

École polytechnique de Louvain

Étude expérimentale de l'écoulement sur une digue et de l'érosion progressive de celle-ci

Auteurs: Arthur GILLES, Corentin ZGAJEWSKI

Promoteurs: Sandra SOARES-FRAZAO, Didier BOUSMAR

Lecteurs: Masoumeh EBRAHIMI, Nathan DELPIERRE, Robin MEURICE

Année académique 2022–2023

Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

Nous tenons à remercier vivement les personnes suivantes qui ont contribué à la réalisation de ce travail de fin d'études :

Les professeurs Sandra Soares-Frazao et Didier Bousmar, nos promoteurs, pour leurs recommandations et leur encadrement durant l'année.

Les assistants Madame Masoumeh Ebrahimi et Monsieur Nathan Delpierre, pour leur disponibilité, leur suivi et leur aide précieuse.

Monsieur Robin Meurice qui a accepté la lecture de ce mémoire.

Madame Catherine Swartenbroekx, Monsieur François Remy, Monsieur Denis Charlier et toute l'équipe du SPW du Laboratoire de Recherches Hydrauliques de Châtelet, dont la bonne collaboration a facilité la mise en œuvre des expérimentations.

Enfin, nous adressons nos remerciements à tous nos amis, nos proches et nos parents pour leur aide, leur encouragement et pour la correction de ce projet.

Abstract

Dans un contexte où toutes sortes de catastrophes naturelles se produisent de plus en plus régulièrement, les inondations constituent particulièrement une menace grandissante pour les populations. Même notre pays qui avait jusque-là été épargné a subi dernièrement les terribles conséquences de la crue de cours d'eau. Il est donc urgent d'approfondir les connaissances sur la rupture d'infrastructures de retenue comme les digues, encore trop peu documentée.

C'est pourquoi cette thèse se concentre sur l'étude expérimentale de la rupture de digue par débordement, phénomène qui constitue la majorité des ruptures. Des expériences à moyenne échelle ont été réalisées, en essayant de caractériser l'évolution temporelle des brèches en la reproduisant dans des conditions réelles. En s'appuyant sur des expériences antérieures à petite échelle, la recherche vise à établir des corrélations et à combler les lacunes dues au manque de données relatives à cette échelle intermédiaire. Un set-up expérimental a été élaboré ainsi que des dispositifs de mesures servant à recueillir des données. Ces derniers ont permis d'étudier le phénomène à l'aide de vues longitudinales, transversales et planes de la digue, et de vérifier la reproductibilité des essais réalisés.

Les résultats obtenus corroborent ceux de la littérature scientifique dédiée à petite et moyenne échelle. En dépit de certaines limites de similitudes, l'étude enrichit la compréhension des mécanismes de rupture des digues à différentes échelles, offrant des informations utiles pour de futures recherches et applications pratiques.

Table des matières

1	Introduction	1
1.1	Mise en contexte	1
1.2	Types de ruptures	3
1.2.1	Érosion externe	3
1.2.2	Érosion interne	4
1.2.3	Rupture de fondation et de structures	7
1.2.4	Débordement	8
1.3	Objectifs du travail et motivations	9
2	Dimensionnement de la digue	11
2.1	État de l'art	11
2.1.1	Conclusion	15
2.2	Application des similitudes	15
2.2.1	Similitude de Froude	16
2.2.2	Application de la similitude de Froude à la digue	17
2.2.3	Application de la similitude de Froude à la brèche	18
2.3	Étude du matériau granulaire employé dans les expériences	19
2.3.1	Similitude de Froude	19
2.3.2	Nombre de Reynolds	20
2.3.3	Contrainte de cisaillement adimensionnelle	23
2.3.4	Diagramme de Shields	23
2.3.5	Diamètre à moyenne échelle avec le critère de Reynolds	24
2.3.6	Critère de la vitesse de chute adimensionnelle	25
2.3.7	Résumé	25
3	Caractéristiques du sable et de l'écoulement	29
3.1	Granulométrie	29
3.2	Essai Proctor	30
3.2.1	Calibration du TEROS10	32
3.3	Caractéristiques de l'écoulement	32
3.3.1	Nombre de Reynolds	33
3.3.2	Diamètre adimensionnel	33
3.3.3	Diagramme de Shields-Van Rijn	33
3.3.4	Nombre de Rouse	35

3.3.5	Résumé	36
3.4	Estimation préliminaire de débit à travers la brèche	36
3.4.1	Débit à l'instant initial ($t = 0$ sec)	36
3.4.2	Débit à l'instant final de la rupture ($t > T$)	39
4	Dispositif expérimental	41
4.1	Description du bassin et de son matériel	41
4.1.1	Caractéristiques du bassin	41
4.1.2	Instrumentation	41
4.1.3	Système d'alimentation du bassin (hauteur d'eau et débit)	45
4.2	Instruments de mesure dans la digue	45
4.2.1	Humidimètres	45
4.2.2	Caméras et cibles GPT	46
4.2.3	Pit-tags/balles	47
4.2.4	Lasers	49
4.3	Construction de la digue	49
4.3.1	Mur guide et géométrie de la digue	49
4.3.2	Étape 1 : Pose du drain	50
4.3.3	Étape 2 : humidifier le sable	51
4.3.4	Étape 3 : Pose du sable	52
4.3.5	Étape 4 : Compactage du sable	53
4.3.6	Étape 5 : Tirer le sable	54
4.3.7	Étape 6 : Répétition	54
4.3.8	Étape 7 : Formation de la brèche	54
4.3.9	Étape 8 : Réalisation du damier	55
5	Description des expériences et analyse des résultats expérimentaux	57
5.1	Essai 1	57
5.1.1	Description de l'essai	57
5.1.2	Déroulement de l'essai	59
5.1.3	Données récoltées pendant la construction	62
5.1.4	Données récoltées pendant l'essai	65
5.1.5	Mesures à mettre en place	68
5.2	Essai 2	68
5.2.1	Description de l'essai	68
5.2.2	Déroulement de l'essai	68
5.2.3	Données récoltées pendant la phase de construction	70
5.2.4	Données récoltées pendant l'essai	72
5.2.5	Mesures à mettre en place	75
5.3	Essais 3	76
5.3.1	Description de l'essai	76
5.3.2	Déroulement de l'essai	76
5.3.3	Données récoltées pendant la phase de construction	76
5.3.4	Données récoltées pendant l'essai	78
5.4	Photogrammétrie	83

5.4.1	Coupe longitudinale	85
5.4.2	Coupes transversales	88
5.4.3	Vue en plan de l'évolution des largeurs de brèche	92
5.5	Comparaison des résultats pour les 3 essais	94
5.5.1	Teneur en eau	94
5.5.2	Masses volumiques humides et sèches	94
6	Simulation numérique	97
6.1	Application du code	97
6.2	Résultats	98
6.2.1	Première vue	98
6.2.2	Apport de la simulation pour l'instrumentation	101
6.3	Comparaison à la simulation numérique	106
6.3.1	Coupes transversales	106
6.3.2	Coupe longitudinale	107
7	Conclusion	109
	Table des figures	113
	Liste des tableaux	119
	Bibliographie	121
8	Annexes	127
8.1	Courbes granulométriques des sables testés	127
8.2	Représentations numériques 3D de la digue	128
8.3	Coupe longitudinale	131

Chapitre 1

Introduction

1.1 Mise en contexte

Avec l'accélération du réchauffement climatique et ses conséquences de plus en plus préoccupantes, les catastrophes environnementales deviennent de plus en plus fréquentes [1]. Comme illustré à la Fig. 1.1, les inondations constituent particulièrement une menace grandissante pour les populations et les infrastructures.

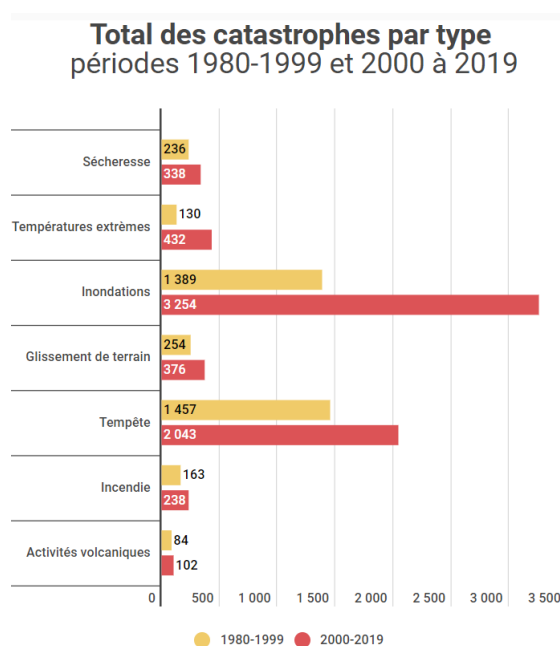


FIGURE 1.1 – Total des types de catastrophes naturelles [2].

Ces cataclysmes occasionnent de nombreux dégâts matériels et financiers mais surtout, dans certains cas, des pertes humaines. Des exemples récurrents de ces événements ont été observés ces dernières années en Europe, notamment l'épisode récent de

juillet 2021 qui a affecté plusieurs pays dont l'Allemagne, la Belgique, la France, l'Italie, le Luxembourg, les Pays-Bas et la Suisse, où des précipitations torrentielles ont provoqué de graves inondations [3]. Dans ce contexte, afin de limiter l'impact de celles-ci, plusieurs mesures préventives ont été mises en place : plans de secours, construction d'infrastructures de protection - avec une connaissance plus approfondie de celles-ci - comme des digues et des barrages [4]. Cependant, ces ouvrages peuvent être sujets à des défaillances potentiellement désastreuses. En effet, l'ampleur des crues des rivières peut entraîner des surverses et d'autres instabilités pouvant impacter les digues et les berges et causer la rupture de celles-ci. La rupture de la structure en remblais du barrage Teton en est un bon exemple. Celui-ci s'est effondré en 1976 lors de sa mise en eau, créant une brèche, causant la mort de plus de 10 personnes et impliquant des pertes financières à hauteur de deux milliards de dollars. Le barrage n'a jamais été reconstruit après sa rupture [5].

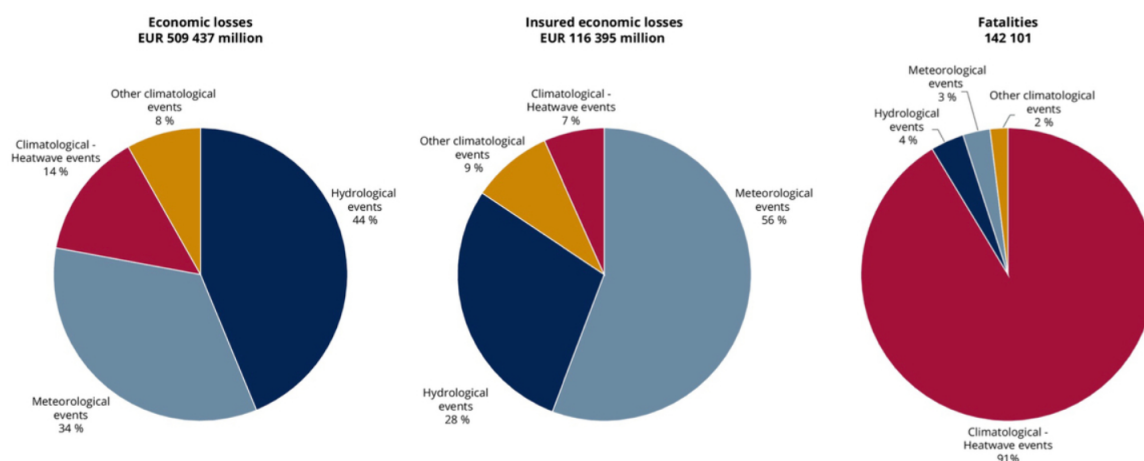


FIGURE 1.2 – Coût moyen économique, total et assuré, et humain par types d'événements météorologiques subis entre 1980 et 2020 [6].

Avant tout, il faut s'interroger sur la définition d'une digue. Une digue est un remblai naturel ou artificiel situé le long d'un cours d'eau ou d'une zone d'eau. Sa fonction essentielle est de protéger les terrains environnants en empêchant la submersion des zones avoisinantes [7]. Les dégâts matériels et financiers causés par la rupture d'une digue peuvent être considérables, notamment pour les villes situées à proximité de cours d'eau. En outre, si suite à la hausse des hauteurs d'eau, celle-ci s'est engouffrée via une petite ouverture, la problématique de son évacuation après la crue va se poser inévitablement, puisque l'eau ne peut s'écouler naturellement que par cette voie restreinte [8].

1.2 Types de ruptures

Plusieurs genres de ruptures sont identifiables et, même si le focus porte sur l'étude de la rupture par débordement, il est aussi intéressant de détailler tous les différents modes de rupture existants. Malgré le grand soin apporté lors de la réalisation des expériences, il n'était en effet pas exclu qu'un autre mode de rupture que celui étudié vienne à se produire. Il est par conséquent important d'avoir des connaissances sur d'autres modes de rupture pour les qualifier si d'aventure l'un d'eux se produisait. Par la suite, le mode de rupture spécifique étudié pour ce mémoire sera présenté en expliquant en profondeur le phénomène sous-jacent.

On recense 4 types de ruptures pouvant se produire : l'érosion externe, l'érosion interne, la rupture de la fondation ou de la structure, et enfin le débordement.

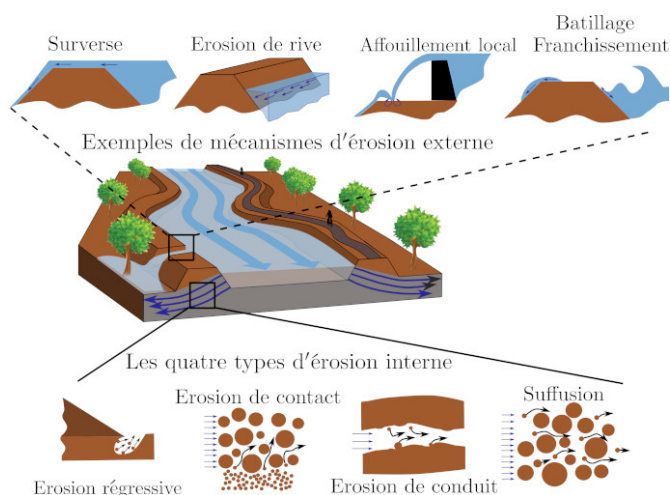


FIGURE 1.3 – Taxonomie de l'érosion des ouvrages en remblai [9].

1.2.1 Érosion externe

Lors des périodes de crues, les digues peuvent subir un processus d'affouillement à leur base, attribuable au courant de la rivière ou de la mer. Ce phénomène entraîne une augmentation de la pente locale, qui, combinée à la saturation en eau des matériaux, favorise des glissements susceptibles de générer des perturbations hydrauliques telles que des vortex et des érosions. De manière cumulative, ces glissements successifs du talus peuvent conduire à la formation d'une brèche dans la digue. Les facteurs qui rendent les digues sensibles à ce type de dégradation sont de trois types [10, 11] :

- La vitesse moyenne de l'eau le long du talus de la levée, influencée par les conditions hydrauliques environnantes. Une augmentation de la vitesse de l'eau peut entraîner un affouillement plus important à la base de la digue, augmentant ainsi le risque de glissements et de perturbations hydrauliques.
- Les perturbations hydrauliques locales, telles que la présence d'arbres, de piles ou toute construction sur le parement de la digue, ainsi que la présence de

courbes prononcées dans l'axe de la digue. Ces éléments peuvent perturber le flux de l'eau et entraîner des variations de pression et des zones d'affouillement, contribuant ainsi à l'instabilité de la digue.

- La nature et l'état de la protection du talus. Une protection inadéquate ou dégradée peut ne pas résister aux forces hydrauliques et entraîner une érosion accélérée du talus, conduisant à des glissements et éventuellement à l'ouverture de brèches dans la digue.

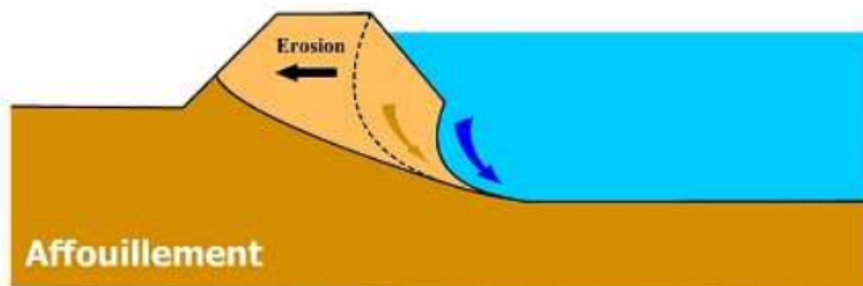


FIGURE 1.4 – Affouillement en pied de digue [12].

1.2.2 Érosion interne

L'érosion interne est un processus qui englobe l'arrachement et le transport de particules, sous l'effet d'un écoulement "parasite" traversant la structure ou les fondations de l'ouvrage (barrage, digue, ...). L'origine de cet écoulement peut être liée à la construction (défaut de compactage, mauvais contact entre deux couches adjacentes de même nature ou pas, ...) ou à certains "vides" créés pour différentes raisons (animaux fouisseurs, racines d'arbres décomposées, ...) [4, 7, 11].

Ce phénomène peut conduire à l'instabilité de l'ouvrage, et représente plus de la moitié des ruptures des barrages en remblai entre 1950 et 1986, excluant les ruptures survenues pendant la construction [13].

Deux conditions sont nécessaires pour que l'érosion interne se développe. Tout d'abord, les particules doivent être arrachées, par affouillement par exemple. C'est-à-dire que la contrainte de cisaillement hydraulique doit être supérieure aux forces de contact résistantes. Pour cela, l'eau aura une vitesse suffisante pour fournir l'énergie nécessaire à l'arrachement des particules de la structure du sol. Ensuite, les particules arrachées doivent être transportées, ce qui requiert la satisfaction de critères hydro-mécaniques et géométriques. Le flux d'eau aura une capacité suffisante pour transporter les particules (critère hydro-mécanique), et les vides existants dans les sols seront suffisamment grands pour que les particules arrachées puissent passer à travers eux.

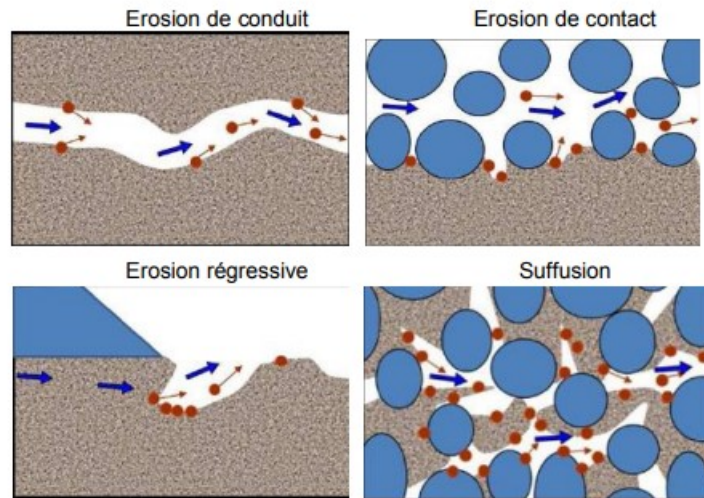


FIGURE 1.5 – Les quatre types d'érosion interne [14].

Quatre types d'érosion interne sont identifiables (voir Fig. 1.5) :

- Érosion de conduit : ce type de phénomène est une conséquence de l'apparition d'une fissure ou d'un défaut dans l'ouvrage. On a alors un espace libre de sol où l'écoulement se concentre et initie l'érosion des parois.
- Érosion de contact : ce type d'érosion est induite par le détachement de particules à l'interface entre deux milieux poreux de granulométries très différentes, suite à un écoulement traversant le milieu le plus grossier. Par exemple, lorsqu'une couche de gravier est en contact avec une couche de sable fin, les grains de sable à l'interface des deux couches peuvent être détachés et transportés à travers les pores de la couche de gravier.
- Érosion régressive (voir Fig. 1.6) : elle correspond à l'arrachage des particules en surface à l'aval de l'ouvrage et progressant vers son amont sous l'effet de la poussée de l'écoulement d'eau traversant le matériau de cet ouvrage. Ceci peut conduire à la rupture de l'ouvrage par la formation d'un renard (trou) ou d'instabilités dans les fondations de l'ouvrage.

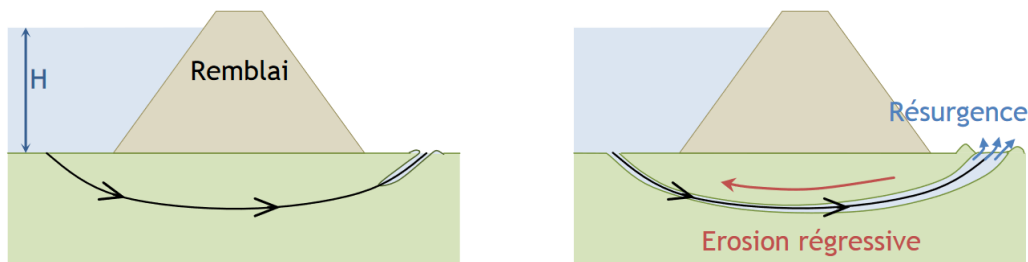


FIGURE 1.6 – Illustration de l'érosion régressive en deux phases [14].

- Suffusion : le transport par suffusion se développe au sein d'un volume de remblais d'un ouvrage, ou dans sa fondation ou à l'interface de deux milieux. Des petites particules « libres » sont entraînées à travers la porosité et les vides laissés par les particules grossières d'un sol à granulométrie discontinue. On n'aboutit pas nécessairement à des situations très instables, mais à des configurations différentes de celles prévues à la construction de l'ouvrage et qui peuvent présenter des marges de sécurité très faibles [11].

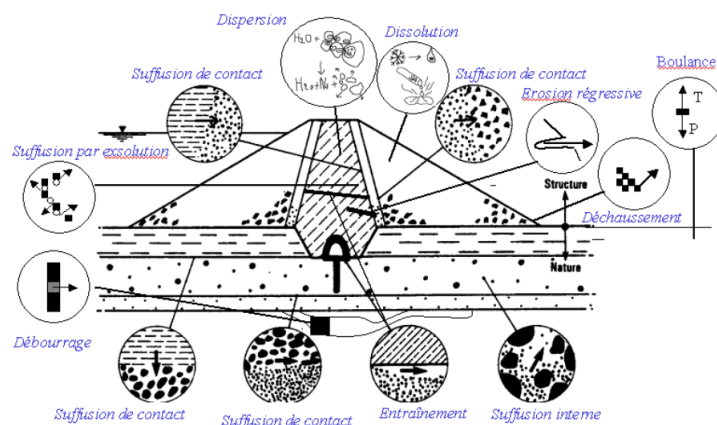


FIGURE 1.7 – Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne d'un barrage (adapté de Schuler et Brauns 1996) [15].

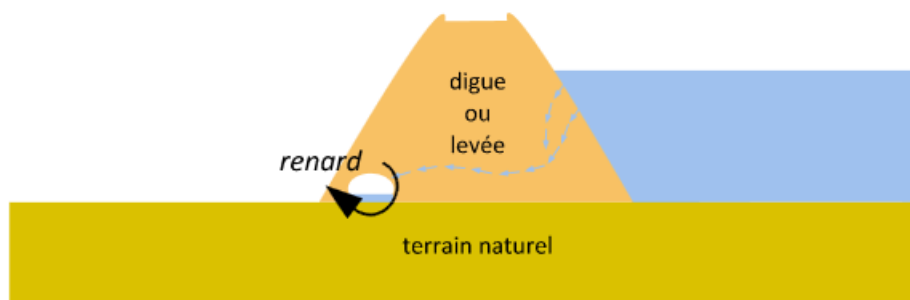


FIGURE 1.8 – Illustration de l'effet de renard [4].

Une fois l'effondrement de la partie supérieure achevé, c'est le mode de rupture par débordement qui entre en action et élargit ainsi la brèche créée [4].

En résumé, ce phénomène se caractérise par la formation d'une galerie créée par l'écoulement de l'eau, dont les dimensions peuvent être suffisamment importantes pour compromettre la stabilité de l'ouvrage. La durée de ce processus varie de quelques jours à plusieurs semaines, en fonction de la taille de la digue et des propriétés du matériau qui la compose.

1.2.3 Rupture de fondation et de structures

La stabilité des ouvrages hydrauliques tels que les digues est garantie par une conception et un dimensionnement respectant les règles de l'art des normes géotechniques. Cependant, les hauteurs d'eau beaucoup plus élevées en périodes de crue augmentent de manière significative les charges sollicitantes sur les structures et peuvent causer des instabilités. Ces instabilités peuvent aussi être causées par :

- l'accroissement des pentes de talus suite à des phénomènes d'érosion externe ;
- l'augmentation des pressions hydrauliques en raison de défauts de drainage ou de la présence de couches hétérogènes ;
- l'augmentation des charges sur l'ouvrage ou les sols de fondation ;
- l'évolution défavorable au fil du temps des caractéristiques des matériaux de constitution ou de fondations des ouvrages.

Les principaux mécanismes d'instabilité des ouvrages en terre peuvent être classifiés en trois catégories :

- Les **glissements superficiels** [16] : ce mécanisme d'instabilité potentiel pour les digues peut se produire lorsque les caractéristiques mécaniques des matériaux en surface se détériorent sous l'effet des agents météorologiques. Dans ce cas, les matériaux altérés du corps de digue risquent de ne plus conserver une résistance suffisante pour maintenir leur position dans la configuration géométrique des pentes de talus initiales de l'ouvrage, ce qui peut entraîner des glissements superficiels.



FIGURE 1.9 – Glissements superficiels affectant un corps de digue [17].

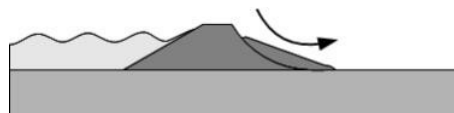


FIGURE 1.10 – Glissements superficiels affectant un corps de digue [17].

- Les **glissements rotationnels ou translationnels** [16] : il s'agit de phénomènes d'instabilité susceptibles d'affecter les ouvrages en terre, notamment lors d'épisodes de crue ou de modifications importantes de l'ouvrage. Les glissements rotationnels apparaissent lorsque les résistances au cisaillement des matériaux constitutifs du corps de digue et/ou de certains horizons argileux du sol de fondation sont inférieures aux charges motrices appliquées. Les mouvements translationnels de blocs sont susceptibles de se produire lorsque la résistance au cisaillement d'un horizon de sol de fondation est insuffisante devant les efforts apportés par les forces hydrauliques appliquées sur le corps de digue. Ces phénomènes peuvent également affecter le corps d'un ouvrage, notamment lorsque celui-ci présente une stratification marquée de ses caractéristiques mécaniques ou une surface horizontale singulière.

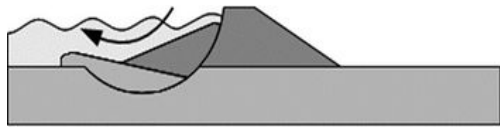


FIGURE 1.11 – Glissement rotationnel profond affectant un corps de digue et sa fondation [17].



FIGURE 1.12 – Glissement rotationnel profond affectant un corps de digue et sa fondation [17].

- Les **tassements** [16] peuvent être causés par un mauvais compactage ou par des phénomènes de consolidation et/ou de fluage, induisant des distorsions du profil en long et des fissures dans l'ouvrage. L'abaissement de la topographie de la crête due aux tassements diminue la hauteur de protection de l'ouvrage et le rend par conséquent plus vulnérable aux surverses. Les tassements peuvent également fragiliser certains composants de l'ouvrage, augmentant ainsi la perméabilité et la sensibilité aux phénomènes d'infiltration et d'érosion interne.

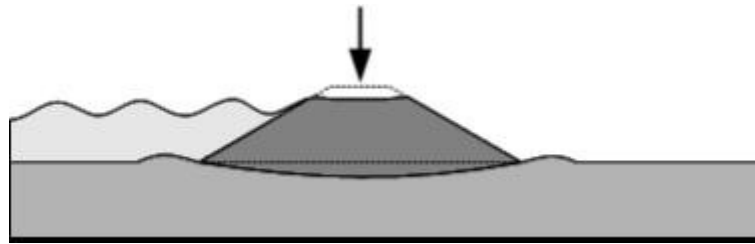


FIGURE 1.13 – Tassement affectant un corps de digue [17].

1.2.4 Débordement

Le phénomène de débordement par surverse est la conséquence d'une augmentation du niveau d'eau dans le cours d'eau, l'eau dépassant la hauteur de la digue. Les précipitations intenses, les crues de rivières ou des marées hautes sont les causes de ce type de rupture [10, 11].

Cette rupture peut rapidement causer une brèche dans la digue. Peu de temps après le débordement, le parement commence à se détériorer, soit par érosion, soit par effondrement interne de la digue. Les matériaux sont alors emportés par la force du courant. De plus, la digue devient saturée en eau ce qui favorise le détachement du parement par pans entiers, entraînant une dégradation rapide de l'ensemble de la structure.

Malgré son importance, peu d'études ont été menées sur ce type de rupture et très peu d'expériences à grande échelle ont été réalisées à ce jour.

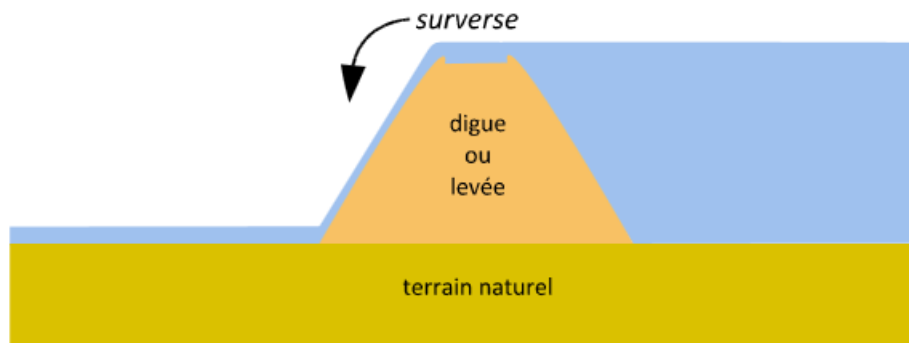


FIGURE 1.14 – Débordement par surverse [4].

1.3 Objectifs du travail et motivations

L'étude ciblera spécialement le mécanisme de rupture par débordement, qui est le phénomène le plus courant de défaillance des digues.

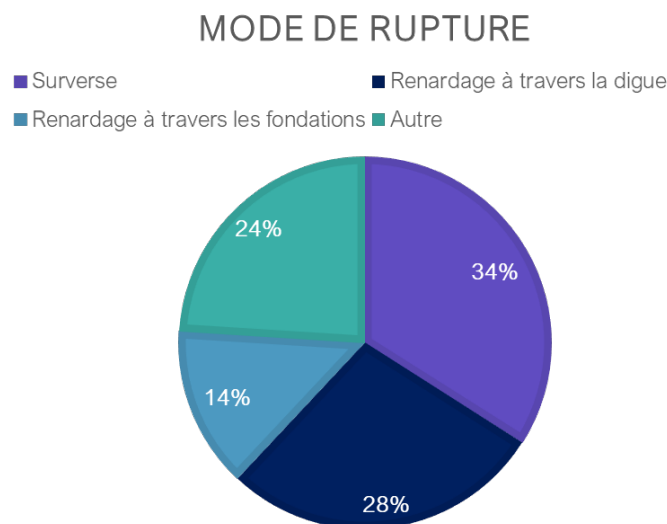


FIGURE 1.15 – Pourcentage statistique des modes de rupture de digues d'après Foster et al [13].

Au moyen d'un modèle capable de reproduire fidèlement les conditions réelles, l'objectif de cette recherche tente de caractériser l'évolution temporelle d'une brèche en pratiquant des expériences à moyenne échelle. Par conséquent, il paraît indispensable de concevoir une procédure de construction de la digue et de définir une approche systématique pour mener les tests afin d'assurer des résultats cohérents et reproductibles tout au long du cheminement de ce projet. Étant donné la relative insuffisance des expériences menées à cette échelle intermédiaire, une série d'essais préliminaires pourraient s'avérer nécessaires afin de peaufiner le modus operandi des recherches.

Après l'accumulation de données issues des expériences, l'objectif suivant consistera à déterminer si une corrélation existe entre les résultats d'expériences antérieures à petite échelle et ceux réalisés dans le cadre de cette étude. Par ailleurs, le manque de littérature dédiée aux expériences menées à une échelle moyenne constitue une motivation supplémentaire pour mener à bien notre projet de recherche.

Les expériences à moyenne échelle réalisées se baseront sur l'étude précédente de Charles Descantons et Rémi Dujardin (2013-2014), intitulée "*Formation, par débordement, d'une brèche dans une digue en matériau non cohésif*" [18]. Leur travail s'appuyait sur des expériences menées à petite échelle sur la rupture par débordement. En utilisant une similitude sur tous les paramètres de leurs expériences, une reproduction sera effectuée à une échelle moyenne.

Chapitre 2

Dimensionnement de la digue

2.1 État de l'art

Cette section vise à fournir une brève présentation de dispositifs expérimentaux utilisés dans d'autres études similaires et réalisées à des échelles différentes. Cette approche comparative permet de mettre en perspective les décisions prises dans le cadre de ce mémoire, facilitant ainsi leur compréhension.

Dans le cadre de l'étude menée par Visser [19], publiée en 1998, les expériences en laboratoire ont été réalisées dans un bassin de 34,0 [m] de long, 16,6 [m] de large et 0,7 [m] de profondeur. Pour ces expériences, seule la moitié de la digue a été testée, en plaçant une paroi de verre de 9 [m] de long et 0,75 [m] de haut perpendiculairement à la digue au milieu de la brèche. Ceci a permis d'observer le développement vertical de la brèche (y compris le trou d'affouillement) dans son plan symétrique. Cela a également permis d'économiser des quantités relativement importantes de sable pour la construction de la digue dans le bassin.

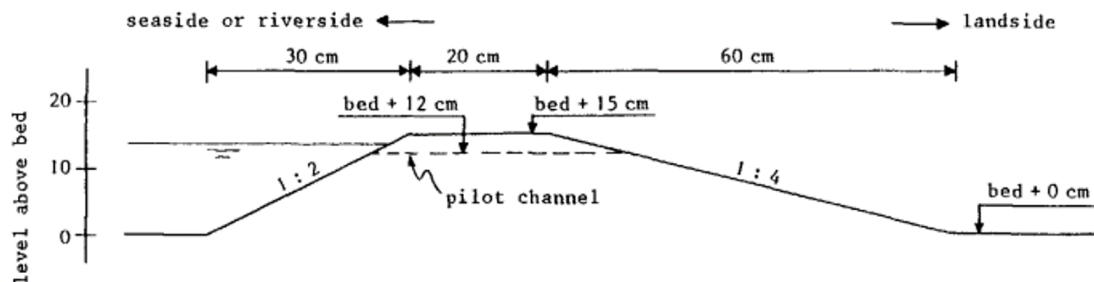


FIGURE 2.1 – Coupe transversale de la digue dans l'étude de Visser [19].

Les D_{10} , D_{50} et D_{90} du sable de la digue et du lit sont respectivement $D_{10} = 0,070$ [mm], $D_{50} = 0,088$ [mm] et $D_{90} = 0,120$ [mm]. La Fig. 2.1 montre la section transversale ainsi que les dimensions de la digue de sable dans cette expérience. Un petit canal pilote a été creusé dans la partie supérieure de la digue, au niveau de la

paroi en verre, afin de s'assurer que le phénomène serait amorcé à l'endroit désiré. Cette brèche initiale avait une section transversale rectangulaire avec une largeur de 10 [cm] et une profondeur de 3 [cm].

Le niveau d'eau entrant à l'amont de la digue a été maintenu constant aussi longtemps que possible en augmentant le débit d'entrée dans le bassin jusqu'à une valeur maximum de 0,66 [m³/s].

Plusieurs appareils de mesures ont été utilisés pour caractériser le phénomène. Des sondes de niveau d'eau et de vitesse d'écoulement ont été placées dans le bassin. Les mesures de vitesse d'écoulement ont été effectuées à l'aide de débitmètres électromagnétiques à deux endroits en amont de la brèche et à un endroit dans la brèche. De plus, quatre caméras vidéo placées au niveau de la paroi en verre permettent de suivre le développement de la brèche et du trou d'affouillement. Des lignes verticales et horizontales tracées sur la paroi en verre à des distances mutuelles de 5 [cm] ont permis de lire la position verticale du fond de la brèche et du trou d'affouillement sur les images vidéo. Enfin, l'augmentation de la largeur de la brèche a été photographiée toutes les 20 secondes à l'aide d'un appareil photo placé au-dessus de la digue.

Dans ses expériences, Andrews [20], dont l'étude a été publiée en 1998, a utilisé un canal mesurant 2,4 [m] de largeur sur 12 [m] de longueur. Le canal était conçu pour se remplir par un côté en amont de la digue. Une fois que l'eau s'écoulait à travers la brèche, dépassant ainsi la digue, elle était acheminée vers un bassin spécialement conçu pour la stabiliser. Par la suite, l'eau était dirigée vers un déversoir en forme de V à crête aiguë. Ce déversoir permettait de mesurer le débit sortant du bassin en utilisant des sondes capacitives placées de manière stratégique le long de la totalité de la longueur du bassin, rendant ainsi possible la mesure précise des niveaux d'eau.

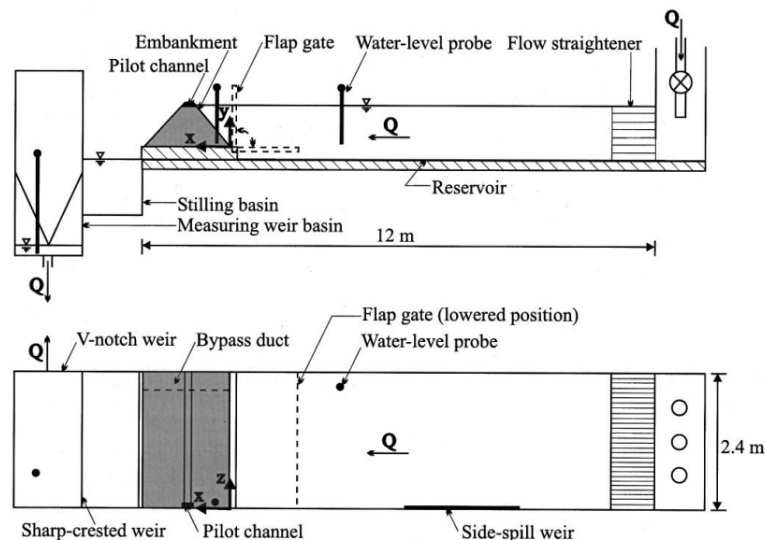


FIGURE 2.2 – Set-up expérimental mis en place par Andrews (1998) [20].

Les remblais étudiés par Andrews [20] qui ont fait l'objet d'une étude publiée en 1998, étaient conçus selon les dimensions typiques des barrages en remblai existants. Leur hauteur était de 0,3 [m], avec des pentes amont et aval de 2,7 :1 (H :V). La crête des remblais avait une largeur de 0,065 [m] et une longueur de 2,21 [m]. De plus, un système de drainage était installé sous chaque remblai construit.

La thèse de Jack [20], publiée en 1996, a proposée une configuration alternative pour les remblais en adoptant une forme triangulaire plutôt que trapézoïdale, avec une largeur de crête nulle. De plus, les pentes de ces remblais étaient légèrement différentes, avec un rapport de 2,5 :1 (H :V).

L'approche adoptée en 2004 dans le cadre d'IMPACT [21], a consisté à réaliser parallèlement des essais sur le terrain et en laboratoire afin de pouvoir analyser les effets d'échelles. Cinq essais sur le terrain ont été entrepris en 2002 et 2003 en utilisant des digues de 4 à 6 [m] de haut avec un potentiel de stockage de 40 000 à 80 000 [m³] d'eau. Les 22 tests en laboratoire ont eux été entrepris à une échelle de 1 :10 par rapport aux essais in-situ. Pour ces essais, des digues de 4 [m] de large et jusqu'à 0,6 [m] de haut ont été construites à l'aval d'un canal de 50 [m] de long et 10 [m] de large. Les données recueillies comprenaient des enregistrements photographiques, les taux de croissance des brèches, le débit, les niveaux d'eau, ainsi que des données sur les paramètres du sol.

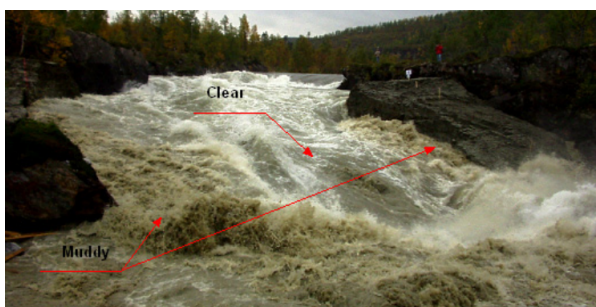


FIGURE 2.3 – Test in-situ dans le cadre du projet IMPACT [21].

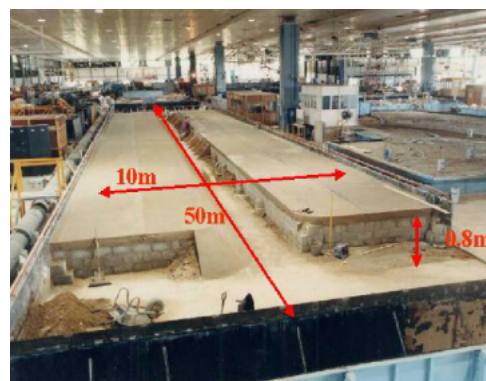


FIGURE 2.4 – Laboratoire utilisé dans le cadre du projet IMPACT [21].

Les objectifs de ce travail étaient de rassembler des données de terrain et de laboratoire fiables démontrant les processus de rupture pour les ouvrages de remblais cohésifs et non cohésifs (principalement par surverse).

Les tests de surverse ont été effectués en créant une entaille au centre de la crête de la digue et en laissant le niveau d'eau en amont monter jusqu'à ce qu'il y ait débordement. Ensuite, le niveau d'eau à l'amont a été maintenu aussi stable que possible pendant la durée de l'essai (jusqu'à la rupture totale de la digue).

Un "damier" sur la crête de la digue et la face aval ont permis de calibrer le taux de croissance de la brèche (en surface) à partir d'images vidéo et photographiques.

Des capteurs de mouvement (enterrés dans la digue) ont également été utilisés pour évaluer l'évolution de la brèche.

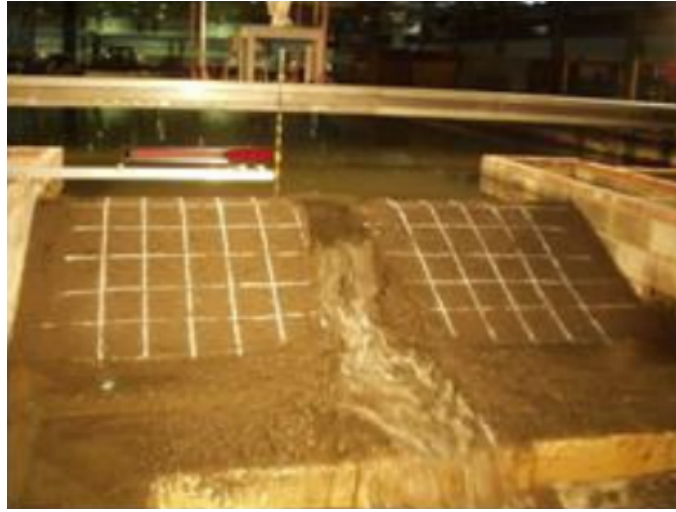


FIGURE 2.5 – Dispositif expérimental mis en place dans le cadre du projet IMPACT [21].

Froehlich [22], dont l'étude fut établie en 2008, n'a lui pas réalisé de dispositif expérimental à proprement parler car il a préféré accomplir une étude statistique à partir des données récoltées de 74 ruptures de barrages en remblai à partir de diverses sources. Ces données comprennent une brève description de chaque barrage, le mode de rupture, la largeur moyenne du remblai entre les pieds des pentes aval et amont, le volume d'eau au-dessus du fond de la brèche au moment de la rupture, la hauteur d'eau au-dessus du fond de la brèche au moment de la rupture, les dimensions mesurées (hauteur, largeur moyenne et rapport des pentes latérales) d'une approximation trapézoïdale de la brèche, et le temps de formation de la brèche. Cette analyse statistique a permis d'obtenir des formules approchant assez bien certaines de ces valeurs.

Pour leurs essais soumis en 2009, Schmocker et Hager [23] ont utilisé un canal possédant les dimensions suivantes : 0,40 [m] de largeur (celle-ci pouvait être changée grâce à des parois mobiles en PVC), 0,70 [m] de haut et 8 [m] de long. Celui-ci était doté d'un redresseur de débit afin d'éviter un flux d'entrée perturbé. Dans ce canal, ils ont mis en place une digue trapézoïdale constituée d'un sédiment homogène non-cohérent. Aux cours de leurs expériences, ils ont fait varier différents paramètres : débit d'entrée $q_0 = 1,64$ [l/s] (ce dernier étant fixe pendant les essais, la hauteur d'eau dans le réservoir n'était donc pas maintenue constante), hauteur de la digue $w = 0,10-0,40$ [m], largeur de la digue $b = 0,10-0,40$ [m], longueur de crête de la digue $L_K = 0,05-0,20$ [m] et sédiments uniformes de diamètre moyen $d = 0,31-8,0$ [mm]. Les pentes des digues amont et aval valaient 2 :1 (H :V). Un drainage de fond permettait d'éviter la rupture de la digue induite par le suintement avant le débordement. Ce débit de drainage a été mesuré à l'extrémité du canal et représentait généralement 3%

de q_0 , atteignant un maximum de 8%. Enfin, des caméras permettaient d'enregistrer ce qui se passait durant l'expérience.

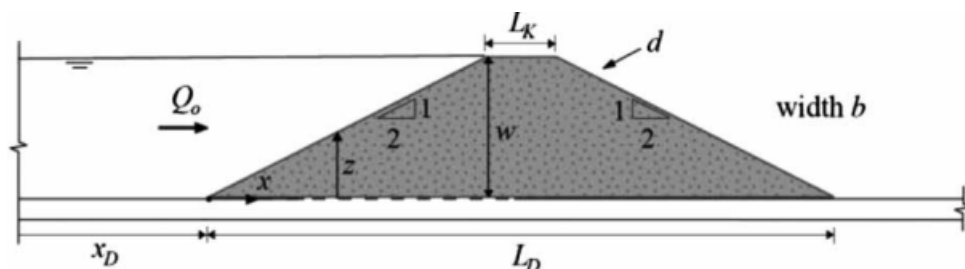


FIGURE 2.6 – Schéma des digues mises en place dans le cadre de l'étude de Schmocker et Hager [23].

2.1.1 Conclusion

En résumé, l'examen de divers dispositifs expérimentaux utilisés dans des études similaires offre plusieurs enseignements précieux. Cette comparaison permet de mettre en évidence des approches expérimentales adaptées aux contextes spécifiques, facilitant ainsi la compréhension des choix méthodologiques adoptés dans cette recherche.

Il est remarqué qu'un canal d'initiation est conçu pour chaque expérience afin d'assurer que le phénomène soit toujours amorcé à la localisation ciblée. La prévalence des sections trapézoïdales dans la conception des digues souligne l'importance de cette configuration dans la résistance et la gestion des forces hydrodynamiques.

En somme, cette revue des dispositifs expérimentaux offre des aperçus essentiels pour concevoir et interpréter les expérimentations dans ce mémoire, en tenant compte des facteurs de conception, de dimensionnement et de mesure pour une meilleure compréhension des mécanismes de rupture des digues.

2.2 Application des similitudes

Afin de dimensionner la digue, les paramètres de la digue renseignés dans le mémoire de Charles Descantons et Rémi Dujardin (2013-2014) [18] ont été retenus comme base de référence en appliquant la similitude de Froude. Cette section décrit les similitudes utilisées pour dimensionner la digue (et donc la brèche aussi). La digue est de section trapézoïdale et un chenal de la même forme est tracé au centre de la crête. Ce dernier permet de faciliter la localisation du déclenchement du phénomène de rupture. En effet, il serait trop hasardeux de laisser l'eau creuser elle-même une brèche dans la digue. Par ailleurs, il permet une bonne reproductibilité des expériences. Cette approche vise à établir des correspondances entre différentes échelles, en reproduisant à une échelle moyenne les phénomènes observés à petite échelle.

2.2.1 Similitude de Froude

La similitude de Froude [24] a été retenue pour dimensionner la digue et la brèche. En effet, les forces prédominantes engagées au cours du processus de formation de la brèche consistent en la force gravitationnelle ainsi que l'inertie qui sont reprises dans le nombre de Froude. Les paramètres définis pour cette dernière sont les suivants :

- $x' = \lambda x$ relatif à la géométrie
- $p' = \lambda_p p$ relatif à la pression
- $u' = \lambda_u u$ relatif à la vitesse
- $X' = \lambda_f X$ relatif aux forces

Où les λ_i sont des coefficients de "mise à échelle".

Un écoulement doit répondre à l'équation d'Euler¹ suivante selon la direction x :

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial X} = X - \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (2.1)$$

Où les différents termes de l'équation sont :

- ρ : la masse volumique exprimée en $[kg/m^3]$
- X : la force exprimée en $[N]$
- u, v, w : les vitesses selon les directions x, y, z exprimées en $[m/s]$
- t : le temps exprimé en $[s]$
- p : la pression exprimée en $[N/m^2]$

En introduisant les paramètres dans l'équation nous obtenons :

$$\frac{\lambda_p}{\lambda_\rho \lambda} = \lambda_F = \frac{\lambda_v^2}{\lambda} = \frac{\lambda_v}{\lambda_t} \quad (2.2)$$

En imposant que l'échelle des forces $\lambda_F = 1$ car la gravité ne peut être mise à l'échelle, il est ensuite possible d'en déduire d'autres grandeurs physiques :

- Échelle des vitesses : $\lambda_v = \lambda^{1/2}$
- Échelle de temps : $\lambda_t = \lambda^{1/2}$
- Échelle de pression : $\lambda_p = \lambda_\rho \lambda = \lambda$ avec $\lambda_\rho = 1$ car on travaille avec de l'eau
- Échelle des débits : $\lambda_q = \lambda_v \lambda^2 = \lambda^{5/2}$

1. L'équation d'Euler est une équation fondamentale en mécanique des fluides qui décrit le comportement des écoulements fluides incompressibles. Elle émerge naturellement à partir des lois fondamentales de conservation de la masse et de la quantité de mouvement [25].

2.2.2 Application de la similitude de Froude à la digue

La digue de Charles Descantons et Rémi Dujardin (2013-2014) [18] avait pour dimensions :

Grandeur section trapèze	Dimensions TFE Rémi et Charles	Unité
Hauteur	0.2	[m]
Longueur à la base	1.30	[m]
Longueur à la crête	0.10	[m]
Largeur	1.22	[m]
Pente amont	$\frac{1}{3}$	[—]
Pente aval	$\frac{1}{3}$	[—]

TABLE 2.1 – Dimensions de la digue du mémoire de Charles Descantons et Rémi Dujardin (2013-2014) [18].

Une hauteur maximale de 1 [m] étant imposée dans le cadre de cette étude, un facteur de $\lambda = 5$ est alors trouvé. Ce facteur d'échelle est ensuite imposé aux autres dimensions de la digue :

Grandeur section trapèze	Dimensions nouvelle digue	Unité
Hauteur	1	[m]
Longueur à la base	6.50	[m]
Longueur à la crête	0.50	[m]
Largeur	6.10	[m]
Pente amont	$\frac{1}{3}$	[—]
Pente aval	$\frac{1}{3}$	[—]

TABLE 2.2 – Dimensions de la digue à moyenne échelle.

Les contraintes imposées par la géométrie du bassin mis à notre disposition sur le site de Châtelet (largeur limitée à 3,60 [m] maximum de mur à mur à l'endroit où la digue est construite) ne nous ont pas permis de reproduire exactement les dimensions à l'échelle. Cependant, cela ne devrait pas avoir d'impact sur le phénomène étudié. Effectivement, la largeur de brèche maximale atteinte dans l'étude menée par C.

Descantons et R. Dujardin [18] était d'un peu moins de 60 [cm]. En appliquant à cette valeur le facteur $\lambda = 5$ obtenu plus tôt, cela donnerait une largeur maximale d'un peu moins de 3 [m] dans le cadre de notre expérience.

Il est possible alors de représenter les deux digues sur la Fig. 2.7 :

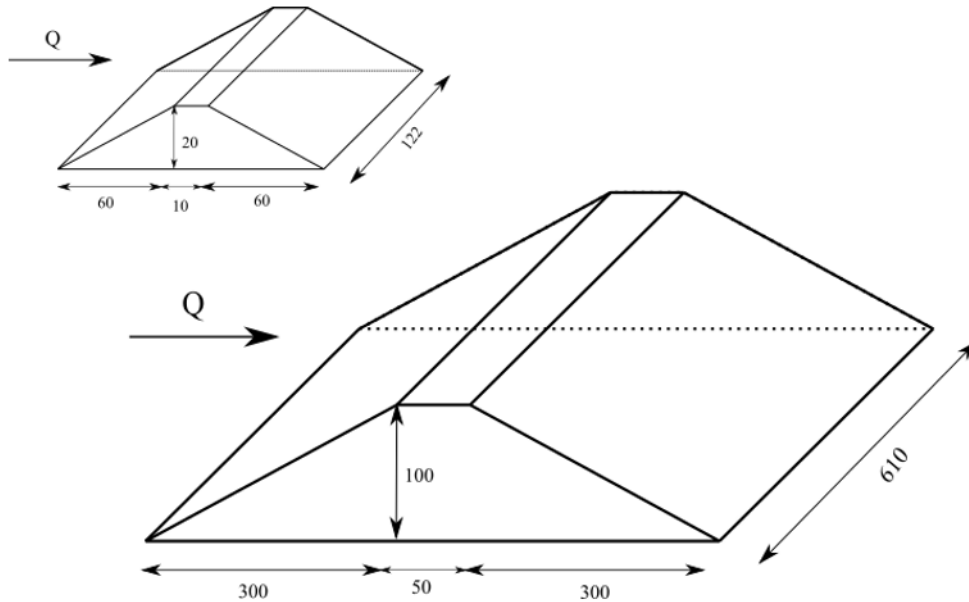


FIGURE 2.7 – Représentation de la digue à petite et moyenne échelle (données en [cm]).

2.2.3 Application de la similitude de Froude à la brèche

Les dimensions de la digue étant fixées, il est nécessaire de procéder de manière similaire pour proportionner la brèche. Les dimensions de la brèche adoptées dans le mémoire de Charles Descantons et Rémi Dujardin (2013-2014) [18] sont les suivantes :

Paramètres	Indices	Grandeurs	Unité
Hauteur	h	0.03	[m]
Longueur petite base	l	0.03	[m]
Longueur grande base	L	0.09	[m]
Pente	p	1	[-]

TABLE 2.3 – Dimensions de la brèche du mémoire de C. Descantons et R. Dujardin (2013-2014) [18].

En appliquant la similitude de Froude avec un coefficient de mise à l'échelle $\lambda = 5$, il est alors possible de calculer les dimensions de la nouvelle brèche :

Paramètres	Indices	Grandeurs	Unité
Hauteur	h	0.15	[m]
Longueur petite base	l	0.15	[m]
Longueur grande base	L	0.45	[m]
Pente	p	1	[-]

TABLE 2.4 – Dimensions de la brèche du mémoire à moyenne échelle (2022-2023).

Les deux brèches sont représentées sur la Fig. 2.8 :

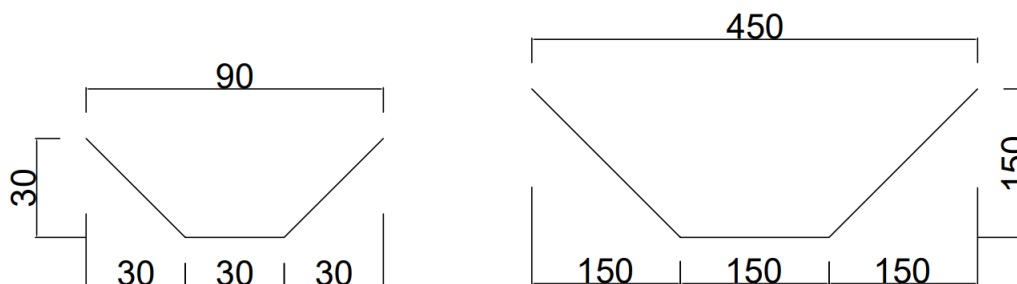


FIGURE 2.8 – Schéma de la brèche à petite et moyenne échelle (données en [mm]).

2.3 Étude du matériau granulaire employé dans les expériences

La géométrie de la digue étant ajustée, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques du matériau utilisé pour la construire. Le postulat de départ de ce mémoire étant de s'appuyer sur le travail antérieur de Charles Descantons et Rémi Dujardin (2013-2014) [18], le même matériau a été utilisé, à savoir du sable. Ainsi, une correspondance doit être établie pour estimer la taille des diamètres de grains à utiliser dans le cadre de ce mémoire.

2.3.1 Similitude de Froude

Deux catégories de sable avaient été utilisés dans le travail de C. Descantons et R. Dujardin (2013-2014) [18], un grain grossier et un grain plus fin. Il devient ainsi

envisageable d'appliquer le critère de similitude de Froude à ces deux types de grains. Les constatations afférentes sont récapitulées dans le tableau 2.5.

Sable	d_{50}	d'_{50}	Unité
Grossier	1.7	8.5	[mm]
Fin	0.71	3.55	[mm]

TABLE 2.5 – Indices d_{50} des sables avec la similitude de Froude.

Où :

- d_{50} est le diamètre des grains utilisés dans le travail de Descantons et Dujardin ;
- d'_{50} est le résultat de l'application de la similitude de Froude.

L'observation du comportement de l'écoulement granulaire à petite échelle et à moyenne échelle peut désormais débiter. À cet effet, l'utilisation du diagramme de Shields se montre pertinente. En conséquence, le nombre de Reynolds et la contrainte de cisaillement adimensionnelle seront calculés, en vue de procéder à une analyse. Uniquement le sable de granulométrie fine sera retenu pour les divers calculs.

2.3.2 Nombre de Reynolds

On recourt fréquemment au nombre de Reynolds qui est un paramètre adimensionnel appliqué en mécanique des fluides pour caractériser les écoulements de fluides visqueux. Ce coefficient permet notamment d'identifier le régime de l'écoulement, qu'il soit laminaire (dominé par la viscosité pour de faibles valeurs de R_e), transitoire ou turbulent (dominé par l'inertie pour de fortes valeurs de R_e) [26-28].

Calcul du nombre de Reynolds adimensionnel applicable au mémoire de C. Descantons et R. Dujardin (2013-2014) [18]

Afin de déterminer le nombre de Reynolds, il est nécessaire de se positionner dans la brèche afin d'identifier les dimensions nécessaires au calcul.

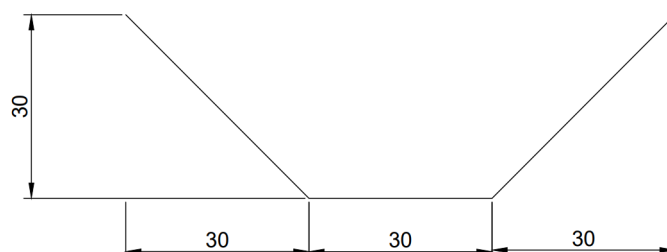


FIGURE 2.9 – Dimensions de la brèche du mémoire de C. Descantons et R. Dujardin (2013-2014) [18] (données en [mm]).

Les diverses variables requises pour la mise en œuvre des équations menant au calcul du nombre de Reynolds adimensionnel sont présentées ci-dessous :

Paramètres	Indices	Grandeurs	Unité
Hauteur de la brèche	h	0.03	[m]
Longueur petite base de la brèche	l	0.03	[m]
Pente	p	1	[-]
Pente de fond	S_0	0.01	[-]
Gravité	g	9.81	[m/s ²]
Poids volumique eau	γ	9810	[N/m ³]
Poids volumique sable sec	γ_s	13962	[N/m ³]
Diamètre	d_{50}	0.00071	[m]
Viscosité cinématique	ν	10 ⁻⁶	[m ² /s]
Aire	$A (= h(l + ph))$	0.0018	[m ²]
Périmètre mouillé	$P (= l + 2h\sqrt{1 + p^2})$	0.115	[m]

TABLE 2.6 – Paramètres de la brèche du mémoire de C. Descantons et R. Dujardin (2013-2014) [18].

Il est alors possible de déterminer le nombre de Reynolds comme :

$$R_{e*} = \frac{u_* k_s}{\nu} \quad (2.3)$$

On identifie les différents paramètres nécessaires au calcul dont la vitesse adimensionnelle u_* :

$$u_* = \sqrt{gRS_0} = 0.04 \text{ [m/s]} \quad (2.4)$$

Où R est le rapport entre l'aire et le périmètre mouillé $\left(R = \frac{A}{P}\right)$ qui est égal à 0.016 [-].

Ensuite, on procède à la recherche du paramètre k_s , représentant la taille moyenne des grains qui sont collés.

$$k_s = 2d_{50} \quad (2.5)$$

Il est finalement possible de trouver le nombre de Reynolds :

$$R_{e*} = 55.64[-] \quad (2.6)$$

Calcul du nombre de Reynolds adimensionnel applicable au mémoire à moyenne échelle (2022-2023)

On calcule maintenant le nombre de Reynolds avec la taille de grains de sable donné par la similitude de Froude. Pour déterminer celui-ci, il faut se placer dans la brèche à moyenne échelle afin de trouver les différentes dimensions nécessaires au calcul.

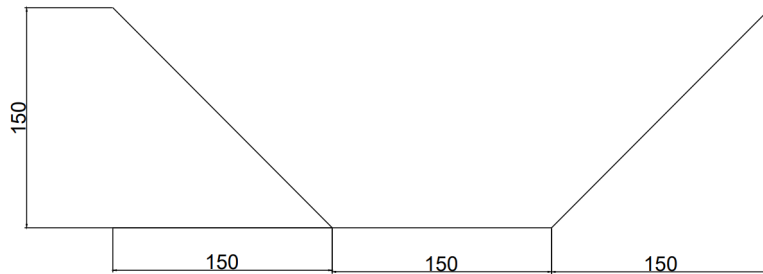


FIGURE 2.10 – Dimensions de la brèche du mémoire à moyenne échelle (2022-2023) (données en [mm]).

Les diverses variables requises pour la mise en œuvre des équations menant au calcul du nombre de Reynolds adimensionnel sont :

Paramètres	Indices	Grandeurs	Unité
Hauteur de la brèche	h	0.15	[m]
Longueur petite base de la brèche	L	0.15	[m]
Pente	p	1	[-]
Pente de fond	S_0	0.01	[-]
Gravité	g	9.81	[m/s ²]
Poids volumique eau	γ	9810	[N/m ³]
Poids volumique sable	γ_s	13962	[N/m ³]
Viscosité cinématique	ν	10^{-6}	[m ² /s]

Paramètres	Indices	Grandeurs	Unité
Aire	A ($= h(l + ph)$)	0.045	[m ²]
Périmètre mouillé	P ($= l + 2h\sqrt{1 + p^2}$)	0.574	[m]

TABLE 2.7 – Paramètres de la brèche du mémoire à moyenne échelle (2022-2023).

Par le même raisonnement que précédemment 2.3.2, il est possible de calculer un $R_{e_*} = 311$ [/].

2.3.3 Contrainte de cisaillement adimensionnelle

La contrainte de cisaillement adimensionnelle est une grandeur sans dimension reprise en mécanique des fluides pour quantifier la résistance d'un fluide à un écoulement en présence d'une surface solide. On la définit également comme une mesure de la friction entre un fluide et une surface solide et elle peut générer des implications importantes pour la dynamique des fluides.

On trouve la grandeur de la contrainte de cisaillement adimensionnelle est donnée par la formule [29] :

$$\tau_* = \frac{\rho u_*^2}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (2.7)$$

Contrainte de cisaillement adimensionnelle : mémoire de C. Descantons et R. Dujardin (2013-2014) [18]

En reprenant les paramètres définis dans le Tableau 2.6, il est possible de trouver :

$$\tau_* = 0.521[/] \quad (2.8)$$

Contrainte de cisaillement adimensionnelle : mémoire à moyenne échelle (2022-2023)

De la même manière et en reprenant les paramètres figurant dans le Tableau 2.7, on trouve :

$$\tau_* = 0.522[/] \quad (2.9)$$

2.3.4 Diagramme de Shields

Sur la représentation graphique illustrée dans la figure 2.11, on observe un comportement significatif, à savoir que l'échelle réduite (représentée par le point bleu) se

situé au sein de la Zone de transition entre les régimes d'écoulement laminaire et turbulent. A contrario, pour l'échelle intermédiaire (représentée par le point rouge), elle se trouve dans la zone caractéristique de l'écoulement turbulent. On constate donc que les deux comportements sont dissemblables.

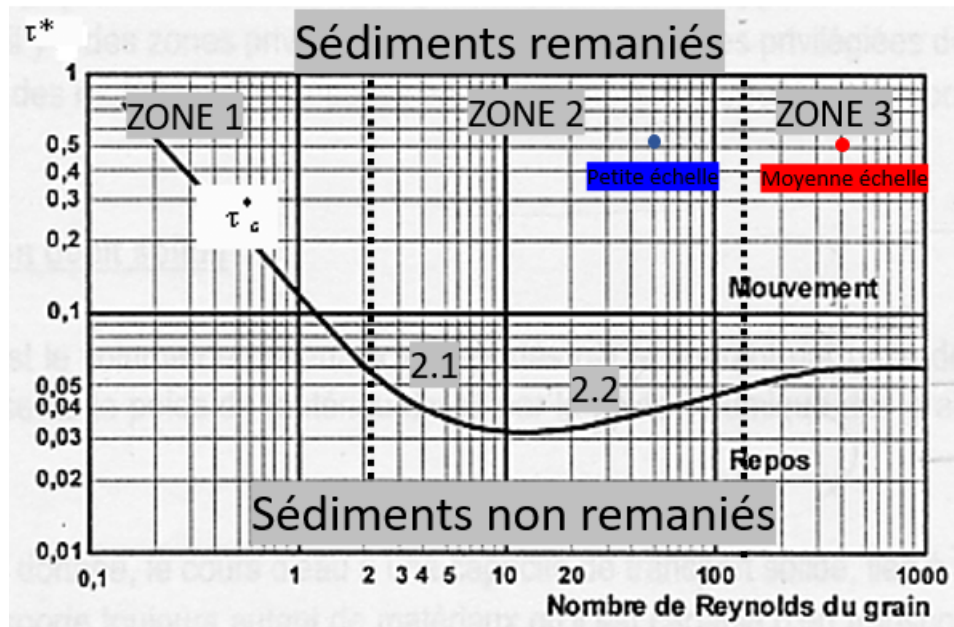


FIGURE 2.11 – Diagramme de Shields [30].

Afin de maintenir une concordance des caractéristiques d'écoulement au sein des deux expérimentations à des échelles distinctes, on recommande de garder constant le nombre de Reynolds associé à l'échelle réduite, tout en isolant le diamètre de l'équation.

2.3.5 Diamètre à moyenne échelle avec le critère de Reynolds

Pour trouver le diamètre des grains à moyenne échelle, la formule du nombre de Reynolds trouvée ci-dessus est appliquée, tout en isolant le diamètre de l'équation.

D'après l'équation de Reynolds à l'équation (2.3), il est possible d'isoler le diamètre de l'équation :

$$d = \frac{R_{e*} \nu}{2u_*} \quad (2.10)$$

Le diamètre est alors égal à :

$$d = 0.00032 [m] = 0.32 [mm] \quad (2.11)$$

2.3.6 Critère de la vitesse de chute adimensionnelle

Le transport de sédiments à travers le lit d'un cours d'eau peut être classifié en fonction des mécanismes de transport, notamment la charge de lit et la charge en suspension, comme décrit par Garcia, dont l'étude était publié en 2008. Dans le cas des sables grossiers ou des graviers, seule la charge de lit est observée, tandis que la suspension peut coexister avec la charge de lit en présence de sables plus fins.

La transition entre le charriage, transport de sédiments à travers le lit par saltation ou roulement, et le transport en suspension, sédiments transportés dans l'eau sans contact avec le lit, est généralement déterminée par le nombre de Rouse [31]. Ce nombre est défini comme le rapport entre la vitesse de chute des sédiments, notée ω_s , et la vitesse ascendante, qui est le produit de la vitesse de cisaillement de l'écoulement, notée u_* , et du coefficient de von Karman [32], noté κ .

$$Rouse = \frac{\omega_s}{\kappa u_*} \quad (2.12)$$

La vitesse de sédimentation d'une particule dans l'eau au repos, notée ω_s , peut être calculée en utilisant différentes formulations, dont celle proposée par Rubey (1933) et Zhang et Xie (1993) :

$$\omega_s = \sqrt{(13.95 \frac{\nu}{d})^2 + 1.09sgd} - 13.95 \frac{\nu}{d} \quad (2.13)$$

Où ν est la viscosité cinématique de l'eau.

Rouse pour le mémoire de C. Descantons et R. Dujardin (2013-2014) [18]

Il est alors possible de trouver le nombre de Rouse :

$$Rouse = 5.48 [/] \quad (2.14)$$

Rouse pour le mémoire à moyenne échelle (2022-2023)

En isolant le diamètre il est possible de trouver par un calcul itératif le diamètre :

$$d_{50} = 2.58 [mm] \quad (2.15)$$

2.3.7 Résumé

Le tableau ci-dessous synthétise les différentes tailles de grains obtenues en appliquant les similitudes étudiées :

Similitudes	d_{50}	Unité
Froude	3.55	[mm]
Reynolds	0.32	[mm]
Rouse	2.58	[mm]

TABLE 2.8 – Résumé des diamètres obtenus avec les différentes similitudes.

Le diamètre de grain qui correspond le mieux aux paramètres de l'étude est celui déterminé par le nombre de Reynolds. En effet, l'application des autres similitudes demanderait de travailler avec un diamètre de grain beaucoup trop important que pour assurer une bonne cohésion, avec comme conséquence une instabilité de la digue. Afin d'établir un lien entre les différentes échelles, il est important de conserver les mêmes caractéristiques, ce qui est le cas pour l'étude de référence. Par conséquent, il est nécessaire de sélectionner un sable dont le diamètre se rapproche le plus possible de 0.32 [mm].

Quant à la géométrie de la digue, elle est présentée dans la Fig. 2.12, et les dimensions spécifiques sont résumées dans le tableau

Grandeur Section trapèze	Dimension nouvelle digue	Unité
Hauteur	1	[m]
Longueur à la base	6.5	[m]
Longueur à la crête	0.5	[m]
Largeur	3.6	[m]

TABLE 2.9 – Dimensions de la digue à moyenne échelle (2022-2023).

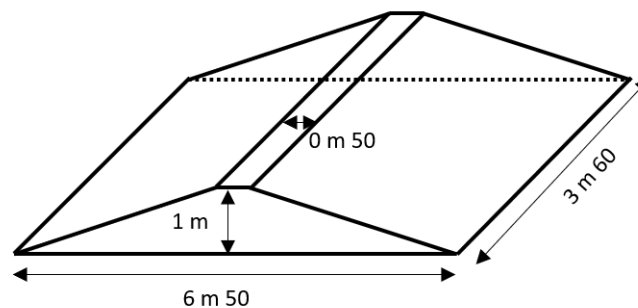


FIGURE 2.12 – Dimensions et géométrie de la digue du mémoire à moyenne échelle (2022-2023).

Les mesures de la digue adoptées, les dimensions de la brèche sont également reprises ci-dessous (Fig. 2.13 et tableau 2.10).

Paramètres	Indices	Grandeurs	Unité
Hauteur	h	0.15	[m]
Largeur	l	0.15	[m]
Longueur grande base	L	1.4	[m]

TABLE 2.10 – Dimensions de la brèche du mémoire à moyenne échelle (2022-2023).

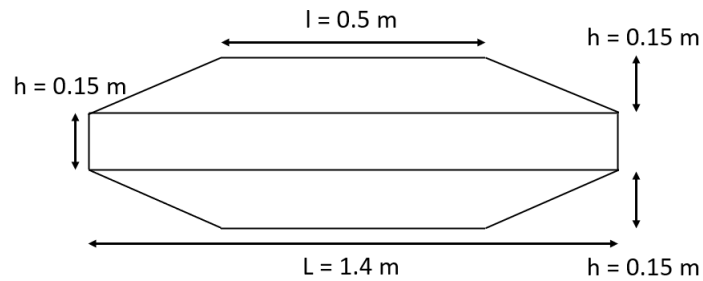


FIGURE 2.13 – Dimensions et géométrie de la brèche du mémoire à moyenne échelle (2022-2023).

Chapitre 3

Caractéristiques du sable et de l'écoulement

3.1 Granulométrie

Pour les expériences menées dans le cadre de ce travail, il a été décidé d'utiliser un seul type de grain, dont le diamètre médian d_{50} (qui représente la taille des particules pour laquelle 50% de la masse de l'échantillon possède un diamètre inférieur) se rapproche autant que possible de 0.32 [mm].

Pour cela, des courbes granulométriques [33] ont été effectuées sur différents échantillons de sable, avec pour objectif de trouver le d_{50} se rapprochant le plus possible de la valeur cible. Ces courbes, représentant le diamètre des particules en abscisse (sur une échelle logarithmique) et le pourcentage cumulé de particules passant en ordonnée, ont permis d'une part de sélectionner un sable homogène en terme de taille de grains (marqué par le caractère plongeant de la courbe) et d'autre part vont permettre de trouver le diamètre médian.

Le sable choisi pour ces expériences est approvisionné par le fournisseur MPro. Il a été sélectionné car il présente la meilleure correspondance avec les estimations. Le d_{50} est ensuite obtenu et vaut 0.18 [mm], comme illustré dans la courbe granulométrique représentée dans la Fig. 3.1.

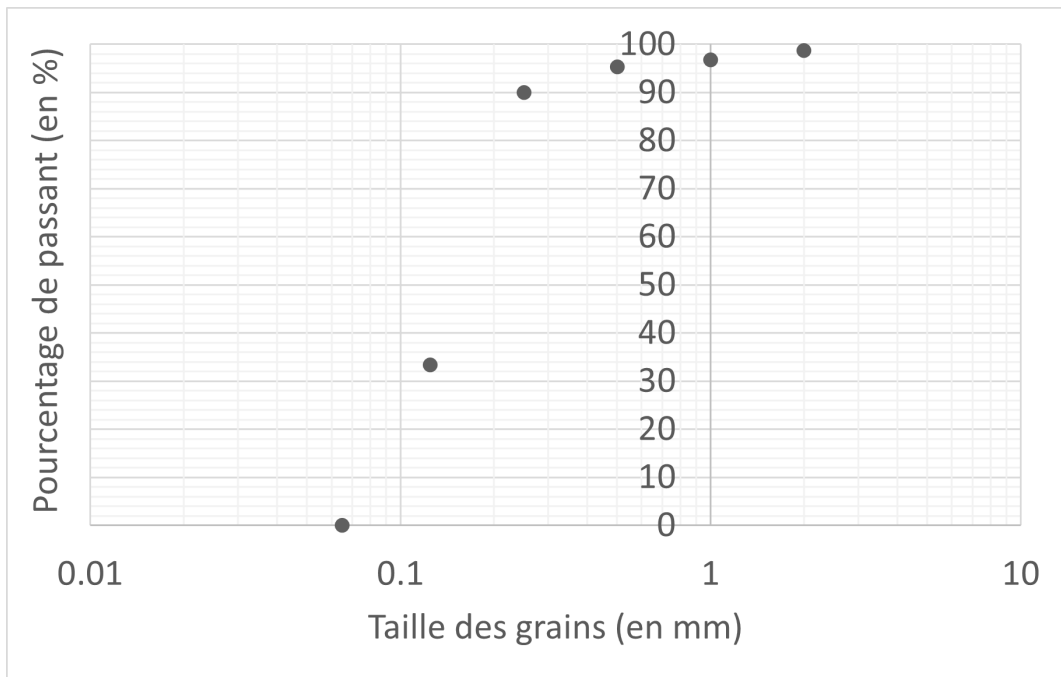


FIGURE 3.1 – Courbe granulométrique du sable 0-2 [mm], $d_{50} = 0.18$ [mm].

3.2 Essai Proctor

L'essai Proctor est un procédé qui permet d'évaluer la densité maximale qu'un matériau peut atteindre ainsi que la teneur en eau idéale nécessaire pour arriver à cet optimum.

Cette méthode peut être illustrée par l'observation d'une personne se déplaçant sur une plage : loin de la mer, le sable est complètement sec et n'a aucune cohésion, ce qui rend la marche difficile. Au contraire, dans l'eau, le sable est saturé et devient instable, ce qui rend également la marche difficile [34]. Toutefois, entre ces deux extrêmes, la teneur en eau du sable est proche de l'optimum Proctor, ce qui lui confère une cohésion accrue et une plus grande facilité à marcher dessus, avec une surface lisse et compacte. L'essai Proctor consiste à tasser le sable en augmentant progressivement sa teneur en eau, tout en mesurant régulièrement cette teneur en eau et la masse volumique sèche du matériau. Ces données sont ensuite représentées graphiquement, formant une courbe en cloche dont le maximum indique la teneur en eau optimale pour une densité maximale [35].

Les expériences ont été menées conformément à la norme NF P 94-093, qui décrit les conditions de compactage standard utilisées dans les travaux de terrassement avec des engins de chantier. Cette méthode d'essai permet d'atteindre l'optimum Proctor normal. Les caractéristiques de l'engin de compactage utilisé pour l'essai sont les suivantes :

- Masse = 2,49 [kg]

- Surface = 19,63 [cm²]
- Hauteur de chute = 40 [cm]
- Nombre de coup = 56 [coups/couche]
- Masse totale de l'organe = 5,042 [kg]

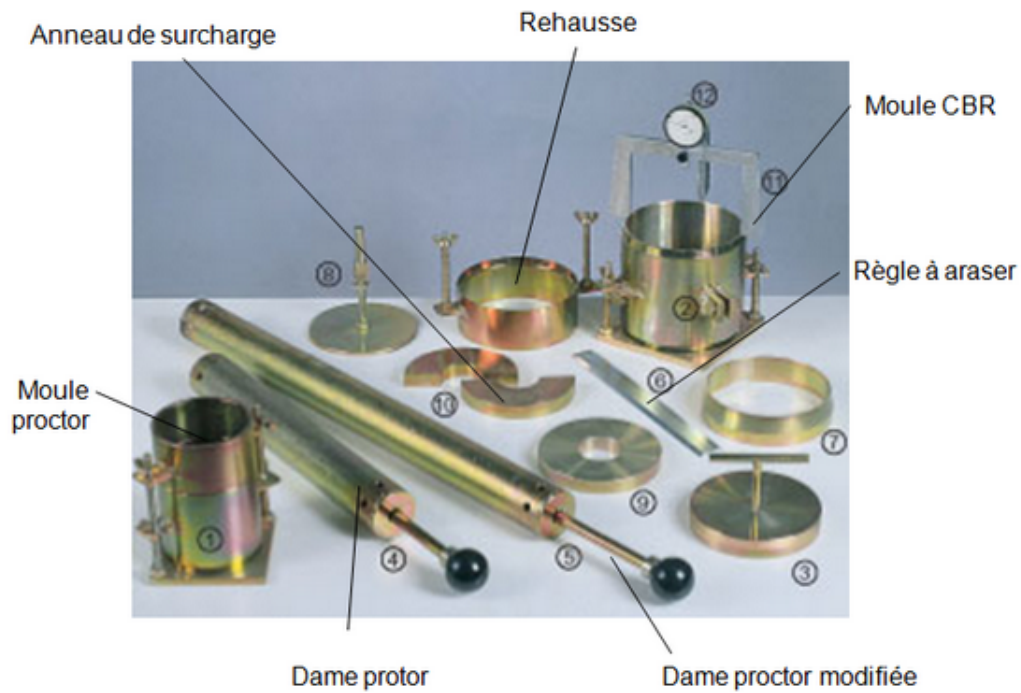


FIGURE 3.2 – Instrumentation relative au Proctor [35].

La courbe obtenue est la suivante :

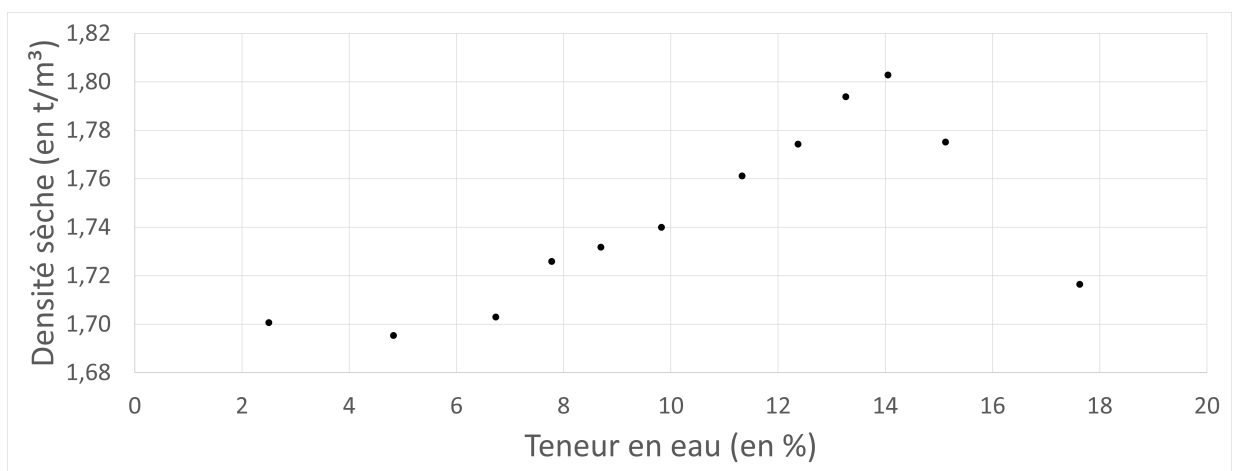


FIGURE 3.3 – Courbe Proctor du sable $d_{50} = 0,18[mm]$.

Par rapport au sable choisi pour les expériences, l'essai Proctor met en évidence une teneur en eau optimale située autour de 14%. Par conséquent, il est impératif de veiller à ce que la teneur en eau de la digue se situe autour de ce pourcentage pour s'assurer que la digue atteigne l'optimum Proctor.

3.2.1 Calibration du TEROS10

Le TEROS10 est le type d'humidimètre utilisé lors des essais, qui mesure la teneur en eau volumétrique du sable. En parallèle des essais Proctor, une calibration de celui-ci a été réalisée. Cette calibration permet, grâce à une conversion qui nécessite la densité du sable étudié, d'obtenir la teneur en eau massique, une mesure plus facile à interpréter. Pour effectuer cette calibration, chaque point de la courbe Proctor, pour lequel la teneur en eau massique était connue, a été associé à une mesure de la teneur en eau volumétrique obtenue à l'aide d'un TEROS10. Une régression linéaire (voir Fig. 3.4) a alors été calculée afin de déterminer la teneur en eau massique en fonction d'une valeur de teneur en eau volumétrique.

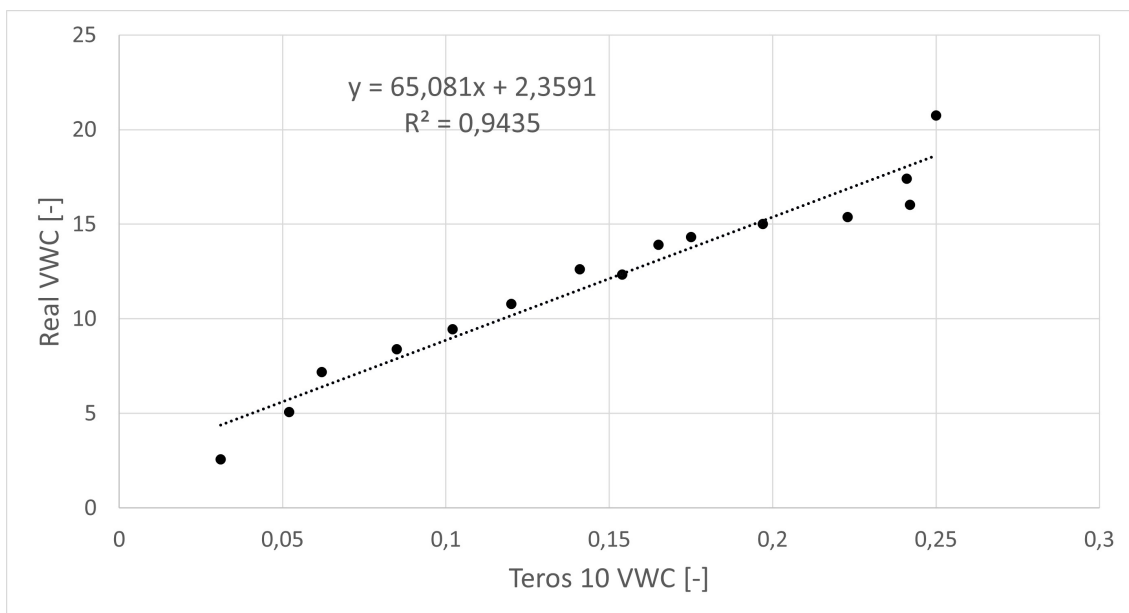


FIGURE 3.4 – Régression linéaire pour la calibration du TEROS10.

3.3 Caractéristiques de l'écoulement

Le diamètre du grain étant choisi, il est maintenant possible de déterminer les différentes caractéristiques adimensionnelles suivantes :

- le nombre de Reynolds va permettre de caractériser le régime de l'écoulement (laminaire, transitoire ou turbulent) ;
- le diamètre adimensionnel et la contrainte de cisaillement adimensionnelle seront des données importantes afin d'évaluer si l'érosion se produira ou pas

(exploitation du diagramme de Shields-Van Rijn) ;

- la vitesse de chute adimensionnelle et le nombre de Rouse, caractérisant le mode de transport sédimentaire (charge de fond, charge en suspension ou charge flottante).

3.3.1 Nombre de Reynolds

Le nombre de Reynolds est calculé via la formule :

$$R_{e*} = \frac{u_* k_s}{\nu} = 31.57 [-] \quad (3.1)$$

Le nombre de Reynolds obtenu dans le cadre de notre travail indique que l'écoulement sera turbulent dans la mesure où il est compris entre $5 < R_{e*} < 100$.

3.3.2 Diamètre adimensionnel

Le diamètre adimensionnel permet de déterminer la condition critique de mouvement des particules solides dans l'écoulement [36]. Ce dernier est calculé via la formule :

$$d_* = d \left(\frac{g(s-1)}{\nu^2} \right)^{\frac{1}{3}} = 3.01 [/] \quad (3.2)$$

$d_* < 4$ indique que l'on se trouve dans une situation de turbulence lisse avec un comportement laminaire autour des grains.

3.3.3 Diagramme de Shields-Van Rijn

Selon le critère d'érosion de Schosklitsh [37], l'érosion du lit ne dépend pas directement de la vitesse de l'écoulement, mais de la contrainte de cisaillement exercée sur le lit. La contrainte de cisaillement adimensionnelle est donnée par la formule :

$$\tau_* = \frac{R' S_0}{d(s-1)} = 17.48 [/] \quad (3.3)$$

La contrainte de cisaillement critique peut être calculée à partir de la formule suivante (correspondant à la courbe rouge sur la Fig. 3.5) :

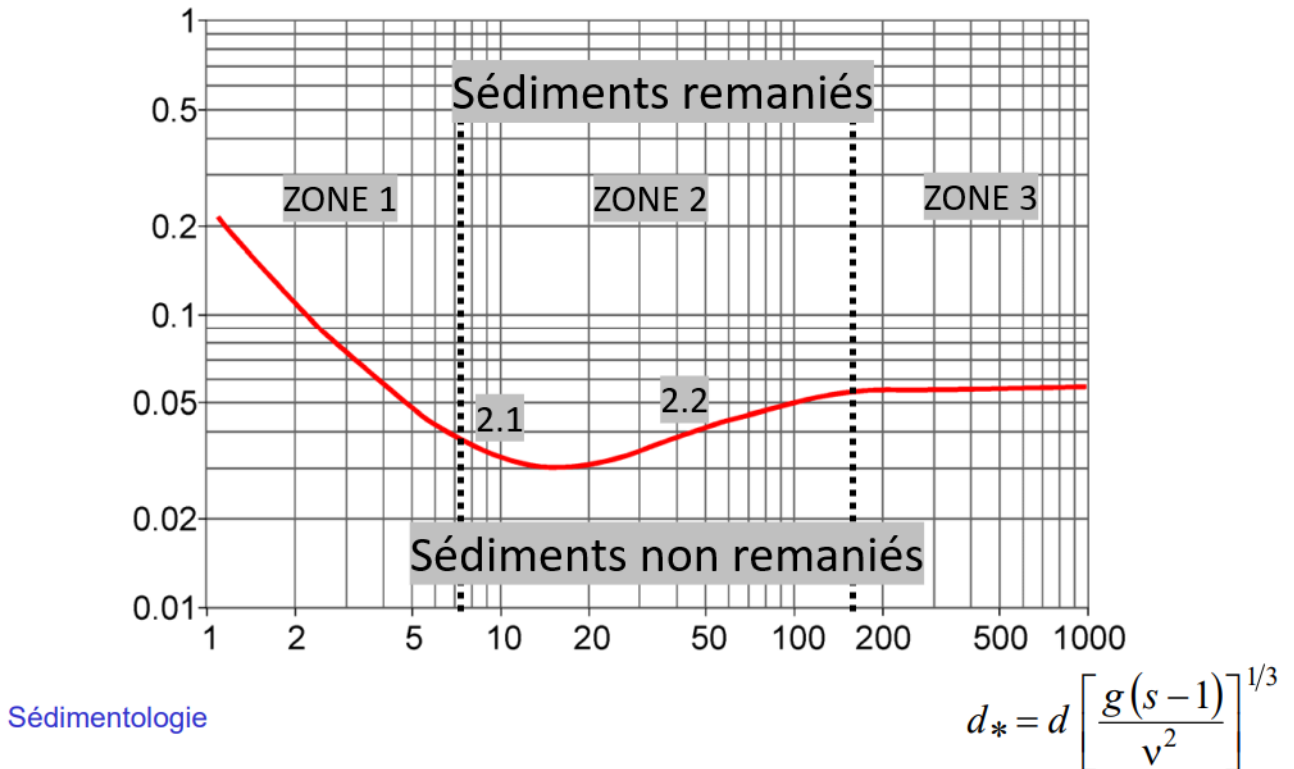
$$\tau_c = \sqrt{0.385(\gamma_s - \gamma)\rho\xi} \quad (3.4)$$

Où γ_s est la masse volumique du matériau du lit, γ est la masse volumique du fluide, ρ est la viscosité du fluide et ξ est le facteur de forme ($= 1$ pour sphère et $= 4$ pour silex).

Le diagramme de Shields-Van Rijn (voir Fig. 3.5) permet d'évaluer, sur base du diamètre adimensionnel en abscisse et de la contrainte de cisaillement adimensionnelle en ordonnée, si l'érosion se produira ou non, ainsi que la nature de l'écoulement (laminaire, transitoire ou turbulent) :

- Si la contrainte de cisaillement critique calculée se situe au dessus de la courbe, il y aura érosion. Dans le cas contraire, il n'y aura pas érosion.

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{\rho u_*^2}{(\gamma_s - \gamma)d}$$



Sédimentologie

FIGURE 3.5 – Diagramme de Shields-Van Rijn [36].

Les différentes zones correspondent à :

- Zone 1 : Écoulement laminaire Re_* très faible, les grains sont difficilement arrachés, il y a un mouvement d'ensemble.
- Zone 2, zone de transition :
 - 2.1 : vitesse faible, la vitesse reste attachée aux éléments → Grand frottement. Les efforts tangentiels déstabilisent les grains. Les efforts tangentiels deviennent négligeables lorsque la vitesse augmente au profit de la force de traînée.
 - 2.2 : vitesse élevée, situation proche des grands Reynolds. Détachement de l'écoulement lorsque la vitesse augmente.

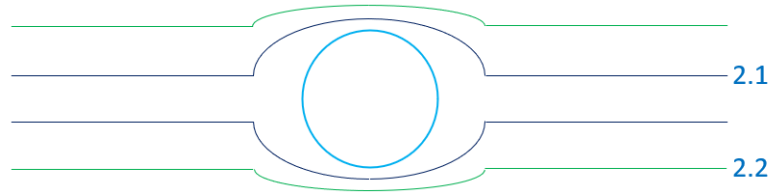


FIGURE 3.6 – Détachement de l'écoulement dans la zone de transition.

- Zone 3 : Écoulement turbulent, les grains sont plus grands que la couche limite et donc le frottement est indépendant du nombre de Reynolds.

En reportant sur le diagramme (voir Fig. 3.5) les valeurs calculées dans notre situation pour le diamètre adimensionnel et la contrainte de cisaillement adimensionnelle, il est constaté que le point se situe :

- au dessus de la courbe critique, signifiant que la digue sera bien érodée
- à la limite entre la zone laminaire et la zone de transition entre laminarité et turbulence.

3.3.4 Nombre de Rouse

Les valeurs du nombre de Rouse identifient les modes de transports sédimentaires : charge de fond (charriage et saltation), charge en suspension et la charge flottante [31] :

Mode de transport	Nombre de Rouse
Charge de fond	Rouse > 2,5
Charge en suspension de 50 %	1,2 < Rouse < 2,5
Charge en suspension de 100 %	0,8 < Rouse < 1,2
Charge flottante	Rouse < 0,8

TABLE 3.1 – Identification des modes de transports sédimentaires grâce au nombre de Rouse.

Pour déterminer le nombre de Rouse, le cheminement est le suivant. Comme expliqué dans la section 2.3.6 :

$$Rouse = \frac{\omega_s}{\kappa u_*} \quad (3.5)$$

Où :

$$\omega_s = \sqrt{\left(13.95 \frac{\nu}{d}\right)^2 + 1.09 s g d} - 13.95 \frac{\nu}{d} = 0.017 \quad (3.6)$$

Avec ν la viscosité cinématique de l'eau.

Enfin, en prenant la constante de von Kármán à 0.41 [32], la valeur du nombre de Rouse peut-être obtenue et vaut 0,46.

On tire alors la conclusion que notre transport sera une charge flottante au début de l'expérience.

3.3.5 Résumé

En résumé, les caractéristiques de l'écoulement à travers la brèche peuvent être déterminées. Cet écoulement est susceptible d'être turbulent, comme en témoigne le nombre de Reynolds et le diamètre adimensionnel. De plus, une érosion sera probablement constatée, comme en atteste le diagramme de Shield-Van-Rijn. Enfin, l'arrachement se produira sous forme d'une charge flottante.

Les calculs réalisés dans les sections précédentes vont caractériser l'écoulement qui se produira :

- le nombre de Reynolds calculé annonce un écoulement turbulent ;
- sur base du diamètre adimensionnel et de la contrainte adimensionnelle calculés, une érosion devrait être constatée ;
- le nombre de Rouse obtenu indique un arrachement qui se produirait sous la forme d'une charge flottante.

3.4 Estimation préliminaire de débit à travers la brèche

Il est pertinent d'estimer le débit à travers la brèche pour évaluer si ses dimensions sont adéquates. Dans cette optique, une étude basée sur différentes formules empiriques a été menée.

3.4.1 Débit à l'instant initial ($t = 0$ sec)

Formule de Coleman (2002) [20]

Pour estimer le débit qui traverse une brèche, la formule empirique proposée par Coleman (2002) pour calculer le débit adimensionnel Q_{b*} a été utilisée :

$$Q_{b*} = 0.242L_{b*}(h_{b*})^{3/2} \quad (3.7)$$

Où :

- L_{b*} (paramètre adimensionnel) est le rapport de la longueur en plan de la crête de la brèche incurvée L_b (comme illustré sur la Fig. 3.7) par la hauteur du

réservoir au-dessus de la fondation de la digue H :

$$L_{b*} = \frac{L_b}{H} \quad (3.8)$$

— h_{b*} (paramètre adimensionnel) est exprimé par le rapport :

$$h_{b*} = \frac{h_b}{H} \quad (3.9)$$

Où h_b est la hauteur de la brèche.

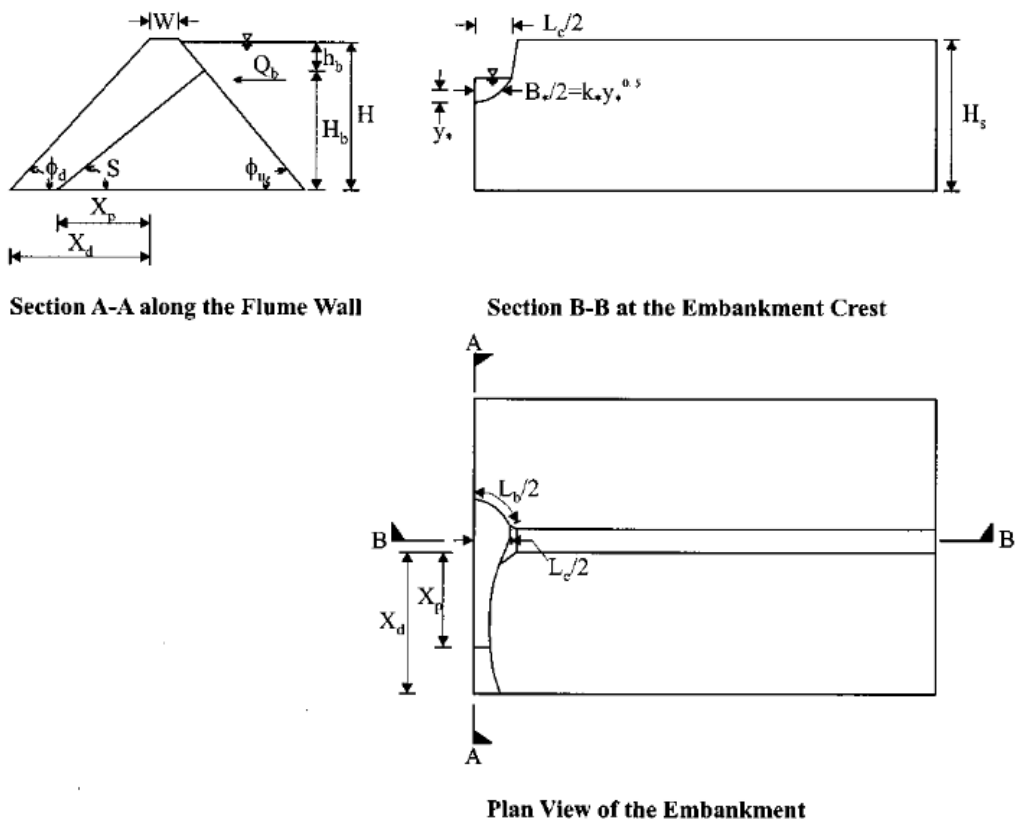


Fig. 4. Geometry parameters for breached embankment. Half-breach section tested is shown

FIGURE 3.7 – Représentation de la longueur en plan de la crête de la brèche incurvée L_b . [20]

En appliquant ces formules à notre situation, les valeurs obtenues sont :

Paramètres	Valeurs	Unités
H	1	[m]
h_b	0.15	[m]
L_b	0.8325	[m]
L_{b^*}	0.8325	[m]
h_{b^*}	0.15	[m]
Q_{b^*}	0.0117	[-]

TABLE 3.2 – Détail du calcul du débit de Coleman [20].

Enfin, le débit qui traverse la brèche est obtenu :

$$Q_b = Q_{b^*} g^{1/2} H^{5/2} = 36.66 [l/s] \quad (3.10)$$

Où g est l'accélération de la pesanteur égale à $9.81 [m/s^2]$.

Formule du déversoir dénoyé

La formule est dérivée de la formule originale de Poleni [38].

En régime dénoyé, le débit ne dépend que de la hauteur d'eau amont h_{amont} .

$$Q = C_d \sqrt{2g} L h_{amont}^{3/2} \quad (3.11)$$

Où les différents paramètres sont :

- Q est le débit en $[m^3/s]$
- C_d est le coefficient de débit (= 0.485)
- g est l'accélération de la pesanteur terrestre égale à $9.81 [m/s^2]$
- L la largeur du déversoir en [m] (= 0.45 [m])
- h_{amont} la hauteur d'eau à l'amont au-dessus de la crête du déversoir en [m] (= 0.15 [m])

En appliquant cette formule à notre situation, le débit vaut $Q = 56.16 [l/s]$.

On remarque que ces deux expressions mathématiques fournissent des résultats d'ordre similaire.

3.4.2 Débit à l'instant final de la rupture ($t > T$)

D'autres chercheurs ont proposé des formules empiriques pour estimer le débit maximum à travers une brèche. Ces formules sont basées sur des observations expérimentales et des analyses de données. Elles sont souvent spécifiques à certaines conditions géométriques et hydrauliques de la brèche, et peuvent varier en fonction des caractéristiques de la digue, du sol, et des conditions hydrologiques du site. Dans le cadre de ce travail, deux de ces formules ont été mises en évidence.

Pierce et al. (2010)

La formule empirique proposée par Pierce et al. (2010) [39] pour calculer le débit maximum est :

$$Q_p = 0.0176(Vh)^{0.606} \quad (3.12)$$

Où :

- V est le volume du bassin (189.86 [m³])
- h est la hauteur du bassin (1 m)

Nous trouvons donc un $Q_p = 422.9$ [l/s].

Une autre formule proposée par Pierce et al. (2010) [39] :

$$Q_p = 0.038V^{0.475}h^{1.09} \quad (3.13)$$

Nous obtenons alors un $Q_p = 459.24$ [l/s].

A nouveau, ces deux formules empiriques donnent des résultats relativement semblables.

Chapitre 4

Dispositif expérimental

4.1 Description du bassin et de son matériel

Cette partie a pour but de présenter les infrastructures et l'instrumentation qui serviront pour la réalisation des expériences.

4.1.1 Caractéristiques du bassin

Le bassin d'essais se situe à Châtelet sur le site de la Direction des Recherches hydrauliques, dans un hangar à côté de la Sambre. Avec des dimensions de 17 mètres de long pour 11 mètres de large, il constitue un endroit idéal pour mener à bien le projet. Six pompes, dont deux d'amorçement, sont employées pour prélever l'eau de la Sambre et remplir celui-ci. Elles génèrent un débit pouvant atteindre jusqu'à 1000 [l/s]. Le bassin présente plusieurs caractéristiques propices pour le bon déroulement des expériences :

- débit pouvant être modulé afin :
 - de pouvoir maintenir une hauteur d'eau constante à tout instant ;
 - d'éviter d'envoyer l'eau trop puissamment sur la digue.
- équipé en aval d'un chenal pour recueillir l'eau et le sable, ainsi qu'un déversoir pour restituer l'eau dans la Sambre.

4.1.2 Instrumentation

Pour caractériser l'écoulement, de nombreux instruments permettent de mesurer divers paramètres tels que le débit et la hauteur d'eau [40, 41].

Débitmètres

Un débitmètre est un instrument de mesure utilisé pour calculer le débit volumétrique ou massique d'un fluide qui s'écoule dans un conduit fermé. Chaque pompe

d'alimentation en eau du bassin est équipée d'un débitmètre envoyant un signal en 4-20 [mA] vers l'automate.



FIGURE 4.1 – Débitmètres pour les différentes pompes.

Mesure de niveau d'eau

Dix-huit sondes de mesures de niveau d'eau sont disposées adéquatement dans le bassin. Parmi ces sondes, trois sont de type hydrostatique (85LT03, 85LT04, 85LT06). 85LT04 et 85LT06 seront nommées plus tard dans le document comme Zhyd2 et Zhyd3. Les autres sondes sont de type ultrasonique (voir Fig. 4.2).

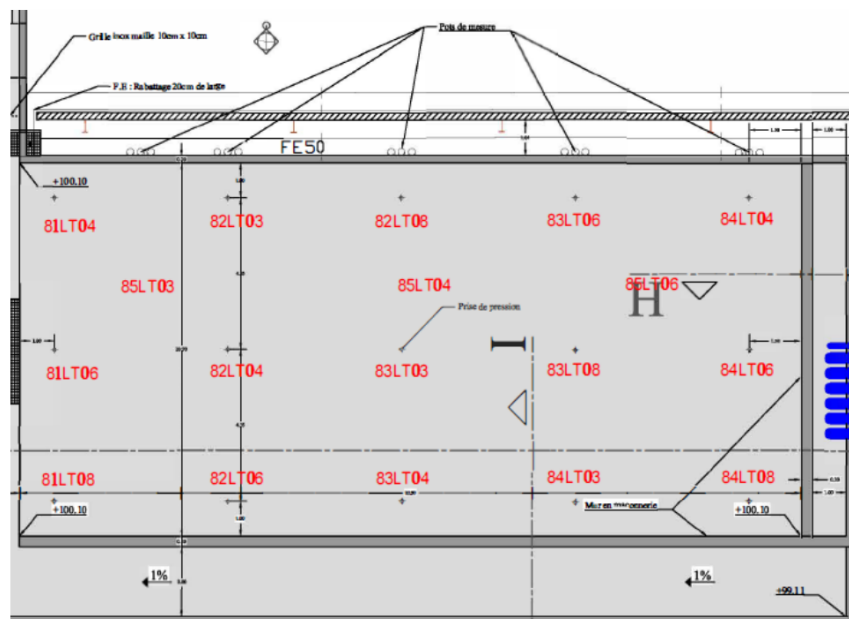


FIGURE 4.2 – Positions des sondes dans le bassin [41].

Capteurs de type ultrasons

Le capteur de niveau à ultrasons est un appareil qui émet des ondes ultrasoniques qui sont réfléchies par la surface libre, et dont la mesure du temps de propagation aller-retour détermine la distance en connaissant la vitesse du son dans l'air. Les sondes à ultrasons sont faciles d'utilisation et donnent une mesure précise. Cependant, en présence d'une surface libre perturbée, l'écho peut être atténué et la mesure peut être perturbée. La plage de fonctionnement de ces capteurs fonctionne sur un intervalle de hauteur entre 85 [cm] et 1 [m].



FIGURE 4.3 – Les capteurs à ultrasons.

Capteurs de type hydrostatique

Les capteurs de type hydrostatique sont des capteurs qui utilisent la pression hydrostatique d'un liquide pour mesurer la hauteur ou le niveau de liquide dans un réservoir ou une canalisation. Le capteur hydrostatique mesure la pression de l'eau à une profondeur donnée et la convertit en une mesure de hauteur ou de niveau. Les plages de fonctionnement de ces capteurs sont de l'ordre de 0 à 1 [m].

Le capteur se compose généralement d'un élément sensible à la pression, comme un transducteur piézorésistif ou piézoélectrique, qui est placé au fond du réservoir ou

de la canalisation. L'élément sensible mesure la pression hydrostatique du liquide au-dessus de lui et génère une tension électrique proportionnelle à cette pression.

Les avantages des capteurs hydrostatiques résident dans leur précision, leur fiabilité et leur capacité à mesurer des niveaux d'eau dans des environnements difficiles. Les capteurs hydrostatiques seront exploités pour mesurer des niveaux d'eau dans des réservoirs ou des canaux soumis à des variations de température, de pression ou de composition chimique, sans subir de dégradation de performance ou de précision.



FIGURE 4.4 – Capteur hydrostatique présent sur site.

Détection pour l'amorçage des pompes

Cinq capteurs sont dédiés à la détection d'eau dans les tuyauteries pour assurer le bon amorçage des pompes.

Capteurs de débordements

Deux autres capteurs servent à détecter les débordements du bassin.

4.1.3 Système d'alimentation du bassin (hauteur d'eau et débit)

En ce qui concerne les débits, ceux-ci ne sont pas contrôlés de manière directe mais via une rampe de consigne permettant de réguler les niveaux d'eau.

La consigne de niveau d'eau est calculée à partir d'un pilote qui commande les pompes pour qu'elles délivrent les débits appropriés afin d'atteindre les niveaux d'eau souhaités aux différentes phases du processus.

La première étape débute par une phase de démarrage des pompes de 30 secondes. Ensuite, jusqu'à ce que la hauteur d'eau atteigne 800 [mm], l'eau monte à un rythme de 50 [mm/min]. Une fois ce niveau atteint, une autre phase est enclenchée, avec une réduction progressive de la vitesse de remplissage pour atteindre 10 [mm/min] et une hauteur d'eau de 950 [mm]. Ensuite, survient la troisième phase jusqu'à 1000 [mm], où le bassin se remplit à un rythme de 10 [mm/min]. Enfin, le niveau visé (1000 [mm]) atteint, le pilote calcule rétroactivement le débit pour maintenir cette hauteur constante.

En cas d'érosion d'une partie importante de la digue, le bassin peut perdre une partie de son eau et le pilote compense en augmentant le débit, avec comme conséquence potentielle la formation de vagues dans le bassin. Une étude numérique a toutefois été menée pour déterminer les meilleurs paramètres à encoder dans le pilote afin de limiter ces éléments perturbateurs.

4.2 Instruments de mesure dans la digue

Pour pouvoir réaliser une analyse détaillée des déformations de la digue, différents instruments de mesure se sont avérés nécessaires. Ce chapitre dresse un inventaire détaillé de cette instrumentation ainsi que le mode opératoire suivi pour son installation.

4.2.1 Humidimètres



FIGURE 4.5 – Placement d'un humidimètre.

Pendant la phase de construction de la digue, trois humidimètres, permettant de connaître le taux d'humidité du sable à tout instant, ont été placés sous la crête à des hauteurs spécifiques. Le premier essai ayant mis en évidence que certaines positions étaient plus adéquates que d'autres, ces hauteurs ont varié lors des différents essais. Les humidimètres ont été positionnés en rive droite, sous la brèche, à 0.1 [m] du muret guide.

Pour assurer la fiabilité des mesures, il est recommandé de construire la couche de sable au-dessus de chaque humidimètre avant de l'installer. Par exemple, pour un humidimètre placé à 0.2 [m], il est préférable de réaliser la troisième couche de sable correspondant à une hauteur de 0.3 [m]. Ensuite, il convient de creuser un trou de 0.1 [m], de placer l'humidimètre, puis de reboucher le trou pour garantir la présence d'une couche de sable suffisante et éviter ainsi d'endommager l'équipement lors des phases de compactage.

4.2.2 Caméras et cibles GPT

Des caméras ont été configurées pour prendre une photo toutes les secondes. Ces images ont été utilisées pour effectuer la photogrammétrie, un processus permettant de numériser l'évolution de la déformation de la digue, afin de déterminer la déformation de la brèche et la hauteur de l'eau. Le logiciel Metashape a contribué à la réalisation de la numérisation. Afin d'assurer le bon fonctionnement de ce logiciel, des cibles GPT (repères dans l'espace pour le logiciel Metashape) ont été positionnées tout autour de la digue.

Les caméras ont été fixées sur des supports à différents emplacements stratégiques, permettant une visualisation complète de la digue. Un total de 10 caméras GoPro ont été installées sur la structure métallique et les parois extérieures de la digue. L'observation a montré qu'il était préférable de paramétrer les caméras correctement avant de les fixer, afin d'optimiser le temps nécessaire à cette opération. Les GoPro sont actionnées en même temps à l'aide de deux télécommandes qui peuvent gérer 5 caméras chacune. Cette étape représente la dernière phase avant le démarrage des pompes.

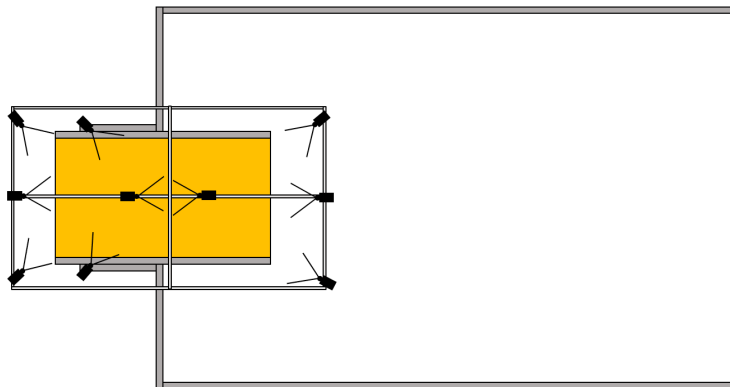


FIGURE 4.6 – Schéma de la position des 10 caméras.

4.2.3 Pit-tags/balles

Ces derniers vont permettre de recueillir des données complémentaires et de corréler les différentes données recueillies par la photogramétrie afin de fournir une meilleure compréhension des phénomènes en cours dans la digue. Les pit-tags (Passive Integrated Transponder tags) sont de petites étiquettes électroniques passives, généralement utilisées pour l'identification individuelle et le suivi d'animaux sauvages, en particulier les poissons et les animaux marins. Chaque pit-tag contient un numéro d'identification unique qui peut être détecté à l'aide d'un lecteur spécifique. Ces tags fonctionnent sans batterie et sont activés par le champ magnétique émis par le lecteur lorsqu'ils sont à proximité [42].

Différentes expériences ont été menées pour déterminer le type de balles le plus approprié pour nos essais. Trois types de balles ont été sélectionnés :

- les balles de tennis de table se sont révélées insuffisamment résistantes lors du compactage ;
- les balles de tennis étaient trop grosses ;
- les balles de squash ont été retenues comme la meilleure option, étant suffisamment résistantes lors de la phase de compactage et légères pour flotter à la surface de l'eau. Afin d'avoir plus de facilité pour les repérer, ces dernières ont été peintes en rouge.

En vue de positionner avec précision les pit-tags et les balles à des emplacements spécifiques, conformément aux intervalles indiqués dans le tableau 4.1, il est recommandé de le faire après chaque couche pendant la phase de construction de la digue. Pour faciliter la nomination des pit-tags et balles, une grille en échiquier a été dressée (voir Fig. 4.7) (le repère utilisé se trouve à la Fig. 4.9).

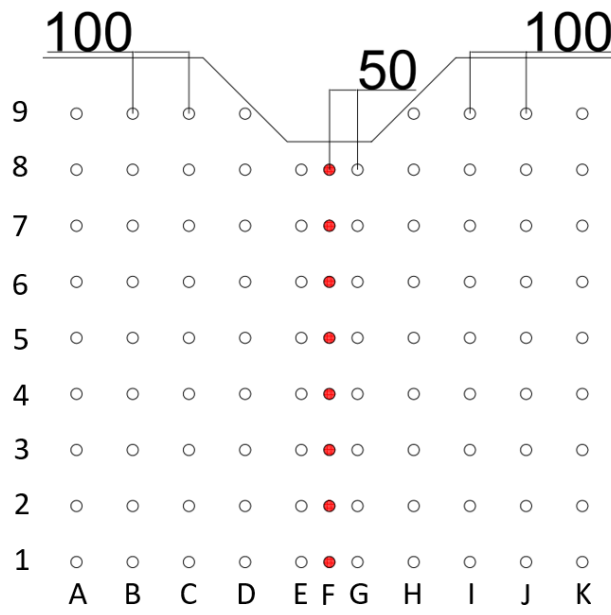


FIGURE 4.7 – Schéma des positions des pit-tags et balles (données en [mm]).

Couche	x	y	z
9	3.25	-0.45 ; -0.35 ; -0.25 ; -0.15 ; -0.05 ; 0 ; 0.05 ; 0.15 ; 0.25 ; 0.35 ; 0.45	0.9
8	3.25	-0.45 ; -0.35 ; -0.25 ; -0.15 ; -0.05 ; 0 ; 0.05 ; 0.15 ; 0.25 ; 0.35 ; 0.45	0.8
7	3.25	-0.45 ; -0.35 ; -0.25 ; -0.15 ; -0.05 ; 0 ; 0.05 ; 0.15 ; 0.25 ; 0.35 ; 0.45	0.7
6	3.25	-0.45 ; -0.35 ; -0.25 ; -0.15 ; -0.05 ; 0 ; 0.05 ; 0.15 ; 0.25 ; 0.35 ; 0.45	0.6
5	3.25	-0.45 ; -0.35 ; -0.25 ; -0.15 ; -0.05 ; 0 ; 0.05 ; 0.15 ; 0.25 ; 0.35 ; 0.45	0.5
4	3.25	-0.45 ; -0.35 ; -0.25 ; -0.15 ; -0.05 ; 0 ; 0.05 ; 0.15 ; 0.25 ; 0.35 ; 0.45	0.4
3	3.25	-0.45 ; -0.35 ; -0.25 ; -0.15 ; -0.05 ; 0 ; 0.05 ; 0.15 ; 0.25 ; 0.35 ; 0.45	0.3
2	3.25	-0.45 ; -0.35 ; -0.25 ; -0.15 ; -0.05 ; 0 ; 0.05 ; 0.15 ; 0.25 ; 0.35 ; 0.45	0.2
1	3.25	-0.45 ; -0.35 ; -0.25 ; -0.15 ; -0.05 ; 0 ; 0.05 ; 0.15 ; 0.25 ; 0.35 ; 0.45	0.1
		A - B - C - D - E - F - G - H - I - J - K	

TABLE 4.1 – Positions des balles (en rouge) et pit-tags (en noir) (les données sont en [m]).

Lors de la pose des pit-tags dans la digue, ce même tableau devra être complété à l'aide des codes individuels attribués à chacun des pit-tags (voir Fig. 4.8). Ainsi, une fois l'expérience terminée, les codes et temps de passage renvoyés par les antennes permettront de corrélérer d'autres informations telles que celles obtenues grâce à la photogrammétrie.

En ce qui concerne les balles, celles correctement positionnées seront désignées par la mention "OK", tandis que l'absence de balle sera référencée par la mention "KO" en rouge.

Deuxième expérience : position pit-tag												
Hauteur	Nom de la couche	Nom des pit-tags										
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
900	9	000799E9D0	00079AD2C4	000770F869	0007885EED	KO	KO	KO	00079AE81D	000770C1AB	00076902D2	0007885E63
800	8	00079AD2E9	00076941F2	0007711000	00079806FC	000786F543	KO	00079A92D8	0007689D46	00079A7E85	00075D9220	0007980345
700	7	00079B090F	00079A2008	00079A3B9D	000799E2BF	00079AD35E	OK	0007869089	00079A9B59	000799FBAD	0007997D1B	00071E0912
600	6	000799CFCE	000799E03A	00075C53D7	00079AC94E	0007948809	OK	00079A493C	000799A9EA	00071E36C3	00079A22AF	00071DF572
500	5	000770DA20	000786DB5E	00071E19A5	0007948982	00079AF7D7	OK	00079AEED6	0007999BFDC	0007980B83	00079AEB4E	00079A9BD4
400	4	00079A9F5D	00079A8950	0007691CFA	000786C5E6	00079AE9B1	OK	00079B14DE	000799CB60	00075C0A52	00079A4955	000770FA5F
300	3	000786C147	00079AE96A	00079B12B8	00075C35E3	00079B1028	OK	0007693F5B	000770F49A	00079AB0FC	00079A3509	00079A2459
200	2	00079A8293	00079A4DC0	000770D8E3	00079AFC55	00079A0E27	KO	000799C33B	000768FF42	00079471E9	00079AA67D	00074EF221
100	1	00079AF47E	000799DAC9	00079B0538	00079970B2	000799D67A	KO	000799FC6F	00075C9ED5	00071E5A4C	00075B4AE3	000770CA45
mm		1350	1450	1550	1650	1750	1800	1850	1950	2050	2150	2250

FIGURE 4.8 – Exemple de numérotation des pit-tags pour le second essai.

4.2.4 Lasers

L'utilisation de lasers pourrait être envisagée comme un instrument de mesure efficace pour évaluer le niveau d'eau dans la digue. Ce dispositif permettrait de mesurer avec précision la hauteur d'eau, offrant ainsi une méthode fiable pour étudier les variations du niveau d'eau dans la structure et la corrélérer avec d'autres valeurs enregistrées.

4.3 Construction de la digue

Afin de répondre à la problématique de ce mémoire, différents essais ont été menés au cours de la phase d'expérimentation, l'objectif étant de corrélérer autant de données que possible. Les variations entre les différentes expériences seront principalement dues au matériel de monitoring utilisé. C'est-à-dire que, tout en gardant certains instruments de mesures "fixes" pendant les essais, d'autres ont aussi varié afin de pouvoir comparer les résultats de ceux-ci.

4.3.1 Mur guide et géométrie de la digue

Comme mentionné précédemment, la digue a pour dimensions une longueur de 6,5 [m], une largeur de 3,6 [m] et une hauteur de 1 [m].

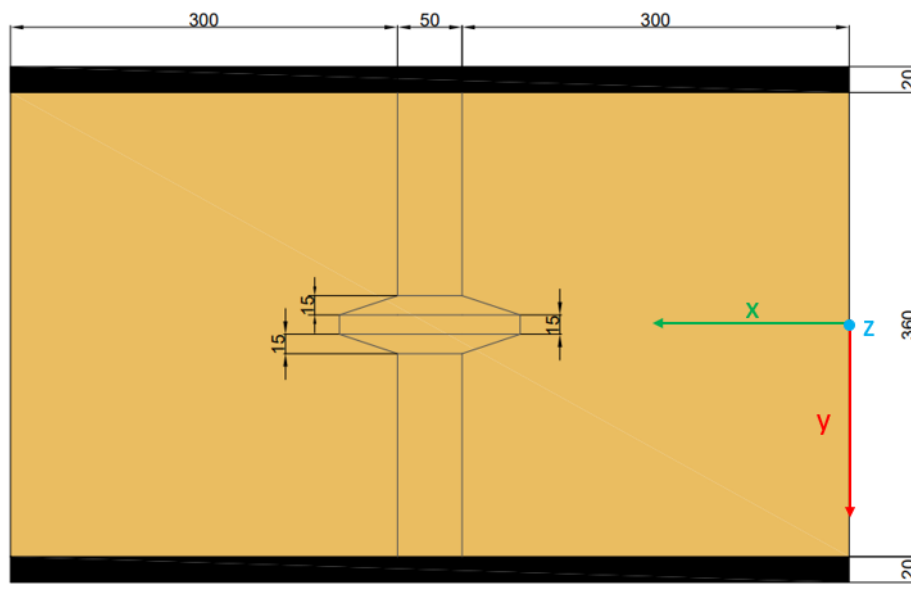


FIGURE 4.9 – Vue en plan et dimensions générales de la digue + repère (données en [cm]).

Pour faciliter la construction de la digue et permettre un alignement précis, deux murs guides en béton d'une épaisseur de 20 cm ont été édifiés. Ces murs guides,

servant de référentiel, offrent une base solide pour l'ajustement des pentes, réduisant ainsi le risque d'erreur et garantissant la qualité du résultat final.

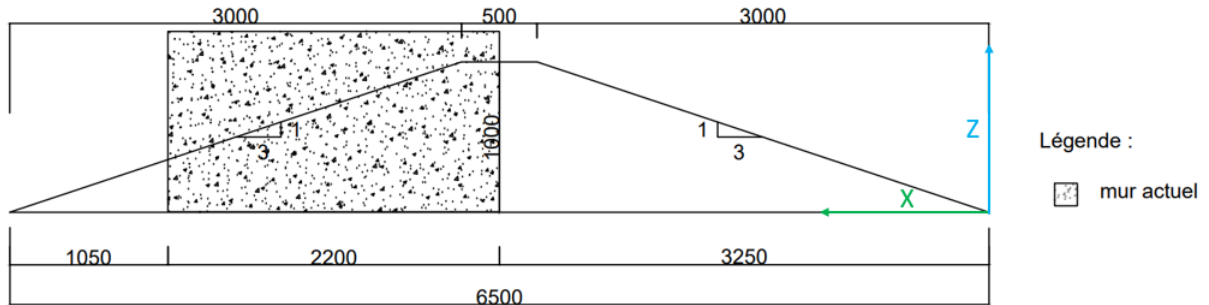


FIGURE 4.10 – Dimensions du muret guide (données en [mm]).

Afin de faciliter la localisation des différents éléments du dispositif expérimental, un repère virtuel a été défini. Celui-ci est positionné au pied amont de la digue et comporte trois axes (x, y et z) orientés comme illustré sur la Fig. 4.9.

4.3.2 Étape 1 : Pose du drain

La première étape de la construction de la digue implique le placement du drain dans la première couche. Le drain doit être posé à une distance de 3,8 [m] du pied amont de la digue (et donc à une distance de 2,7 [m] depuis le pied de digue aval). Afin de garantir la reproductibilité des expériences et faciliter la pose du drain, une marque sera apposée sur le coffrage aux deux intersections avec celui-ci, correspondant aux positions des extrémités du drain par rapport au repère (3.8, -1.8, 0) et (3.8, 1.8, 0) en [m]. Il est recommandé d'utiliser une fine couche de sable sous le drain et de l'entourer d'un géotextile afin de ne pas le boucher de sable.



FIGURE 4.11 – Drain recouvert d'un géotextile.

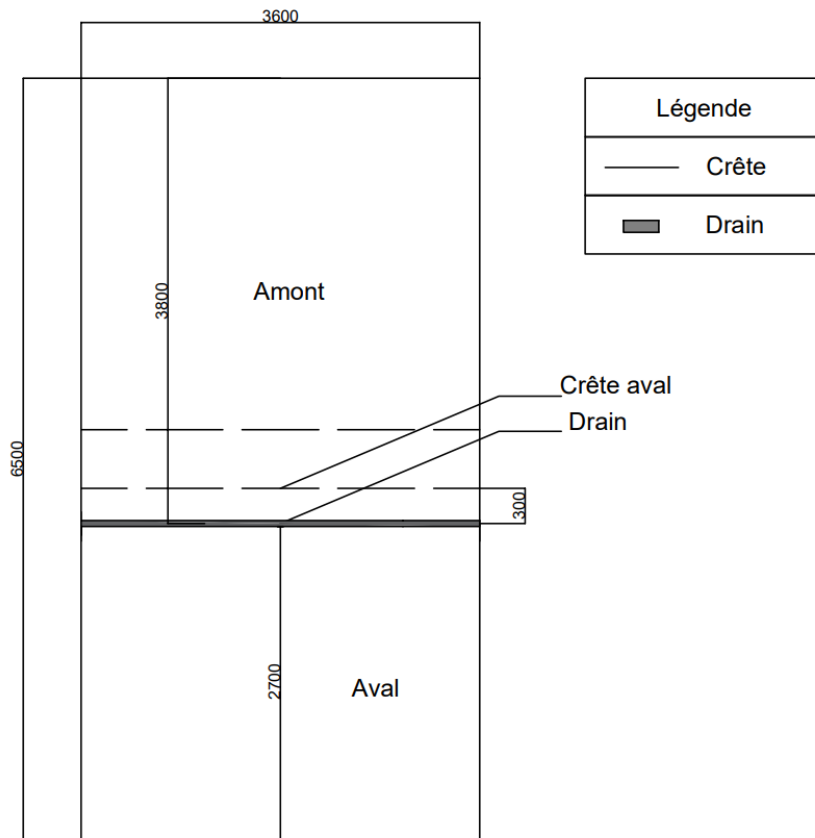


FIGURE 4.12 – Position du drain dans la digue (données en [mm]).

Le débit mesuré lors de la construction de la digue s'est élevé à 0.00333 [l/s] à travers le drain. Cette valeur est en grande partie due à la forte perméabilité du sable, mais elle atteste tout de même du bon fonctionnement du drain.

4.3.3 Étape 2 : humidifier le sable

Le processus visant à atteindre une teneur en eau massique souhaitée de 14% (voir section 3.2) comporte plusieurs étapes.

La première étape est l'extraction d'un échantillon du sable commandé ($m_{sable_{initial}}$) afin de déterminer sa teneur en eau massique initiale. Une fois celle-ci connue, il est possible de calculer le volume d'eau nécessaire pour obtenir la valeur désirée de 14%. Ce calcul est réalisé en utilisant les paramètres du volume du bac [m^3] et de la densité du sable ($\rho = 1476 [kg/m^3]$) pour chiffrer la masse de sable présente dans le godet ($m_{sable_{naturel}}$ en [kg]).

Ensuite, la masse sèche de sable est calculée en utilisant la teneur en eau initiale ($\omega_{initial}$ en %) en prélevant différents échantillons :

$$m_{sable_{sec}} = \frac{m_{sable_{naturel}}}{1 + \omega_{initial}} \quad (4.1)$$

La masse de sable avec la teneur en eau désirée de 14% est alors déterminée en utilisant la masse sèche de sable ($m_{sable_{sec}}$ en [kg]) et la teneur en eau finale (ω_{final} en %) :

$$m_{sable_{14\%}} = m_{sable_{sec}}(1 + \omega_{final}) \quad (4.2)$$

Finalement, le volume d'eau requis est facilement déduit de la masse d'eau nécessaire, obtenue en soustrayant la masse de sable avec la teneur en eau de 14% de la masse de sable humide initiale :

$$m_{eau} = m_{sable_{14\%}} - m_{sable_{initial}} \quad (4.3)$$

Pour effectuer cette opération sur le terrain, un débitmètre est installé sur un tuyau d'arrosage. L'eau est ensuite appliquée uniformément sur le sable contenu dans le godet, et le sable est mélangé à l'aide d'une pelle pour faciliter l'infiltration de l'eau et homogénéiser le mélange .



FIGURE 4.13 – Eau appliquée sur le sable.

4.3.4 Étape 3 : Pose du sable

Le processus de dépôt du sable implique l'utilisation d'un chargeur sur pneus pour créer un tas dans le coffrage. Celui-ci est ensuite réparti à l'aide d'outils tels que des pelles et des râtaux pour établir une couche uniforme de 10 cm.



FIGURE 4.14 – Chargeur sur pneus apportant le sable.

4.3.5 Étape 4 : Compactage du sable

Le sable est ensuite compacté par le biais d'une plaque vibrante ou d'une dameuse. Le nombre de passages effectués dépend de l'épaisseur de la couche de sable et de la perception de l'opérateur qui effectue les vibrations. En moyenne, au moins 7 passages étaient nécessaires pour arriver à une bonne compaction. En effet, des investigations ont montré que plus l'épaisseur de la couche était importante, plus il était nécessaire d'effectuer des passes pour obtenir une compaction homogène. Pour déterminer le moment optimal pour arrêter le compactage, il a été convenu que l'absence de traces de pas laissés derrière l'opérateur est considérée comme un référentiel fiable et permet une répétabilité des expériences.



FIGURE 4.15 – Compactage du sable à l'aide d'une plaque vibrante.

4.3.6 Étape 5 : Tirer le sable

Après le compactage du sable réalisé et l'épaisseur de couche souhaitée atteinte, il a été nécessaire de procéder à un nivellement en utilisant un rail et des murs guides. Cette opération visait à obtenir la pente souhaitée pour la construction de la digue. Elle a été réalisée pour chaque couche afin d'éviter l'accumulation excessive de sable sur les bords. Cette manière de procéder a permis un compactage plus aisé.



FIGURE 4.16 – Tirer le sable à l'aide d'une règle de maçon.

4.3.7 Étape 6 : Répétition

Chaque étape de construction de la digue est répétée jusqu'à l'achèvement total de la structure.

4.3.8 Étape 7 : Formation de la brèche

Une fois la digue formée, la prochaine étape consiste à créer une brèche pour initier le phénomène d'érosion de façon localisée. Pour ce faire, un gabarit a été fabriqué afin de creuser la digue en suivant les dimensions souhaitées. Lors de la confection de la brèche, une attention toute particulière a été portée à l'horizontalité parfaite du fond de celle-ci au moyen d'un niveau. En effet, toute inclinaison aurait pu potentiellement altérer l'écoulement et ainsi affecter les résultats de l'expérience. Une surface parfaitement plane est indispensable pour assurer la reproductibilité des résultats des expériences.



FIGURE 4.17 – Formation de la brèche à l'aide d'un gabarit.

4.3.9 Étape 8 : Réalisation du damier

Un damier tracé sur la construction de la digue servira de référentiel pour la photogrammétrie et permettra de mesurer la déformation de la brèche.

Pour réaliser celui-ci, une peinture au spray est projetée sur la digue entre deux règles espacées de 5 [cm]. Les côtés de chaque carré du damier ont une longueur de 30 [cm].

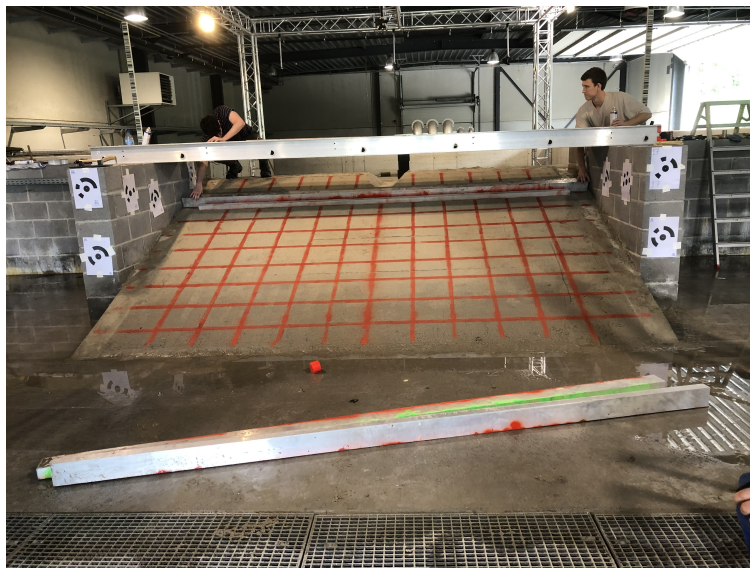


FIGURE 4.18 – Réalisation du damier.

Chapitre 5

Description des expériences et analyse des résultats expérimentaux

Ce chapitre a pour objectif de présenter les expériences effectuées et d'analyser les données recueillies d'une part pendant la phase de construction et d'autre part pendant l'essai.

Pendant la phase de construction, les données suivantes seront analysées : la teneur en eau et les masses volumiques humides et sèches du sable.

Concernant la phase d'essai proprement dite, les analyses porteront sur les débits des pompes, les hauteurs d'eau dans le réservoir, la teneur en eau du sable.

Le cas échéant, les mesures prises pour éviter la répétition des erreurs seront expliquées.

Dans le cadre de ce mémoire, trois essais ont été effectués. Cependant, seul le troisième essai a pu être validé pour assurer la reproductibilité des futures expériences qui seront réalisées par de prochains mémorants. Pour celui-ci, une analyse de l'érosion longitudinale et transversale a été réalisée grâce à la photogrammétrie.

5.1 Essai 1

5.1.1 Description de l'essai

La première expérience s'est déroulée le vendredi 5 mai 2023 entre 14h32 et 15h02.

Lors de cet essai, le mode de rupture souhaité pour la digue n'a pu être observé. Il était en effet prévu que la rupture se fasse par surverse, mais elle s'est produite par érosion interne à cause d'un renard hydraulique. Ce phénomène est souvent constaté lorsque le courant rencontre une structure, telle qu'une digue, créant un tourbillon

ou un mouvement circulaire de l'eau. Cela peut entraîner une érosion locale de la digue, compromettant ainsi son intégrité structurelle.

La rupture s'est produite le long du muret de la rive gauche et une amorce en rive droite.

Plusieurs causes peuvent expliquer ce phénomène de renard hydraulique.

La première raison est la présence de deux barbicanes dans les murs guides, conçues pour permettre le passage de câbles d'instruments de mesure. Ceci a réduit la longueur du chemin de l'eau, accélérant ainsi le phénomène de renard hydraulique. En effet, il est également important de connaître la vitesse d'écoulement dans le sol qui répond à la loi de Darcy [15, 43, 44] :

$$v = ki \tag{5.1}$$

Où :

- v est la vitesse d'écoulement en [m/s]
- k est le coefficient de perméabilité ou conductibilité hydraulique en [m/s], caractérisant l'aptitude du sol à être traversé par un fluide. La perméabilité varie en fonction de la nature du terrain.
- i est le gradient hydraulique, une perte de charge hydraulique par unité de longueur.

Il faut dès lors connaître les deux paramètres de la formule.

Le gradient hydraulique est défini comme la différence de hauteur d'eau sur une certaine distance horizontale.

$$i = \frac{-\Delta h}{\Delta L} = \frac{h_a - h_b}{l} = \frac{1}{3} \tag{5.2}$$

Pour le coefficient de perméabilité k , il suffit de regarder les ordres de grandeur donnés dans le tableau suivant :

Perméabilité	Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité k [m/s]	Type de sol
Très élevée	10^{-1} à 10^{-1}	Graviers moyens à gros
Assez élevée	10^{-3} à 10^{-5}	Petits graviers, sables
Faible	10^{-5} à 10^{-7}	Sables très fins
Très faible	10^{-7} à 10^{-9}	Limon
Pratiquement imperméable	10^{-9} à 10^{-12}	Argile compacte

TABLE 5.1 – Ordre de grandeur de la perméabilité des sols [15, 45].

La granulométrie choisie pour le matériau destiné à la construction de la digue s'apparentant à du sable fin, le coefficient de perméabilité k vaut donc 10^{-6} [m/s].

Par conséquent, la vitesse d'écoulement obtenue vaut : $v = 0.33 * 10^{-6}$ [m/s]. Il est possible de conclure que la diminution de la longueur d'écoulement augmente le gradient hydraulique, ce qui rend la vitesse d'écoulement plus importante.

Le compactage du sable peut également jouer un rôle important dans la formation de renards hydrauliques. Si le sable est mal compacté, des zones de faible densité peuvent se former, dans lesquelles l'eau peut s'infiltrer plus facilement et entraîner une érosion accrue. Cela peut favoriser la formation de canaux préférentiels et donc de renards hydrauliques. La force nécessaire pour déplacer le sable est alors réduite, ce qui facilite l'érosion interne de la digue et crée une instabilité locale.

Un autre facteur qui aurait pu contribuer à la rupture de la digue est l'excentrement des pompes par rapport au milieu du bassin. Cela a entraîné un débit plus important du côté de la rive gauche. De plus, les déflecteurs à l'amont n'ont pas dévié suffisamment le courant, favorisant la formation du renard hydraulique.

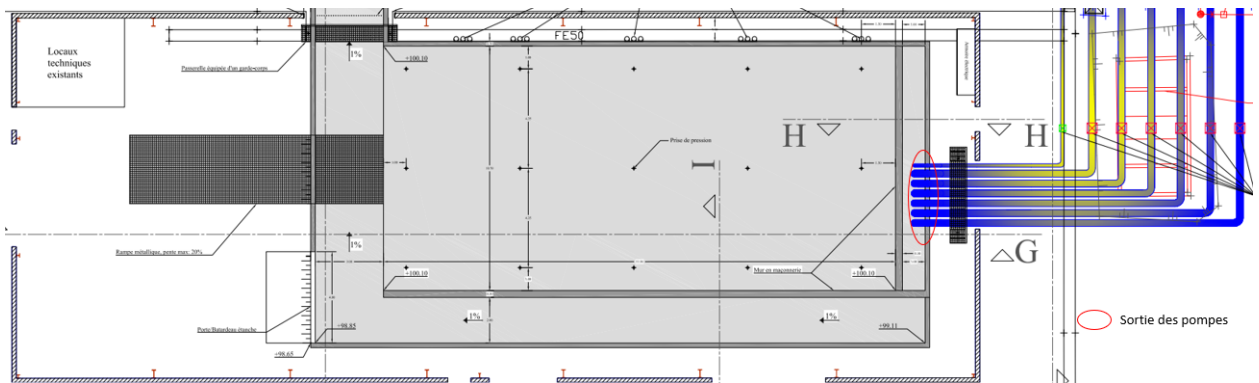


FIGURE 5.1 – Position des pompes dans le bassin.

Enfin, le diamètre médian des grains de sable peut également avoir joué un rôle dans le phénomène de renard. En effet, plus les grains sont légers et fins, plus ils sont facilement transportés. Cependant, modifier la taille des grains pourrait affecter la similitude entre les deux mémoires.

5.1.2 Déroulement de l'essai

Le renard hydraulique a commencé à creuser un tunnel à travers la digue en raison de la barbacane. Après 17 minutes, un premier orifice s'est formé sur la pente amont de la digue à une hauteur de 60 [cm].

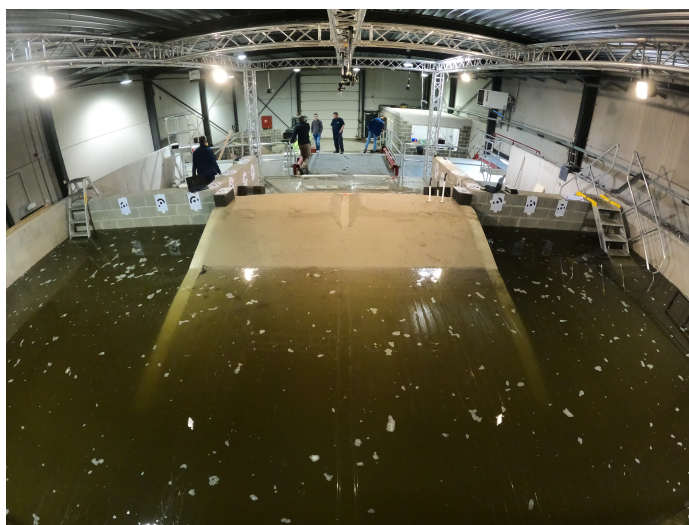


FIGURE 5.2 – Début de l'érosion interne.

Après le début de l'érosion de la digue causée par l'action du renard hydraulique, le flux de sable s'est maintenu à travers la barbacane, contribuant à l'élargissement du trou. Après 25 minutes, une surverse s'est manifestée, résultant de l'érosion progressive de la structure de la digue.



FIGURE 5.3 – Début de la surverse.

Une minute plus tard, un segment de 60 [cm] de la digue a été emporté en raison d'une surverse. Cette perte de matériau s'est produite lorsque le débit d'eau excédait la capacité de la digue à le contenir, entraînant une érosion significative.



FIGURE 5.4 – Segment de 60 [cm] de digue emporté par l'eau.

Enfin, après 28 minutes, la moitié de la digue était érodée.



FIGURE 5.5 – Etat de la digue après 28 minutes.

Au cours de la phase de rupture, il a été remarqué que l'érosion se traduisait par la chute de gros blocs de sable, indiquant la présence d'une cohésion solide au sein de la digue ainsi qu'un bon niveau de compactage de celle-ci.



FIGURE 5.6 – Effondrement par bloc cohésif.

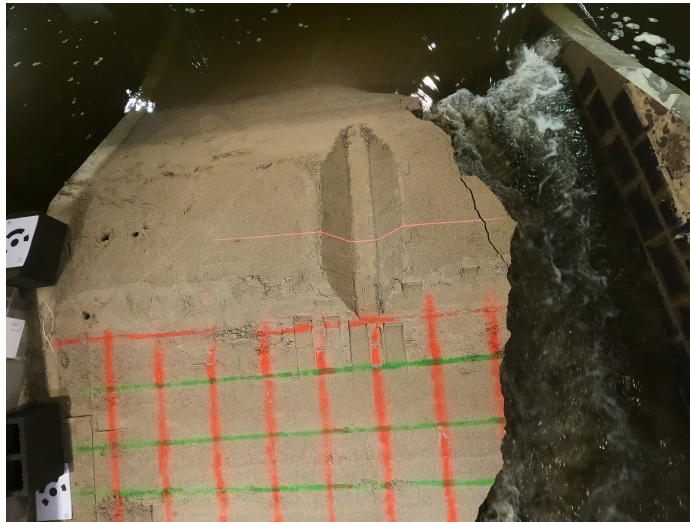


FIGURE 5.7 – Effondrement par bloc cohésif.

5.1.3 Données récoltées pendant la construction

Lors de la construction de la digue, des données ont été récoltées afin de s'assurer de la bonne reproductibilité des expériences. Pour ce faire, la teneur en eau ainsi que les masses volumiques humides et sèches ont été contrôlées afin de se rapprocher au plus de l'optimum Proctor. Malheureusement vu le peu de personnel présent sur place lors de ce premier essai, il était difficile de coordonner construction et prise de mesures, et dans ces circonstances, seuls deux échantillons par couche ont été prélevés, soit un bac sur trois.

Teneur en eau

Dans le cadre de cette expérience, l'objectif est d'obtenir une teneur en eau de 14% dans le matériau, comme expliqué dans la section 4.3.3. Pour chaque couche de sable, une moyenne des valeurs obtenues au sein de celles-ci est réalisée afin de pouvoir être comparées plus facilement à l'objectif fixé de 14%.

En se basant sur les premiers résultats obtenus, des ajustements et des actions correctives ont été effectués pour atteindre la teneur en eau souhaitée.

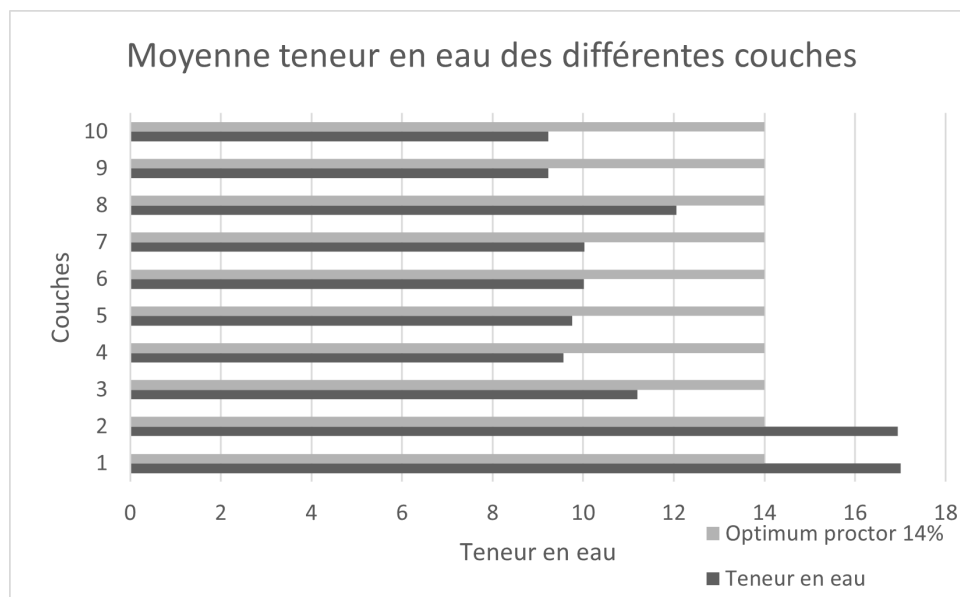


FIGURE 5.8 – Teneur en eau de chaque couche pour le premier essai.

Masse volumique humide

La méthode utilisée pour déterminer la masse volumique humide consistait à prélever des échantillons de sable dans chaque couche compactée à l'aide d'un kopecki (cylindre facilitant la prise d'échantillon).¹ Pour calculer la masse volumique, la masse du kopecki vide était d'abord mesurée ($m_{sanssable}$ en [kg]). Ensuite, la masse du kopecki avec le sable ($m_{avecsable}$ en [kg]) de chaque couche était mesurée individuellement. Connaissant le volume de l'échantillon (v en [m^3]), la masse volumique pouvait être obtenue en soustrayant le poids du kopecki avec et sans le sable, puis en divisant par le volume.

$$\rho = \frac{(m_{avecsable} - m_{sanssable})}{v} \quad (5.3)$$

Les résultats ont été représentés graphiquement en calculant la moyenne de chaque couche.

1. Pour extraire l'échantillon, le kopecki était enfoncé dans la couche et une truelle était utilisée pour enlever le sable autour de l'échantillon de manière à ne pas remanier l'échantillon dans le kopecki. Une fois ce dernier extrait, les deux extrémités sont obstruées à l'aide de capuchons.

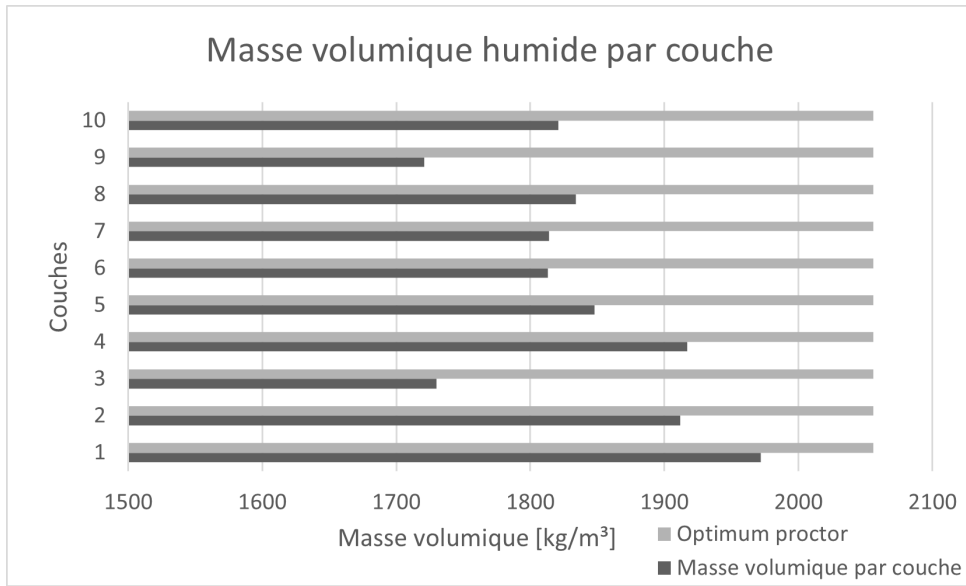


FIGURE 5.9 – Masse volumique humide par couche.

La Fig. 5.9 illustre le fait que chaque couche se retrouve en dessous de l'optimum Proctor. Il conviendra par la suite de veiller à ce que ces valeurs s'améliorent.

Masse volumique sèche

Une fois la masse volumique humide obtenue, il est possible de calculer la masse volumique sèche en retirant l'eau contenue dans les échantillons.

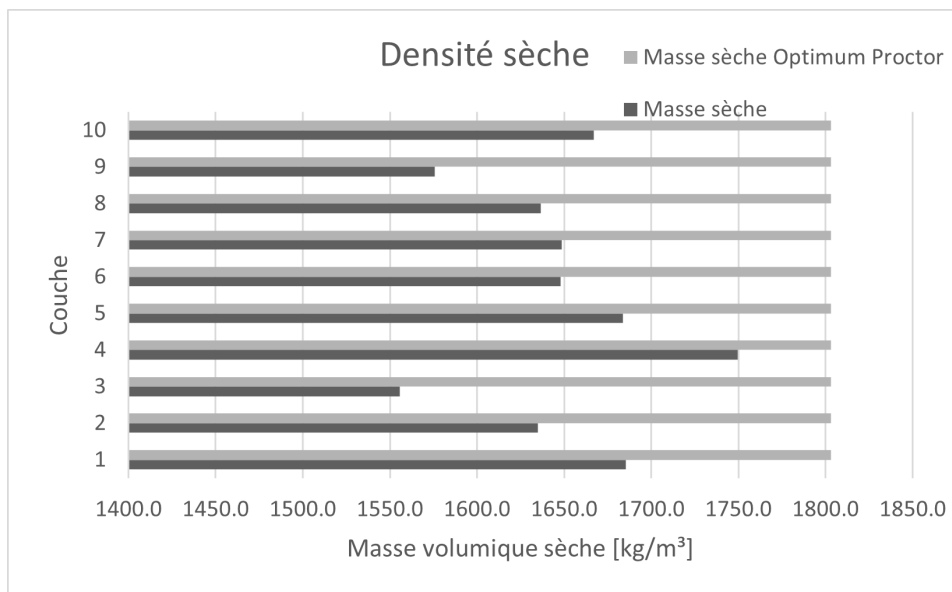


FIGURE 5.10 – Masse volumique sèche par couche.

A nouveau, les valeurs calculées sont en dessous de l'optimum Proctor, indiquant une mauvaise compaction des couches. Ce problème sera un des points à améliorer lors des essais suivants. Solutionner ce problème réglera aussi celui de la teneur en eau et de la masse volumique humide.

5.1.4 Données récoltées pendant l'essai

Malheureusement, lors du premier essai, certains instruments de mesure n'ont pas fonctionné correctement en raison de l'effet de renard. La digue s'est rompue le long du muret de la rive gauche, entraînant par la suite une surverse le long de ce muret. Cette situation a empêché le laser, situé au centre de la digue, de fonctionner correctement. En ce qui concerne les pit-tags qui ont été emportés par l'écoulement, ils n'ont pu jouer leur rôle dans la mesure où l'antenne devant les reconnaître était hors service. Leur mise en place s'est par contre avérée assez simple et ils seront donc réutilisés. Les balles de squash placées au milieu de la brèche n'ont, elles non plus, pas donné le résultat escompté, la brèche étant encore intacte une fois l'expérience terminée.

Néanmoins, d'autres données disponibles ont pu être examinées et ont permis de tirer certaines conclusions. Cela sera développé dans les paragraphes suivants.

Débits cumulés des pompes et hauteur d'eau dans le réservoir

Cette section analyse l'étude du débit entrant dans le bassin amont et de la hauteur d'eau dans ce dernier en fonction du temps écoulé. Sur la Fig. 5.11, il est assez facile de distinguer les 4 phases principales (délimitées par l'arrière plan alternativement blanc et gris).

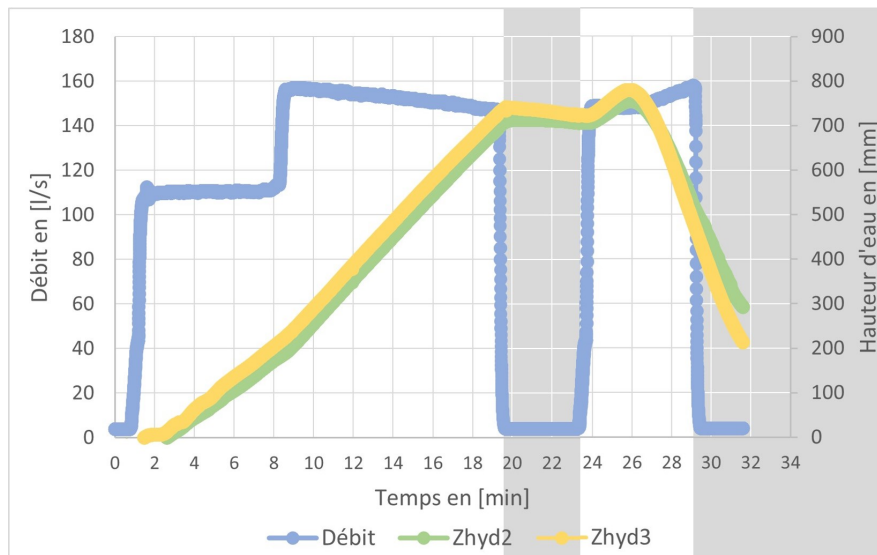


FIGURE 5.11 – Évolution du débit d'alimentation et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps (Zhyd correspondant à une sonde hydrostatique).

Les courbes verte et jaune représentent les hauteurs d'eau dans le bassin. Ces dernières sont obtenues à partir des deux sondes hydrostatiques. La sonde hydrostatique Zhyd2 (correspondant à 85LT04 sur la Fig. 4.2) est celle placée proche de la digue tandis que l'autre Zhyd3 (85LT06 sur la Fig.4.2) est située plus proche des pompes.

La première phase (arrière plan blanc) correspond à la montée du niveau d'eau, divisée en un amorçage (110 [l/s]) et une accélération du remplissage pour laquelle le débit entrant est proche des 160 [l/s] (correspondant aux 5 [cm/min] implémentés dans l'automate). Ces informations sont corrélées avec les deux courbes exprimant la hauteur d'eau (courbes jaune et verte), car un changement de pente est très légèrement visible à l'instant où le débit passe de 110 à 160 [l/s], à savoir 9 [min] après le début de l'essai.

La seconde phase (arrière plan gris) n'était, elle, pas prévue. Au moment où le phénomène de renard hydraulique s'est accentué, il a été décidé d'arrêter les pompes en espérant préserver la digue. Le niveau d'eau dans le réservoir amont baisse dès lors légèrement pendant 4 minutes. Il s'est vite avéré impossible de sauver la digue. Les pompes ont donc été redémarrées pour observer le comportement de celle-ci avec l'effet du renard hydraulique.

Durant la troisième phase, le phénomène d'érosion par surverse a pris le dessus, avec pour conséquence la ruine de la digue. Effectivement, à partir de la 26^{ème} minute, le niveau d'eau dans le réservoir amont a commencé à diminuer assez rapidement. Le superviseur a alors augmenté le débit, espérant maintenir le niveau constant. Le débit de sortie de l'eau à travers la brèche étant trop important, l'intervention de celui-ci fut vaine.

Les pompes ayant donc été arrêtées, la quatrième phase consiste seulement en la vidange du réservoir amont.

Teneur en eau du sable et hauteur d'eau dans le réservoir

Grâce aux données collectées par les humidimètres, il est également possible d'analyser l'évolution de la teneur en eau du sable. Toutefois, les humidimètres étant placés sur une seule extrémité de la digue, les données ne sont probablement pas applicables à l'ensemble de la digue mais restent intéressantes à analyser.

Pour rappel, les positions des humidimètres étaient les suivantes (par rapport au repère donné dans la section 4.3.1 en [m]) :

1. (3.25, -1.7, 0.2)
2. (3.25, -1.7, 0.5)
3. (3.25, -1.7, 0.8)

et correspondent respectivement aux points associés aux labels 20 [cm], 50 [cm] et 80 [cm] sur la légende de la Fig. 5.12.

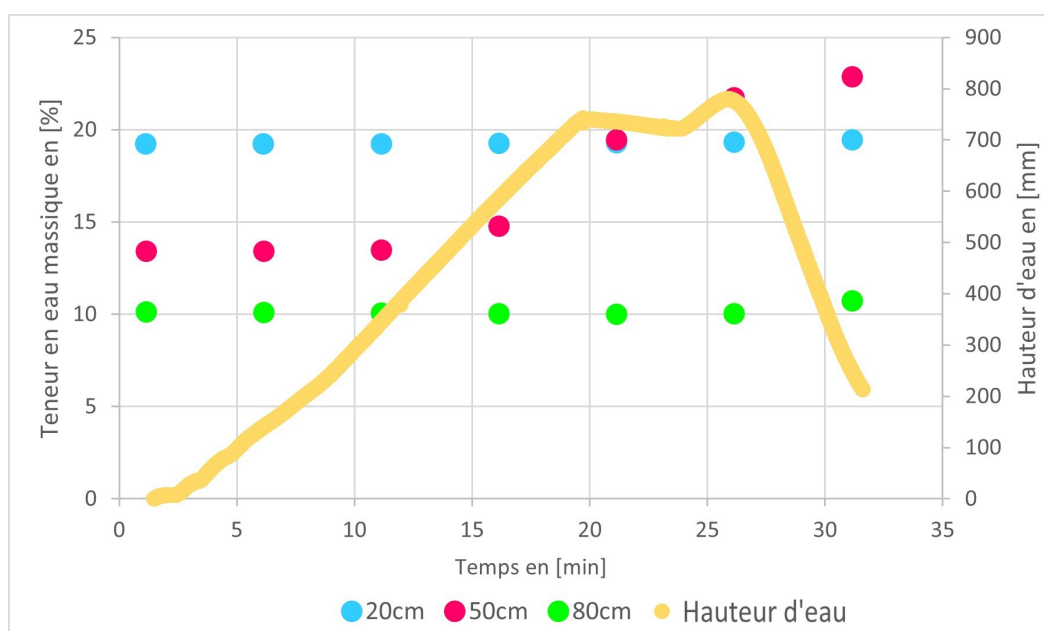


FIGURE 5.12 – Évolution de la teneur en eau du sable à différentes hauteurs et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps.

La Fig. 5.12 présente plusieurs observations significatives. Premièrement, l'humidimètre enfoncé le plus profondément (représenté en bleu) indique la valeur de teneur en eau la plus élevée. Cette constatation est cohérente, car le sable a tendance à se drainer vers le bas sous l'effet de la gravité, ce qui rend cette couche toujours plus humide que les autres. De plus, cette couche est restée constamment saturée car, pendant la phase de construction, la compaction entraînait une accumulation d'eau dans les couches inférieures. La teneur en eau ne varie pas car il est probable que l'eau, qui s'est écoulée le long de l'autre mur, n'a pas atteint ce point en raison de sa distance.

Par la suite, pour l'humidimètre enfoncé le moins profondément (représenté en vert), l'observation montre, de manière logique également, que sa mesure indiquait la plus faible teneur en eau, comme l'indique l'explication précédente. De même, la teneur en eau n'a pas évolué car l'eau n'a atteint que très brièvement ce niveau dans le réservoir amont.

Les résultats les plus intéressants concernent l'humidimètre positionné à une profondeur de 50 [cm]. Il est clairement remarqué que la teneur en eau au centre de la digue a considérablement augmenté, avec un léger décalage dans le temps par rapport à la hauteur d'eau dans le réservoir amont. Ce décalage peut s'expliquer par le fait que la sonde ne se trouve pas proche de la localisation du phénomène d'érosion.

5.1.5 Mesures à mettre en place

Suite aux données et hypothèses collectées, il semble important de prendre certaines mesures pour éviter l'effet de renard.

Au niveau de la compaction du sable, il apparaît nécessaire de compacter dans la pente et ce malgré la difficulté engendrée par le choix de réaliser la digue directement dans sa forme finale (pente de 1/3). Cette étape permettra de s'assurer de la bonne compaction de l'ensemble de l'ouvrage.

Il est également important de vérifier la teneur en eau des couches et d'arroser si nécessaire. Il a été constaté que maintenir une teneur en eau supérieure à l'optimum Proctor est préférable, la digue perdant de l'eau au fil du temps (en raison notamment de la gravité et du compactage). Comme la construction s'est étalée sur trois jours, beaucoup d'eau s'est échappée pendant cet intervalle de temps.

Au point de vue du set-up, les deux barbacanes devront être bouchées (par exemple à l'aide de mousse expansive et de plaques). Des déflecteurs de courant, en l'occurrence des blocs de béton, seront placés en amont de la digue.

Enfin, afin d'observer des résultats plus intéressants, les humidimètres seront resserrés autour de la position la plus centrale qu'ils occupaient.

5.2 Essai 2

5.2.1 Description de l'essai

Le deuxième essai s'est déroulé le vendredi 12 mai 2023 entre 11h12 et 11h39. La construction de la digue s'est avérée cette fois-ci concluante. En effet, aucun affouillement en pied de digue ni phénomène de renard n'ont été observés, ce qui démontre qu'il est possible de construire une digue de cette dimension et d'avoir une rupture par surverse. Cependant, la consigne de la hauteur d'eau dans le bassin n'a pas été atteinte.

5.2.2 Déroulement de l'essai

L'eau a atteint le côté aval de la brèche après 23 minutes, et aucune érosion interne notable n'a été identifiée pendant la phase de montée du niveau d'eau dans le bassin.

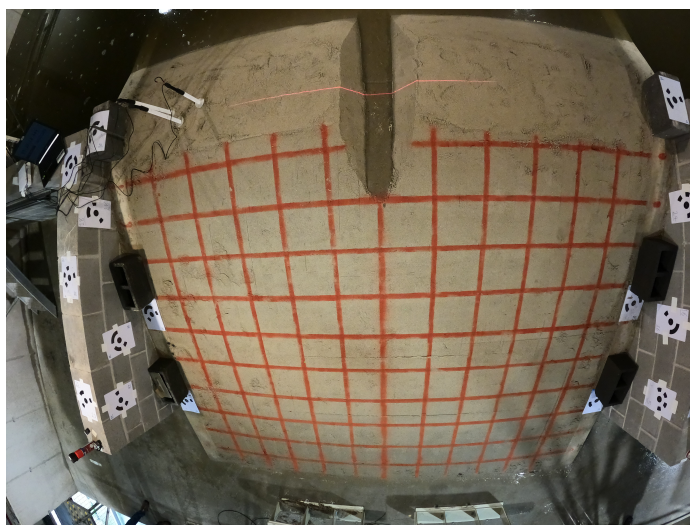


FIGURE 5.13 – L'eau atteint le côté aval de la brèche.

Ensuite, conformément aux caractéristiques observées lors des essais antérieurs publiés dans la littérature scientifique [20, 22, 46], un canal étroit se crée le long de la pente aval, prenant la forme d'un escalier (visible sur la Fig. 5.14). Cette phase s'est déroulée 1 minute et 35 secondes après que l'eau ait atteint le niveau de crête aval de la brèche.

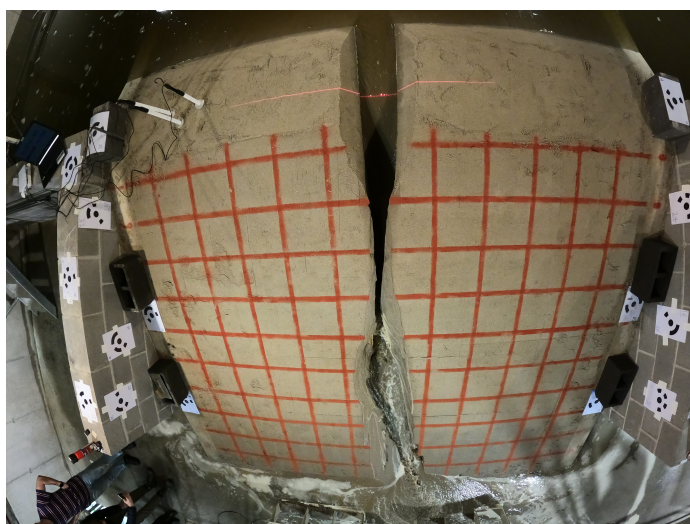


FIGURE 5.14 – Formation finale de l'escalier.

Dans la phase suivante, l'érosion prend la forme d'effondrements successifs se produisant de manière symétrique, ce qui correspond également aux observations rapportées dans la littérature scientifique. Il a été remarqué que ces effondrements se produisent par la rupture progressive de blocs de sable, ce qui constitue une indication de la bonne cohésion du sable, résultant d'une compaction adéquate du matériau.

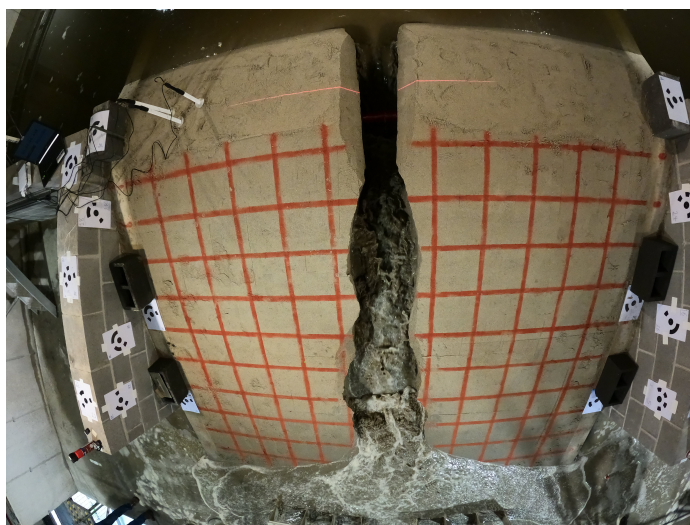


FIGURE 5.15 – Rupture de la digue par symétrie.

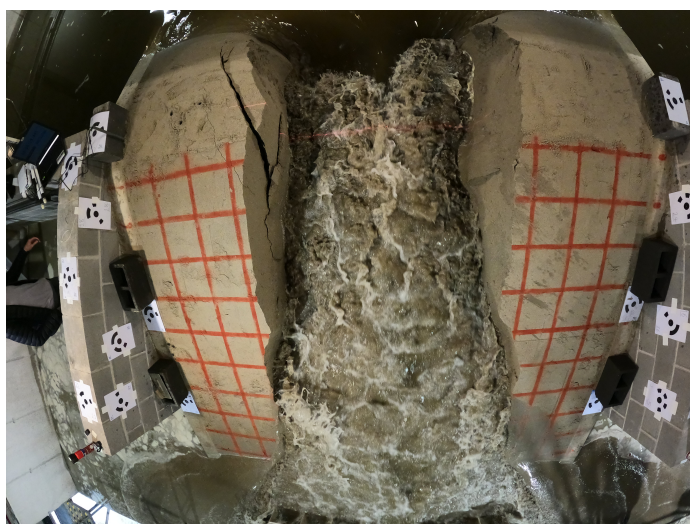


FIGURE 5.16 – Rupture de la digue par symétrie.

L'essai s'est terminé 4 minutes après que l'eau ait atteint la crête aval.

5.2.3 Données récoltées pendant la phase de construction

Pour ce deuxième essai, des mesures ont été prises pendant la construction de la digue afin de s'assurer de la reproductibilité des expériences. Pour ce faire, les teneurs en eau et masses volumiques des sables obtenues grâce aux kopeckis ont été mesurées. Plusieurs échantillons ont pu être récoltés lors de cet essai.

Teneur en eau

Pour la teneur en eau, comme indiqué plus haut, il fallait se rapprocher au mieux des 14%. Le protocole est défini dans la section 4.3.3.

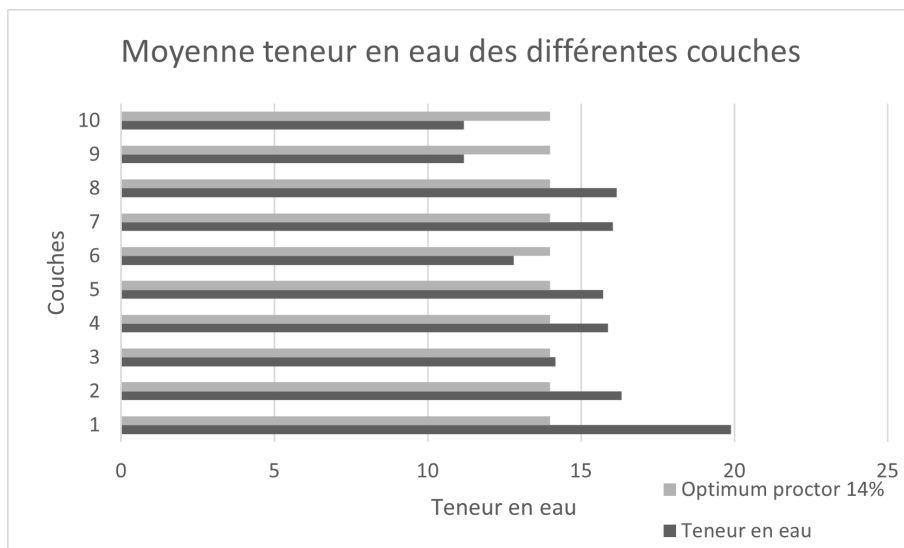


FIGURE 5.17 – Teneur en eau des différentes couches.

Lors de ce second essai, une amélioration a été constatée, dans la mesure où la valeur de teneur en eau s’est rapprochée des 14% de l’optimum Proctor.

Masse volumique humide

Les résultats ont été représentés graphiquement en calculant la moyenne de chaque couche.

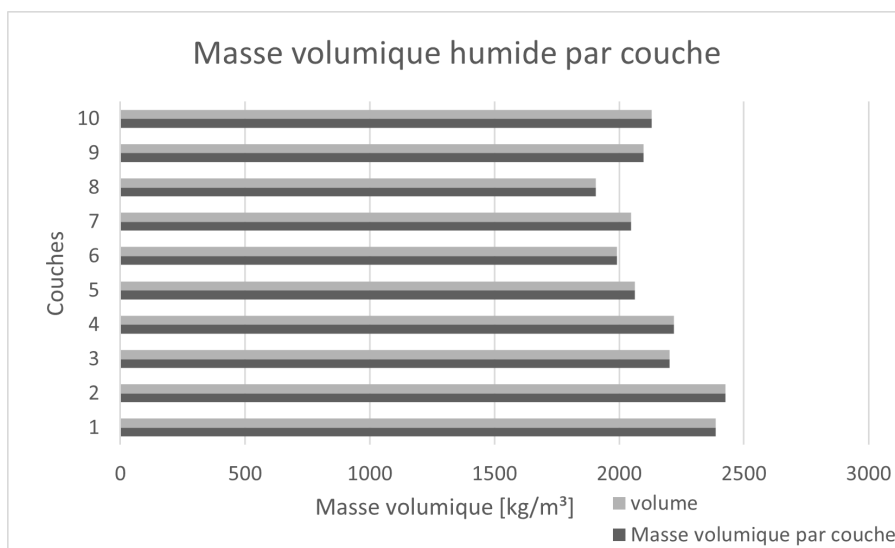


FIGURE 5.18 – Moyenne des différentes couches pour la masse volumique humide.

En comparaison avec le graphe obtenu lors du premier essai, les résultats démontrent que ce nouvel essai approche une proximité plus marquée avec les valeurs de l'optimum Proctor, ce qui indique une meilleure teneur en eau et un meilleur compactage de la digue.

Masse volumique sèche

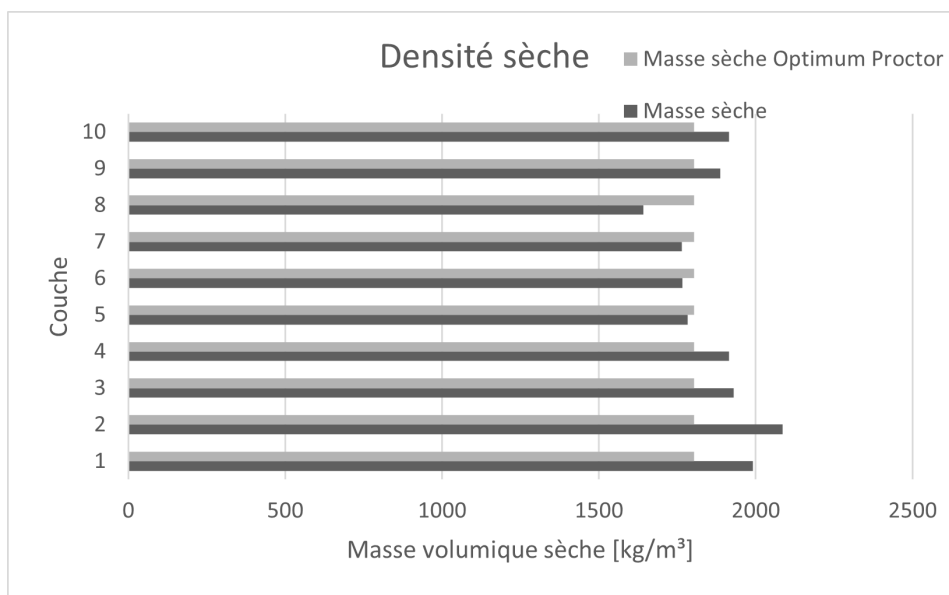


FIGURE 5.19 – Masse volumique sèche par couche.

A nouveau, les valeurs récoltées lors de ce deuxième essai confirment le fait que la digue a été bien compactée.

5.2.4 Données récoltées pendant l'essai

Débits cumulés des pompes et hauteur d'eau dans le réservoir

Comme cela a déjà été expliqué pour le premier essai, il est possible d'analyser l'évolution du débit entrant et la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps écoulé. A nouveau, le graphe repris à la Fig. 5.20 comprend 4 phases distinctes. Les courbes verte et jaune représentent les hauteurs d'eau dans le bassin. Ces dernières sont obtenues à partir des deux même sondes hydrostatiques expliquées précédemment (voir section 5.1.4).

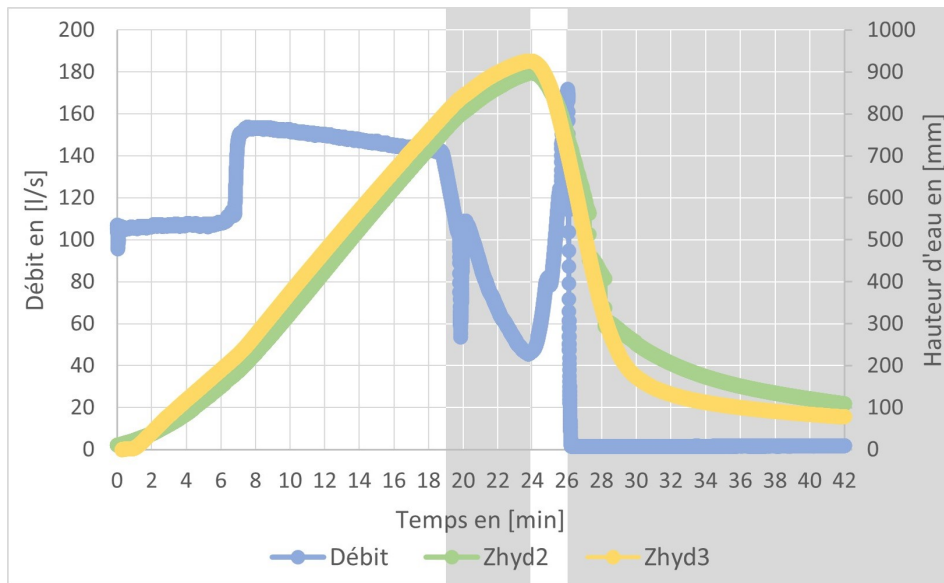


FIGURE 5.20 – Évolution du débit d'alimentation et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps (Zhyd correspondant à une sonde hydrostatique).

La première phase (arrière plan blanc) est similaire à celle de l'essai 1. Effectivement, celle-ci est divisée en deux parties, la première montre une augmentation du niveau de l'eau avec un débit de 110 [l/s], la deuxième un débit de près de 160 [l/s]. A nouveau, une légère différence de pente pour les courbes de hauteur d'eau est identifiée aux alentours de 7 minutes (un peu plus tôt que précédemment).

La deuxième phase commence lorsque l'eau arrive à une hauteur de 80 [cm] comme cela était prévu. L'augmentation du niveau d'eau doit alors progressivement passer de 5 [cm/min] (équivalent à 160 [l/s]) à 1 [cm/min] lorsque le niveau atteint 95 [cm]. Cependant, le point le plus bas de la brèche étant à 85 [cm] et le phénomène d'érosion étant très rapide, le niveau d'eau commence à baisser plus vite que prévu.

Cette diminution du niveau d'eau démarre donc le début de la phase 3. Il s'agit d'une adaptation du système afin de maintenir l'augmentation prévue du niveau d'eau. Le débit entrant dans le réservoir amont augmente alors fortement.

Malheureusement, le phénomène de rupture de digue étant trop avancé, il s'avère que le niveau maximal prévu (1 [m]) ne pourra être atteint.

La quatrième phase représente simplement la vidange du bassin suite à l'arrêt des pompes.

Teneur en eau du sable et hauteur d'eau dans le réservoir

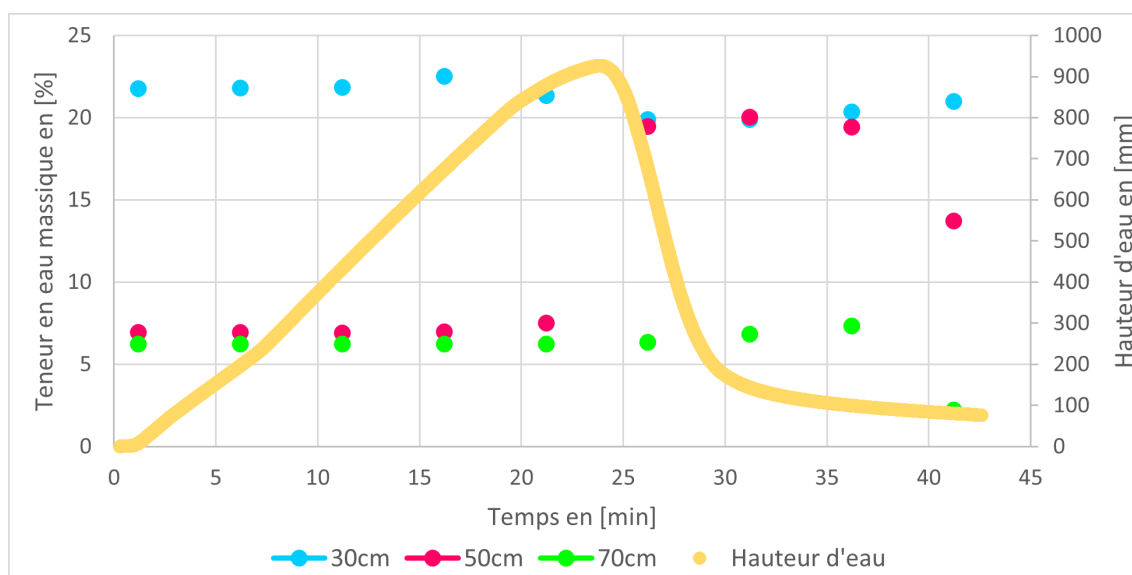


FIGURE 5.21 – Évolution de la teneur en eau du sable à différentes hauteurs et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps.

Les données collectées par les humidimètres sont équivalentes à celles récoltées durant le premier essai, bien que les positions de ceux-ci aient été légèrement modifiées. Effectivement, les positions sont à présent les suivantes :

1. (3.25, -1.7, 0.3)
2. (3.25, -1.7, 0.5)
3. (3.25, -1.7, 0.7)

L'analyse des humidimètres 1 et 3 reste similaire à celle effectuée précédemment malgré le changement de position. L'humidimètre 1 (courbe bleue), enfoncé plus profondément, ne montre pratiquement aucune variation de la teneur en eau du sable. Cela s'explique par le fait que l'eau s'écoule vers le bas et le sable reste saturé en permanence. En ce qui concerne le sable des couches supérieures (données de l'humidimètre 3 - courbe verte), celui-ci est plus sec en raison du drainage. Sa teneur en eau n'augmente pas pendant l'essai car le niveau d'eau dans le réservoir amont n'est maintenue que très peu de temps à une telle hauteur.

L'humidimètre du milieu (courbe rouge) fournit également des résultats semblables à ceux obtenus lors du premier essai. En effet, une augmentation de la teneur en eau se produit peu de temps après l'augmentation de la hauteur d'eau dans le réservoir amont. Cependant, cette augmentation se produit beaucoup plus rapidement que précédemment, le phénomène d'érosion étant localisé plus près des humidimètres.

Pit-tags

La procédure de pose des pit-tags s'est à nouveau avérée assez simple et rapide. Malheureusement, les deux antennes ont connu des dysfonctionnements et n'ont pas permis de recueillir des données. Il semble donc judicieux de garder cet instrument de mesure lorsque les antennes seront à nouveau fonctionnelles.

Lasers

Cet essai a permis de constater que le faisceau laser peut rencontrer des difficultés à pénétrer dans une eau turbulente ou chargée de sédiments et à atteindre le fond d'une brèche. Ceci a limité sa capacité à fournir des informations précises sur l'évolution du fond de la brèche. Le faisceau n'était pas non plus visible à la surface de l'eau, et l'intérêt de l'utilisation d'un laser ne serait réel que si celui-ci était plus puissant.

5.2.5 Mesures à mettre en place

Des ajustements de la profondeur et de la position de la brèche devront être effectués lors de la troisième expérience. En effet, la brèche initialement située à une hauteur de 85 [cm] était trop basse pour atteindre la consigne de 1 [m] de hauteur d'eau dans le bassin. De plus, avec un peu de recul, une hauteur d'eau de 1 [m] présentait un risque élevé de débordement et de surverse incontrôlée. Par conséquent, lors du prochain essai, le fond de la brèche sera élevé de 5 [cm], et la consigne de hauteur d'eau maximale dans le bassin sera diminuée de 5 [cm] afin de parvenir à une valeur de 95 [cm].

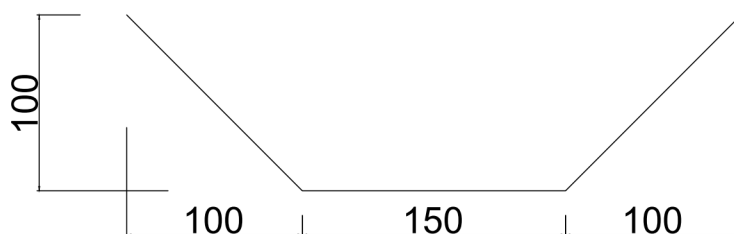


FIGURE 5.22 – Nouvelles dimensions de la brèche pour l'essai 3 (données en [mm]).

Les consignes de remplissage seront également modifiées. La première phase (5 [cm/min] ou 158 [l/s]) sera maintenue plus longtemps, jusqu'à atteindre 90 [cm] dans le réservoir amont. Ensuite, le débit entrant diminuera progressivement jusqu'à obtenir 2 [cm/min] (ou 65 [l/s]) en arrivant à 93 [cm] de hauteur d'eau dans le réservoir amont. Enfin, les 2 derniers centimètres seront atteints en une minute, laissant ensuite les pompes fonctionner de façon à maintenir le niveau constant dans le réservoir.

5.3 Essais 3

5.3.1 Description de l'essai

Le troisième essai s'est tenu le jeudi 25 mai 2023 entre 11 h 11 et 11 h 55. Ce dernier essai a été concluant sous tous les aspects aussi bien pour la rupture que pour la hauteur d'eau à atteindre dans le bassin.

5.3.2 Déroulement de l'essai

L'eau a atteint la brèche à 11 h 33 et 42 sec et aucune érosion interne notable n'a été remarquée pendant la phase de remplissage du bassin. L'effondrement de la digue s'est déroulé de la même façon que lors de l'essai 2 bien que la brèche n'était pas totalement parallèle au mur externe. La seule différence réside dans le fait que la phase en escalier s'est donc produite légèrement de biais, dans l'axe de la brèche.

5.3.3 Données récoltées pendant la phase de construction

Teneur en eau

La Fig. 5.23 illustre le fait que, pour les différentes couches, les teneurs en eau obtenues lors de cet essai sont proches de l'optimum Proctor. Comparées à l'essai précédent, ces valeurs se rapprochent donc de l'objectif à atteindre.

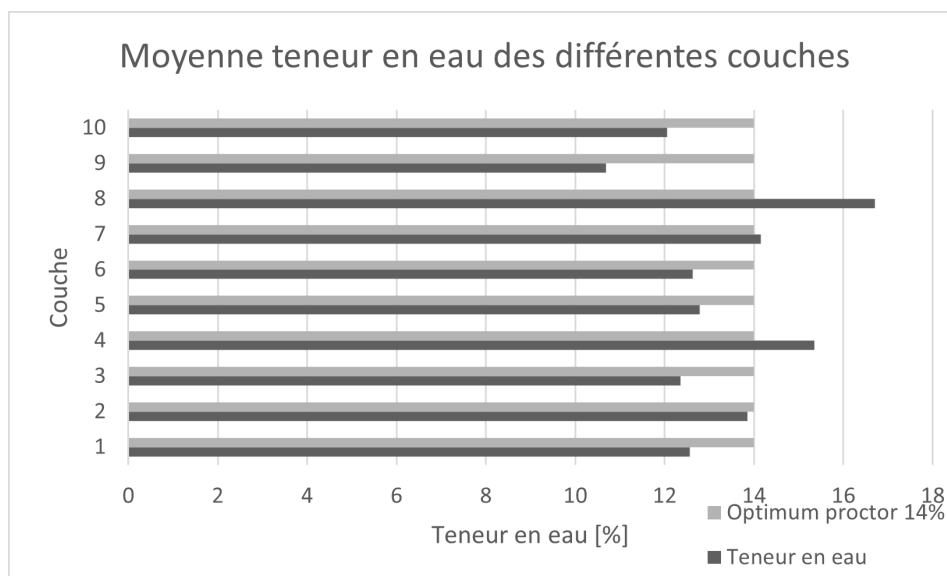


FIGURE 5.23 – Teneur en eau des couches de l'essai 3.

Masse volumique humide

Le constat réalisé sur la Fig. 5.23 se répète au niveau des masses volumiques humides des échantillons prélevés au sein des différentes couches (voir Fig. 5.24). Effectivement,

celles-ci se rapprochent de la masse volumique humide désirée.

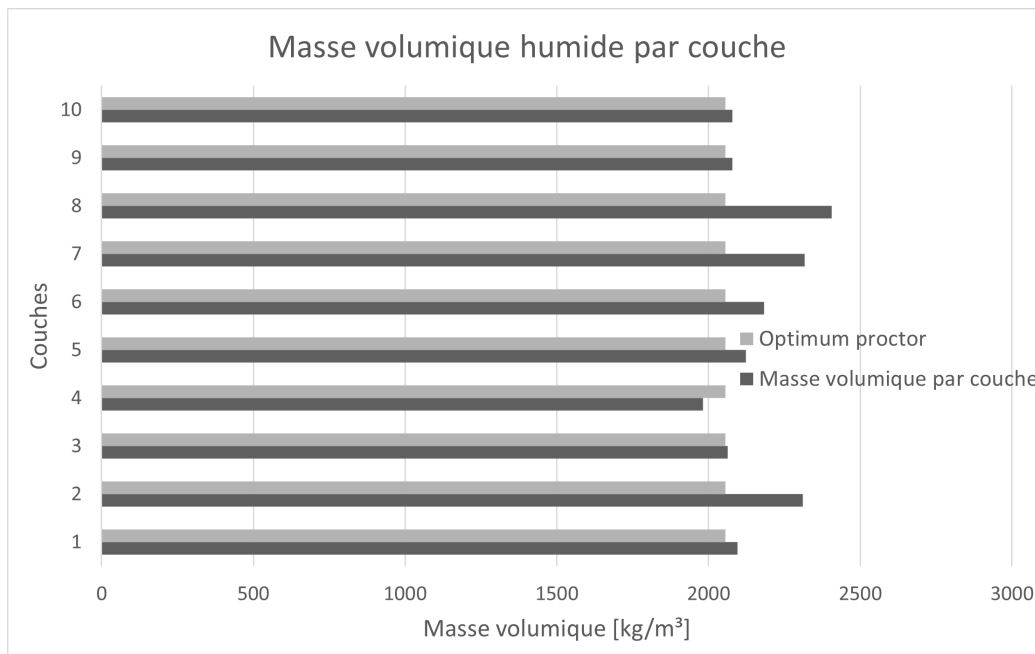


FIGURE 5.24 – Moyenne des différentes couches pour la masse volumique humide pour l’essai 3.

Masse volumique sèche

De nouveau, les résultats obtenus mènent à la même conclusion que pour les deux points précédemment analysés. Il est intéressant de remarquer que les masses volumiques sèches sont meilleures que pour les 2 premiers essais.

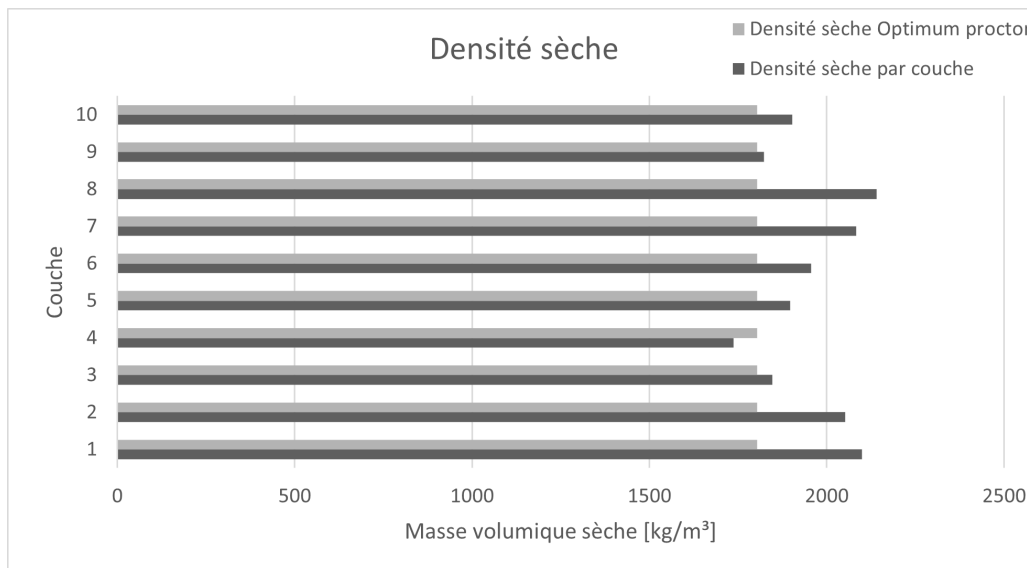


FIGURE 5.25 – Masse volumique sèche par couche.

5.3.4 Données récoltées pendant l'essai

Débits cumulés des pompes et hauteur d'eau dans le réservoir

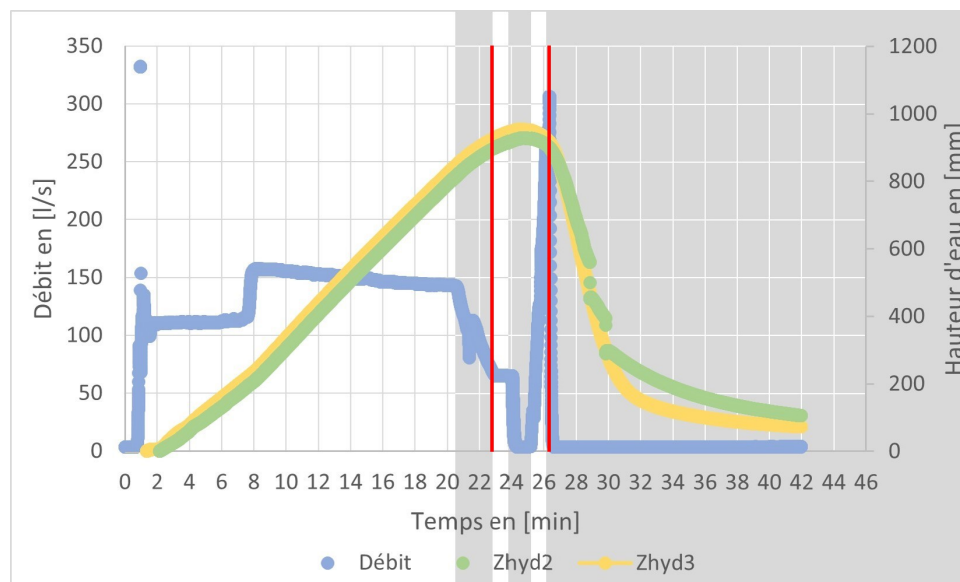


FIGURE 5.26 – Évolution du débit d'alimentation et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps (Zhyd correspondant à une sonde hydrostatique).

Le graphe ci-dessus est divisé en six phases, délimitées par les arrière plans blanc ou gris en alternance. Les lignes rouges correspondent respectivement au moment où l'eau commence à s'infiltrer dans la brèche et au moment où les pompes sont arrêtées. Les courbes verte et jaune représentent à nouveau les hauteurs d'eau dans le bassin. Ces dernières sont obtenues à partir des deux même sondes hydrostatiques expliquées précédemment (voir section 5.1.4).

La première phase est fort similaire à celles observées pour les deux premiers essais, à savoir un remplissage du réservoir amont de l'ordre de 5 [cm/min] équivalent à 158 [l/s], (comprenant également une phase d'amorçage dont le débit est de 110 [l/s]). La différence notable avec les expériences précédentes est sa durée. Effectivement, le niveau d'eau visé après cette première phase étant de 90 [cm] et plus 85 [cm], il faut plus de temps pour y arriver (1 minute de plus que lors de l'essai 2).

La seconde partie, en gris, correspond à une diminution progressive du débit d'entrée, de 5 [cm/min] à 2 [cm/min] (équivalent à 65 [l/s]) lorsque le niveau arrive à 93 [cm] dans le réservoir amont. Cette différence de débit se traduit par une diminution de la pente des hauteurs d'eau. Ce phénomène était attendu. En effet, réduire la quantité d'eau entrant dans le réservoir diminue logiquement la vitesse de montée du niveau d'eau au sein de ce dernier. C'est à cette phase que correspond aussi le début du phénomène d'érosion de la brèche, l'eau commençant à s'infiltrer dans celle-ci.

La troisième phase est très courte. Le débit entrant de 2 [cm/min] est conservé jusqu'à atteindre les 95 [cm] d'eau dans le réservoir amont. Le débit sortant (par la brèche) n'étant plus nul, il faut donc un peu plus d'une minute pour augmenter le niveau d'eau de 2 [cm].

La phase suivante correspond à l'arrêt des pompes, le niveau maximal visé étant atteint. Pendant ce temps, l'érosion de la brèche continue de s'intensifier, ce qui entraîne une baisse du niveau d'eau dans le réservoir.

La phase 5 est alors activée, à savoir le rallumage des pompes pour maintenir le niveau d'eau dans le réservoir amont constant, bien que la brèche soit maintenant grande ouverte et que le débit sortant reste très important.

L'arrêt définitif des pompes marque la phase ultime de cette expérience. Le réservoir se vide et la brèche continue de s'éroder.

La Fig. 5.27 visualise plus en détails ce qui se passe entre les deux moments clés, à savoir le début de l'infiltration de l'eau dans la brèche et l'arrêt des pompes.

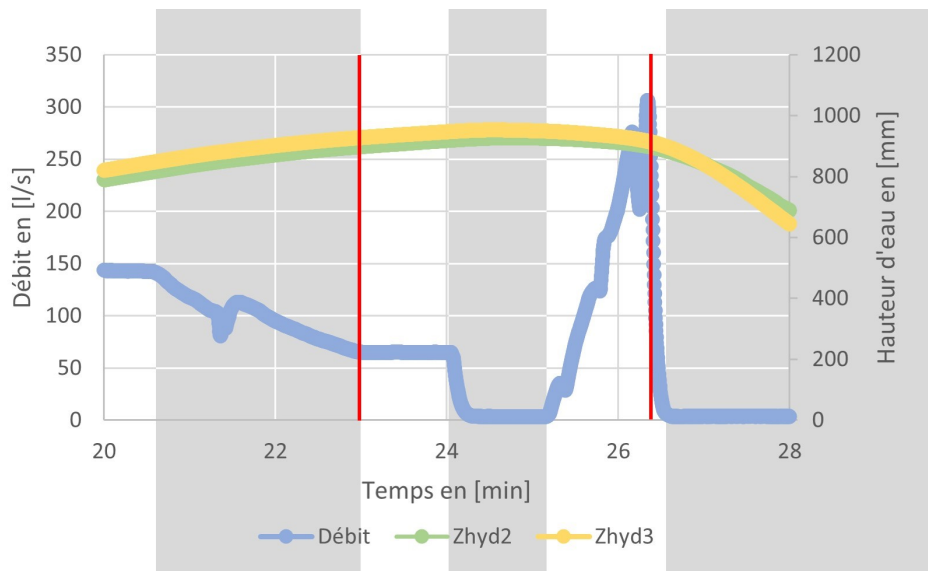


FIGURE 5.27 – Zoom de l'évolution du débit d'alimentation et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps (Zhyd : sonde hydrostatique).

Débit sortant par la brèche

En utilisant le réservoir amont comme volume de contrôle, il est possible de déterminer le débit sortant par la brèche. Pour y arriver, il faut relier l'évolution de la quantité d'eau dans ce volume de contrôle aux débits entrant et sortant. Cela donne l'équation suivante :

$$\frac{dV}{dt} = A \frac{dz}{dt} = q_{in} - q_{out} \quad (5.4)$$

Où :

- V est le volume réservoir amont
- A est l'aire du réservoir amont
- z est la hauteur d'eau dans le réservoir amont
- q_{in} est le débit d'entrée (venant des pompes)
- q_{out} est le débit sortant (débit dans la brèche)

A partir de cette formule, il est donc possible de déduire facilement l'évolution du débit sortant au travers de la brèche en fonction du temps. Ceci peut être mis en relation avec d'autres données telles que l'évolution de la hauteur d'eau dans le réservoir amont, ou le débit entrant au niveau des pompes.

Les graphes suivants (voir Fig. 5.28 et Fig. 5.29) ont été réalisés pour différents pas de temps (1, 3, 5 et 10 secondes), afin de vérifier que l'influence de ceux-ci ne soit pas trop déterminante.

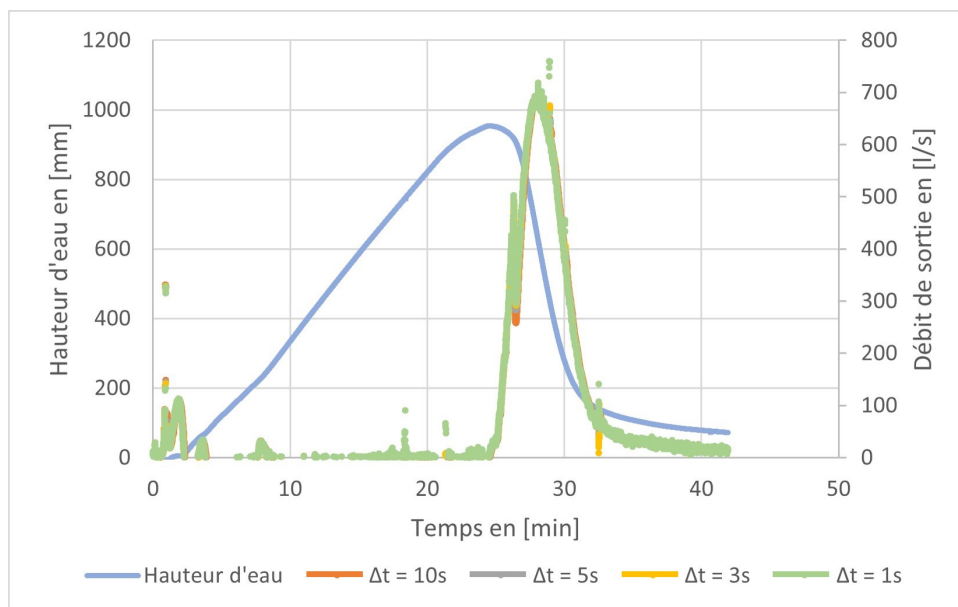


FIGURE 5.28 – Évolution du débit dans la brèche et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps. Les Δt correspondent aux intervalles de temps utilisés pour le calcul des débits de sortie.

Bien que l'eau commence à s'infiltrer dans la brèche à partir de la minute 23 de l'expérience, cela ne se reflète que très peu sur la Fig. 5.28. Ceci peut être expliqué par les très faibles débits à travers la brèche au début du phénomène. Ceux-ci ne se traduisent que par une infime différence de niveau, à peine détectée par les sondes de hauteurs d'eau. Cela montre la faiblesse de la formule utilisée, qui ne permet donc de visualiser des différences qu'à partir d'un certain moment.

Par contre, comme attendu, une augmentation brusque du débit au travers de la brèche se produit aux alentours de la 25^{ème} minute. Cela se reflète par une diminution

assez rapide du niveau d'eau dans le réservoir amont après une courte période de stagnation de celui-ci.

Le niveau d'eau diminuant, et le débit entrant ayant été arrêté juste après la 26^{ème} minute, le débit à travers la brèche diminue assez rapidement pour revenir quelques minutes plus tard proche d'un débit nul.

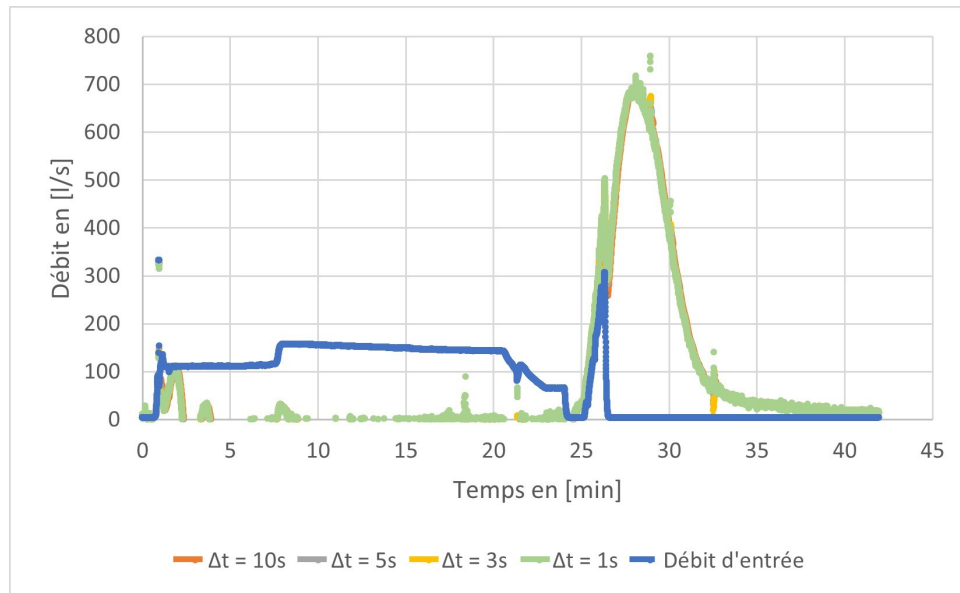


FIGURE 5.29 – Évolution des débits d'entrée et de sortie en fonction du temps. Les Δt correspondent aux intervalles de temps utilisés pour le calcul des débits de sortie.

Le graphe de la Fig. 5.29 justifie assez facilement le fait que le niveau d'eau dans le réservoir amont n'a pu être maintenu constant très longtemps, le débit d'entrée maximum étant fortement inférieur au débit sortant.

Pour conclure cette section, il est intéressant de noter que les courbes de débit sortant sont toujours extrêmement proches les unes des autres (elles se superposent même), bien que différents pas de temps aient été appliqués, ce qui prouve que l'équation utilisée est digne de confiance, et n'entraîne que peu d'incertitude.

Débit de drainage

L'infiltration au sein de la digue se produit dès le début du remplissage du bassin. Ce phénomène a, dans une certaine mesure, une influence sur la rupture. En effet, combiné à un débordement de brèche, une forte infiltration peut influencer le développement de celle-ci et mener à une rupture de type mixte. Cependant lors de la troisième expérience, il a été constaté que le débit de drainage peut être négligé en regard du débit dans la brèche pendant la phase de rupture.

La Figure 5.30 permet d'observer que le débit de drainage présente une valeur extrêmement faible au cours des 20 premières minutes de l'essai. Par la suite, on

observe une légère augmentation du débit au moment où le niveau d'eau se rapproche du seuil de la brèche. Lorsque le débit de sortie par la brèche augmente (début de la rupture de la digue), le débit de drainage croît de manière significative, tout en maintenant un niveau de contribution négligeable (il est exprimé en [ml/s] sur le graphique). Les mesures n'ont pas été prises pendant le reste de l'expérience en raison des débits nettement inférieurs en comparaison avec le débit de sortie par la brèche (dépassant les 700 [l/s]).

Il convient de noter que le temps 0 correspond ici au moment où les pompes sont mises en route.

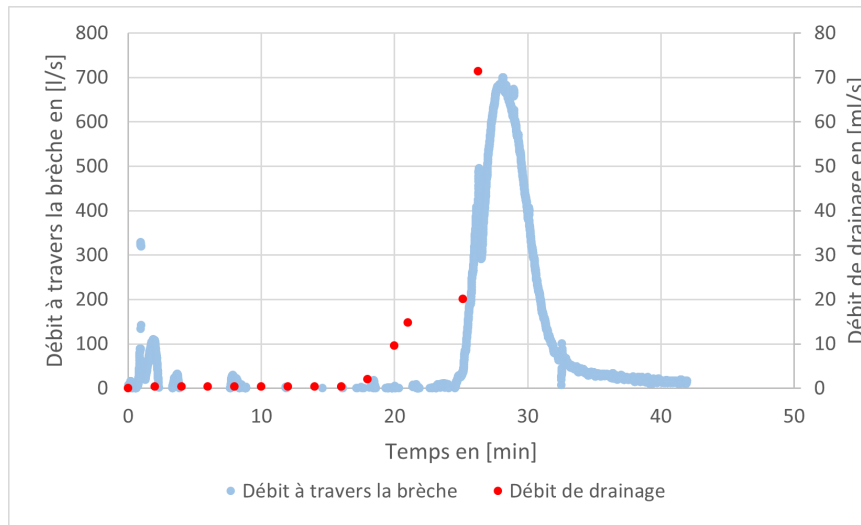


FIGURE 5.30 – Evolution du débit de drainage au cours du temps.

Teneur en eau du sable et hauteur d'eau dans le réservoir

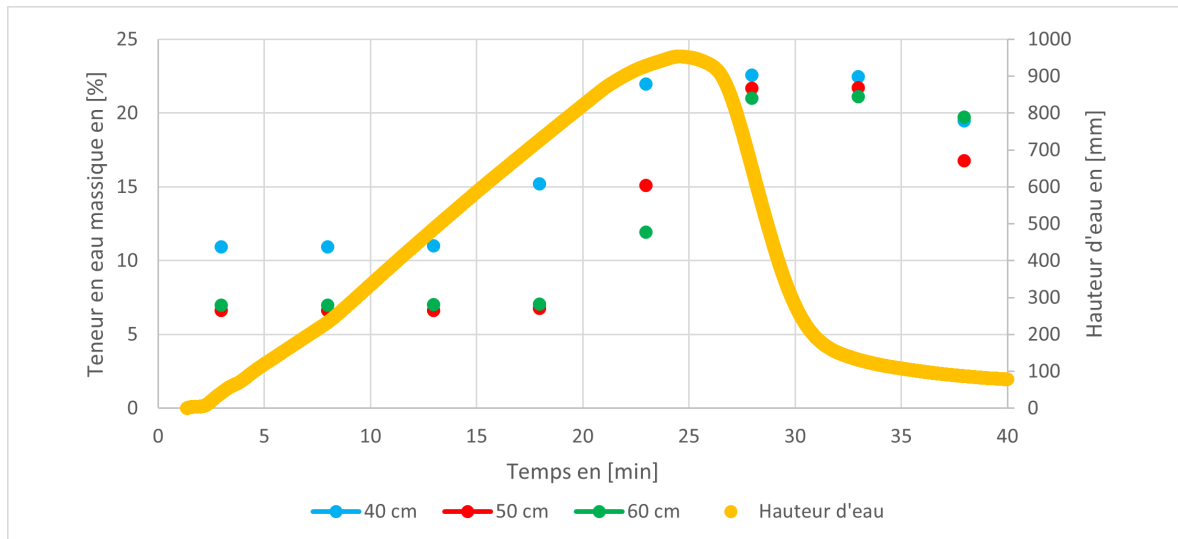


FIGURE 5.31 – Évolution de la teneur en eau du sable à différentes hauteurs et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps.

Les données recueillies au moyen des humidimètres relèvent cette fois-ci des différences par rapport à celles obtenues lors des essais initiaux. Ceci provient de leurs positions qui ont une fois de plus été légèrement ajustées. En effet, le positionnement est désormais le suivant :

1. (3.25, -1.7, 0.4)
2. (3.25, -1.7, 0.5)
3. (3.25, -1.7, 0.6)

L'analyse révèle à présent un degré accru de cohérence entre les trois humidimètres. Ils affichent des comportements remarquablement similaires. Leur teneur en eau demeure relativement constante au cours des 15 à 20 premières minutes, car l'eau n'a pas encore eu suffisamment de temps pour s'infiltrer dans la digue et les atteindre. Par la suite, la teneur en eau du sable augmente assez rapidement (avec un léger décalage par rapport à l'augmentation de la hauteur d'eau) pour parvenir à un seuil légèrement supérieur à 20%, une valeur maximale qui n'a pas été dépassée non plus lors des essais précédents.

Dans ce cas, la seule différence marquante parmi les données provenant des différents humidimètres concerne l'instrument inséré le plus en profondeur (indiqué par des points bleus), qui, comme observé précédemment, présente une teneur en eau initiale plus élevée. Cette observation corrobore le raisonnement des analyses des deux premiers essais. Ce phénomène découle du drainage gravitationnel de la digue, qui entraîne les couches plus profondes à maintenir de manière constante une teneur en eau supérieure à celle des couches supérieures.

5.4 Photogrammétrie

Pour réaliser la photogrammétrie, le logiciel *Agisoft Metashape* a été utilisé. Cet outil permet de numériser des images afin de générer des données spatiales en 2D/3D. Il est souvent exploité par les professionnels en archéologie, en bâtiment, en sécurité, etc.

Pour caractériser la déformation de la brèche, des instants clefs ont été déterminés, à savoir toutes les 20 secondes à partir du moment où l'eau est arrivée à la crête aval de la brèche (à savoir le temps $t = 0$ [s]), ainsi qu'un moment initial permettant de représenter la digue entièrement (sans eau).

Une fois les instants clefs choisis, le logiciel produit les modèles numériques pour chacun de ceux-ci. Ensuite, les fichiers xyz, contenant les coordonnées x, y et z de chacun des points des modèles, sont exportés et analysés grâce à des codes conçus dans un logiciel, *Spider* dans ce cas-ci.

Il est important de noter que pour synchroniser le temps entre les caméras, la lumière a été allumée afin d'avoir le même référentiel temporel entre toutes les caméras.

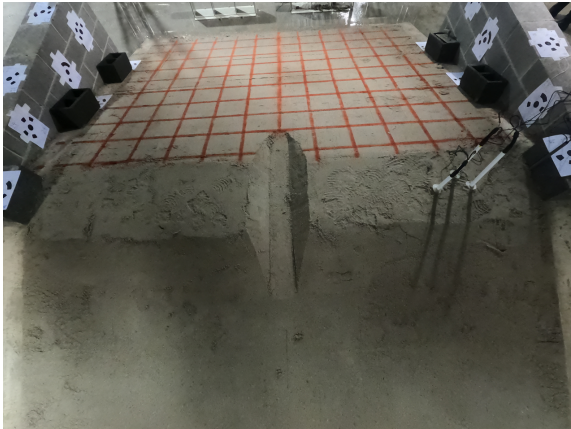


FIGURE 5.32 – Image go-pro sans lumière.

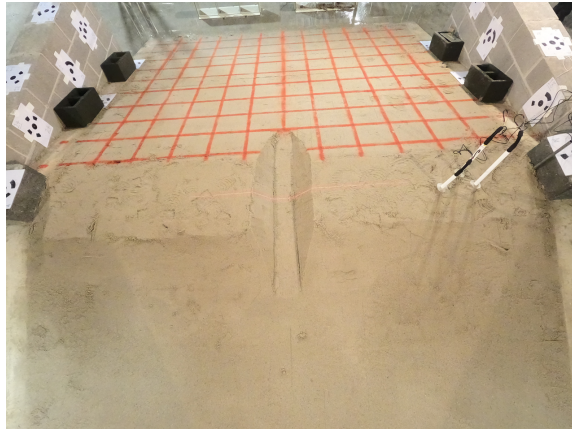


FIGURE 5.33 – Image go-pro avec lumière.

Les analyses qui seront réalisées ci-après sont basées sur celles effectuées par Charles Descantons et Rémi Dujardin (2013-2014)[18], et ne concernent que le troisième essai. En effet, seul celui-ci s’est avéré reproductible et a produit des résultats intéressants pour la photogrammétrie.

Dans cette section, l’analyse de l’érosion de la digue est détaillée sous différents aspects :

- Une coupe longitudinale permettra d’une part de réaliser un examen vertical montrant l’évolution de l’érosion en profondeur de la digue, et d’autre part de comprendre le phénomène d’érosion et le transport du sable sous l’effet des forces hydrauliques.
- Plusieurs coupes transversales serviront à évaluer ce qui se passe tant latéralement que verticalement. Elles mettront en perspective les deux façons qu’à la brèche de s’agrandir afin de les comparer plus facilement. Cela permettra également d’observer ce qui se produit le long des parois de la brèche, en étudiant la manière dont les bords s’effondrent et s’érodent.
- Une vue en plan contribuera à examiner l’évolution globale de la brèche dans le bassin, en considérant l’érosion latérale. Cela permet aussi de visualiser la forme générale de la brèche.

Il est important de noter que la présence de l’eau dans la brèche et les effets de la turbulence au sein de l’écoulement influencent quelque peu les résultats de l’analyse. Cela a été constaté principalement lors de la mesure des hauteurs d’eau et de la localisation exacte de l’érosion. Malgré ces aléas, les données recueillies et les observations permettent néanmoins de mettre en évidence les tendances et les caractéristiques principales de l’érosion de la digue.

5.4.1 Coupe longitudinale

La coupe suivante (voir Fig. 5.34) permet d'étudier les temps clés de l'érosion verticale. Celle-ci est réalisée le long de l'axe $y = 0$ [m].

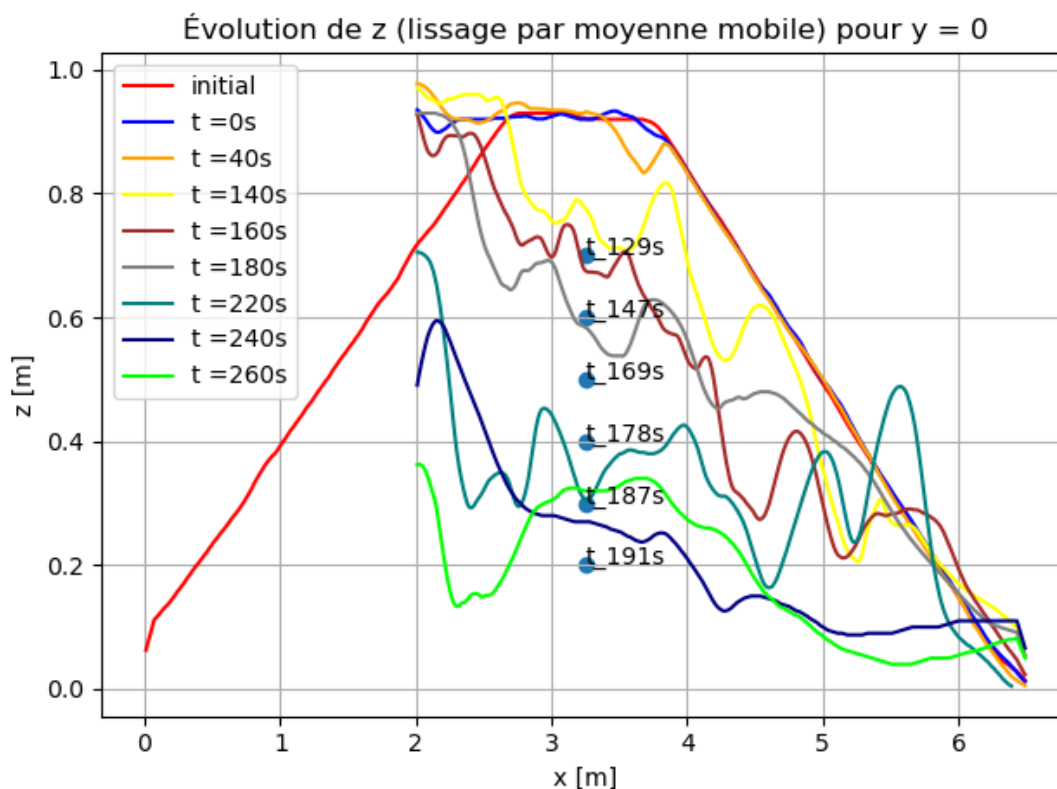


FIGURE 5.34 – Évolution longitudinale de la hauteur du fond de la brèche pour un $y = 0$ [m].

La courbe rouge représente la géométrie initiale de la digue avant le démarrage des pompes.

Au temps 0, lorsque l'eau atteint la crête aval (courbe bleue), on observe que la brèche ne bouge pas. A cet instant, l'eau n'a pratiquement aucun impact sur la déformation de la digue.

Après 40 [s] (courbe orange), on remarque que la crête aval commence à subir une érosion, tandis que la zone amont ne présente aucun effet significatif.

L'érosion se poursuit le long de la brèche jusqu'à 140 [s] (courbe jaune), moment où l'intégralité de la brèche s'est érodée sur toute sa longueur.

Après 160 [s] (courbe brune), la pente aval commence à subir une érosion avec la formation caractéristique en escalier décrite dans la littérature scientifique [22, 46]. La pente "recule" progressivement.

Par la suite, l'érosion s'étend sur toute la longueur de la digue tout en ralentissant la vitesse de progression verticale après 220 [s] (courbe sarcelle), aboutissant à une érosion complète à 260 [s].

Le point pivot qu'il est commun d'observer dans ce genre de phénomène, selon Coleman [20], n'est pas clairement déterminable. D'après le graphe, il se situerait en $(x,y) = (5.5, 0.3)$.

Les points bleus sur la Fig. 5.34 correspondent aux balles placées dans la digue. Les temps associés coïncident aux moments où elles sont apparues sur les images. Ces données permettent de mettre en perspective les courbes commentées ci-dessus. On remarque qu'un décalage temporel se manifeste entre les balles et les courbes obtenues via la photogrammétrie. La balle qui apparaît après 129 [s] devrait être au-dessus de la courbe jaune ($t=140$ [s]), et ainsi de suite pour toutes les autres. On attribue ce décalage à la nature des courbes, lesquelles reflètent le niveau de l'eau, à la différence du fond de la brèche d'où émergent les balles. De plus, le laps de temps nécessaire pour que les balles deviennent visibles sur les caméras (emprisonnées dans un vortex, cachées sous la surface de l'eau, etc.) doit être pris en considération et est de l'ordre de quelques secondes au maximum.

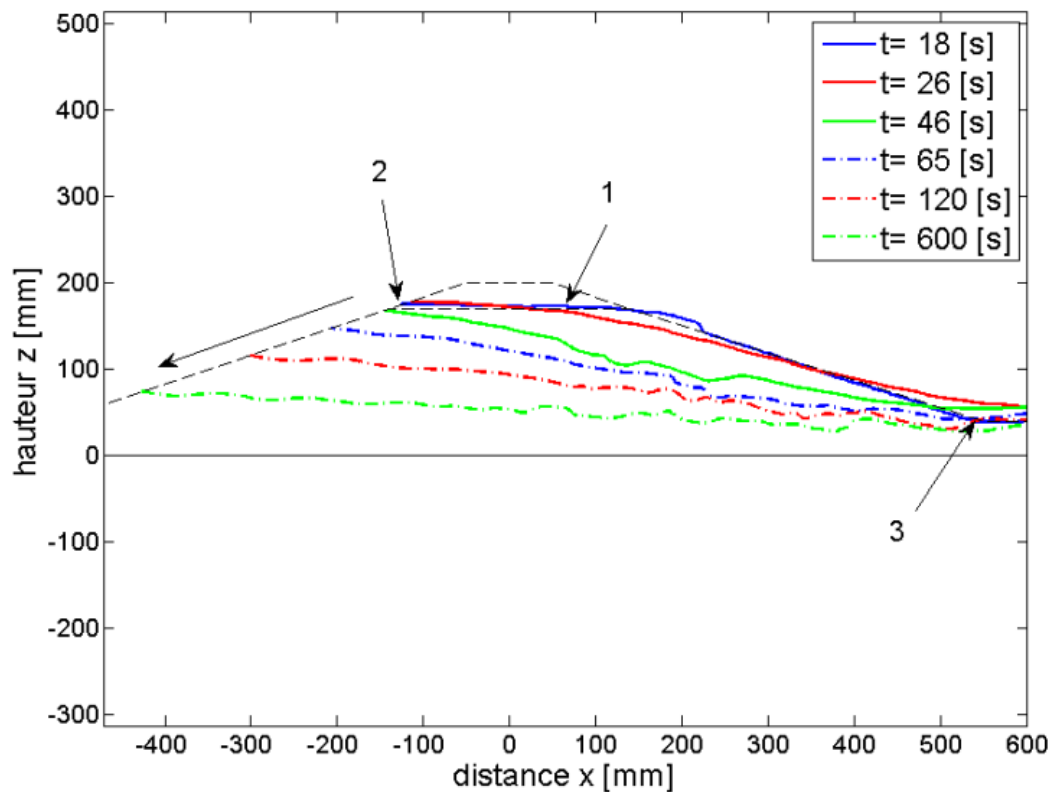


FIGURE 5.35 – Évolution longitudinale de la digue pour $y = 0$ [mm] pour l'expérience à petite échelle.

Il est également possible de comparer les résultats obtenus (illustrés à la Fig. 5.34) à ceux de C. Descantons et R. Dujardin [18] (voir Fig. 5.35). En raison des différences dans le débit d'apport, les similitudes n'ont pu être respectées et les comparaisons ne peuvent dès lors pas être quantifiées. Elles peuvent néanmoins faire l'objet d'observations intéressantes. On remarque une similarité sur les 2 coupes longitudinales, à savoir que la pente aval s'incline au fil du temps jusqu'à influencer également la pente amont. Cependant, tout se déroule plus rapidement dans l'expérience à petite échelle. Effectivement, sur la Fig. 5.35, l'érosion de la pente aval atteint la crête amont de la digue après 46 [s]. En ce qui concerne la Fig. 5.34, elle n'arrive à ce point qu'après 140[s].

Si, sur la Fig. 5.34, les valeurs de profondeur de brèche sont sélectionnées en une abscisse et une ordonnée intéressante ($x = 3.25$ [m] et $y = 0$ [m]) au fil du temps, le graphe suivant peut être dessiné.

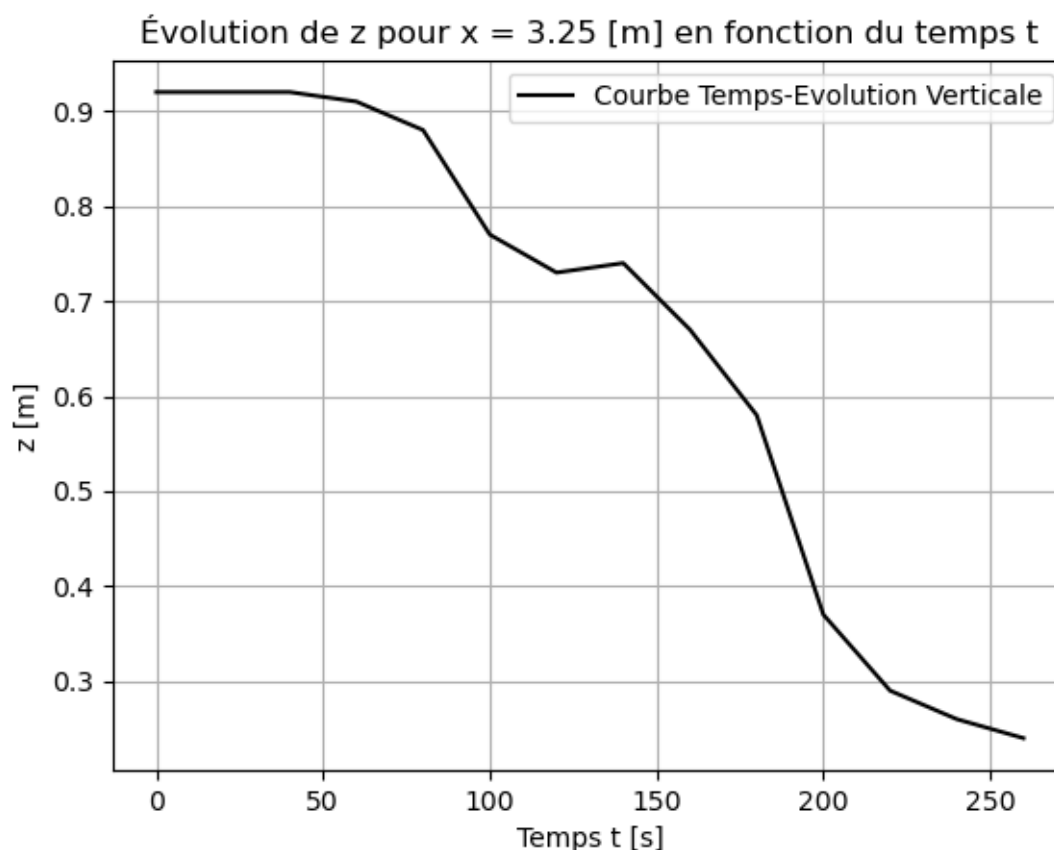


FIGURE 5.36 – Évolution de la profondeur de brèche pour $x = 3.25$ [m].

On constate qu'au début de l'expérience, jusque $t = 80$ [s], la profondeur de brèche reste plus ou moins constante. Ensuite, elle augmente fortement selon deux phases entre 80 [s] et 100 [s] et entre 150 [s] et 230 [s] avant de se stabiliser lentement.

Cependant, une anomalie survient entre l'intervalle de temps de 120 [s] à 150 [s] pouvant s'expliquer par le fait qu'une perturbation de l'eau impacte la précision des résultats.

5.4.2 Coupes transversales

Tant l'érosion verticale que latérale vont être étudiées grâce à plusieurs coupes transversales réalisées à différentes sections de la digue.

Évolution des largeurs supérieures et inférieures des sections de la brèche

Lorsque l'érosion latérale sera évoquée, elle le sera sous forme de largeur de la brèche. Celle-ci peut être interprétée de deux manières (voir Fig. 5.37) :

- la largeur supérieure, dont les extrémités, se trouvant à la crête, se situent à une hauteur constante de 1 [m].
- la largeur inférieure, qui délimite le fond horizontal de la brèche.

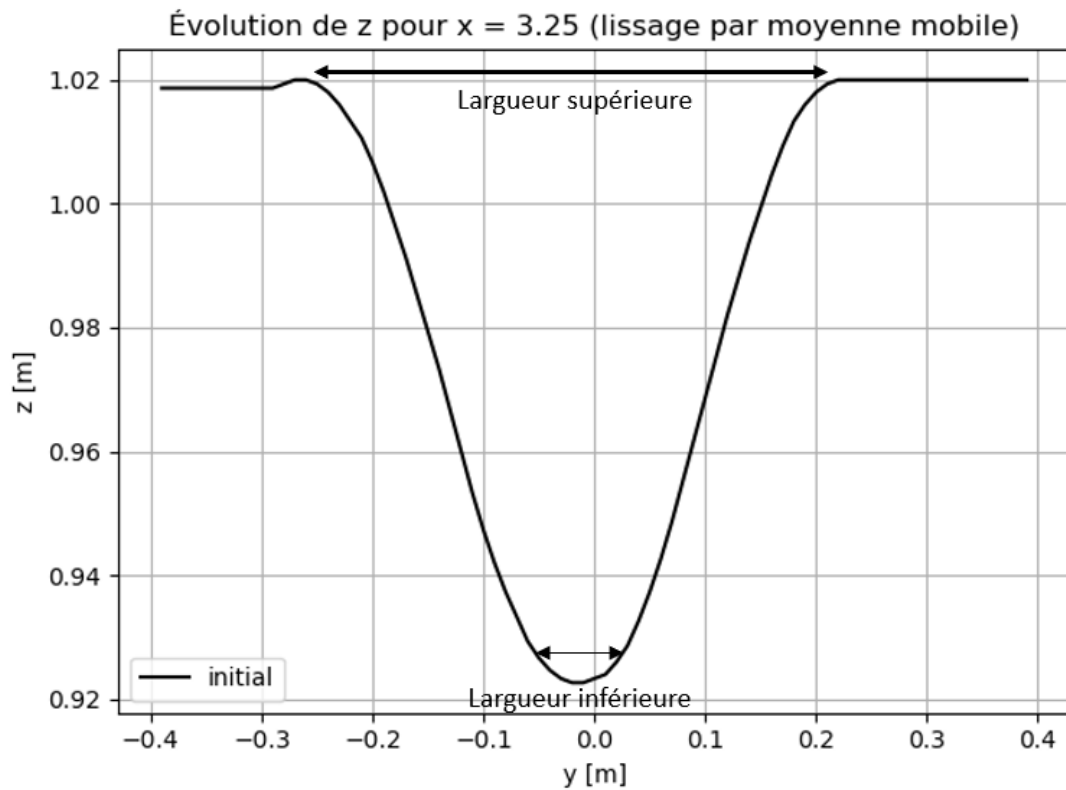


FIGURE 5.37 – Représentation des largeurs supérieure et inférieure d'une section de la brèche.

Cependant, à cause de la présence de l'eau, les instruments mis en place n'ont pas permis d'interpréter correctement la largeur inférieure de la brèche. C'est pourquoi

seule la largeur supérieure sera étudiée dans l'analyse suivante.

Section au centre de la crête ($x = 3.25$ [m])

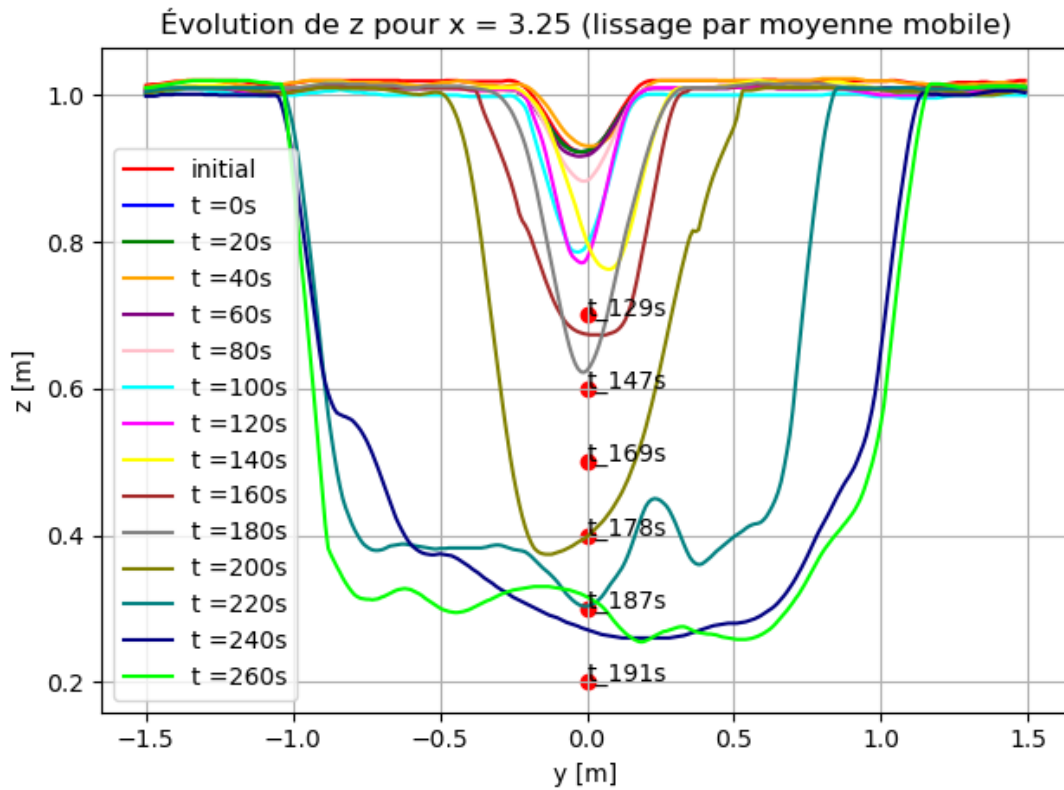


FIGURE 5.38 – Évolution de la section au centre de la crête.

La brèche subit une érosion verticale progressive jusqu'à $t = 180$ [s] (courbe jaune). Parallèlement, la section de la brèche s'élargit de manière graduelle mais limitée jusqu'à $t = 180$ [s] (courbe grise), suivie d'une augmentation significative entre $t = 180$ [s] et $t = 200$ [s] (courbe olive). Cette différence correspond au moment où la brèche s'est érodée sur toute sa longueur comme observé à la section 5.4.1.

Ensuite, la brèche connaît une évolution latérale marquée entre $t = 200$ [s] et $t = 220$ [s]. À ce stade, le fond de la brèche peut être considéré comme étant rectiligne, et cette caractéristique se maintient jusqu'à la fin de l'expérience, avec une érosion verticale n'évoluant quasiment plus.

Les pentes des berges, initialement établies à un angle de 45 degrés en fonction de la géométrie du chenal d'initiation, semblent se maintenir jusqu'à $t = 140$ [s] (courbe jaune). Après cette période, l'érosion verticale croît fortement, entraînant une augmentation de la profondeur de brèche et transformant les pentes de la brèche en lignes quasi-verticales.

Les courbes à $t = 200$ [s] (courbe *sarcelle*) et $t = 220$ [s] (courbe *navy*) illustrent le phénomène d'effondrement des blocs de sable. En effet, on enregistre une augmentation significative de la largeur de la brèche. Ce phénomène est également observé entre les courbes $t = 180$ [s] (courbe grise) et $t = 200$ [s] (courbe olive), où une croissance importante se remarque.

Les conclusions qui découlent des données recueillies grâce aux balles sont sensiblement les mêmes que dans la section précédente. Le même décalage temporel par rapport aux courbes persiste, et les facteurs à l'origine de celui-ci restent inchangés.

Enfin, si l'on compare le phénomène de façon plus globale, comme écrit par Coleman [20], la brèche s'érode d'abord principalement verticalement, avant de progresser latéralement lorsque la profondeur de celle-ci s'approche du niveau de fondation. Effectivement, lors des 200 premières secondes, le rapport érosion latérale/érosion verticale est de $\frac{1}{0.6} = 1.67$ alors que sur la minute qui suit, celui-ci progresse jusqu'à $\frac{2}{0.7} = 2.85$, le phénomène se stabilisant à partir de 240 secondes. Cela conforte les observations réalisées ci-dessus.

Section de la brèche amont et aval ($x = 3$ [m] et $x = 3.5$ [m])

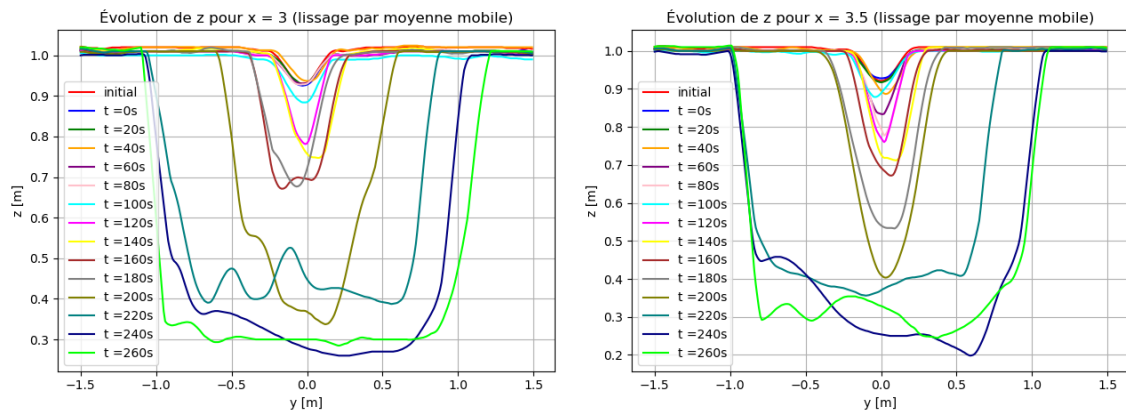


FIGURE 5.39 – Évolution de la section à l'amont de la brèche $x = 3$ [m].

FIGURE 5.40 – Évolution de la section à l'aval de la brèche $x = 3.5$ [m].

Aussi bien pour la coupe en $x = 3$ [m] que pour celle en $x = 3.5$ [m], la brèche subit une érosion similaire au début du processus, tant au niveau de l'amont, de l'aval que du centre de la crête, jusqu'à $t = 160$ [s] (courbe brune). Ensuite, une différence se manifeste entre l'amont et l'aval à $t = 200$ [s] (courbe olive), moment où l'érosion latérale diffère légèrement et est plus marquée pour $x = 3$ [m]. Toutefois, ces différences s'estompent à partir de $t = 220$ [s] (courbe *sarcelle*), et atteignent un stade similaire à celui de la coupe en $x = 3.25$ [m] (Fig 5.38).

La rupture par bloc de sables est fortement perceptible entre les courbes $t = 200$ [s] (courbe olive) et $t = 220$ [s] (courbe *sarcelle*).

Section dans la pente ($x = 4$ [m], $x = 4.5$ [m])

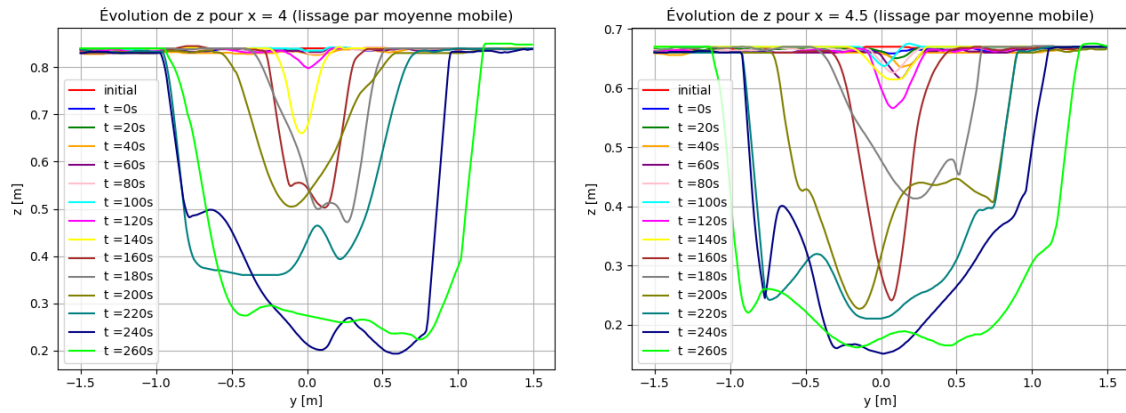


FIGURE 5.41 – Évolution de la pente aval ($x = 4$ [m]).

FIGURE 5.42 – Évolution de la pente aval ($x = 4.5$ [m]).

Ces graphes diffèrent des précédents dans la mesure où l'érosion commence de façon très lente. Effectivement, ces coupes sont réalisées plus en aval de la brèche, ce qui explique que l'érosion soit moins avancée qu'au centre de la brèche à des temps similaires.

L'érosion verticale présente une progression douce au début de l'expérience, jusqu'à $t = 120$ [s] (courbe magenta), tant pour $x = 4$ [m] que pour $x = 4.5$ [m]. Par la suite, à $t = 140$ [s] (courbe jaune), l'érosion verticale est nettement plus marquée à $x = 4$ [m] par rapport à $x = 4.5$ [m]. Plus tard, c'est l'inverse qui se produit et l'érosion verticale atteint un niveau plus élevé à $x = 4.5$ [m], pour ensuite revenir à une magnitude similaire pour les deux coupes transversales à $t = 240$ [s].

Un autre point commun entre toutes ces coupes est la profondeur finale de la brèche. Effectivement, la hauteur restante de sédiment est de 0.2 [m]. L'érosion latérale présente elle aussi des valeurs similaires à la fin de la période d'étude.

A nouveau, ces données peuvent être comparées à celles obtenues par C. Descantons et R. Dujardin [18]. Cette fois, les graphes ne sont plus aussi semblables. Sur la Fig. 5.43, les érosions latérales et verticales progressent à des allures identiques, contrairement aux observations précédentes, où deux phases distinctes avaient lieu. La première voyait l'érosion verticale l'emporter sur l'érosion latérale, alors que la deuxième phase consistait surtout en une phase d'élargissement de la brèche.

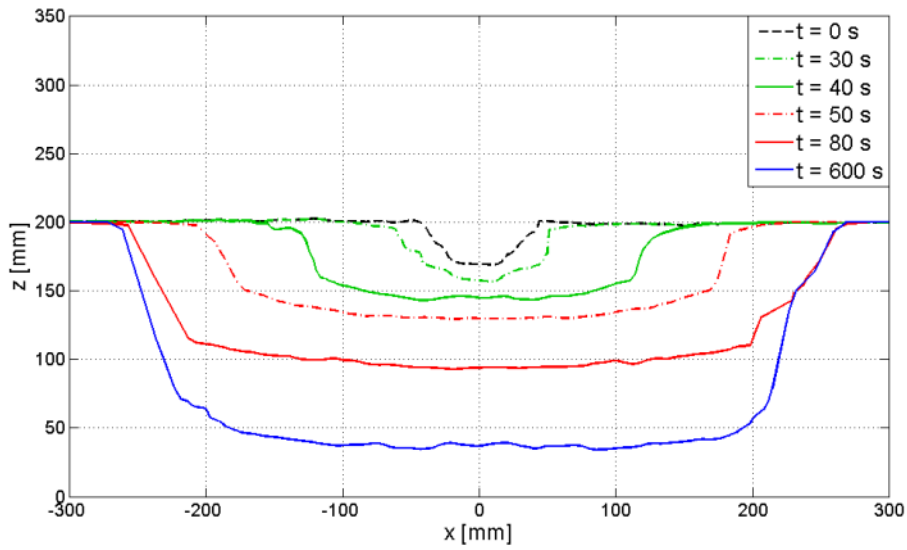


FIGURE 5.43 – Évolution latérale de la digue pour l'expérience à petite échelle.

5.4.3 Vue en plan de l'évolution des largeurs de brèche

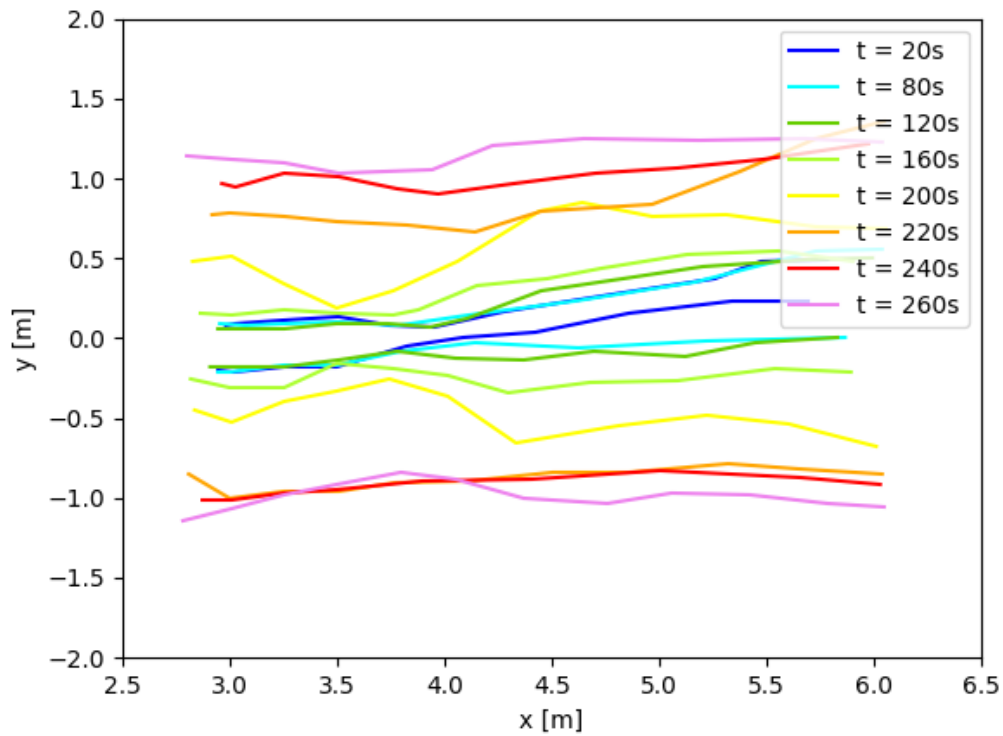


FIGURE 5.44 – Évolution de la largeur de brèche supérieure au cours du temps.

Une vue en plan permet de décrire l'évolution de la largeur de brèche, à savoir l'érosion latérale. Sur l'image ci-dessus (voir Fig. 5.44), on remarque, comme expliqué précédemment, que l'érosion latérale est assez faible lors des 160 premières secondes. Ensuite, la brèche s'élargit fortement jusqu'à $t = 240$ [s], moment où elle se stabilise.

Il est intéressant de noter la forme caractéristique de sablier durant la première phase d'élargissement de la digue. Ce résultat est comparable à ce qu'annonce Coleman [20]. Jusqu'à ce que l'érosion verticale de la brèche soit ralentie par la fondation du barrage (en $t = 200$ [s] comme vu plus tôt), la forme en sablier du canal de la brèche augmente en courbure avec le temps. Cette forme reflète celle d'un canal à perte d'énergie minimale. La brèche finit par avoir une forme plus linéaire.

En traçant comme à la Fig. suivante l'évolution des largeurs pour trois sections de la brèche (en $x = 3$ [m], $x = 3.25$ [m] et $x = 3.5$ [m]), les résultats énoncés précédemment se confirment. La brèche s'élargit brusquement à partir de $t = 180$ [s] jusqu'à se stabiliser une minute plus tard à $t = 240$ [s].

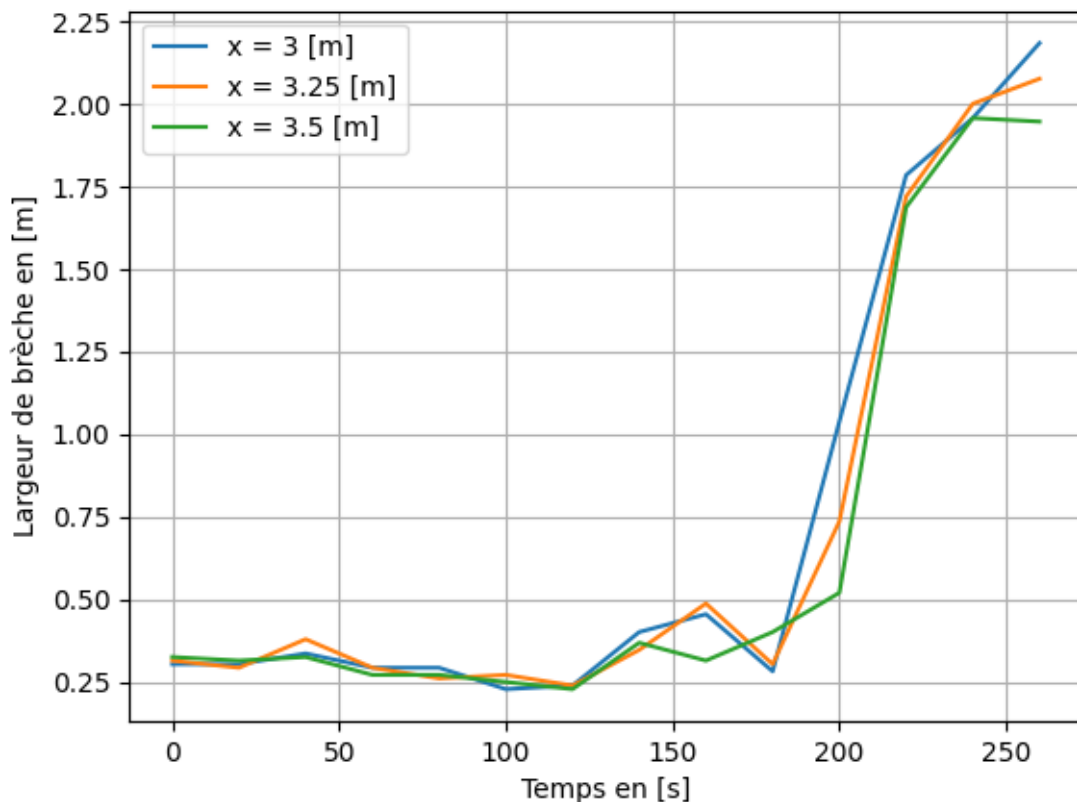


FIGURE 5.45 – Évolution des largeurs pour trois sections de la brèche (en $x = 3$ [m], $x = 3.25$ [m] et $x = 3.5$ [m]).

5.5 Comparaison des résultats pour les 3 essais

Il est possible de confronter les résultats collectés pendant la phase de construction des différents essais effectués lors de cette campagne. Cela permettra de vérifier si les mesures mises en place ont été adéquates et ont permis une amélioration.

5.5.1 Teneur en eau

On observe sur la Fig.5.46 une bonne évolution de la teneur en eau entre les différents essais, le troisième se rapprochant le plus de l'optimum Proctor. Les ajustements réalisés durant les essais ont permis d'être plus précis, ce qui a permis d'obtenir une meilleure teneur en eau de la digue.

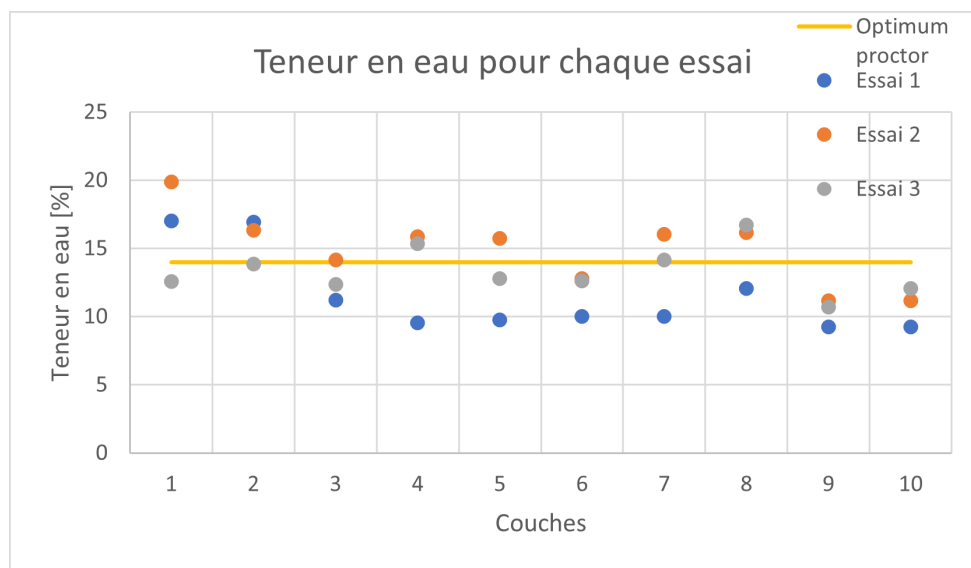


FIGURE 5.46 – Comparaison de la teneur en eau pour les différents essais.

5.5.2 Masses volumiques humides et sèches

De même que pour la teneur en eau, les masses volumiques humides et sèches se rapprochent de l'optimum Proctor au fur et à mesure des essais.

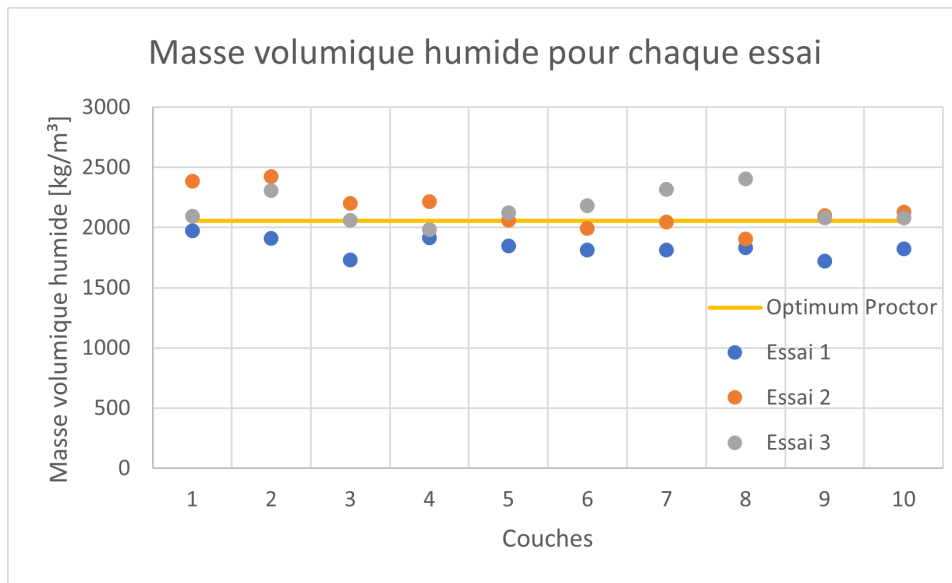


FIGURE 5.47 – Comparaison des masses volumiques humides pour les différents essais.

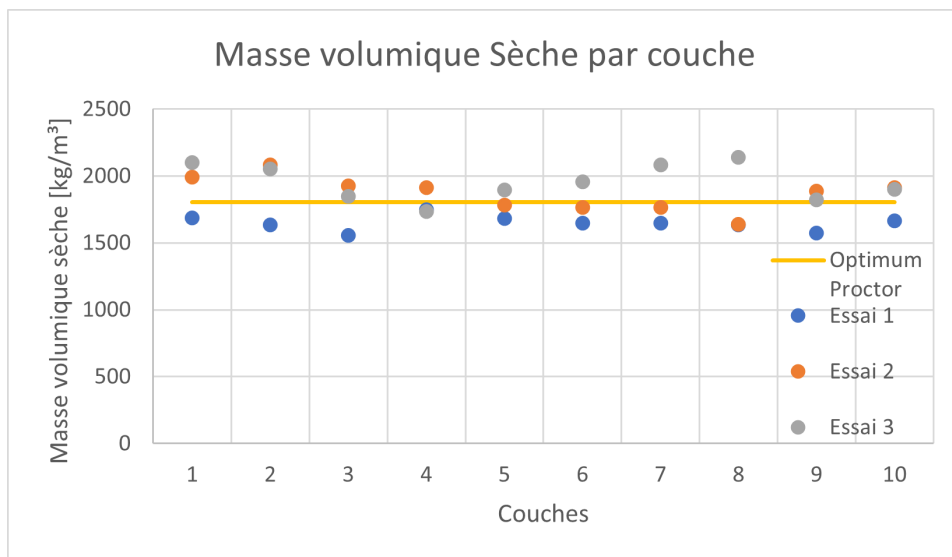


FIGURE 5.48 – Comparaison des masses volumiques sèches pour les différents essais.

Chapitre 6

Simulation numérique

Parallèlement, une simulation numérique a permis, d'une part, d'analyser comment et dans quel timing l'érosion de la digue se produirait, et d'autre part de savoir où placer stratégiquement les appareils de mesure. Pour cette simulation, le logiciel Hydroflow a été exploité.

Hydroflow est un logiciel de schéma à volumes finis résolvant les équations d'Exner en eaux peu profondes. Ce logiciel a été créé par le professeur Sandra Soares en 1998 et a encore fait l'objet de nouveaux développements par la suite.

6.1 Application du code

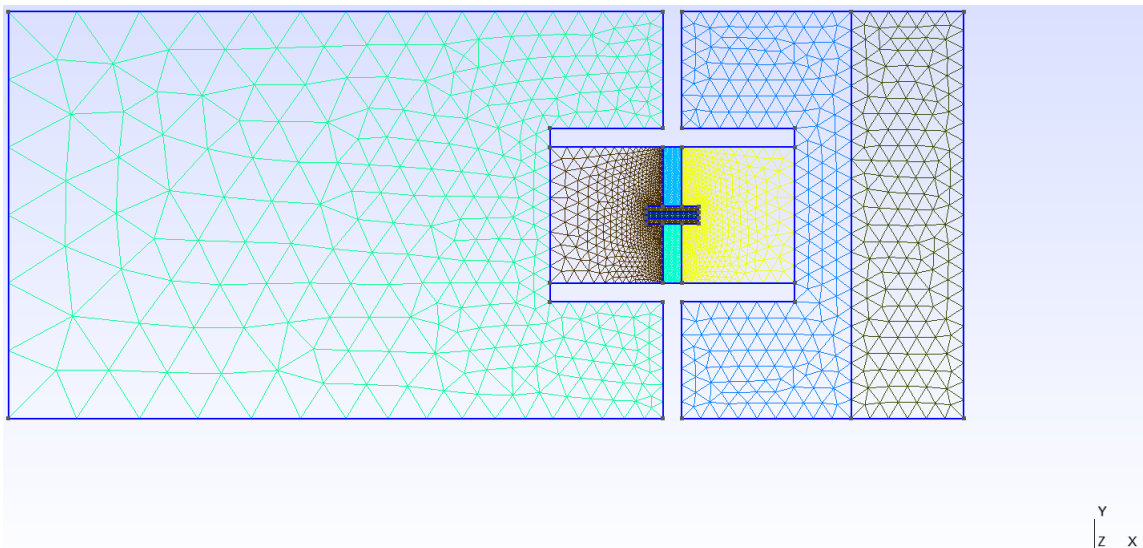


FIGURE 6.1 – Représentation du maillage de la digue et du réservoir.

La première étape consiste à construire un maillage couvrant la géométrie de la digue à l'aide du package GMSH (un outil open-source pour la génération de maillages 3D). Le maillage est divisé en plusieurs parties distinctes : la digue, les réservoirs aval et amont ainsi que le chenal en contrebas du réservoir aval. Ensuite, il est nécessaire de créer 10 surfaces différentes pour distinguer le bassin aval des éléments constitutifs de la digue et de la brèche.

Graphiquement, voici comment ceux-ci sont représentés :

Une bibliothèque personnalisée nommée "hydroflow" est exploitée pour modéliser l'écoulement de l'eau et le transport de sédiments dans une zone définie. Les paramètres tels que les conditions aux frontières, le niveau des sédiments et la friction sont définis dans cette partie, ce qui permet de résoudre les différentes équations nécessaires pour simuler l'érosion de la digue.

Finalement, il est possible de représenter non seulement l'érosion de la digue au cours du temps grâce à des graphes mais également les vecteurs de vitesses de même que le profil des hauteurs d'eau et de sédiments dans la digue.

6.2 Résultats

6.2.1 Première vue

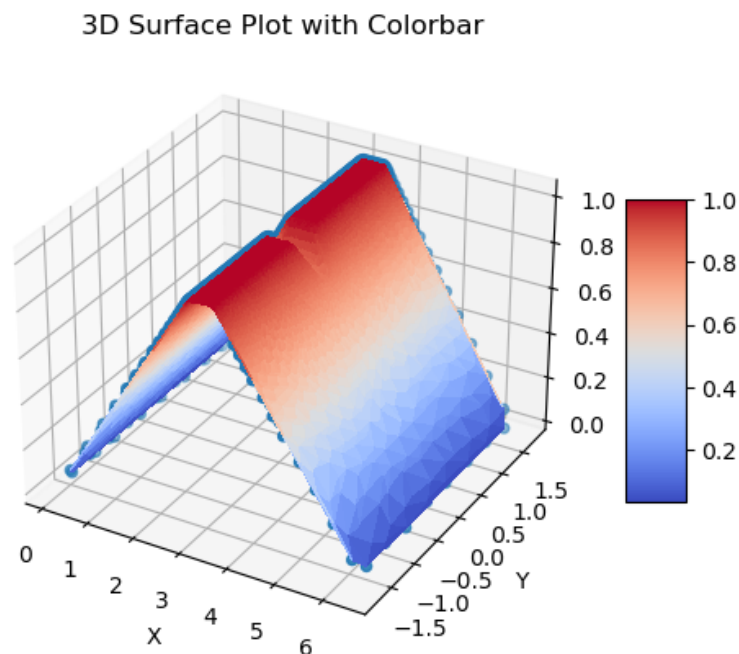


FIGURE 6.2 – Représentation numérique de la digue en 3D.

Une première approche consiste à reproduire la digue sous la forme d'un modèle de surface 3D avec une barre de couleur associée à la valeur Z de la surface. Pour la Fig. 6.2, les couleurs froides (bleu et vert) représentent les valeurs faibles tandis que les couleurs chaudes (rouge et jaune) sont associées aux valeurs élevées. Cette représentation graphique permet d'obtenir un aperçu visuel de la géométrie de la digue dans la simulation. Il a bien été observé que la longueur de 6,50 [m], la largeur de 3,60 [m] et la hauteur de 1 [m] étaient respectées conformément à la conception de l'ouvrage.

Par la suite, les hauteurs d'eau dans le bassin et la digue ainsi que la hauteur des sédiments peuvent être affichées.

La digue est représentée à l'instant $t = 0$ [s]. Les différentes couches stratifiées avec des hauteurs variables sont observables, avec une hauteur maximale atteignant 1 [m]. Les couches sont identifiables grâce à leur hauteur respective, illustrée par des couleurs sur la Fig. 6.3. De plus, la hauteur d'eau présente dans le bassin ainsi que celle de la digue sont exprimées graphiquement, comme repris sur la Fig. 6.4.

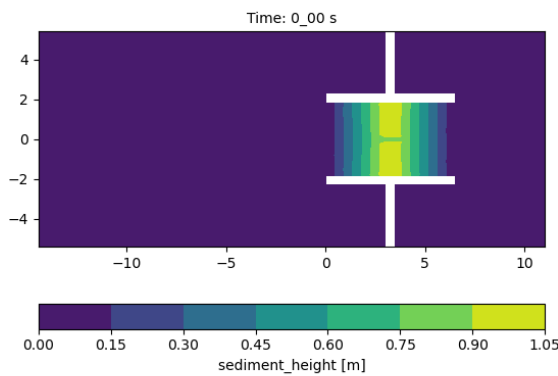


FIGURE 6.3 – Représentation de la hauteur des sédiments de la digue et du bassin à l'instant 0 [s].

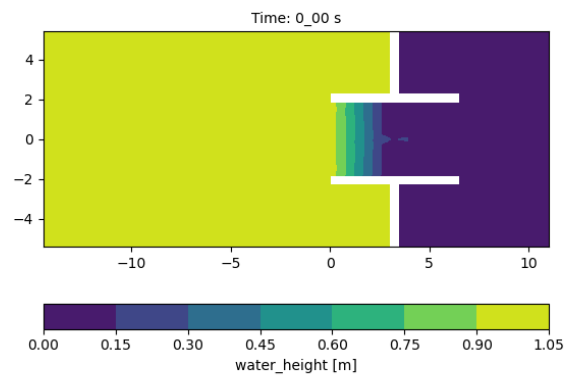


FIGURE 6.4 – Représentation de la hauteur d'eau de la digue et du bassin à l'instant 0 [s].

Ensuite, l'évolution au cours du temps est analysée.

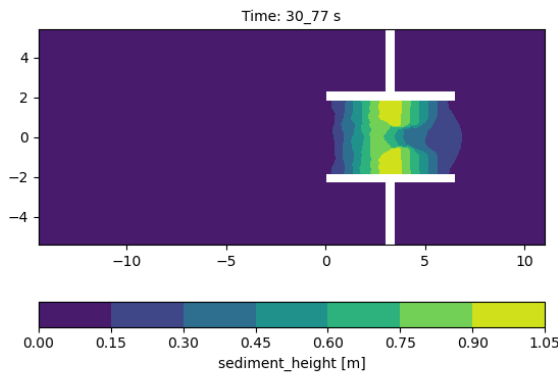


FIGURE 6.5 – Représentation de la hauteur des sédiments pour la digue et le bassin à l’instant 30 [s].

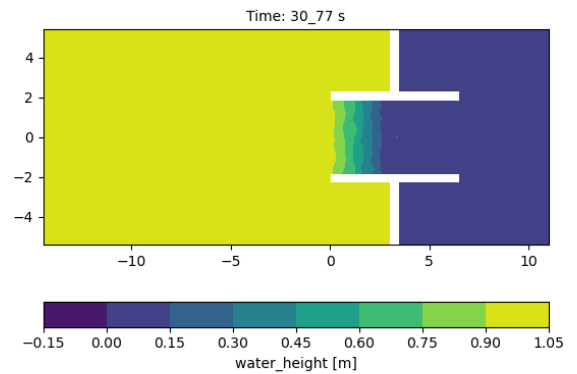


FIGURE 6.6 – Représentation de la hauteur d’eau pour la digue et le bassin à l’instant 30 [s].

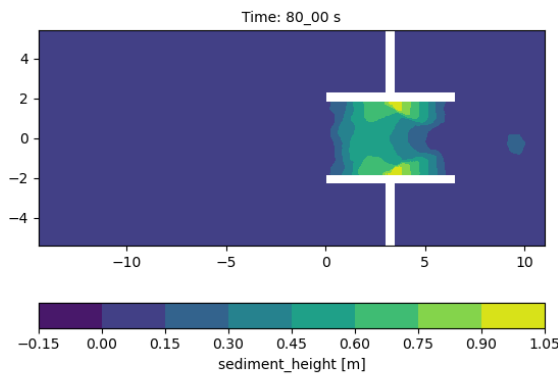


FIGURE 6.7 – Représentation de la hauteur des sédiments pour la digue et le bassin à l’instant 80 [s].

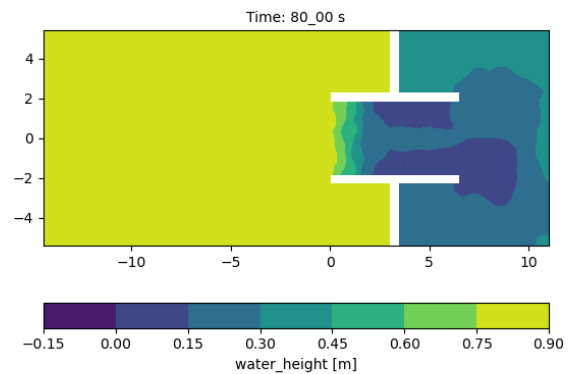


FIGURE 6.8 – Représentation de la hauteur d’eau pour la digue et le bassin à l’instant 80 [s].

La simulation révèle que l’érosion de la digue débutera dans la partie aval après 4 secondes, pour ensuite progressivement s’étendre en amont. Après 20 secondes, la moitié de la crête sera érodée. La crête sur sa longueur sera détruite après 30 secondes, et aux environs de la minute, une grande partie de la digue aura été érodée sur une hauteur d’environ 20 [cm]. Après 2 minutes, une importante portion de la digue, d’une hauteur de 50 à 60 [cm], s’effondrera.

Il est donc essentiel que les dispositifs de mesure soient opérationnels dès le début de l’expérience, car après seulement 2 minutes, une grande partie de la digue sera

gravement endommagée.

En ce qui concerne la hauteur d'eau, c'est seulement après 30 secondes que l'eau s'écoule dans la brèche. Après une minute, l'eau verse dans toute la pente aval. Après 1 min 30, l'eau recouvre la pente aval dans sa totalité.

La simulation numérique donne un ordre de grandeur temporel pour la rupture de digue. Cette dernière se produira autour de 5 minutes quand l'eau sera dans la brèche.

6.2.2 Apport de la simulation pour l'instrumentation

Cette simulation a permis de se faire une première idée d'où et comment placer les instruments de mesure que sont les lasers, pit-tags et les antennes.

Lasers

Pour surveiller la déformation de la digue, plusieurs lasers devaient être placés à des endroits stratégiques. En analysant la simulation numérique, on constate qu'un premier laser devrait être positionné au milieu de la crête, étant donné que c'est la première partie à s'éroder. Deux autres lasers devraient être installés sur la pente aval de la digue pour contrôler cette partie.

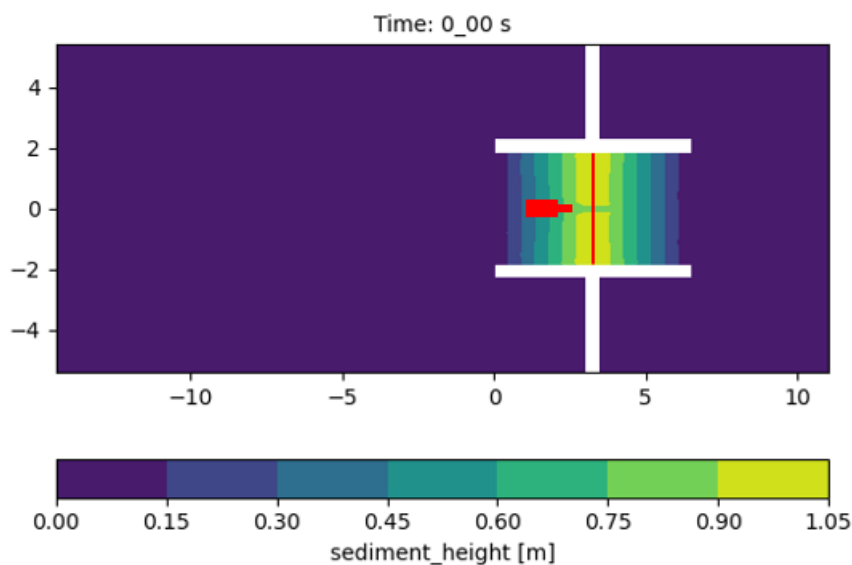


FIGURE 6.9 – Représentation de la digue à l'instant 0 [s] et de la position du premier laser.

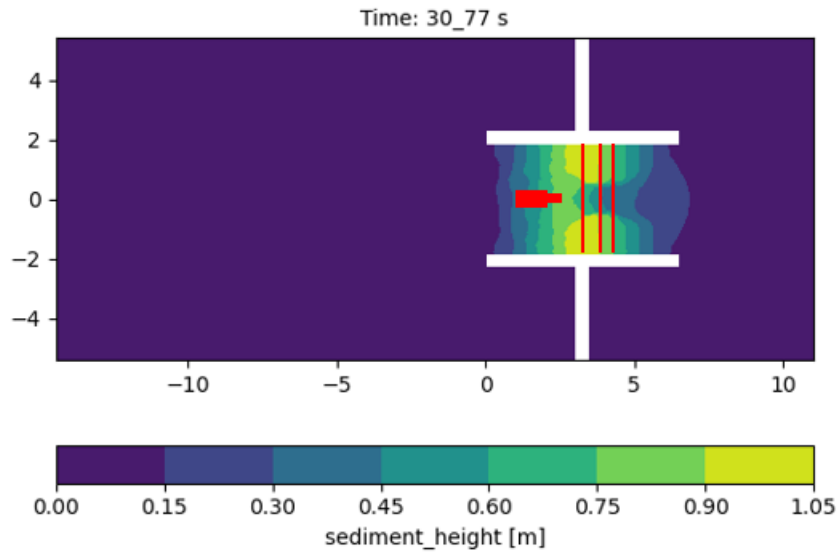


FIGURE 6.10 – Représentation de la digue à l’instant 30 [s] et de la position des lasers.

Le premier dispositif laser sera positionné au point médian de la digue. Par la suite, le dispositif laser suivant sera placé à une distance de 25 [cm] du premier, correspondant au début de la crête aval de la digue. Enfin, le troisième appareil laser sera installé avec un écart de 70 [cm] par rapport au premier dispositif.

En résumé, pour effectuer les expériences, une combinaison de trois lasers sera opérationnelle afin d’établir le profil. Ceux-ci occupent des positions différentes appelées *Position laser 1,2 et 3*. Représentées en rouge pour la position du premier laser, en vert pour le second et enfin en bleu pour le troisième sur la Fig. 6.11.

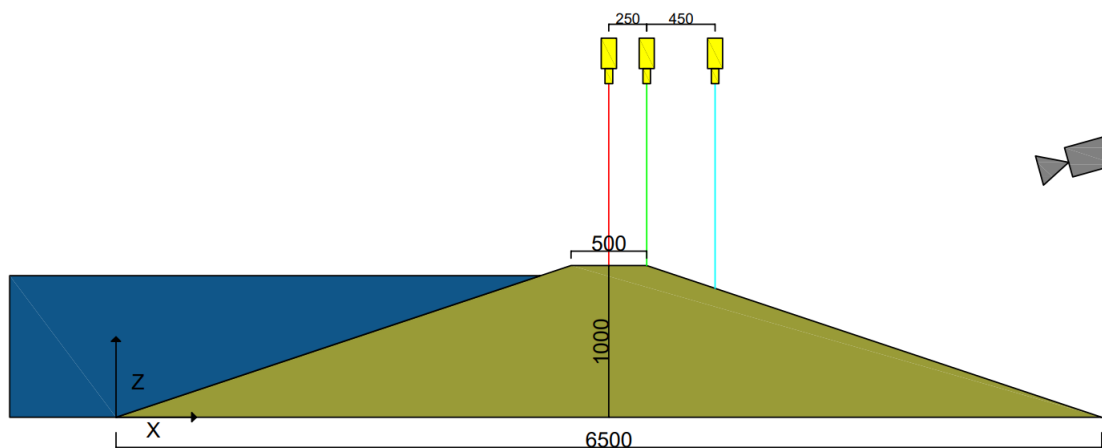


FIGURE 6.11 – Caméra placée en vue de face et position des différents lasers (données en [mm]).

Ce système de prise de mesures est non intrusif, ce qui a comme avantage de ne pas perturber le phénomène.

Les trois dispositifs seront fixés sur le module préalablement construit.

Pit-tags

La simulation numérique a également permis de connaître les hauteurs d'eau à travers la digue ainsi que la hauteur des sédiments. Ces informations ont servi à dimensionner dans un premier temps l'antenne pour les pit-tags, et dans un second temps à positionner ces derniers de manière stratégique. Ceci dans le but de capturer un maximum de données concernant l'évolution de la géométrie de la brèche.

Une représentation graphique de la digue est réalisée, mettant en évidence les axes de coupe qui ont été pris. Cette visualisation facilitera la compréhension sur la disposition des coupes dans la digue et leur relation avec la géométrie de la structure. La Fig. 6.12 reprend les axes de coupe sous forme de lignes ou de sections transversales de la digue, permettant ainsi de mieux visualiser les plans de coupe choisis et leur positionnement par rapport à la structure de la digue dans l'espace.

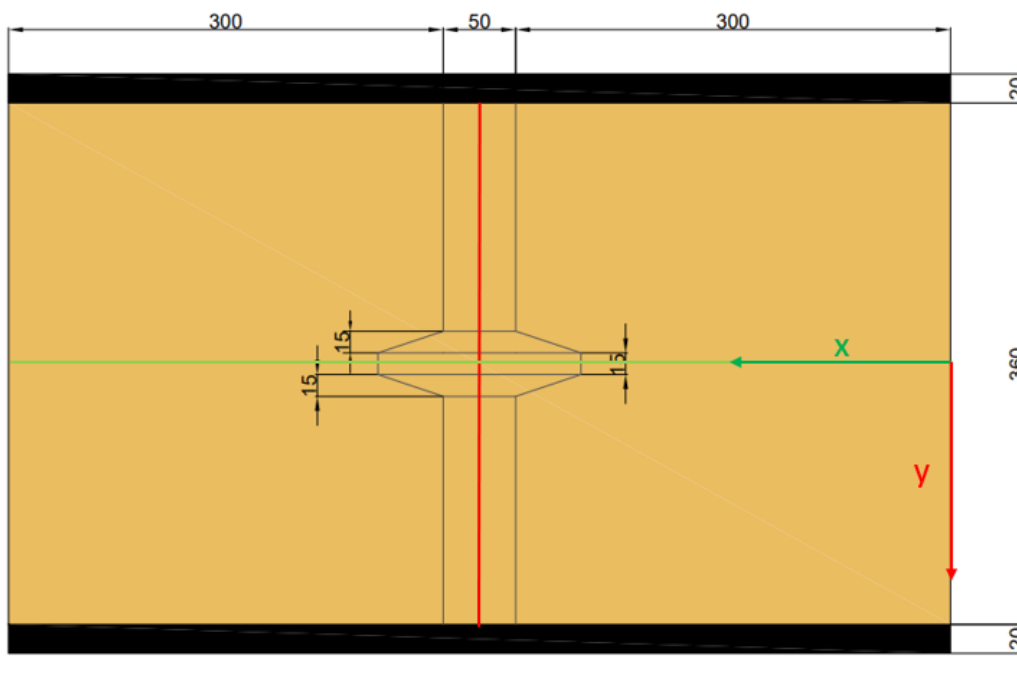


FIGURE 6.12 – Axes pour positionnement antenne et Pit-tags.

Antenne

La principale caractéristique à respecter pour le dimensionnement de l'antenne destinée à la détection des pit-tags est la hauteur d'eau au pied de la digue, où

l'antenne sera positionnée. En raison de l'écoulement, les pit-tags seront entraînés et passeront sous celle-ci afin d'être détectés. Pour déterminer cette hauteur, nous avons affiché graphiquement l'évolution de la hauteur d'eau au cours du temps à travers la brèche sur la Fig. 6.13. Cela correspond à l'axe vert sur la Fig. 6.12.

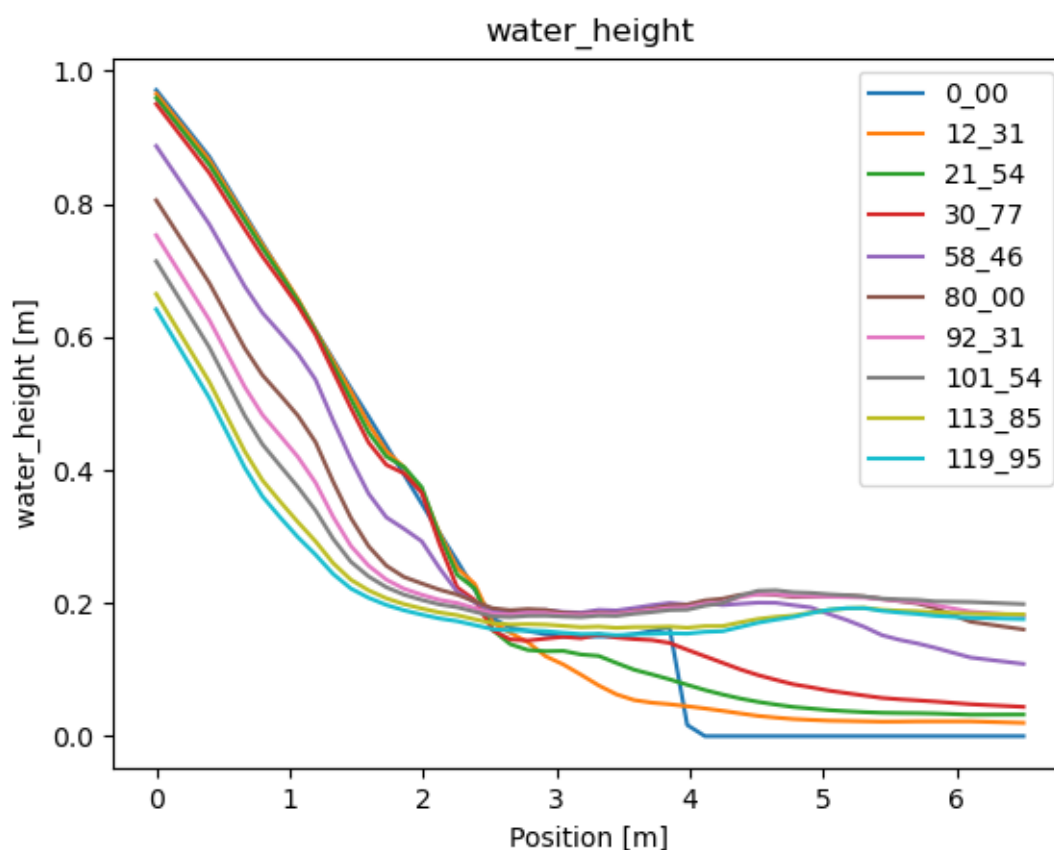


FIGURE 6.13 – Hauteur d'eau à travers la digue.

En examinant la partie droite du graphe (Fig. 6.13), on observe que la hauteur d'eau à la fin de la simulation atteint environ 25 [cm]. Par conséquent, une antenne d'une hauteur de 30 [cm] sera construite afin de disposer d'une marge de sécurité acceptable pour détecter les pit-tags, compte tenu des fluctuations possibles de la hauteur d'eau dans la réalité.

Position des pit-tags

En observant une vue en plan de la digue aux coordonnées $x = [0, 6.5]$ et $y = [0, 0]$, on identifie l'axe vert représenté sur la Fig. 6.12. Cette représentation permet de visualiser l'emplacement spécifique de l'antenne pour les pit-tags sur la digue.

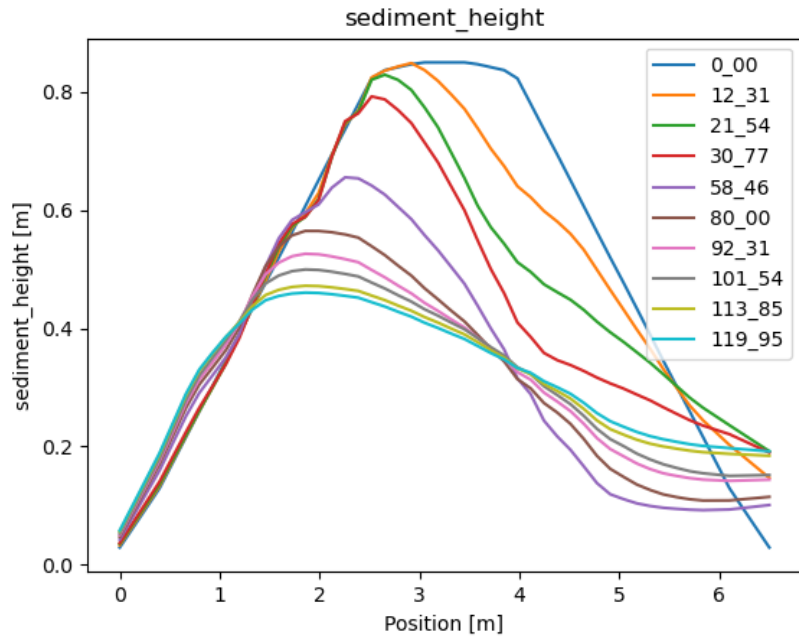


FIGURE 6.14 – Profil en long de la hauteur de sédiment à travers la digue.

On représente également le profil des sédiments au milieu de la crête, au niveau de l'axe rouge sur la Fig. 6.12.

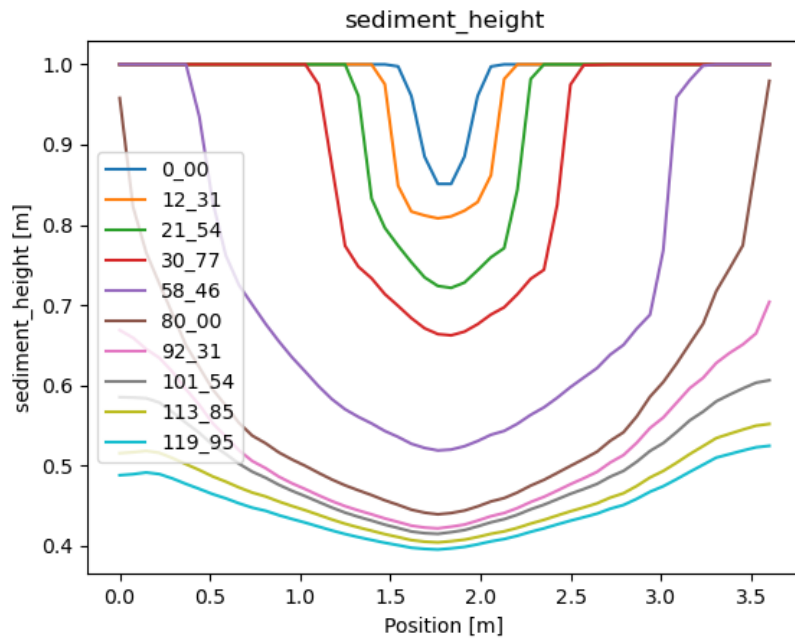


FIGURE 6.15 – Vue transversale de la hauteur des sédiments de la brèche

Il est donc avantageux de positionner des pit-tags à proximité de la brèche afin d'étudier l'érosion progressive de celle-ci. Parallèlement, compte tenu du tracé du profil longitudinal de la digue, il est opportun de placer des repères au centre pour évaluer la déformation de la digue, des balles serviront de repères. Cette approche permettra de recueillir des données précieuses sur l'évolution de l'érosion et la déformation de la digue, contribuant ainsi à une meilleure compréhension des processus en jeu et à une évaluation plus approfondie de la stabilité de la structure.

6.3 Comparaison à la simulation numérique

Cette section va permettre de comparer les données fournies par la simulation numérique à la réalité.

6.3.1 Coupes transversales

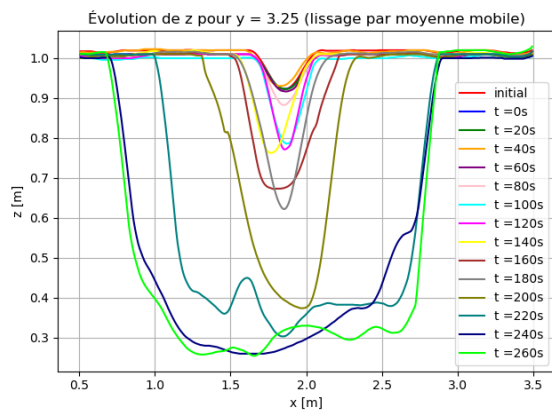


FIGURE 6.16 – Évolution de la section au centre de la crête dans l'expérience.

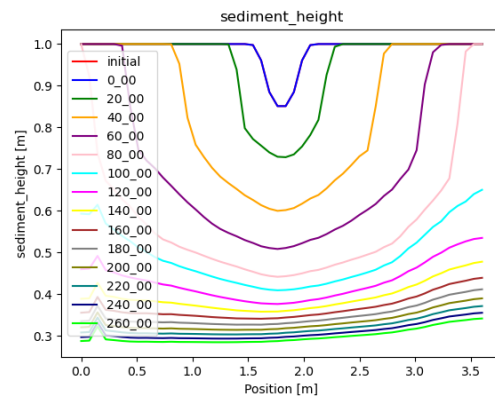


FIGURE 6.17 – Évolution de la section au centre de la crête dans la simulation numérique.

On remarque que l'évolution de l'érosion diffère entre la simulation numérique et la réalité. Plus spécifiquement, l'érosion commence à un temps $t = 20$ [s] dans la simulation numérique, tandis qu'elle se produit à $t = 100$ [s] dans la réalité pour atteindre le même stade de déformation.

Ensuite, l'érosion latérale est plus accentuée dans la simulation numérique par rapport à la réalité. De plus, l'érosion dans la simulation informatique se déroule de manière constante autant latéralement que verticalement, tandis que dans la réalité, elle se manifeste d'abord majoritairement de manière verticale, puis se poursuit de manière latérale à partir de $t = 200$ [s]. En outre, l'érosion latérale est plus marquée dans la simulation numérique que l'érosion verticale.

Une hypothèse est que la simulation numérique omet la phase d'érosion en escalier qui se produit sur la pente aval, ce qui expliquerait le fait que l'érosion latérale soit plus intense au début de la simulation numérique.

Enfin, en ce qui concerne l'érosion verticale, elle présente des caractéristiques similaires entre la fin de la simulation numérique et la réalité. Cependant, dans la réalité, il reste encore du sable sur les parois de la digue, tandis que dans la simulation, cette partie a disparu.

6.3.2 Coupe longitudinale

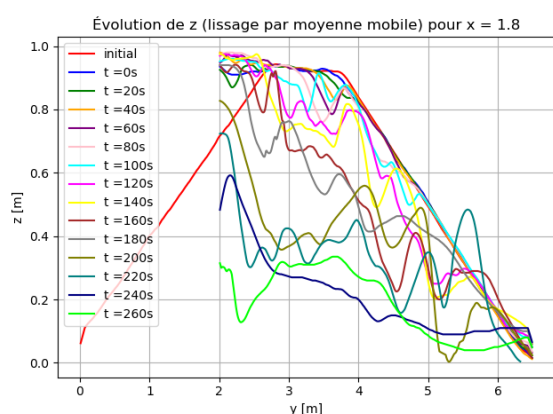


FIGURE 6.18 – Évolution de la section au centre de la crête dans l'expérience.

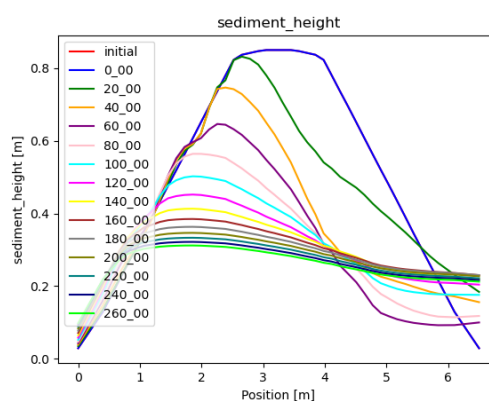


FIGURE 6.19 – Évolution de la section au centre de la crête dans la simulation informatique.

Dans cette partie, il semble important de souligner que la comparaison des résultats entre la simulation numérique et la réalité est complexe en raison de la présence de turbulences de l'eau dans la réalité. Cela rend difficile la capture de données précises du fond de la digue, mais permet plutôt de recueillir des informations sur la surface de l'eau. Malgré cette difficulté, il est concevable d'obtenir une idée de l'évolution de l'effondrement de la digue au fil du temps.

Toutefois, malgré ces limitations, une observation marquante montre que la brèche s'érode directement dans la simulation numérique ($t = 20$ [s]), alors que ce phénomène ne se produit pas immédiatement dans la réalité, mais plutôt après $t = 40$ [s]. Il faut même attendre $t = 140$ [s] pour que la réalité atteigne le même stade que la simulation numérique à $t = 20$ [s].

L'hypothèse qui pourrait expliquer ce phénomène est, comme mentionné précédemment, l'absence de la phase d'érosion en escalier sur la pente aval dans la simulation numérique. En effet, dans la réalité, cette phase permet à la pente aval de s'éroder progressivement. En outre, il est à noter qu'à partir de $t = 160$ [s] dans la simulation numérique, l'érosion reste constante, tandis que dans la réalité, ce n'est pas le cas.

Un point de convergence entre la simulation numérique et la réalité montre que la pente amont persiste plus longtemps que la pente aval, donnant une forme de sourire inversé dans les deux cas. Cependant, il est important de garder en mémoire que ces observations sont basées sur des données limitées et que des études plus approfondies seraient nécessaires pour confirmer ces conclusions.

Chapitre 7

Conclusion

L'objectif principal était de caractériser l'évolution d'une brèche au fil du temps au moyen d'expériences menées à une échelle moyenne, tout en établissant une corrélation avec des expériences similaires réalisées à petite échelle. Bien que divers types de ruptures soient observables, tels que l'érosion externe, l'érosion interne, les glissements superficiels, rotationnels et translationnels, ainsi que les tassements, cet essai s'est focalisé plus spécifiquement sur le phénomène le plus fréquent, à savoir le débordement par surverse.

En s'appuyant sur les résultats antérieurs produits à petite échelle, une méthodologie de recherche rigoureuse a été élaborée afin de reproduire ces essais à une échelle moyenne. L'accomplissement de telles expériences à cette échelle demeurant assez rare, l'un des défis majeurs de ce mémoire résidait dans la nécessité de parvenir à établir des expériences reproductibles. Pour ce faire, la marche à suivre a dû être adaptée au cours de la campagne d'essais, avec pour objectif d'instaurer une procédure capable de reproduire les résultats de manière convaincante. Ainsi, c'est essentiellement à travers le dernier essai que des conclusions pertinentes ont pu être tirées.

Une grande quantité de résultats a été accumulée comme l'évolution du niveau d'eau dans le réservoir, le débit de sortie par la brèche, le débit de drainage, l'évolution de l'érosion latérale et verticale de la brèche, etc. . . Ces données ont pu ensuite être confrontées aux informations déjà connues provenant d'études similaires à petite échelle. Cependant, cette comparaison n'a pu être que majoritairement qualitative, car les contraintes imposées ne permettaient pas de respecter l'intégralité des conditions requises pour une analyse quantitative (préservation de toutes les similitudes). Néanmoins, ces comparaisons ont tout de même permis de corroborer des éléments-clés du phénomène étudié, parmi lesquels :

- les différentes phases importantes de l'érosion de la digue, dont notamment :
 - la forme d'escalier observable lors de la progression de la brèche vers l'aval de la digue ;

- la configuration en sablier que prend la brèche au cours de sa phase initiale d'élargissement ;
- la corrélation entre l'érosion latérale et la profondeur de la brèche, mettant en évidence le rôle crucial de la fondation dans le processus d'érosion.

Difficultés rencontrées, critique du travail et pistes d'amélioration

Au cours de la réalisation de ce mémoire, plusieurs défis majeurs ont émergé, mettant en évidence la complexité organisationnelle d'un projet impliquant plusieurs acteurs dispersés en divers endroits géographiques. L'une des difficultés prédominantes résidait dans la coordination d'une équipe participant à différentes étapes du processus. Les interactions nécessaires entre les acteurs s'organisaient principalement à travers des échanges écrits. Cela a pu être une source de retards dans les délais et amener à une perte de compréhension dans la transmission des renseignements.

Par ailleurs, la production des essais s'est avérée être une tâche exigeante en termes de temps et de main-d'œuvre. Ceux-ci nécessitaient une préparation minutieuse, une exécution précise et une collecte méthodique de données. L'ampleur des expériences exigeait une coordination rigoureuse de plusieurs personnes pour garantir que chaque étape s'accomplisse conformément aux protocoles établis. Cette complexité logistique a parfois constitué un challenge pour gérer les plannings, les ressources et les disponibilités de chacun, ce qui pouvait impacter la progression du mémoire.

Une analyse critique sur le travail accompli met en exergue certaines limites et opportunités d'amélioration. A posteriori, le constat est que le nombre d'essais réalisés aurait pu être plus important bien qu'indépendant de notre volonté. Idéalement, un échantillon de données plus large aurait été bénéfique pour renforcer les conclusions obtenues. De plus, certains problèmes liés à l'instrumentation ont restreint la quantité de données collectées. Effectivement, le nombre limité de lasers ainsi que leur performance relative ont limité la collecte des données, tout comme les tentatives d'utilisation de pit-tags n'ont pas abouti aux résultats escomptés.

Un autre pierre d'achoppement se trouve dans les contraintes pratiques qui ont rendu difficile la réalisation de comparaisons quantitatives détaillées. Les facteurs tels que la disponibilité de sable sur le marché ou les débits d'alimentation ont parfois entravé notre capacité à respecter toutes les similitudes souhaitées dans le cadre des expériences. Cette limitation a pu influencer la généralisation des résultats obtenus et leur applicabilité dans des contextes plus vastes. En effet, une meilleure harmonisation de ces paramètres aurait pu fournir des conclusions plus solides et pertinentes.

Lors de prochaines expériences, plusieurs perspectives et améliorations devront être mises en œuvre telles que :

- Effectuer de nouvelles expériences afin de garantir une reproductibilité des tests.

- Ajuster les hauteurs de brèche et de consigne d'eau afin de s'assurer d'arriver à la hauteur d'eau ciblée dans le réservoir.
- Modifier les dimensions de la digue et recourir à des sédiments non cohésifs de diverses granulométries, dans le but de conduire une analyse plus approfondie des phénomènes d'échelle.
- Réalisation d'essais prolongés sans humidimètres pour les pompes : En faisant fonctionner les pompes plus longtemps, on évaluerait mieux la déformation de la digue et on pourrait déterminer si une hauteur d'eau constante peut être maintenue dans cette configuration.
- Étude de l'impact de la durée de maintien de l'eau en dessous de la brèche : cette approche pourrait fournir des informations essentielles ou fondamentales sur la pénétration d'humidité à l'intérieur de la digue. En observant comment la digue réagit à une humidité prolongée, on arriverait à mieux évaluer sa stabilité structurelle et sa résistance à l'infiltration d'eau.
- Corrélation entre l'arrêt des pompes et l'état de la brèche : en comprenant comment les changements dans les conditions d'alimentation en eau influent sur l'état de la brèche, il serait possible d'affiner les stratégies de contrôle pour préserver la stabilité de la structure.
- Amélioration de la résolution des relevés photogrammétriques par un meilleur éclairage : l'intégration de sources lumineuses adéquates permettrait d'obtenir des images plus nettes et détaillées, ce qui favoriserait la création de modèles 3D plus précis.
- Utilisation d'un bed-profiler pour mesurer la vitesse d'écoulement : pour mieux comprendre la dynamique de l'écoulement de l'eau au niveau de la brèche, l'intégration d'un bed-profiler paraît envisageable. Cet instrument mesure avec précision les variations de vitesse d'écoulement à différents emplacements, fournissant ainsi des informations précieuses pour mieux comprendre les mécanismes en jeu.
- Exploration des pit-tags pour la corrélation des données : l'apport de pit-tags offre une opportunité prometteuse pour corréler les données de photogrammétrie avec d'autres sources d'information. Placés à des endroits stratégiques le long de la digue, ces dispositifs fournissent une perspective complémentaire en permettant de suivre les mouvements du sol de manière précise et complète. Le placement de plus de balles de couleur dans un axe longitudinal peut s'avérer également intéressant.
- Élargissement du panel d'instruments de mesure : en accompagnement ou en support des techniques existantes, l'exploitation d'autres instruments de mesure semble pertinente. L'intégration d'une caméra submersible fournirait des informations précieuses sur la dynamique de l'écoulement et l'état de la brèche sous l'eau. De plus, l'utilisation de lasers pour la corrélation de données offrirait une précision accrue dans la détection de déformations potentielles, renforçant ainsi l'analyse globale des phénomènes en cours.

Pour finir, bien que les expériences de la campagne d'essais aient été limitées, les résultats obtenus apportent une contribution à la compréhension qualitative du processus d'érosion progressive d'une digue dans le cas d'une surverse. En effet, les conclusions qui en ont été tirées concordent avec les observations issues de la littérature. L'exploration de la thématique ouvre des perspectives prometteuses pour des études futures, soulignant l'importance de poursuivre la recherche dans ce domaine afin de mieux appréhender les mécanismes sous-jacents et élaborer de nouvelles stratégies de prévention et de gestion plus efficaces.

Table des figures

1.1	Total des types de catastrophes naturelles [2].	1
1.2	Coût moyen économique, total et assuré, et humain par types d'événements météorologiques subis entre 1980 et 2020 [6].	2
1.3	Taxonomie de l'érosion des ouvrages en remblai [9].	3
1.4	Affouillement en pied de digue [12].	4
1.5	Les quatre types d'érosion interne [14].	5
1.6	Illustration de l'érosion régressive en deux phases [14].	5
1.7	Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne d'un barrage (adapté de Schuler et Brauns 1996) [15].	6
1.8	Illustration de l'effet de renard [4].	6
1.9	Glissements superficiels affectant un corps de digue [17].	7
1.10	Glissements superficiels affectant un corps de digue [17].	7
1.11	Glissement rotationnel profond affectant un corps de digue et sa fondation [17].	8
1.12	Glissement rotationnel profond affectant un corps de digue et sa fondation [17].	8
1.13	Tassement affectant un corps de digue [17].	8
1.14	Débordement par surverse [4].	9
1.15	Pourcentage statistique des modes de rupture de digues d'après Foster et al [13].	9
2.1	Coupe transversale de la digue dans l'étude de Visser [19].	11
2.2	Set-up expérimental mis en place par Andrews (1998) [20].	12
2.3	Test in-situ dans le cadre du projet IMAPCT [21].	13
2.4	Laboratoire utilisé dans le cadre du projet IMPACT [21].	13
2.5	Dispositif expérimental mis en place dans le cadre du projet IMPACT [21].	14
2.6	Schéma des digues mises en place dans le cadre de l'étude de Schmocker et Hager [23].	15
2.7	Représentation de la digue à petite et moyenne échelle (données en [cm]).	18
2.8	Schéma de la brèche à petite et moyenne échelle (données en [mm]).	19
2.9	Dimensions de la brèche du mémoire de C. Descantons et R. Dujardin (2013-2014) [18] (données en [mm]).	20

2.10	Dimensions de la brèche du mémoire à moyenne échelle (2022-2023) (données en [mm]).	22
2.11	Diagramme de Shields [30].	24
2.12	Dimensions et géométrie de la digue du mémoire à moyenne échelle (2022-2023).	26
2.13	Dimensions et géométrie de la brèche du mémoire à moyenne échelle (2022-2023).	27
3.1	Courbe granulométrique du sable 0-2 [mm], $d_{50} = 0.18$ [mm].	30
3.2	Instrumentation relative au Proctor [35].	31
3.3	Courbe Proctor du sable $d_{50} = 0.18$ [mm].	31
3.4	Régression linéaire pour la calibration du TEROS10.	32
3.5	Diagramme de Shields-Van Rijn [36].	34
3.6	Détachement de l'écoulement dans la zone de transition.	35
3.7	Représentation de la longueur en plan de la crête de la brèche incurvée L_b . [20]	37
4.1	Débitmètres pour les différentes pompes.	42
4.2	Positions des sondes dans le bassin [41].	42
4.3	Les capteurs à ultrasons.	43
4.4	Capteur hydrostatique présent sur site.	44
4.5	Placement d'un humidimètre.	45
4.6	Schéma de la position des 10 caméras.	46
4.7	Schéma des positions des pit-tags et balles (données en [mm]).	47
4.8	Exemple de numérotation des pit-tags pour le second essai.	48
4.9	Vue en plan et dimensions générales de la digue + repère (données en [cm]).	49
4.10	Dimensions du muret guide (données en [mm]).	50
4.11	Drain recouvert d'un géotextile.	50
4.12	Position du drain dans la digue (données en [mm]).	51
4.13	Eau appliquée sur le sable.	52
4.14	Chargeur sur pneus apportant le sable.	53
4.15	Compactage du sable à l'aide d'une plaque vibrante.	53
4.16	Tirer le sable à l'aide d'une règle de maçon.	54
4.17	Formation de la brèche à l'aide d'un gabarit.	55
4.18	Réalisation du damier.	55
5.1	Position des pompes dans le bassin.	59
5.2	Début de l'érosion interne.	60
5.3	Début de la surverse.	60
5.4	Segment de 60 [cm] de digue emporté par l'eau.	61
5.5	Etat de la digue après 28 minutes.	61
5.6	Effondrement par bloc cohésif.	62
5.7	Effondrement par bloc cohésif.	62
5.8	Teneur en eau de chaque couche pour le premier essai.	63

5.9	Masse volumique humide par couche.	64
5.10	Masse volumique sèche par couche.	64
5.11	Évolution du débit d'alimentation et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps (Zhyd correspondant à une sonde hydrostatique).	65
5.12	Évolution de la teneur en eau du sable à différentes hauteurs et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps.	67
5.13	L'eau atteint le côté aval de la brèche.	69
5.14	Formation finale de l'escalier.	69
5.15	Rupture de la digue par symétrie.	70
5.16	Rupture de la digue par symétrie.	70
5.17	Teneur en eau des différentes couches.	71
5.18	Moyenne des différentes couches pour la masse volumique humide.	71
5.19	Masse volumique sèche par couche.	72
5.20	Évolution du débit d'alimentation et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps (Zhyd correspondant à une sonde hydrostatique).	73
5.21	Évolution de la teneur en eau du sable à différentes hauteurs et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps.	74
5.22	Nouvelles dimensions de la brèche pour l'essai 3 (données en [mm]).	75
5.23	Teneur en eau des couches de l'essai 3.	76
5.24	Moyenne des différentes couches pour la masse volumique humide pour l'essai 3.	77
5.25	Masse volumique sèche par couche.	77
5.26	Évolution du débit d'alimentation et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps (Zhyd correspondant à une sonde hydrostatique).	78
5.27	Zoom de l'évolution du débit d'alimentation et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps (Zhyd : sonde hydrostatique).	79
5.28	Évolution du débit dans la brèche et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps. Les Δt correspondent aux intervalles de temps utilisés pour le calcul des débits de sortie.	80
5.29	Évolution des débits d'entrée et de sortie en fonction du temps. Les Δt correspondent aux intervalles de temps utilisés pour le calcul des débits de sortie.	81
5.30	Evolution du débit de drainage au cours du temps.	82
5.31	Évolution de la teneur en eau du sable à différentes hauteurs et de la hauteur d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps.	82
5.32	Image go-pro sans lumière.	84
5.33	Image go-pro avec lumière.	84
5.34	Évolution longitudinale de la hauteur du fond de la brèche pour un $y = 0$ [m].	85
5.35	Évolution longitudinale de la digue pour $y = 0$ [mm] pour l'expérience à petite échelle.	86

5.36	Évolution de la profondeur de brèche pour $x = 3.25$ [m].	87
5.37	Représentation des largeurs supérieure et inférieure d'une section de la brèche.	88
5.38	Évolution de la section au centre de la crête.	89
5.39	Évolution de la section à l'amont de la brèche $x = 3$ [m].	90
5.40	Évolution de la section à l'aval de la brèche $x = 3.5$ [m].	90
5.41	Évolution de la pente aval ($x = 4$ [m]).	91
5.42	Évolution de la pente aval ($x = 4.5$ [m]).	91
5.43	Évolution latérale de la digue pour l'expérience à petite échelle. . . .	92
5.44	Évolution de la largeur de brèche supérieure au cours du temps. . . .	92
5.45	Évolution des largeurs pour trois sections de la brèche (en $x = 3$ [m], $x = 3.25$ [m] et $x = 3.5$ [m]).	93
5.46	Comparaison de la teneur en eau pour les différents essais.	94
5.47	Comparaison des masses volumiques humides pour les différents essais. .	95
5.48	Comparaison des masses volumiques sèches pour les différents essais. .	95
6.1	Représentation du maillage de la digue et du réservoir.	97
6.2	Représentation numérique de la digue en 3D.	98
6.3	Représentation de la hauteur des sédiments de la digue et du bassin à l'instant 0 [s].	99
6.4	Représentation de la hauteur d'eau de la digue et du bassin à l'instant 0 [s].	99
6.5	Représentation de la hauteur des sédiments pour la digue et le bassin à l'instant 30 [s].	100
6.6	Représentation de la hauteur d'eau pour la digue et le bassin à l'instant 30 [s].	100
6.7	Représentation de la hauteur des sédiments pour la digue et le bassin à l'instant 80 [s].	100
6.8	Représentation de la hauteur d'eau pour la digue et le bassin à l'instant 80 [s].	100
6.9	Représentation de la digue à l'instant 0 [s] et de la position du premier laser.	101
6.10	Représentation de la digue à l'instant 30 [s] et de la position des lasers. .	102
6.11	Caméra placée en vue de face et position des différents lasers (données en [mm]).	102
6.12	Axes pour positionnement antenne et Pit-tags.	103
6.13	Hauteur d'eau à travers la digue.	104
6.14	Profil en long de la hauteur de sédiment à travers la digue.	105
6.15	Vue transversale de la hauteur des sédiments de la brèche	105
6.16	Évolution de la section au centre de la crête dans l'expérience.	106
6.17	Évolution de la section au centre de la crête dans la simulation numérique. .	106
6.18	Évolution de la section au centre de la crête dans l'expérience.	107
6.19	Évolution de la section au centre de la crête dans la simulation informatique.	107

8.1	Sable 0-1[mm] en sac.	127
8.2	Sable 0-2[mm] en sac.	127
8.3	Sable 0-4[mm] en sac.	127
8.4	Sable 0-5[mm] en sac.	127
8.5	Sable 0-2[mm] en vrac.	128
8.6	Sable 0-5[mm] en vrac.	128
8.7	Représentation initiale de la digue en 3D (sans eau dans le réservoir).	128
8.8	Représentation initiale de la digue en 3D (avec eau dans le réservoir).	128
8.9	Représentation de la digue en 3D après 20 [s].	128
8.10	Représentation de la digue en 3D après 40 [s].	128
8.11	Représentation de la digue en 3D après 60 [s].	129
8.12	Représentation de la digue en 3D après 80 [s].	129
8.13	Représentation de la digue en 3D après 100 [s].	129
8.14	Représentation de la digue en 3D après 120 [s].	129
8.15	Représentation de la digue en 3D après 140 [s].	129
8.16	Représentation de la digue en 3D après 160 [s].	129
8.17	Représentation de la digue en 3D après 180 [s].	130
8.18	Représentation de la digue en 3D après 200 [s].	130
8.19	Représentation de la digue en 3D après 220 [s].	130
8.20	Représentation de la digue en 3D après 240 [s].	130
8.21	Représentation de la digue en 3D après 260 [s].	130
8.22	Représentation initiale de la digue en 3D.	130
8.23	Évolution longitudinale de la hauteur du fond de la brèche pour un $y = 0$ [m] avec tous les intervalles de temps.	131

Liste des tableaux

2.1	Dimensions de la digue du mémoire de Charles Descantons et Rémi Dujardin (2013-2014) [18].	17
2.2	Dimensions de la digue à moyenne échelle.	17
2.3	Dimensions de la brèche du mémoire de C. Descantons et R. Dujardin (2013-2014) [18].	18
2.4	Dimensions de la brèche du mémoire à moyenne échelle (2022-2023).	19
2.5	Indices d_{50} des sables avec la similitude de Froude.	20
2.6	Paramètres de la brèche du mémoire de C. Descantons et R. Dujardin (2013-2014) [18].	21
2.7	Paramètres de la brèche du mémoire à moyenne échelle (2022-2023).	23
2.8	Résumé des diamètres obtenus avec les différentes similitudes.	26
2.9	Dimensions de la digue à moyenne échelle (2022-2023).	26
2.10	Dimensions de la brèche du mémoire à moyenne échelle (2022-2023).	27
3.1	Identification des modes de transports sédimentaires grâce au nombre de Rouse.	35
3.2	Détail du calcul du débit de Coleman [20].	38
4.1	Positions des balles (en rouge) et pit-tags (en noir) (les données sont en [m]).	48
5.1	Ordre de grandeur de la perméabilité des sols [15, 45].	58

Bibliographie

- [1] [Infographie] Les catastrophes naturelles multipliées par cinq depuis 1970. fr. URL : <https://www.novethic.fr/actualite/infographies/isr-rse/infographie-les-catastrophes-naturelles-ont-ete-multipliees-par-cinq-depuis-1970-150194.html> (visité le 24/02/2023).
- [2] La rédaction numérique de France INTER. Les catastrophes naturelles en 20 ans sous l'effet du réchauffement climatique. fr. Section : Environnement. Oct. 2020. URL : <https://www.radiofrance.fr/franceinter/les-catastrophes-naturelles-ont-double-en-20-ans-sous-l-effet-du-rechauffement-climatique-5383096> (visité le 24/02/2023).
- [3] Inondation de juillet 2021. fr. 2022. URL : <https://dirupo.wallonie.be/home/presse--actualites/communiques-de-presse1/presses/inondations-de-juillet-2021--bilan-et-perspectives.html>.
- [4] LE RISQUE DE RUPTURE DE DIGUE. fr. 2013. URL : <https://www.cotes-darmor.gouv.fr/contenu/telechargement/8314/49963/file/Le>.
- [5] Teton Dam. en. Page Version ID : 1168894269. Août 2023. URL : https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=Teton_Dam&oldid=1168894269 (visité le 09/08/2023).
- [6] Catastrophes naturelles : les pertes humaines et financières ont été chiffrées. fr. ISSN : 2107-6677 Publisher : Actu-environnement. Fév. 2022. URL : <https://www.actu-environnement.com/ae/news/catastrophes-naturelles-pertes-humaines-financieres-europe-couts-EEA-39042.php4> (visité le 21/05/2023).
- [7] Digue. fr. Page Version ID : 196308176. Août 2022. URL : <https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Digue&oldid=196308176> (visité le 01/05/2023).
- [8] Inondation. fr. Page Version ID : 201472202. Fév. 2023. URL : <https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Inondation&oldid=201472202> (visité le 06/03/2023).
- [9] WAUTIER ANTOINE. L'érosion des sols : une histoire de fluide et de grains. fr-FR. Jan. 2021. URL : <https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/erosion-sols-histoire-fluide-grains/> (visité le 14/07/2023).

- [10] D.D.R.M des PYRÉNÉES-ORIENTALES. Le risque rupture de digue. fr. 2017. URL : <https://www.pyrenees-orientales.gouv.fr/content/download/22139/167101/file/ddrm2017-digue.pdf> (visité le 23/04/2023).
- [11] Différents mécanismes de rupture de digues – Projet de fin d’études. URL : <https://www.rapport-gratuit.com/differents-mecanismes-de-rupture-de-digues/> (visité le 23/04/2023).
- [12] Prefet du NORD RÉPUBLIQUE FRANÇAISE. “La démarche PPRI”. fr. In : 2 (). URL : <https://www.nord.gouv.fr/contenu/telechargement/36574/256315/file/Plaque+flash+sur+la+rupture+de+digues.pdf>.
- [13] Mark FOSTER, Robin FELL et Matt SPANNAGLE. “The statistics of embankment dam failures and accidents”. In : Canadian Geotechnical Journal 37.5 (oct. 2000). Publisher : NRC Research Press, p. 1000-1024. ISSN : 0008-3674. DOI : 10.1139/t00-030. URL : <https://cdnsiencepub.com/doi/10.1139/t00-030> (visité le 18/08/2023).
- [14] J.J. FRY et al. “Étude de l’érosion interne : apport du projet Eniroh”. In : Vingt-cinquième congrès des Grands Barrages. VINGT-CINQUIÈME CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES Stavanger, Norvège, juin 2015. Comptes-rendus. Stavanger, Norway : COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES, juin 2015, p. 486-507. URL : <https://hal.science/hal-01318294> (visité le 09/08/2023).
- [15] Clément DESODT – Hélène HORSIN MOLINARO. “Phénomènes de boulangerie et d’érosion régressive (renard hydraulique) dans les barrages”. fr. In : (2016). URL : <https://eduscol.education.fr/sti/sites/eduscol.education.fr/sti/files/ressources/pedagogiques/7696/7696-phenomenes-de-boulangerie-et-erosion-regressive-ens.pdf> (visité le 06/05/2023).
- [16] Gisèle BAMBARA. “Performance assessment of embankment hydraulic works subjected to the woody vegetation presence. Evaluation de la performance des ouvrages hydrauliques en remblai soumis à la présence de végétation arborescente”. Thèse de doct. Jan. 2016.
- [17] Figure 10. Les mécanismes d’instabilité côté eau et côté terre (a)... en. URL : https://www.researchgate.net/figure/Les-mecanismes-dinstabilite-cote-eau-et-cote-terre-a-glisement-superficiel-du-corps_fig8_301694336 (visité le 14/07/2023).
- [18] Rémi Dujardin CHARLES DESCANTONS. “Formation, par débordement, d’une brèche dans une digue en matériau non cohésif”. fr. In : Mémoire UCL 123 (2013-2014). (Visité le 01/10/2022).
- [19] Paul VISSER. “Breach growth in sand-dikes /”. In : 98 (jan. 1998).
- [20] Stephen E. COLEMAN, Darryl P. ANDREWS et M. Grant WEBBY. “Overtopping Breaching of Noncohesive Homogeneous Embankments”. en. In : Journal of Hydraulic Engineering 128.9 (sept. 2002), p. 829-838. ISSN : 0733-9429, 1943-7900. DOI : 10.1061/(ASCE)0733-9429(2002)128:9(829). URL : [https://ascelibrary.org/doi/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2002\)128:9\(829\)](https://ascelibrary.org/doi/10.1061/(ASCE)0733-9429(2002)128:9(829)) (visité le 01/06/2023).

- [21] M.W. MORRIS, M.A.A.M. HASSAN et K.A. VASKINN. “Breach formation : Field test and laboratory experiments”. en. In : Journal of Hydraulic Research 45.sup1 (déc. 2007), p. 9-17. ISSN : 0022-1686, 1814-2079. DOI : 10.1080/00221686.2007.9521828. URL : <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/00221686.2007.9521828> (visité le 01/06/2023).
- [22] David C. FROEHLICH. “Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties”. en. In : Journal of Hydraulic Engineering 134.12 (déc. 2008), p. 1708-1721. ISSN : 0733-9429, 1943-7900. DOI : 10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:12(1708). URL : <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%5C%28ASCE%5C%290733-9429%5C%282008%5C%29134%5C%3A12%5C%281708%5C%29> (visité le 01/06/2023).
- [23] Lukas SCHMOCKER et Willi H. HAGER. “Plane dike-breach due to overtopping : effects of sediment, dike height and discharge”. en. In : Journal of Hydraulic Research 50.6 (déc. 2012), p. 576-586. ISSN : 0022-1686, 1814-2079. DOI : 10.1080/00221686.2012.713034. URL : <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/00221686.2012.713034> (visité le 01/06/2023).
- [24] nombre de Froude resistance de vague similitude. URL : https://www.mecaflux.com/nombre_de_froude.htm (visité le 13/07/2023).
- [25] Équations d'Euler. fr. Page Version ID : 200382086. Jan. 2023. URL : https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=%C3%89quations_d%27Euler&oldid=200382086 (visité le 15/08/2023).
- [26] Pertes de charge linéiques - Nombre de Reynolds. URL : https://public.iutenligne.net/mecanique/mecanique-des-fluides/courtin/pertes-de-charge-lineique/co/Pertes%20de%20charges%20lineiques_17.html (visité le 18/07/2023).
- [27] Nombre de Reynolds. fr. Page Version ID : 205778854. Juill. 2023. URL : https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Nombre_de_Reynolds&oldid=205778854 (visité le 18/07/2023).
- [28] TECHNO-SCIENCE.NET. Nombre de Reynolds - Définition et Explications. fr-FR. URL : <https://www.techno-science.net/glossaire-definition/Nombre-de-Reynolds.html> (visité le 18/07/2023).
- [29] Sandra Soares FRAZAO. “slide LGCIV2053 - Fluvial hydraulics”. In : 75 (2021-2022). URL : <https://moodle.uclouvain.be/course/view.php?id=2036>.
- [30] Alain RECKING. “MODELISATION DE LA RUPTURE DES DIGUES ET BARRAGES EN TERRE”. Thèse de doct. Sept. 2012. DOI : 10.13140/2.1.3111.4566.
- [31] Nombre de Rouse. fr. Page Version ID : 135501998. Mars 2017. URL : https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Nombre_de_Rouse&oldid=135501998 (visité le 19/04/2023).
- [32] Constante de von Kármán. fr. Page Version ID : 179048986. Jan. 2021. URL : https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Constante_de_von_K%5C%3%5C%A1rm%5C%3%A1n&oldid=179048986 (visité le 19/04/2023).

- [33] JENS NICLAES. Granulométrie. Avr. 2022. URL : <https://www.youtube.com/watch?v=PY9ge8dDF3Y> (visité le 01/06/2023).
- [34] Essai Proctor. fr. Publication Title : Wikipédia. Sept. 2019. URL : https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Essai_Proctor&oldid=162520010 (visité le 01/11/2022).
- [35] Da Mota Paul BAC PRO TP. “S7 TECHNIQUES ET PROCÉDES DE MISE EN OEUVRE– S7.10 ESSAIS ET CONTRÔLES”. fr. In : (). URL : <https://tribu.phm.education.gouv.fr/toutatice-portail-cms-nuxeo/binary/S7.10.4+1%27essai+Proctor.pdf?type=FILE&path=%2Fdefault-domain%2Fworkspaces%2Fespace-collaboratif-sti-voie-pro-academie-de-creteil%2Fbtp%2Fbac-pro-travaux-publics%2Fs7-techniques-et-procede%2Fs7-10-essais-et-contrôle%2F1-essai-proctor&portalName=foad&liveState=true&fieldName=file:content&t=1604656868235&reload=true> (visité le 11/01/2022).
- [36] “Des rivières et des hommes”. fr. In : 4 (). URL : https://lms.fun-mooc.fr/c4x/grenobleinp/19001S02/asset/SEM3_SEQ3_video3_complements.pdf (visité le 22/05/2023).
- [37] Sandra Soares FRAZAO. “Cours Hydraulique fluvial”. In : Moodle EPL (2021-2022).
- [38] Formule du déversoir dénoyé - Documentation de Cassiopée v4.17.0. URL : https://cassiopee.g-eau.fr/assets/docs/fr/calculators/structures/seuil_denoye.html (visité le 19/07/2023).
- [39] ASCE/EWRI TASK COMMITTEE ON DAM/LEVEE BREACHING. “Earthen Embankment Breaching”. en. In : Journal of Hydraulic Engineering 137.12 (déc. 2011), p. 1549-1564. ISSN : 0733-9429, 1943-7900. DOI : 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000498. URL : <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%5C%28ASCE%5C%29HY.1943-7900.0000498> (visité le 01/06/2023).
- [40] Didier BOUSMAR. “Automatisation des mesures sur modèle réduit hydraulique”. In : (2008).
- [41] Lionel VANCAUTEREN. “Construction d’une plateforme d’essais pour l’étude des ruptures de digues-fiche technique”. fr. In : 24 (2022).
- [42] What are PIT Tags : Passive Integrated Transponders? en. Fév. 2018. URL : <https://nationalzoo.si.edu/migratory-birds/what-are-pit-tags-passive-integrated-transponders> (visité le 08/08/2023).
- [43] Loi de Darcy. fr. Page Version ID : 205393093. Juin 2023. URL : https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Loi_de_Darcy&oldid=205393093 (visité le 19/07/2023).
- [44] “Hydrodynamique souterraine1 – Cours 2 –Dr.BENMARCE”. fr. In : ().
- [45] Fondation : loi de Darcy. fr. URL : https://www.planete-tp.com/IMG/pdf/loi_darcy_cle08a118.pdf (visité le 19/07/2023).
- [46] William HAHN, Gregory J. HANSON et Kevin R. COOK. “Breach Morphology Observations of Embankment Overtopping Tests”. en. In : Building Partnerships. Minneapolis, Minnesota, United States : American Society of Civil Engineers, sept. 2000, p. 1-10. ISBN : 978-0-7844-0517-8. DOI :

- 10.1061/40517(2000)411. URL : <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/40517%5C%282000%5C%29411> (visité le 01/06/2023).
- [47] Introducing ChatGPT. en-US. URL : <https://openai.com/blog/chatgpt> (visité le 18/08/2023).
- [48] Weiming WU, Reza MARSOOLI et Zhiguo HE. “Depth-Averaged Two-Dimensional Model of Unsteady Flow and Sediment Transport due to Noncohesive Embankment Break/Breaching”. en. In : Journal of Hydraulic Engineering 138.6 (juin 2012), p. 503-516. ISSN : 0733-9429, 1943-7900. DOI : 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000546. URL : <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%5C%28ASCE%5C%29HY.1943-7900.0000546> (visité le 01/06/2023).
- [49] I WAHL. “Task Committee : R. Ettema, Chair and Editor R. Arndt P. Roberts”. en. In : ().
- [50] M. MARTAUD et S. HEYWOOD. “Les modèles physiques en hydraulique urbaine”. fr. In : La Houille Blanche 85.1 (fév. 1999), p. 67-74. ISSN : 0018-6368, 1958-5551. DOI : 10.1051/lhb/1999009. URL : <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1051/lhb/1999009> (visité le 28/10/2022).
- [51] J R COURIVAUD, Luc DEROO et Stéphane BONELLI. “Érosion externe des barrages et des digues”. fr. In : (2019).
- [52] N. E. ZERROUK et C. MARCHE. “Une contribution expérimentale à l’étude de l’érosion d’une digue par submersion et son analyse”. fr. In : Revue des sciences de l’eau 18.3 (avr. 2005), p. 381-401. ISSN : 1718-8598, 0992-7158. DOI : 10.7202/705564ar. URL : <http://id.erudit.org/iderudit/705564ar> (visité le 18/07/2023).
- [53] Nombre et type de catastrophes naturelles survenues en 2021. fr. URL : <https://fr.statista.com/statistiques/659830/catastrophes-naturelles-par-continent-et-type/> (visité le 24/02/2023).
- [54] Wikibardig :Érosion interne - Wikhydro. URL : http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:%5C%C3%5C%89rosion_interne (visité le 23/04/2023).
- [55] Rémy TOURMENT, Bruno BEULLAC et Gérard DEGOUTTE. “Études de dangers des systèmes de protection contre les inondations : une méthode d’analyse de la défaillance”. en. In : La Houille Blanche 101.1 (fév. 2015), p. 41-55. ISSN : 0018-6368, 1958-5551. DOI : 10.1051/lhb/2015006. URL : <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1051/lhb/2015006> (visité le 30/04/2023).
- [56] S. BONELLI, O. BRIVOIS et N. BENAHMED. “Modélisation du renard hydraulique et interprétation de l’essai d’érosion de trou”. fr. In : Revue Française de Géotechnique 118 (2007), p. 13-22. ISSN : 0181-0529, 2493-8653. DOI : 10.1051/geotech/2007118013. URL : <http://www.geotechnique-journal.org/10.1051/geotech/2007118013> (visité le 06/05/2023).
- [57] Schéma des divers phénomènes initiateurs de l’érosion dans un barrage. En. URL : https://www.researchgate.net/figure/Figure-113-Schema-representatif-des-divers-phenomenes-initiateurs-de-lerosion-dans_fig38_285413947 (visité le 04/12/2023).

- [58] Luc LEPETIT. “Etude d’une méthode de diagnostic de digues avec prise en compte du risque de liquéfaction”. fr. In : (), p. 288.
- [59] Proctor Compaction Test : A Basic Guide. en-US. URL : <https://www.globalgilson.com/blog/proctor-compaction-test-a-basic-guide> (visité le 01/11/2022).
- [60] Direction des Recherches hydrauliques. fr. URL : <https://www.wallonie.be/fr/acteurs-et-institutions/wallonie/departement-expertises-hydraulique-et-environnement/direction-des-recherches-hydrauliques> (visité le 13/07/2023).

Chapitre 8

Annexes

8.1 Courbes granulométriques des sables testés

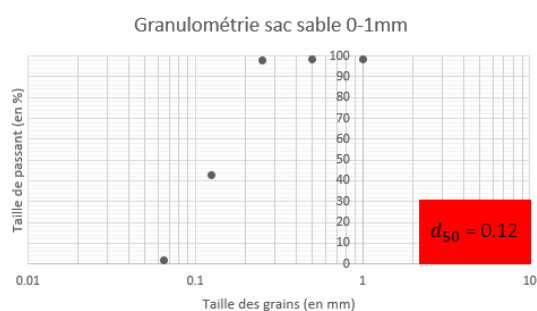


FIGURE 8.1 – Sable 0-1[mm] en sac.

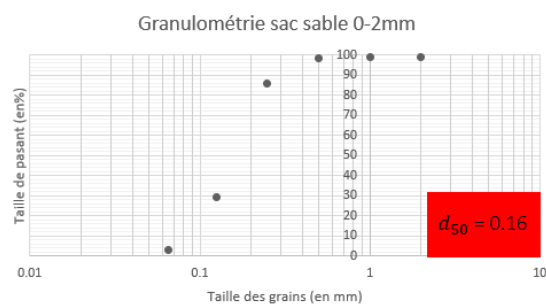


FIGURE 8.2 – Sable 0-2[mm] en sac.

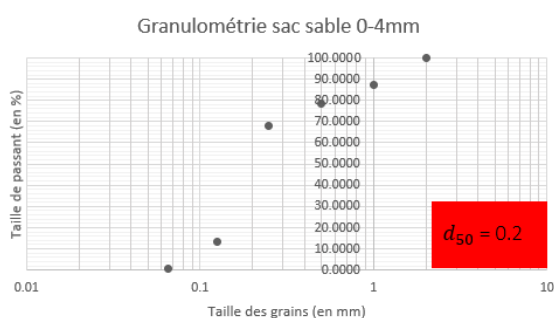


FIGURE 8.3 – Sable 0-4[mm] en sac.

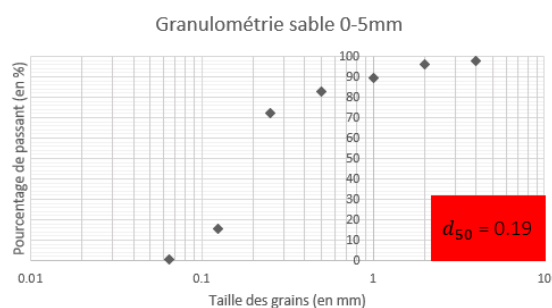


FIGURE 8.4 – Sable 0-5[mm] en sac.

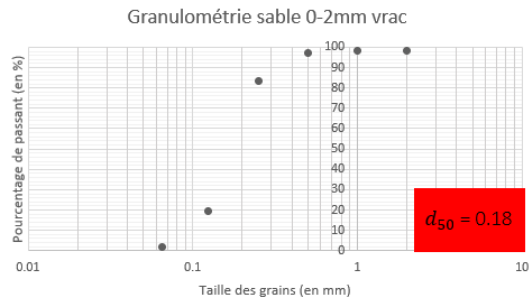


FIGURE 8.5 – Sable 0-2[mm] en vrac.

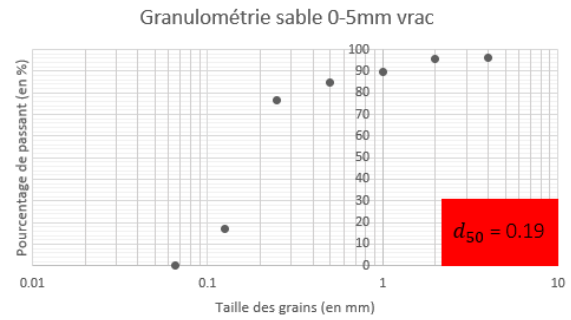


FIGURE 8.6 – Sable 0-5[mm] en vrac.

8.2 Représentations numériques 3D de la digue

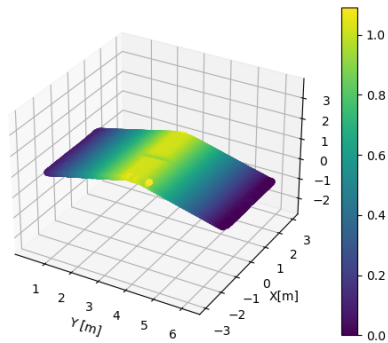


FIGURE 8.7 – Représentation initiale de la digue en 3D (sans eau dans le réservoir).

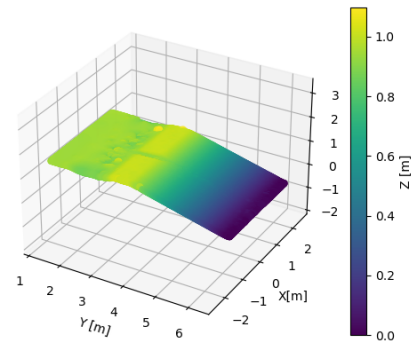


FIGURE 8.8 – Représentation initiale de la digue en 3D (avec eau dans le réservoir).

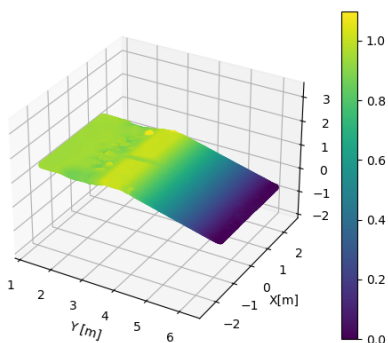


FIGURE 8.9 – Représentation de la digue en 3D après 20 [s].

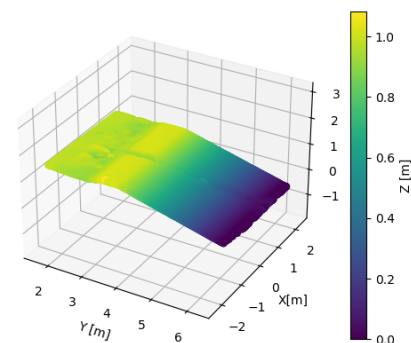


FIGURE 8.10 – Représentation de la digue en 3D après 40 [s].

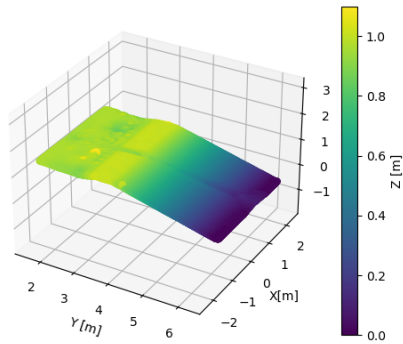


FIGURE 8.11 – Représentation de la digue en 3D après 60 [s].

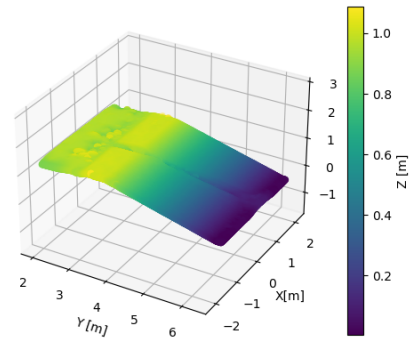


FIGURE 8.12 – Représentation de la digue en 3D après 80 [s].

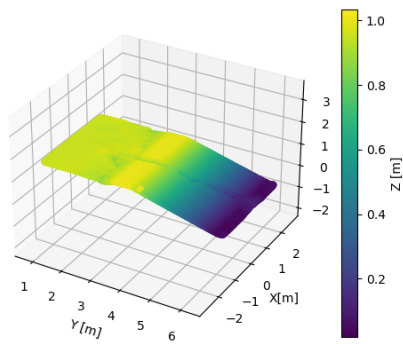


FIGURE 8.13 – Représentation de la digue en 3D après 100 [s].

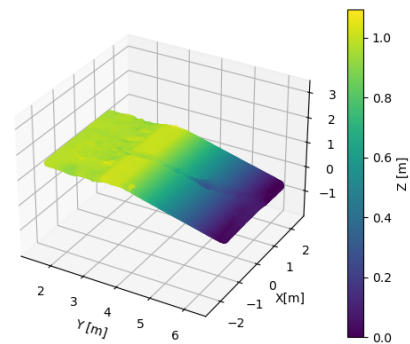


FIGURE 8.14 – Représentation de la digue en 3D après 120 [s].

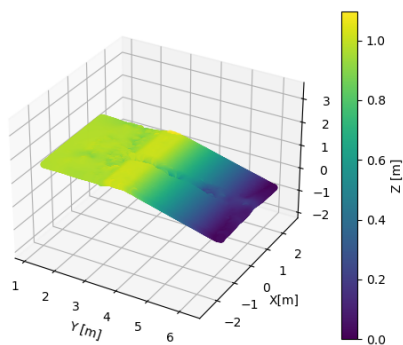


FIGURE 8.15 – Représentation de la digue en 3D après 140 [s].

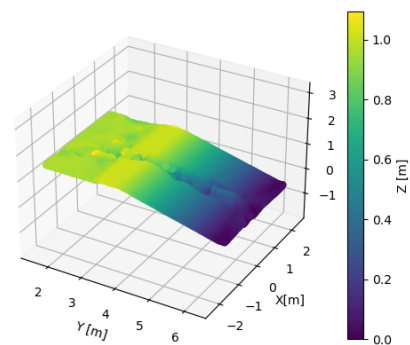


FIGURE 8.16 – Représentation de la digue en 3D après 160 [s].

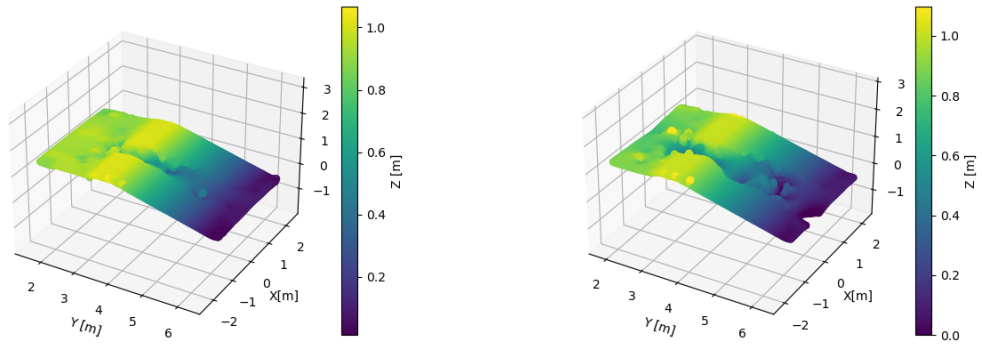


FIGURE 8.17 – Représentation de la digue en 3D après 180 [s].

FIGURE 8.18 – Représentation de la digue en 3D après 200 [s].

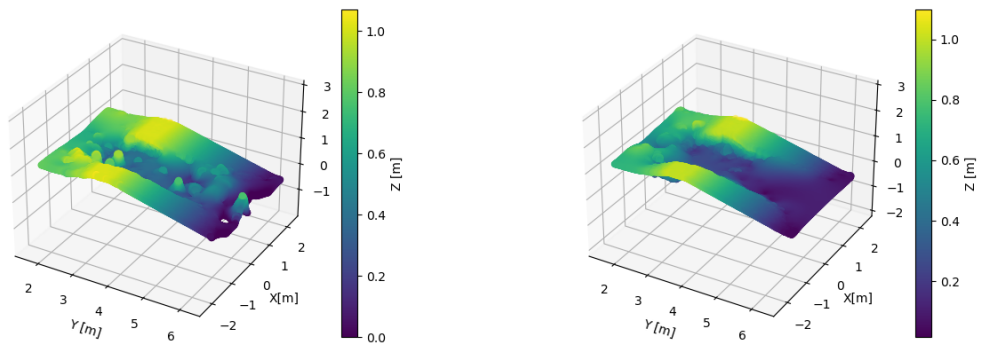


FIGURE 8.19 – Représentation de la digue en 3D après 220 [s].

FIGURE 8.20 – Représentation de la digue en 3D après 240 [s].

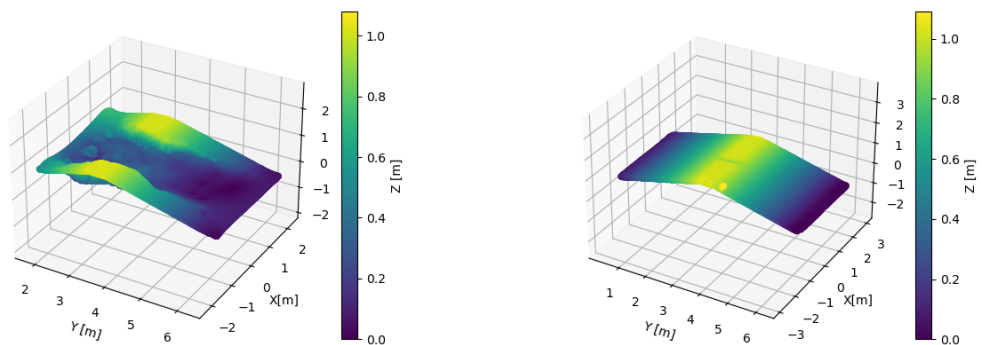


FIGURE 8.21 – Représentation de la digue en 3D après 260 [s].

FIGURE 8.22 – Représentation initiale de la digue en 3D.

8.3 Coupe longitudinale

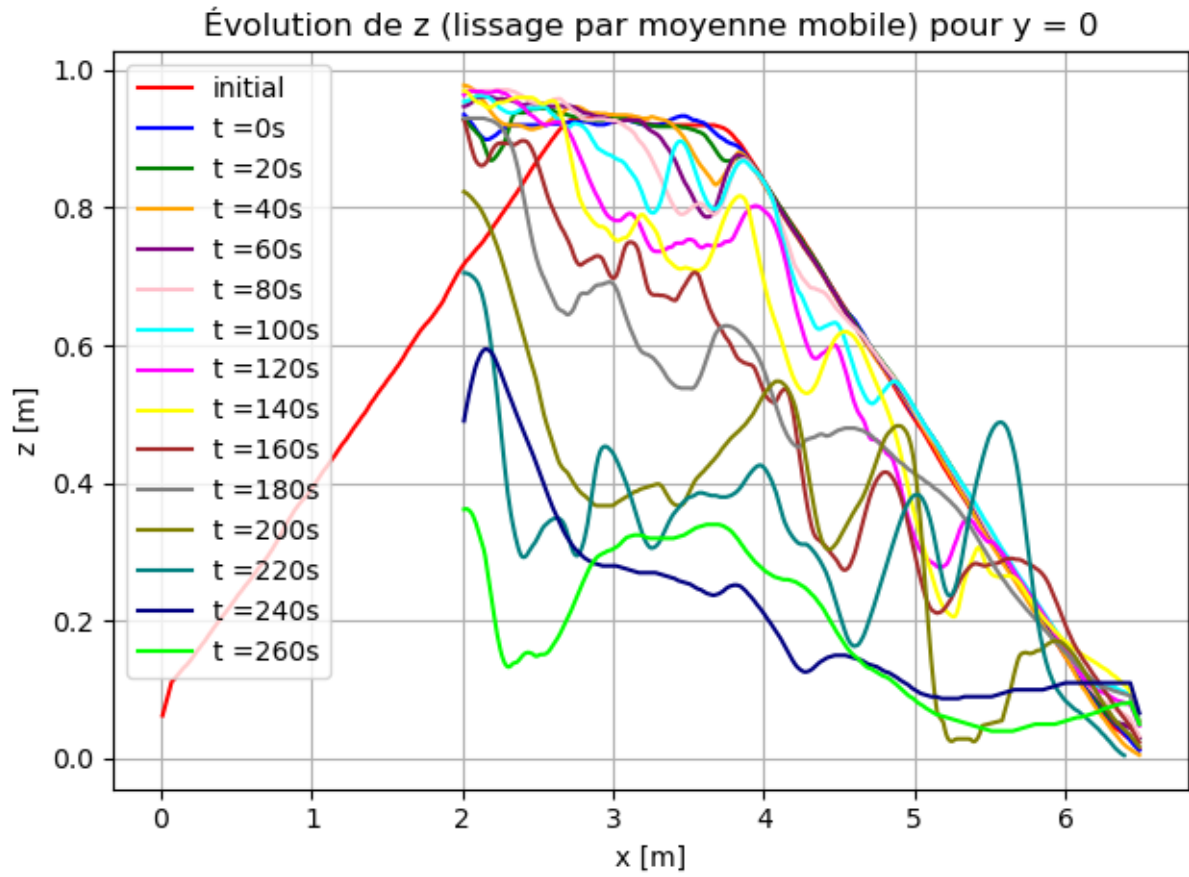


FIGURE 8.23 – Évolution longitudinale de la hauteur du fond de la brèche pour un $y = 0$ [m] avec tous les intervalles de temps.

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | www.uclouvain.be/epl