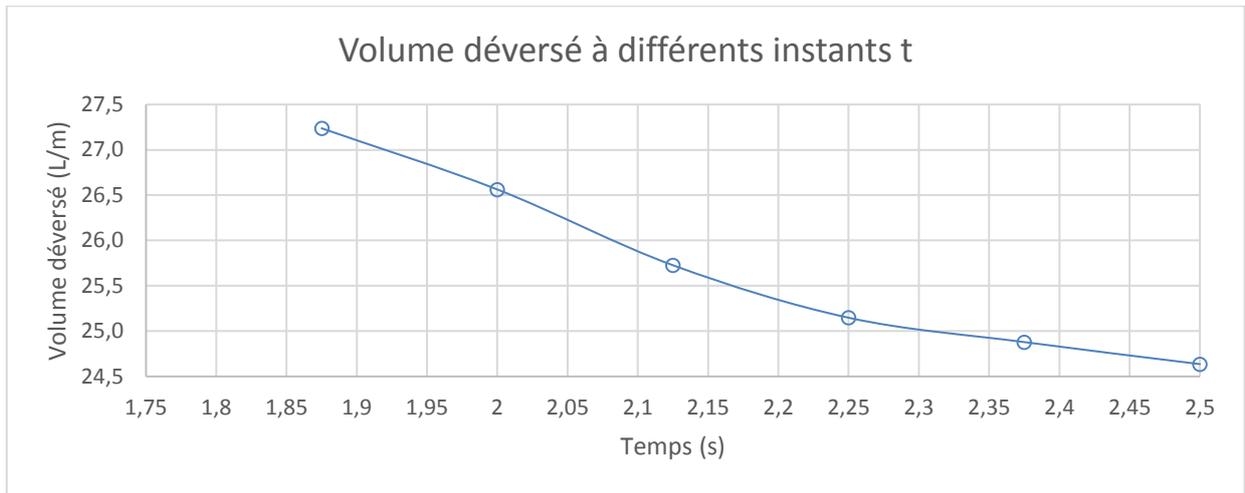


Figure 55 : A gauche $t=1,875s$, à droite $t=2,5s$. Fichiers à partir desquels le volume franchi a été calculé. Production personnelle



Dans ce cas d'étude, le volume franchi est de 27,2 L/m pour le fichier résultat à $t=1,875s$. A $t=2,5s$, le volume franchi est de 24,6 L/m.

Une explication possible de la « perte d'eau » dans ce laps de temps est le phénomène de dispersion numérique. En effet, une fois l'eau passée par-dessus l'ouvrage, elle ne peut s'échapper du domaine d'étude, nous devrions donc avoir le même volume de franchissement.

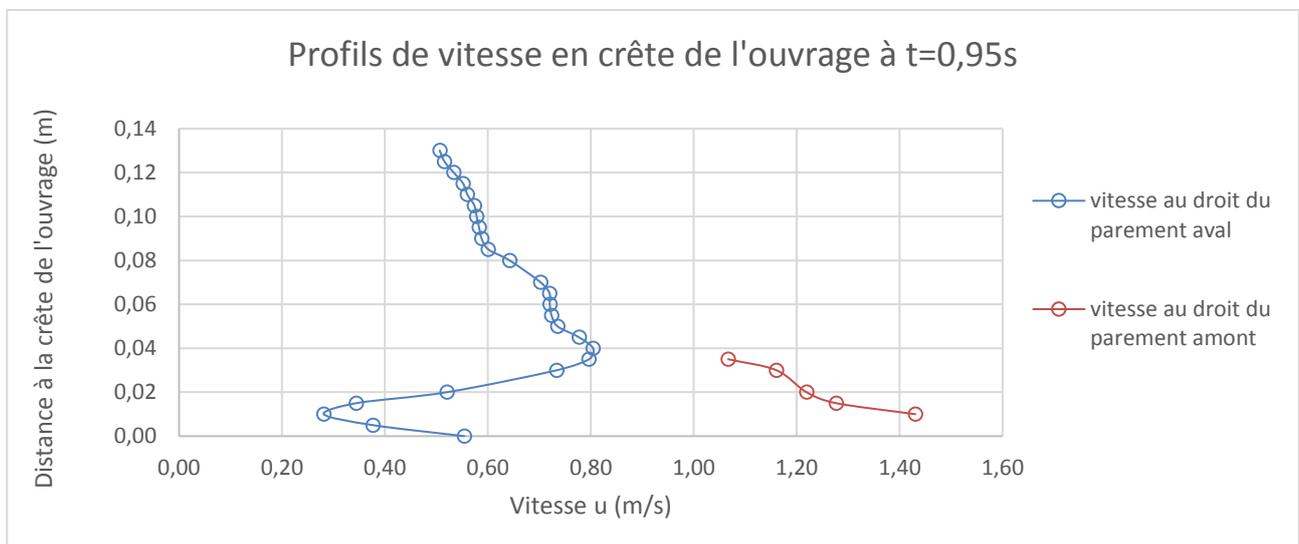
3.3.5 Visualisation et analyse des résultats du cas 2

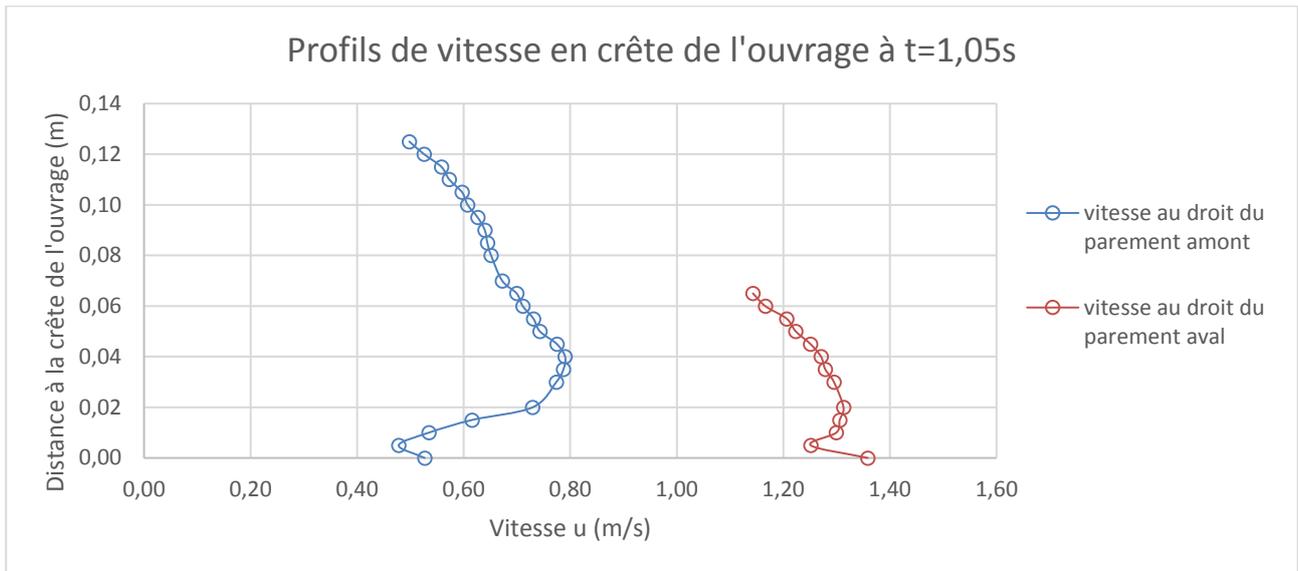


Figure 56 : Vague à $t=0,95s$. Production personnelle

Profils de vitesse en crête de l'ouvrage

Les profils de vitesse ont été réalisés à partir des mêmes hypothèses que dans le cas 1.



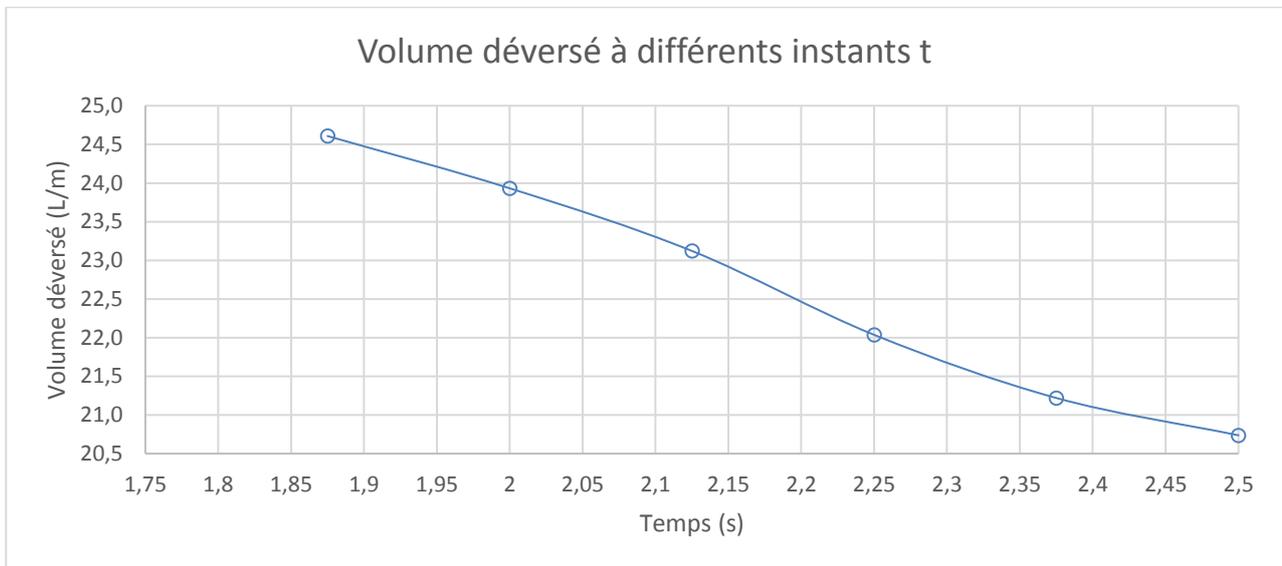


Sur ce type d'ouvrage, les vitesses selon \vec{e}_x sont plus importantes que dans le cas 1. L'allure des profils de vitesse reste néanmoins semblable au cas précédent, avec une vitesse plus importante au droit du parement aval.

Hauteur d'écoulement en crête de l'ouvrage

D'après l'observation des fichiers résultat, la hauteur maximale de l'écoulement en crête de l'ouvrage est atteinte à 0,95s. D'après le graph des profils de vitesse correspondant à cet instant, cette hauteur maximale se situe au droit du parement amont, et est de 13 cm.

Volume de franchissement



Pour le mur avec rebord côté mer, le volume franchi est de 24,6 L/m pour le fichier résultat à $t=1,875s$. A $t=2,5s$, le volume franchi est de 20,7 L/m. La perte de volume d'eau représente 15,9% du volume à $t=1,875s$. Dans ce cas, on note une légère amélioration quant au volume déversé, sans avoir eu à rehausser la crête. L'intégration d'un rebord côté mer est efficace pour un ouvrage n'étant pas sous-dimensionné initialement.

3.4 Critiques

3.4.1 De la modélisation de la surverse

Sur les résultats

Une des critiques possibles serait l'absence du ressaut hydraulique lors de la visualisation des résultats, bien que celui-ci ne soit pas toujours observé sur un sol cohésif. L'allure des hauteurs d'eau le long du profil de la digue est proche de ce qui a été observé expérimentalement dans le cadre du projet DigueElite. Néanmoins dans la littérature, et comme l'illustre la figure 10 sur un sol cohésif il est habituel d'observer une hauteur d'eau plus importante après la pente du remblai, que le long de celle-ci. Lors des simulations numériques, ce point n'a pas été observé en ce qui concerne la forme de l'écoulement.

Sur la rédaction des fonctions dans le post-traitement

Les fonctions rédigées par moi-même ne sont évidemment pas rédigées d'un point de vue optimal, même si les données peuvent être extraites assez rapidement des fichiers résultats afin de pouvoir être traitées.

Lors du calcul de la moyenne de la vitesse pour chaque section, il aurait été possible de projeter la vitesse selon \vec{e}_x le long de la pente. Comme j'ai étudié la vitesse moyenne de l'écoulement, après comparaison des résultats avec ceux obtenus avec le module de la vitesse, et les valeurs étant quasi-identiques, le module de la vitesse a été conservé pour l'analyse des résultats.

Pour calcul de la fraction volumique φ , le rapport $\frac{-(p-p_0)}{c_0^2}$ est très faible, c'est pourquoi j'ai utilisé la forme simplifiée de φ égale à $\frac{(\rho-\rho_A)}{\rho_W-\rho_A}$.

Sur les hypothèses du programme de calcul

Les hypothèses permettant de simplifier les équations de Navier-Stokes, qui sont :

- La non prise en compte de la viscosité du mélange air-eau,
- La considération de l'eau comme fluide faiblement compressible,
- Le choix d'une loi isotherme pour définir la pression,
- Le choix d'une vitesse du son artificielle dans le milieu de propagation.

Le code fournit finalement des résultats du même ordre de grandeur que les valeurs expérimentales mesurées lors des essais de surverse de 2017.

Le choix de la valeur limite de φ égale à 0,1 dans la définition de l'écoulement peut également être discuté. Ce choix influe directement sur la hauteur d'écoulement, mais également sur les vitesses moyennes. Le choix de la valeur s'est fait en concertation avec l'équipe du projet, et les comparaisons des résultats numériques et expérimentaux sont dans l'ensemble très satisfaisants. Il est également possible d'augmenter le niveau de raffinement afin d'augmenter la précision des résultats. Néanmoins ce choix a un impact sur le temps de calcul, car il y a alors plus de cellules dans la zone d'intérêt où les variables sont à calculer. Au vu des hypothèses de simplification déjà prises en compte, cette précision supplémentaire n'est pas forcément justifiée.

A titre indicatif, la simulation de 20s sur 16 cœurs pour environ 50 000 cellules nécessite 3h de calcul. La même simulation sur un maillage fixe de 100 000 cellules, réalisée avec le code commercial Fluent©Ansys, nécessite 24h de calcul sur 4 cœurs.

L'intérêt du code BB-AMR3D est, à défaut de fournir une solution exacte de ce qui peut être observé en réalité, fournir des ordres de grandeur proches avec un temps de calcul raisonnable.

Toujours d'un point de vue numérique, certains calculs sont difficiles à réaliser. Dans le cas du profil érodé avec les 11 marches et le débit d'entrée de 600 L/s/m, les projections de gouttelettes d'eau ont nécessité une modification de la fonction calculant le gradient de vitesse pour permettre de terminer le calcul. Ce problème est également apparu pour certaines géométries avec fosse d'érosion, et plus généralement lorsque la géométrie impose un changement de direction brutal à l'écoulement.

3.4.2 De la modélisation du franchissement

Cette modélisation est nettement moins aboutie que celle de la surverse dans le cas fluvial. Elle a constitué une très courte partie sur la durée du stage et je manquais de données expérimentales pour valider ces modèles. Quelques remarques peuvent être formulées.

Il est intéressant dans un premier temps d'étudier une vague solitaire car cela permet de quantifier précisément l'impact du franchissement en termes de volumes déversés et de hauteur de vague maximale en crête de l'ouvrage, en fonction des caractéristiques de la vague. Cependant le cas d'une vague solitaire est souvent non conforme à ce qui peut être observé en réalité, c'est-à-dire un train d'onde avec des vagues irrégulières en vitesse, hauteur etc. A l'heure actuelle il existe des modélisations simulant ce type de houle.

Lors des études sur le franchissement par paquet de vagues, le volume moyen est souvent étudié et utilisé comme référence pour qualifier le franchissement de tolérable ou non. Or, ce volume moyen peut être le résultat de plusieurs petites vagues franchissant l'ouvrage pendant une période donnée, ou d'une seule vague de hauteur conséquente et déversant un volume d'eau significatif par-dessus l'ouvrage durant cette même période, présentant alors un danger beaucoup important pour les piétons et les véhicules pouvant se trouver derrière l'ouvrage. Le danger d'une vague importante avec un fort impact sur la zone protégée peut donc justifier l'étude d'une vague solitaire.

Une vague solitaire de grande ampleur peut également faire référence à un tsunami. Néanmoins ce type de modélisation nécessiterait des temps de calculs très importants, même en deux dimensions, en raison de la taille du domaine nécessairement plus grande que dans le cas étudié ici, afin de pouvoir être représentatif de la réalité et du déferlement sur les côtes.

Lors de l'étude de la vague solitaire, je me suis questionnée sur la pression exercée par l'eau le long du mur faisant office de protection maritime. Lors de la visualisation des résultats avec un logiciel de post-traitement, j'ai pu observer une fluctuation très importante des pressions dans le domaine au cours du temps, ne rendant pas possible l'analyse de l'évolution des pressions au cours du déplacement de la vague. En discutant de cette observation avec l'équipe encadrant mon travail, j'ai appris que cette fluctuation avait déjà été constatée lors d'un mauvais calcul du gradient de vitesse, et disparaissait probablement lorsque le schéma de calcul utilisé était en ordre 1 en espace, c'est-à-dire sans calcul de gradient. Néanmoins ce choix de schéma de calcul diminue la précision du résultat. Par manque de temps l'étude des pressions sur les ouvrages de protection n'a pas été effectuée et mériterait à mon sens d'être étudiée plus en détail.

De plus, lorsqu'une vague solitaire se propage sur une période top importante, celle-ci souffre de diffusion numérique et finit par s'écraser progressivement. C'est pourquoi il est important lors du positionnement de la vague au temps zéro, de ne pas la mettre trop proche de l'ouvrage pour ne pas immédiatement perturber la propagation de la vague, et pas trop éloignée de l'ouvrage pour limiter le phénomène de diffusion numérique.

Enfin, certains calculs sont difficiles à réaliser. Dans le cas de la surverse avec le profil érodé et ses 11 marches ainsi que le débit d'entrée de 600 L/s/m, les projections de gouttelettes d'eau ont nécessité une modification de la fonction calculant le gradient de vitesse pour permettre de terminer le calcul. Ce problème est également apparu pour certaines géométries avec fosse d'érosion.

Conclusion

Ce rapport met en évidence les différences entre les digues fluviales et les digues maritimes. Ces ouvrages sont soumis à des événements très différents qui dans le cas des crues et des tempêtes peuvent être extrêmes. Les principales défaillances des digues en terre, à savoir l'érosion externe et interne, sont encore peu prises en compte dans l'étude de ces ouvrages, en raison du peu de connaissances en la matière et bien que la recherche ait progressé ces dix dernières années dans la description et la compréhension du phénomène de l'érosion interne. Pour construire ces connaissances, il est parfois indispensable de réaliser des essais à l'échelle 1, comme les essais de surverse décrits dans ce rapport. Ces derniers ont mis en évidence la résistance des sols mélangés à de la chaux vis-à-vis de l'érosion externe par surverse, au contraire des sols non traités constitués de matériaux locaux prélevés sur place comme c'est habituellement le cas lors de la construction des digues en terre.

Les essais de terrain étant très coûteux, le développement d'outils numériques calés sur les résultats expérimentaux est alors une approche indispensable à long terme. Aujourd'hui, la modélisation numérique du phénomène de surverse en est encore à ses débuts. Le code aux volumes finis BB-AMR3D, encore en développement, a permis de simuler des écoulements à surface libre sur plusieurs géométries, et d'obtenir des résultats conformes aux mesures expérimentales des essais récents. Les écoulements à surface libre sont loin d'être simples à modéliser, d'une part en raison de la résolution difficile des équations de Navier-Stokes, et d'autre part en raison de la complexité et du nombre de paramètres intervenant dans les écoulements. Le code BB-AMR3D a de nombreux avantages : les résultats des simulations de surverse sont satisfaisants, la géométrie de l'ouvrage de protection peut être définie telle qu'on la souhaite, laissant ainsi une grande liberté aux ingénieurs. Les conditions aux limites peuvent également être définies de façon très variée, dans l'idée de reproduire le plus fidèlement possible un ouvrage réel. Pour le franchissement, il est déjà possible de simuler des vagues aux caractéristiques différentes, que ce soit une vague solitaire ou un train d'onde. Grâce aux modèles mathématique et numérique du programme, le temps de calcul est considérablement réduit par rapport aux calculs réalisés sur des logiciels disponibles sur le marché. Le facteur « temps » est un élément essentiel dans la modélisation numérique, et qui fait la plus-value de l'utilisation du code BB-AMR3D.

D'ici quelques années après sa validation, la partie hydraulique pourra être couplée à l'aspect mécanique de l'érosion, afin d'offrir une meilleure capacité de gestion du risque inondation lié aux submersions.

D'un point de vue personnel, ce travail de fin d'études a enrichi mes connaissances en Hydraulique à surface libre. Associé à ma formation en Génie Civil et Géotechnique, ce stage me permet de mieux appréhender les problématiques liées aux ouvrages hydrauliques et les enjeux de la recherche dans ce domaine d'étude.

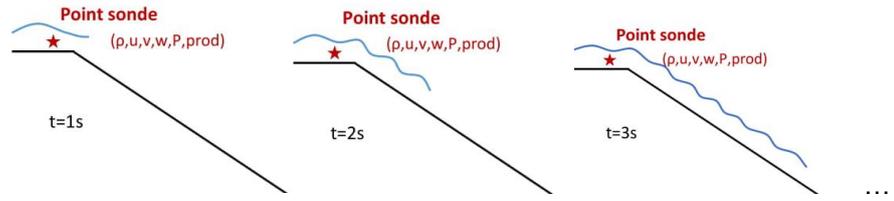
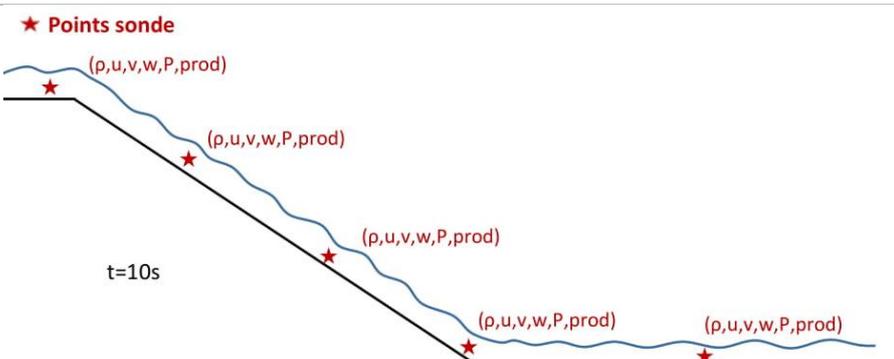
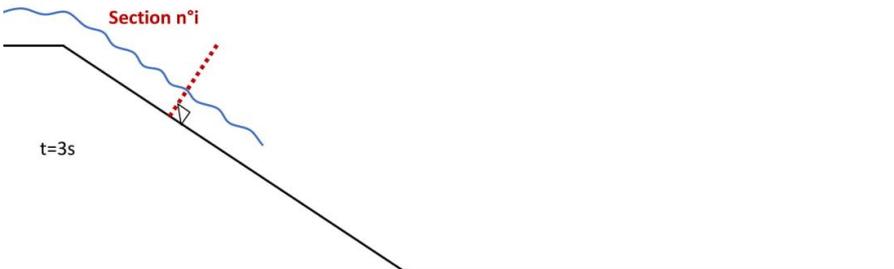
Références bibliographiques

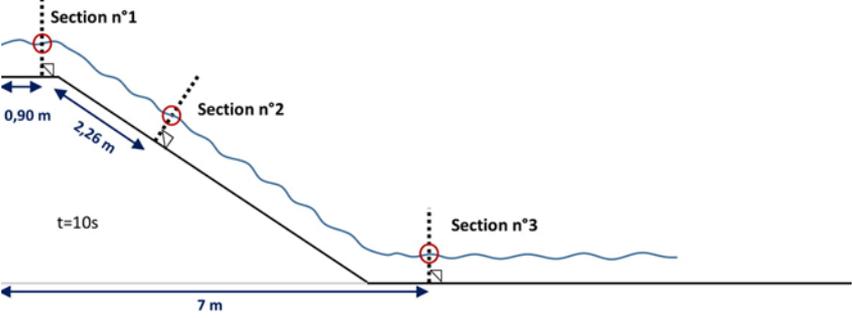
- [1] Devaux E., Désiré G., Boura C., Lowenbruck J., Bérenger N., Rouxel N., Romain N., 2012. *La tempête Xynthia du 28 février 2010-Retour d'expérience en Loire-Atlantique et Vendée*. MEDDE, CETE Ouest, Nantes.
- [2] Degoutte G., Mercklé S., 2015. *Conception des barrages*, Irstea – Département Ressources en Eau, usages et risques, Unité de Recherche Ouvrages Hydrauliques et Hydrologie
- [3] Février J.-M., Bidault S., 2013. *Définir la notion d'ouvrage de protection, un préalable nécessaire pour assurer la sécurité publique et déterminer les responsabilités*, 2^{ème} colloque national – Dignes2013, pp 13-18
- [4] Boudjellal L., Vial T., Vautier-Larrey A., Mériaux P., 2013. *Mise en place de la réglementation issue du décret du 11 décembre 2007 pour les digues maritimes des départements côtiers de la Manche et de Bretagne : état d'avancement, exemples marquants et perspectives*, 2^{ème} colloque national – Dignes2013, pp 19-28
- [5] Miniscloux F., Salmon D., 2013. *Le Système d'Information sur les Ouvrages Hydrauliques (SIOUH), état des lieux des digues en France*, 2^{ème} colloque national – Dignes2013, pp 129-137
- [6] Deroo L., Fry J.-J., 2013. *Recommandations ERINOH (volume 3) : maîtrise de l'érosion interne*, 2^{ème} colloque national – Dignes2013, pp 298-306
- [7] *The International Levee Handbook*, Londres, CIRIA, 2013, 1349 pages.
- [8] Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. and Zanuttigh, B., 2016. *EurOtop II, Manual on wave overtopping of sea defences and related structures: an overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application*, Pre-release October 2016, 264 pages.
- [9] Ersoy M., Golay F., Yushchenko L., 2013. *Adaptive multi-scale scheme based on numerical entropy production for conservation laws*, Cent. Eur. J. Math., 11(8), pp 1392-1415.
- [10] Golay F., Ersoy M., Yushchenko L., Sous D., 2015. *Block-Based Adaptive Mesh Refinement scheme using numerical density of entropy production for three-dimensional two-fluid flows*, Int. J. Comp. Fluid Dyn., 29, 1, pp 67-81
- [11] Golay F., Helluy P., 2007. *Numerical schemes for low Mach wave breaking*, Int. J. Comp. Fluid Dyn., vol.21 n°2, pp 69-86.
- [12] Larese A., Rossi R., Oñate E., Toledo M.A., Moran R., Campos H., 2014. *Numerical and Experimental Study of Overtopping and Failure of Rockfill Dams*, International Journal of Geomechanics, Volume 15, Issue 4, 1 August 2015
- [13] Hervouet J. M., Péchon P., 1991. *Modélisation numérique des écoulements à surface libre, L'état de l'art au Laboratoire National d'Hydraulique (LNH) de l'EDF à Chatou*, La Houille Blanche
- [14] Tuan T. Q., Verhagen H. J., Visser P., 2006, *Advances in One-dimensional Numerical Breach Modeling of Sand Barriers*, Proceedings of the international conference on Sedimentation and Erosion (ICSE 2006), Amsterdam, Nov.
- [15] Tingsanchali T., Chinnarasri C., 2001, *Numerical Modelling of dam failure due to flow overtopping*, Journal des Sciences Hydrologiques, 46
- [16] Helluy P., Golay F., Caltagirone J.P., Lubin P., Vincent S., Drevard D., Marcer R., Fraunie P., Seguin N., Grilli S., Lesage A.N., Dervieux A., Allain O., 2005. *Numerical simulation of wave breaking*, M2AN, Vol.39 n°3, pp 591- 607.
- [17] Altazin T., Ersoy M., Golay F., Sous D., Yushchenko L., 2016. *Numerical investigation of BB-AMR scheme using entropy production as refinement criterion*, Int. J. Comp. Fluid Dyn., vol. 30, 3, pp 256-271.
- [18] M. Tanaka, 1986. *The stability of solitary waves*. Phys. Fluids 29, pp 650-655

- [19] Mercier F., Charrier G., S. Bonelli, Nicaise S., Chaouch N., Grémeaux Y., Byron F., Luu L.-H., 2017. *Digues et petits barrages en terre : un appareillage permettant de simuler une surverse in situ*, « Hydraulique des barrages et des digues, Chambéry, 29 et 30 novembre 2017 »
- [20] Bonelli S., Nicaise S., Charrier G., Chaouch N., Byron F., Grémeaux Y., 2018. *Quantifying the erosion resistance of dikes with the overflowing simulator*, 3rd International Conference on Protection against Overtopping, 6-8 June 2018, UK.
- [21] Van Damme M., Ponsioen L., Herrero M., Peeters P., 2016. *Comparing overflow and wave-overtopping induced breach initiation mechanisms in an embankment breach experiment*, FLOODrisk 2016 – 3rd European Conference on Flood Risk Management
- [22] Bonelli S., 2018, *Réalisation d'essais d'érosion de surverse in situ sur les plots d'essais de Salin-de-Giraud, Prescriptions techniques version n°4*
- [23] Ledoux P., Tourment R., Degoutte G., 2009. *Détermination de la hauteur et de la zone protégée d'une digue en vue de son classement pour l'application du décret du 11 décembre 2007*, Note du Pole d'Appui Technique aux services de police de l'eau dans le domaine de la sécurité des OUvrages Hydrauliques
- [24] Ledoux P., Tourment R., 2010. *Note du PATOUH pour l'application du décret du 11 décembre 2007 aux digues de protection contre les submersions marines (Détermination de la hauteur et de la zone protégée)*
- [25] Mensencal Y., Coulet C., 2013. *Modélisation du risque submersion marine sur la façade océanique de la Charente-Maritime*, 2^{ème} colloque national – Dignes2013, pp 277-287
- [26] Courivaud J.-R., 2004. *Etat de l'art de la modélisation des ruptures par surverse de digues et barrages en remblai*, In : Sécurité des digues fluviales et de navigation (Cemagref Editions), Actes de colloques 25-26 novembre 2004 CFBG-MEDD, pp 111-128
- [27] Wahl T., 1998. *Prediction of embankment dam breach parameters. A literature review and needs assessment*, DSO – 98-004, Dam Safety Research Report, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office.
- [28] Tena-Davila E., Rihouney D., Dugor J., Martinez B., Sallaberry M., 2013. *Etude de dangers du seuil de garantie à Saint-Jean-de-Luz*, 2^{ème} colloque national – Dignes2013, pp 184-191

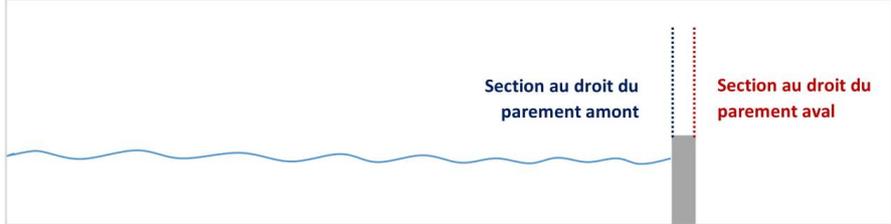
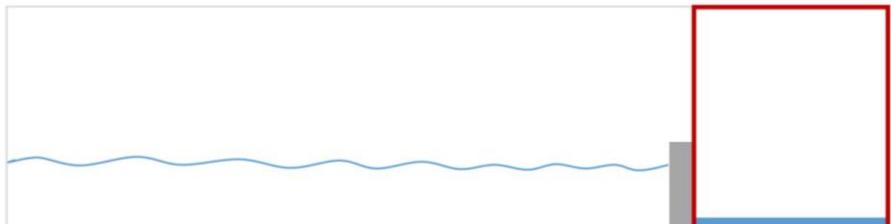
Annexes

Annexe A : Fonctions de post-traitement des essais de surverse

Nom de la fonction	Description
surverse.f90	<p>Extrait en un point « sonde » toutes les variables calculées en ce point ($\rho, u, v, w, P, \text{prod}$), pour chaque intervalle de temps</p> 
surverse1.f90	<p>Extrait pour plusieurs points « sonde » les variables en ces points, sur 1 intervalle de temps</p> 
surverse2_sectioni.f90	<p>Crée les points de la section n°i et renvoie l'intervalle de temps t, les coordonnées du point dans le repère global x et y, ($\rho, u, v, w, P, \text{prod}$), φ, la vitesse, $\varphi \cdot \text{vitesse}$, pour chaque point constituant la section i.</p> 
surverse3.f90	<p>Sur 1 intervalle de temps, la fonction renvoie la distance entre le sol et le point étudié, et la vitesse associée. Cette opération est faite pour chaque point de chaque section se situant dans l'écoulement. Hypothèse : à partir du moment où $\varphi < 0.1$ on considère que le point se situe dans l'air.</p>
surverse31.f90	<p>Pour chaque section on renvoie la coordonnée x dans le repère global du point étudié, ainsi que la vitesse de l'écoulement en ce point.</p>

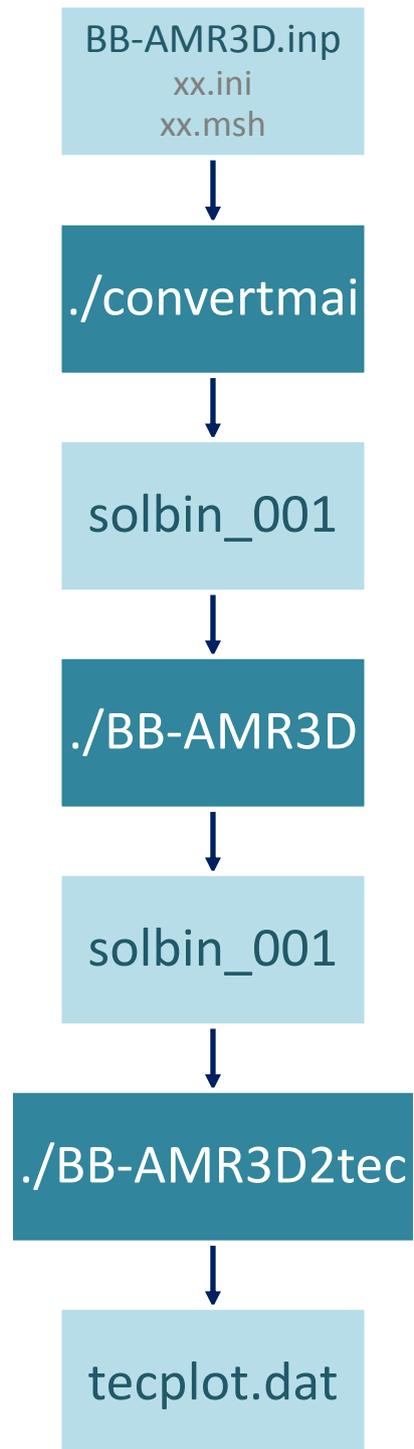
surverse32.f90	<p>Pour chaque section la fonction renvoie la coordonnée x curviligne correspondant à la section étudiée, ainsi que la hauteur d'écoulement sur cette section.</p> 
surverse33.f90	<p>Sur plusieurs intervalles de temps, la fonction renvoie la distance entre le sol et le point étudié, et la vitesse moyenne associée. Cette opération est faite pour chaque point de chaque section se situant dans l'écoulement. Hypothèse : à partir du moment où $\varphi < 0.1$ on considère que le point se situe dans l'air.</p>
surverse34.f90	<p>Cette fonction permet de fournir la hauteur d'eau pour chaque section à partir du débit et du calcul de la vitesse moyenne sur cette section.</p> $Q = \bar{v} * h_w * L \text{ (ici } L=1\text{m)}$
surverse4.f90	<p>Sur 1 intervalle de temps, pour chaque section la fonction renvoie la distance entre le sol et le point étudié, et la valeur φ correspondante. Hypothèse : à partir de $\varphi < 0.1$ on considère que le point se situe dans l'air.</p>
surverse41.f90	<p>Même principe que surverse4.f90, mais en faisant la moyenne de φ sur plusieurs intervalles de temps.</p>
surverse5.f90	<p>Sur 1 intervalle de temps, pour chaque section la fonction renvoie la distance entre le sol et le point étudié et la valeur $\varphi * vit$ correspondante. Hypothèse : à partir de $\varphi < 0.1$ on considère que le point se situe dans l'air.</p>
moyenne_vit_ts.f90	<p>Pour chaque point de chaque section on moyenne la vitesse sur 20s physiques, puis ces vitesses moyennes sont intégrées sur la hauteur d'écoulement de la section.</p>

Annexe B : Fonctions de post-traitement d'une vague solitaire franchissant un mur

Nom de la fonction	Description
franchi11.f90	<p>Pour une section en crête de mur, on renvoie la vitesse u selon \vec{e}_x en chaque point constituant la section, pour un fichier résultat donné.</p> 
franchi12.f90	<p>Pour une section en crête de mur, on renvoie la vitesse v selon \vec{e}_y en chaque point constituant la section, pour un fichier résultat donné. La section est disposée de la même façon que dans la fonction franchi11.f90</p>
franchi5.f90	<p>La fonction renvoie le volume qui a franchi le mur suite au franchissement d'une vague solitaire, pour plusieurs fichiers résultat afin de comparer les volumes de franchissement pour un même calcul.</p> <p>Le volume d'eau est uniquement calculé dans le rectangle rouge une fois la vague ayant franchi l'ouvrage, et il est possible de donner le volume pour un seul fichier résultat.</p> 

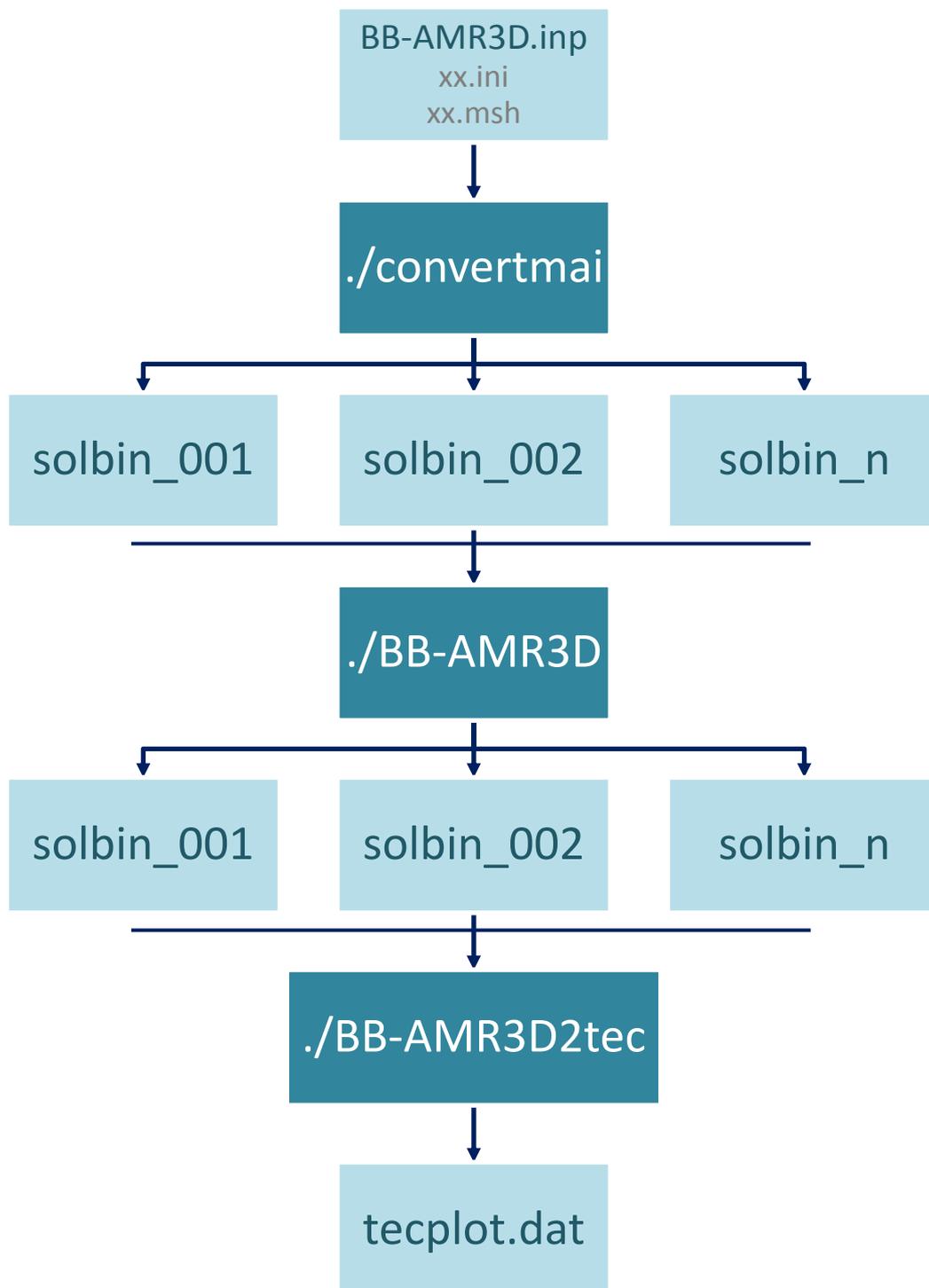
Annexe C : Déroulement d'un calcul sur 1 domaine

Source : Documentation du code BB-AMR3D



Annexe D : Déroulement d'un calcul sur n domaines

Source : Documentation du code BB-AMR3D



Simulation numérique d'un essai de surverse

Numerical simulation of overtopping experiment

S. Jeuck¹, G. Charrier¹, F. Golay², S. Bonelli¹

¹ IRSTEA, Aix-en-Provence, stephane.bonelli@irstea.fr

² Université de Toulon, IMATH, Toulon, frederic.golay@univ-tln.fr

Résumé

Nous considérons une digue en terre soumise à un écoulement de surverse. La modélisation physique et numérique d'un tel phénomène est en général un compromis entre pertinence physique, précision numérique et temps de calcul.

Nous nous sommes attachés à l'analyse de l'écoulement à surface libre caractéristique d'une surverse, édulcorant momentanément les phénomènes d'érosion et de transport sédimentaire qui seront inclus ultérieurement par couplage. L'hydrodynamique complexe associée à la surverse est traitée grâce à un modèle bi-fluide Eulérien à faible nombre de Mach. Ce modèle bi-fluide, non visqueux et faiblement compressible est physiquement plus pertinent que des modèles de type Saint-Venant généralement utilisés. En effet, on observe dans l'écoulement des jets et des recirculations plus facilement appréhendés par un modèle diphasique. Ce modèle est évidemment moins riche qu'un modèle de Navier Stokes avec ou sans turbulence, mais sa formulation permet des simulations tridimensionnelles beaucoup plus économes en temps de calcul pour une représentation hydrodynamique réaliste.

En effet, la formulation hyperbolique du problème à résoudre autorise l'utilisation d'un solveur volumes finis explicite parallèle rapide. Ce solveur bénéficie d'un outil de raffinement dynamique de maillage par blocs sur critère de production numérique d'entropie, qui permet d'optimiser le nombre d'inconnues, et donc le temps de calcul, tout en augmentant la précision de la simulation dans les zones d'intérêt. Ce modèle est appliqué à l'étude de la surverse d'une digue expérimentale. Le parement aval de la digue est considéré lisse ou bien avec un profil en marches représentatif des observations expérimentales. Grâce au raffinement dynamique de maillage, l'établissement de l'écoulement est simulé rapidement. Puis, lorsque que l'écoulement stationnaire est atteint, les hauteurs et champs de vitesse sont confrontés avec succès à quelques mesures expérimentales. Ces résultats sont également comparés avec des simulations réalisées avec un code commercial utilisant un modèle Navier-Stokes diphasique avec turbulence k- ω SST.

Mots Clés

Surverse ; Simulation numérique ; Volumes finis ; Raffinement de maillage ; écoulement diphasique.

Abstract

In this paper, the overtopping of an earthen, cohesive dike is considered. Physical and numerical modelling of such phenomenon is often a compromise between physical relevance, numerical precision and computing time.

At this stage the overtopping free surface flow is modelled over a smooth or partly eroded slope. Progressive erosion and sediment transport phenomena are not addressed but shall be included later by (hydrodynamic) coupling. A bi-fluids Eulerian model at low Mach number is used to model the complex hydrodynamics of overtopping. This bi-fluid, non-viscous and almost incompressible model is physically more relevant than Saint-Venant models which are often used. Indeed, jets flows and recirculations are better dealt with diphasic models. Obviously this model is less accurate than a Navier-Stokes model, with or without turbulence, but its formulation allows for a realistic three-dimensional representation of hydrodynamics through (computing) time-wise cheaper simulations.

Specifically, the hyperbolic formulation of the problem to solve allows the use of a fast parallel explicit finite volume solver. It benefits from dynamic mesh refinement based on numerical entropy production criteria, in order to optimize the number of unknowns, thus computing time, while increasing the accuracy in areas of interest. Thanks to the adaptive mesh refinement procedure, steady flow conditions are quicker to obtain, and height and velocity field are in good agreement with field measurements. The results are also compared to computations performed with a commercial CFD software using a diphasic Navier-Stokes model and k- ω SST turbulent model.

Key Words

Overtopping; Numerical simulation; Finite Volume; Mesh refinement; Biphasic flow.

Introduction

Nous considérons une digue en terre soumise à un écoulement de surverse. Ce phénomène, qui peut induire la ruine de la structure, est complexe à modéliser car il présente de nombreuses difficultés : écoulement à surface libre, érosion, écoulement aéré et turbulent, transport sédimentaire, rupture, ... La modélisation physique et numérique de tels phénomènes est en général un compromis entre pertinence physique, précision numérique et temps de calcul.

Nous nous sommes attachés à l'analyse de l'écoulement à surface libre caractéristique d'une surverse, étudiant momentanément les phénomènes d'érosion et de transport sédimentaire qui seront inclus ultérieurement par couplage. De nombreux travaux portent sur l'hydrodynamique de vagues submergeant une digue ou sur le développement de brèches en contexte fluvial [3, 7, 13]. Si on considère des champs de vagues non déferlantes avec une digue lisse en aval, le modèle d'écoulement en eaux peu profondes de Saint Venant est souvent utilisé de façon pertinente [8, 12]. Dans le cas d'impacts, de vagues déferlantes ou d'écoulement complexe, un modèle bi-phasique de Navier-Stokes représentant l'écoulement de l'air et de l'eau est souvent plus adapté [9, 10, 14]. Quel que soit le schéma d'approximation numérique utilisé, le temps de calcul nécessaire est alors souvent très important et la simulation rarement tridimensionnelle.

Afin d'étudier le phénomène de surverse, nous utilisons les résultats expérimentaux du programme de recherche DigueELITE [2], grâce auquel nous disposons de nombreux résultats d'érosion et d'écoulement sur une digue en terre de 3.5m de hauteur avec une pente 3H/2V.

On observe, sous l'effet de l'écoulement, de l'inhomogénéité inhérente du compactage du sol et de la cohésion du sol, que le parement de la digue est érodé en « marches d'escalier ». L'écoulement devient alors de plus en plus complexe avec des jets et recirculations qui justifient l'emploi d'un modèle bi-fluide.

Pour traiter cette hydrodynamique, nous utilisons un modèle bi-fluide Eulérien à faible nombre de Mach [5] déjà validé dans le cas de déferlements de vagues [11]. Ce modèle bi-fluide, non visqueux et faiblement compressible est physiquement plus pertinent que des modèles de type Saint-Venant, mais évidemment moins riche qu'un modèle de Navier-Stokes avec ou sans turbulence. Cependant sa formulation permet des simulations tridimensionnelles beaucoup plus économes en temps de calcul pour une représentation hydrodynamique néanmoins réaliste.

En effet, la formulation hyperbolique du problème à résoudre autorise l'utilisation d'un solveur volumes finis explicite parallèle rapide. Ce solveur bénéficie d'un outil de raffinement dynamique de maillage par blocs sur critère de production numérique d'entropie [4, 6], qui permet d'optimiser le nombre d'inconnues et donc le temps de calcul, tout en augmentant la précision de la simulation dans les

zones d'intérêt.

Dans une première partie nous rappellerons le modèle bi-fluide à faible nombre de Mach utilisé, ainsi que le schéma numérique développé. Dans une deuxième partie, nous présenterons alors la simulation numérique d'un essai de surverse et confronterons les résultats aux données expérimentales disponibles, ainsi que quelques simulations réalisées avec un modèle bi-fluide Navier-Stokes turbulent d'un code de calcul commercial.

Modèle hydrodynamique

Nous décrivons ici le modèle mathématique et numérique utilisé pour décrire l'écoulement.

Modèle Eulérien à faible Mach

Un écoulement air-eau peut être modélisé par la résolution des équations de Navier-Stokes dans l'air et dans l'eau, mais cette résolution est généralement coûteuse en temps de calcul. Nous utilisons ici un modèle simplifié. Nous négligeons premièrement les phénomènes visqueux. Cette approximation, justifiée dans de nombreux cas traités en hydrodynamique, nous permet d'éviter l'approximation de l'opérateur Laplacien. Par ailleurs, nous relaxons la contrainte d'incompressibilité dans l'eau. Nous allons considérer que l'eau est faiblement compressible. Cette simplification économise des schémas numériques itératifs et surtout nous conduit à la résolution d'un système hyperbolique de lois de conservation qui sera traité par des schémas numériques performants. On considère donc un mélange d'air et d'eau, à la position \vec{x} , à l'instant t , de densité $\rho(\vec{x}, t)$, de vitesse $\vec{u}(\vec{x}, t)$, de pression $p(\vec{x}, t)$ qui satisfait aux équations d'Euler compressibles :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \vec{u}) = 0, \quad (1)$$

$$\frac{\partial \rho \vec{u}}{\partial t} + \text{div}(\rho \vec{u} \otimes \vec{u} + p \overline{\overline{I}}) = \rho \vec{g}. \quad (2)$$

Équation (1) représente la conservation de la masse dans le cas compressible, Équation (2) représente la conservation de la quantité de mouvement (\otimes produit tensoriel, $\overline{\overline{I}}$ tenseur identité, \vec{g} gravité). Dans le mélange, on définit par $\varphi(\vec{x}, t)$ la fraction d'eau. Si $\varphi = 1$ le point considéré est dans l'eau, si $\varphi = 0$ le point considéré est dans l'air. La fraction satisfait une équation de transport écrite volontairement sous forme non conservative [5] :

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} + \vec{u} \cdot \nabla \varphi = 0. \quad (3)$$

Pour fermer le système, nous définissons la pression du mélange par une loi isotherme de la forme :

$$p = c_0^2 (\rho - (\varphi \rho_w + (1 - \varphi) \rho_A)) + p_0, \quad (4)$$

où p_0 représente une pression de référence, ρ_w la densité de l'eau, ρ_A la densité de l'air et c_0 la vitesse du son dans le mélange. Le choix d'une loi isotherme, validée précédemment [5], nous affranchit de la résolution de l'équation sur l'énergie.

Le nombre de Mach local représente le ratio de la vitesse de l'écoulement sur la vitesse du son du milieu. Pour un nombre de Mach inférieur à 0.3 l'écoulement est considéré comme quasiment incompressible. Dans notre cas, la vitesse de l'écoulement sera de l'ordre de 1 à 5 m/s. La vitesse du son est de l'ordre de 1600 m/s dans l'eau, de l'ordre de 400 m/s dans l'air et d'après la loi de Wood de l'ordre de 23 m/s dans un mélange aéré. Considérer, dans un modèle numérique, une vitesse du son élevée contraint drastiquement le pas de temps d'un schéma explicite en temps et les schémas volumes finis ont un très mauvais comportement à très faible nombre de Mach. Pour ces raisons, nous utiliserons une vitesse du son artificielle dans le mélange de l'ordre de 20 m/s afin de satisfaire à la condition de quasi-incompressibilité

Approximation numérique par volumes finis

Le système d'équations (1-3) constitue un système hyperbolique de lois de conservation. Nous l'approchons classiquement par un schéma volumes finis non-structurés tridimensionnel. Dans le cas d'une modélisation bidimensionnelle, une seule cellule suivant la direction z est utilisée avec des conditions de symétrie. Les flux sont calculés selon le schéma de Godunov par la résolution d'un problème de Riemann aux frontières des cellules. L'utilisation du schéma MUSCL (Monotonic Upwind Scheme for Conservation Laws) nous garantit une approximation d'ordre deux en espace. Pour la discrétisation temporelle, un schéma explicite de Runge-Kutta d'ordre deux sous la condition de Courant-Friedrich-Lévy, nous évite la résolution d'un système linéaire. Par ailleurs, ce schéma explicite permet une parallélisation aisée du code de calcul. Plus de détails se trouvent dans [1,5].

Raffinement dynamique de maillage

Afin d'économiser du temps de calcul et de gagner en précision, il est pertinent de chercher à raffiner le maillage dans des « zones d'intérêt ». Les techniques de raffinement dynamique de maillage sont maintenant largement répandues. On distingue principalement une approche par octree (souvent sur maillages structurés) ou une approche par raffinement anisotrope (sur approximation par éléments finis). Dans notre cas, afin de ne pas remailler trop souvent, nous avons opté pour une technique de raffinement par blocs.

La Figure 1 illustre la procédure de raffinement par blocs que nous avons développée. La première étape consiste à effectuer le maillage du domaine d'étude, représenté ici par un carré par souci de simplicité, avec des cellules hexaédriques. Chacune de ces cellules représente un bloc. La

deuxième étape consiste à numéroter ces blocs en utilisant une numérotation de Morton (ou Z-order) qui relie tous les centres des blocs par une courbe de Lebesgue. La troisième étape consiste à définir le nombre de cellules souhaitées dans chaque direction, ainsi qu'un niveau de raffinement. La définition du maillage d'un bloc est augmentée dans chaque direction d'un facteur 2 puissance le niveau de raffinement. Le nombre de cellules dans chaque bloc étant ainsi déterminé, la quatrième étape consiste, en parcourant la courbe de Lebesgue, à affecter les cellules d'un bloc à un domaine. Enfin, la dernière étape consiste en la réalisation du maillage. On remarquera que le maillage est non conforme et que des cellules fictives sont créées aux interfaces entre les domaines pour permettre les communications lors de la résolution. Chaque domaine est alors affecté à un processeur pour effectuer le calcul en parallèle. Le code de calcul ainsi développé se nomme BBAMR3D (Block Based Adaptive Mesh Refinement).

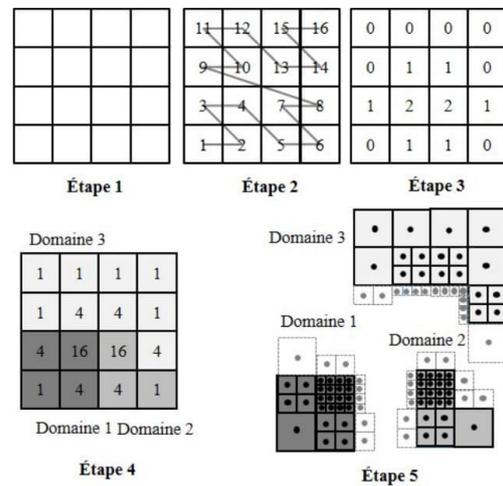


FIGURE 1 : PROCESSUS DE RAFFINEMENT PAR BLOCS

Critère de raffinement dynamique de maillage

L'intérêt d'utiliser une technique de raffinement dynamique de maillage est de pouvoir concentrer un grand nombre de cellules seulement aux endroits où cela est nécessaire. Généralement, un calcul d'erreur *a posteriori* est un excellent critère. Cette erreur *a posteriori*, liée au modèle à résoudre, est parfois difficile à déterminer. Dans notre cas, avec un système hyperbolique de lois de conservation, nous utilisons un critère lié à la production d'entropie numérique. En effet, pour tout système hyperbolique, il existe, sous certaines conditions, une entropie mathématique s et un flux d'entropie $\bar{\psi}$ satisfaisant l'inégalité de Lax. :

$$\frac{\partial s}{\partial t} + \text{div}(\bar{\psi}) \leq 0. \quad (5)$$

Cette production d'entropie est nulle pour une solution régulière et infinie pour un choc. Or numériquement, on observe que cette production d'entropie est non nulle et est un très bon indicateur d'erreur. Pour plus de détails, on se référera à [1, 4, 6]. Dans le cas du modèle bi-fluide, nous avons utilisé :

$$s = \frac{1}{2} \rho u^2 + c_0^2 \rho \ln \rho - c_0^2 (\rho_w - \rho_A) \varphi, \quad (6)$$

$$\bar{\psi} = \left(\frac{1}{2} \rho u^2 + c_0^2 \rho (\ln \rho + 1) \right) \bar{u}. \quad (7)$$

Raidissement d'interface

Les modèles air-eau sans reconstruction d'interface sont connus pour être dissipatifs, si bien que l'interface est souvent mal définie. Pour remédier en partie à cet inconvénient nous utilisons une technique de raidissement d'interface qui est décrite dans [1].

Simulation numérique d'un essai de surverse

Description de l'essai

Lors du programme de recherche DigueELITE [2], une digue grandeur réelle a été construite afin d'étudier l'influence du matériau constitutif de la digue sur l'érosion occasionnée par un écoulement de surverse. Pour plusieurs débits, les vitesses, les hauteurs d'eau et l'érosion ont été mesurées. La géométrie de la digue est décrite Figure 3.



FIGURE 2 : SURVERSE EXPÉRIMENTALE [2]

Comme on peut l'observer sur la Figure 2, à l'issue de l'expérience, la pente a été érodée, des marches se sont

formées. En effet, la digue fut construite par compactage de couche de terre d'une hauteur de 30 cm et on retrouve ce profil après érosion. Nous effectuerons donc des simulations numériques sur pente lisse et sur une pente constituée de 11 marches qui correspondent aux couches de compactage de la digue expérimentale.

Nous utiliserons le débit ultime appliqué lors de l'expérience, soit $Q=600$ l/s/m.

En tenant compte de la relation liant le débit à la hauteur critique $gh_c^3 = (Q/l)^2$, nous imposons une entrée d'eau de hauteur correspondant à la hauteur critique $h_c = 0.332311$ m avec une vitesse horizontale constante $u = 1.805538$ m/s sur la crête de la digue, en A (Fig.3). Une condition miroir est imposée sur la partie inférieure et supérieure du domaine, tandis qu'une condition de sortie est définie pour la frontière droite du domaine.

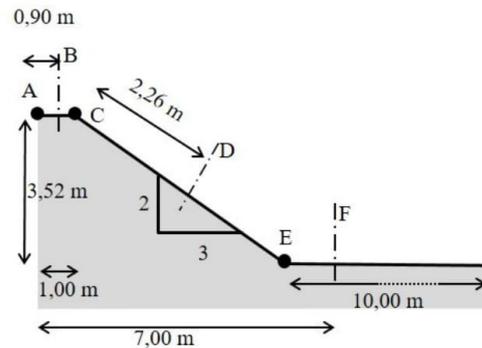


FIGURE 3 : GÉOMÉTRIE DE LA DIGUE [2]

Écoulement transitoire de la surverse

Un maillage du domaine d'étude défini Figure 3 est réalisé par 14856 blocs répartis sur 16 domaines, c'est-à-dire que le calcul sera distribué sur 16 processeurs. Initialement, l'ensemble du domaine est composé d'air. On impose alors à $t=0$ s une entrée d'eau à vitesse constante sur une hauteur h_c fixée. En accord avec le critère de raffinement défini Eqs (5-7), le maillage s'enrichit et se raffine dynamiquement, suivant l'avancée de l'écoulement. Afin que le jet ne traverse pas un bloc sans avoir été raffiné, le maillage est adapté tous les 1/100s. Sur la Figure 4, l'évolution de l'écoulement de surverse sur la digue composée de 11 marches est représentée par quelques iso-couleurs de densité du mélange air-eau aux instants $t=1,3,5,20$ s. Le jet initial est si rapide qu'il passe par-dessus les premières marches, puis un écoulement s'établit au-dessus des nez de marche, avant de remplir l'intérieur des marches, jusqu'à un écoulement établi autour de 20s.

Sur la Figure 5, on observe un détail du maillage

automatiquement raffiné autour de l'écoulement à $t=1s$. Le maillage dans l'air et la majorité du domaine reste grossier. Cela permet de considérer des domaines de calcul élargis, respectant au mieux les conditions aux limites, tout en économisant le nombre de cellules nécessaires à une bonne description du phénomène.

Sur la figure 6, un zoom au bas des marches à $t=2.5s$ permet de constater la complexité de l'écoulement. Le jet d'eau impacte le nez des marches, déformant ainsi la surface libre. Le jet est accéléré et une partie peut être détachée et projetée à l'extérieur. Par ailleurs, une partie du jet est dirigée par un écoulement rétrograde à l'intérieur de la marche, emprisonnant par là même une poche d'air. Lorsque l'écoulement sera établi, l'ensemble de la marche sera remplie d'eau piégée, mais avec une recirculation à faible vitesse au sein de la marche. Ce phénomène est conforme aux observations de [9] ou [14].

On constate par ailleurs que la complexité de l'écoulement ne permet pas de supposer la vitesse constante sur la hauteur d'eau, nous confortant ainsi dans la nécessité de considérer un modèle bi-phasique.

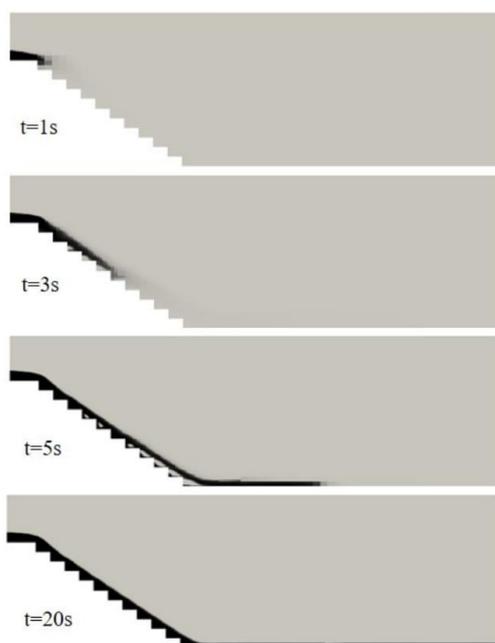


FIGURE 4 : EVOLUTION DE L'ÉCOULEMENT À $T=1,3,5,20$ s.

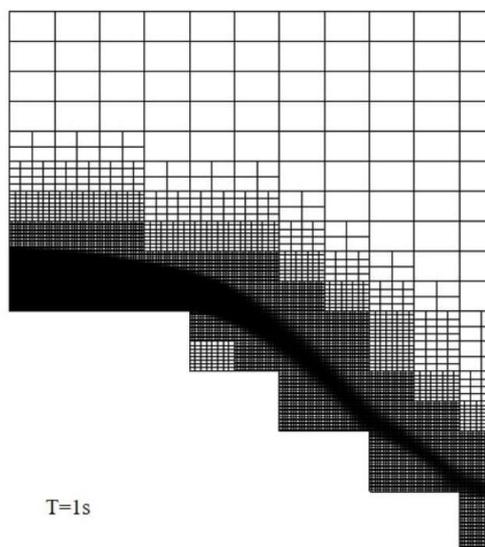


FIGURE 5 : ZOOM À $T=1$ s. MAILLAGE ET DENSITÉ (NOIR-EAU, BLANC-AIR)

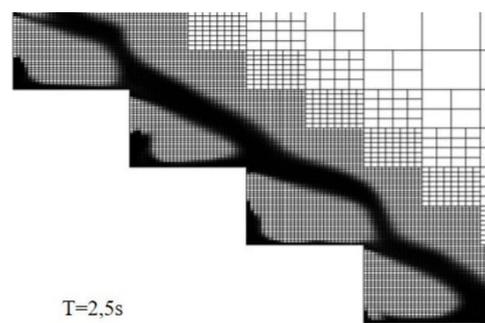


FIGURE 6 : ZOOM À $T=2.5$ s. MAILLAGE ET DENSITÉ (NOIR-EAU, BLANC-AIR)

Écoulement établi de la surverse

Nous nous plaçons maintenant dans le cas où l'écoulement est établi, c'est-à-dire après la phase transitoire de 20s.

Nous allons comparer les résultats sur pente lisse ou avec 11 marches, obtenus avec notre code de Calcul BBAMR3D, quelques résultats expérimentaux issus de [2] et des simulations réalisées avec le code commercial Fluent©Ansys. Les simulations avec Fluent ont été réalisées avec un modèle de Navier-Stokes bi-phasique et un modèle de turbulence $k-\omega$ SST.

Lorsque l'écoulement est établi, on définit la hauteur de l'écoulement comme la distance de la paroi au point où la

fraction d'eau est telle que $\varphi = 0.1$. En une section donnée, on détermine la vitesse moyenne \bar{u} , puis par conservation du débit, on définit la hauteur d'eau par la relation $h = Q / (\bar{u} l)$.

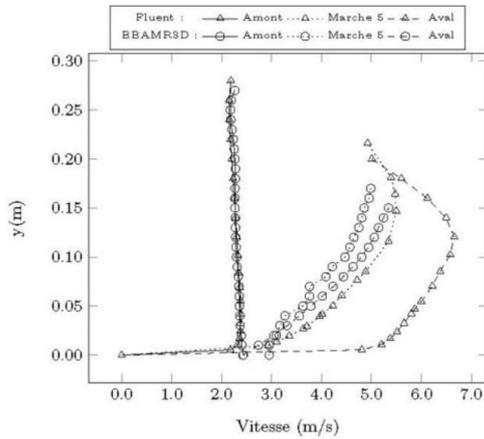


FIGURE 7 : PENTE À 11 MARCHES : PROFIL DE VITESSE EN AMONT (SECTION B), À LA 5ÈME MARCHÉ (SECTION D) ET EN AVAL (SECTION F)

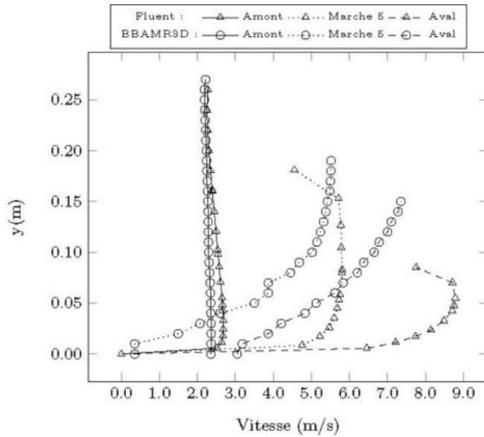


FIGURE 8 : PENTE LISSE : PROFIL DE VITESSE EN AMONT (SECTION B), À LA 5ÈME MARCHÉ (SECTION D) ET EN AVAL (SECTION F)

Un profil de vitesse dans l'eau moyenné sur un intervalle de temps (20s) est présenté aux section B, D, F (Figure 3), dans le cas de la pente à 11 marches (Figure 7) et dans le cas de la pente lisse (Figure 8). On observe que la vitesse calculée avec Fluent est plus élevée que celle calculée avec BBAMR3D. Sur la pente lisse en particulier, en fonction de

la prise en compte ou pas de la turbulence, le profil de vitesse est modifié.

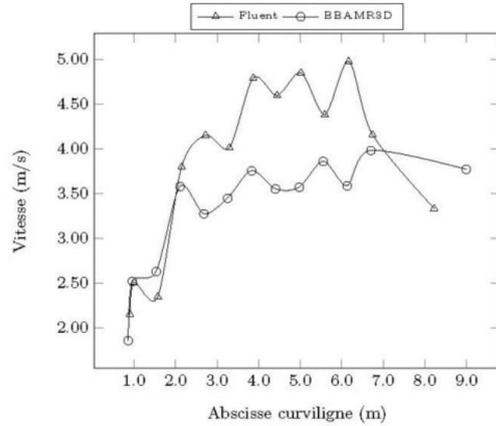


FIGURE 9 : PENTE À 11 MARCHES : VITESSE MOYENNE LE LONG DE LA PENTE

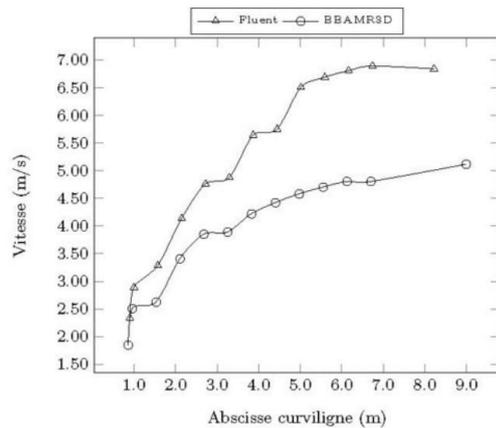


FIGURE 10 : PENTE LISSE : VITESSE MOYENNE LE LONG DE LA PENTE

La vitesse moyenne de l'écoulement le long de la pente, moyennée sur un intervalle de temps, est présentée dans le cas de la pente à 11 marches (Figure 9) et dans le cas de la pente lisse (Figure 10). On observe que la vitesse calculée avec Fluent est plus élevée que celle calculée avec BBAMR3D et plus en accord avec les résultats expérimentaux [2].

Sur les figures 11 (pente avec 11 marche) et 12 (pente lisse), on trace les hauteurs d'eau et hauteurs d'écoulement calculées avec Fluent et BBAMR3D, ainsi que des mesures expérimentales issues de [2]. Lors de la comparaison des

valeurs, on trouve une meilleure concordance avec le modèle Eulérien.

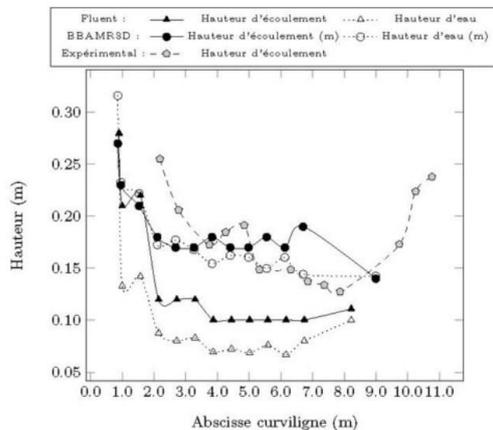


FIGURE 11 : PENTE À 11 MARCHES : HAUTEUR D'EAU ET HAUTEUR D'ÉCOULEMENT LE LONG DE LA PENTE

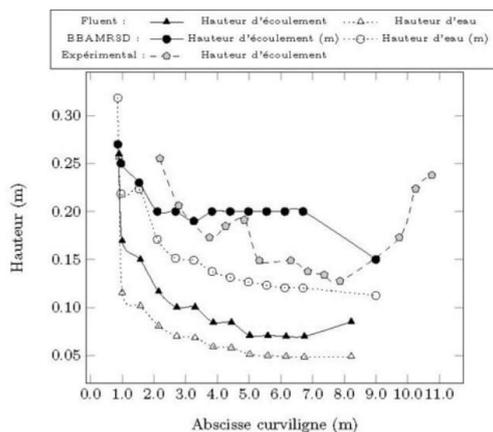


FIGURE 12 : PENTE LISSE : HAUTEUR D'EAU ET HAUTEUR D'ÉCOULEMENT LE LONG DE LA PENTE

Le calcul réalisé avec Fluent sur maillage fixe comporte environ 100000 cellules et nécessite 24h de calcul sur 4 cœurs pour simuler 20s d'écoulement. Le calcul réalisé avec BBAMR3D comporte en moyenne moitié moins de cellules et nécessite un peu plus de 3h de calcul sur 16 cœurs pour simuler 20s d'écoulement. L'avantage numérique du modèle Eulérien avec raffinement dynamique de maillage est ainsi avéré, ce qui nous encourage à investiguer des écoulements tridimensionnels et poursuivre la validation sur de nouveaux essais de surverse.

Conclusion

Nous avons considéré le problème d'une digue en terre soumise à une surverse, phénomène assez fréquent lors de crues fluviales ou de tempêtes côtières. Pour traiter cet écoulement, un modèle diphasique est nécessaire, nous avons donc présenté un modèle bi-fluide Eulérien à faible nombre de Mach. Ce modèle bi-fluide, non visqueux et faiblement compressible est physiquement plus pertinent que des modèles de type Saint-Venant généralement utilisés et numériquement plus rapide qu'un modèle diphasique de Navier Stokes. Le solveur volume fini utilisé bénéficie d'un outil de raffinement dynamique de maillage par blocs sur critère de production numérique d'entropie, qui permet d'optimiser le nombre d'inconnues, et donc le temps de calcul, tout en augmentant la précision de la simulation dans les zones d'intérêt. Nous avons réalisé des simulations de surverse sur un profil lisse ou en gradins, correspondant au phénomène d'érosion observé dans le cadre d'essais de surverse. Lors de la confrontation avec quelques résultats expérimentaux et des simulations avec un modèle visqueux turbulent, nous avons constaté une sous-évaluation du champ de vitesse, en revanche, nous constatons une bonne évaluation des hauteurs d'écoulement. Durant le régime transitoire, l'écoulement semble conforme à la physique du phénomène tel qu'observé dans d'autres travaux.

Remerciements

Les auteurs remercient l'équipe du laboratoire de mécanique des sols d'Irstea Aix-en-Provence, de même que les collègues de l'entreprise LHOIST et du bureau d'études ISL qui ont permis de mener à bien ces essais de surverse.

Références

- [1] Altazin T., Ersoy M., Golay F., Sous D., Yushchenko L., (2016). *Numerical investigation of BB-AMR scheme using entropy production as refinement criterion*, Int. J. Comp. Fluid Dyn., vol. 30, 3, pp 256-271.
- [2] Bonelli S., Nicaise S., Charrier G., Chaouch N., Byron F., Grémeaux Y. (2018). *Quantifying the erosion resistance of dikes with the overflowing simulator*, 3rd International Conference on Protection against Overtopping, 6-8 June 2018, UK.
- [3] Chanson H., Toombes K., (2002). *Air-water flows down stepped chutes: turbulence and flow structure observations*, International Journal of Multiphase Flow, v28, pp1737-1761.
- [4] Ersoy M., Golay F., Yushchenko L., (2013). *Adaptive multi-scale scheme based on numerical entropy production for conservation laws*, Cent. Eur. J. Math., 11(8), pp 1392-1415.
- [5] Golay F., Helluy P., (2007). *Numerical schemes for low Mach wave breaking*, Int. J. Comp. Fluid Dyn., vol.21 n°2, pp 69-86.
- [6] Golay F., Ersoy M., Yushchenko L., D. Sous (2015). *Block-Based Adaptive Mesh Refinement scheme using numerical density of entropy production for three-dimensional two-fluid flows*, Int. J. Comp. Fluid Dyn., 29, 1, pp 67-81.
- [7] Hanson G.J., Cook K.R., Hunt, S.L., (2005). *Physical modeling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments*, Transactions of the ASAE. v48(5), pp1783-1794.

- [8] Hu K., Mingham C.G., Causon D.M. (2000). *Numerical simulation of wave overtopping of coastal structures using the non-linear shallow water equations*, Coastal Engineering, v41, pp433–465.
- [9] Husain S. M., Muhammed J. R., Karunarathna H. U., Reeve D. E., (2014). *Investigation of pressure variations over stepped spillways using smooth particle hydrodynamics*, Advances in Water Resources v66, pp52–69.
- [10] Ni X., Feng W.B., (2013). *Numerical Simulation of Wave Overtopping Based on DualSPHysics*, Applied Mechanics and Materials, v405-408, pp 1463-1471.
- [11] Sambe A., Golay F., Sous D., Fraunié P., R. Marcer, (2011). *Numerical wave breaking over macro-roughness*, Eur. J. Mech. B/Fluid, v30, 4-6, pp 577-588.
- [12] Sharp J.A., McAnally W.H., (2012). *Numerical modeling of surge overtopping of a levee*, Applied Mathematical Modelling, v36, pp1359–1370.
- [13] Zhu Y., Visser P.J., Vrijling J.K., Wang G., (2011). *Experimental investigation on breaching of embankments*, Sci China Tech Sci., v54, pp 148–155.
- [14] Zindovic B., Savic L., Kapor R., Mladenovic N., (2014). *Stepped Spillway Flow – Comparison of Numerical And Scale Models*, FME Transactions, v42, pp218-223.