



Région
Provence
Alpes
Côte d'Azur



ED 353 : Mécanique, Physique, Micro et Nanoélectronique

Aix-Marseille Université

Laboratoire IRPHE - UMR 7342

Etude expérimentale des ruptures de digues fluviales par surverse

Thèse présentée pour l'obtention du grade de
DOCTEUR DE L'UNIVERSITE D'AIX-MARSEILLE

Discipline : Sciences pour l'ingénieur

par

Grégory CHARRIER

Soutenue le 10 Avril 2015

Devant le jury composé de :

Muriel AMIELH	IRPHE	Co-directrice
Fabien ANSELMET	IRPHE	Directeur
Philippe BELLEUDY	LTHE, Grenoble	Rapporteur
Stéphane BONELLI	Irstea, Aix-en-Pce	Président
Gérard DEGOUTTE	Irstea, Aix-en-Pce	Examineur
Pierre-Yves HICHER	EC Nantes	Rapporteur
Hervé MICHALLET	LEGI, Grenoble	Examineur

RÉSUMÉ

Le réseau de digues français s'étend sur près de 9000 km et protège des millions de personnes ainsi que de nombreux enjeux socio-économiques parfois très sensibles. Les surverses se produisent au moment des crues lorsque le niveau d'eau dans une rivière dépasse la crête de la digue adjacente et semblent responsables d'une part importante des ruptures d'ouvrages. La recherche s'est attachée depuis longtemps à modéliser les phénomènes hydrauliques et géotechniques liés à l'érosion et à la stabilité des digues et barrages en terre, mais la prévision des caractéristiques des brèches (vitesse de développement, taille finale et hydrogramme) reste délicate, en raison de l'aspect très transitoire des défaillances auquel s'ajoute la variété des méthodes et types de sols employés lors de la construction des digues. En outre, les digues fluviales sont parallèles à la direction principale de la rivière et l'effet de cet écoulement longitudinal n'a jamais été étudié.

Nous proposons une étude expérimentale basée sur cinq essais réalisés dans le canal HERODE de l'IRPHE sur des modèles physiques de digues homogènes et cohésifs durant lesquels nous avons pu observer les différentes phases souvent décrites au cours du développement de brèches (initiation, formation puis élargissement). Le mécanisme de headcutting a également pu être identifié. De plus, l'érosion des digues s'est manifestée à trois échelles spatiales distinctes (grain, mm et cm) et la durée des essais a varié entre 1h30 et 10 jours selon les propriétés des sols. Nous avons également pu montrer que le développement d'une brèche et de la fosse d'érosion devient complètement asymétrique sous l'effet d'une vitesse longitudinale amont modérée.

En parallèle, des essais géotechniques simples visant à comparer la résistance de nos sols en fonction de leur teneur en argile et de leur teneur en eau de compactage ont été mis au point et menés à l'IRPHE. Ils ont permis de relever des différences très importantes sur le mode et la cinétique d'érosion entre les trois sols testés, toujours en bon accord avec les observations menées en canal sur les modèles physiques de digues.

En outre, des essais en brèche de largeur fixe nous ont permis d'observer l'émergence d'une hydraulique particulière dans la brèche lorsque la vitesse longitudinale incidente augmente (ressauts, recirculations) qui a un impact sur l'hydrogramme de brèche.

Enfin, l'influence du courant longitudinal sur l'hydraulique dans la brèche a été modélisée de manière satisfaisante grâce au code de calcul hydraulique RUBAR20. La déformation importante de la ligne d'eau le long des brèches observées en canal aux vitesses incidentes amont élevées est notamment bien reproduite. Des éléments relatifs à la sensibilité de la cinétique de développement des brèches et de la formation de la fosse d'érosion aux paramètres d'érosion (contrainte critique τ_c et coefficient d'érodibilité k_d) sont également apportés.

Ce travail a reçu le soutien financier de la région PACA.

REMERCIEMENTS

Ce projet de thèse aura été une aventure professionnelle très enrichissante qui n'aurait été possible sans l'aide, les conseils et les qualités humaines des personnes que j'ai rencontrées et eu la chance de côtoyer au cours de ces années. En espérant que nos échanges et nos collaborations se poursuivent dans le futur, j'aimerais leur adresser ces quelques mots.

Ma première pensée va à Muriel Amielh et Fabien Anselmet, qui m'ont recruté en 2010 et accueilli au sein de l'équipe Turbulence de la manière la plus agréable qui soit. Vous m'avez toujours laissé de la latitude sans me perdre de vue et cette souplesse alliée à vos efforts pédagogiques et votre disponibilité m'ont permis de m'accomplir en tant que chercheur débutant mais autonome.

Les collègues de l'IRSTEA ont joué un rôle important dans ce projet, en commençant par Stéphane Bonelli qui, en tant que coordinateur du projet LEVEES, nous a toujours chaperonné et aiguillé vers les bonnes solutions de manière très réactive. Merci d'avoir su partir de quasiment de zéro pour nous amener à proposer un travail pertinent sur les ruptures de digues.

L'équipe du laboratoire de mécanique des sols de l'IRSTEA d'Aix-en-Provence nous a souvent reçu et toujours de manière très sympathique pour nous initier aux subtilités de la géotechnique. Alain, Yves, Faustine, Nadia et Sylvie, vous m'avez appris à peu près tout ce que je sais sur les sols et je reviendrais bien faire un tour au Tholonet un de ces jours...

J'ai également eu l'occasion de me former à l'utilisation de RUBAR2o dans les meilleures conditions grâce à André Paquier qui a pris du temps pour me recevoir à Lyon et venir à Marseille afin d'enseigner les rudiments de ce code de calcul à un complet novice tel que moi.

De nombreux conseils très avisés nous sont venus de Gérard Degoutte, qui est intervenu à mi-projet en tant que rapporteur d'un article puis en toute fin en acceptant de faire partie de mon jury de soutenance. Nos échanges ont été une mine d'informations et votre propension à transmettre votre expertise est une réelle source d'inspiration pour moi.

J'aimerais saluer les collègues de l'IRPHE où il fait bon travailler. Du stagiaire au chercheur confirmé, j'ai rencontré de vrais humains ouverts et accessibles. Quel plaisir de discuter à bâtons rompus autour du fabuleux café de l'IRPHE ! En tant qu'expérimentateur, j'aurais été dans une impasse sans l'aide de mes collègues de l'atelier de mécanique et en particulier de Matthieu Roy, dont les efforts ont notamment permis de remettre le canal HERODE en état de marche en 2012.

Sans être directement intéressée au sujet des ruptures de digues, Laurence Pietri nous a beaucoup épaulé en participant aux réunions de travail et en me faisant la faveur de corrections de manuscrit in-tran-si-geantes. Merci pour ces efforts, je te dois quelques heures de travail...

Je salue les membres de mon jury de soutenance, MM. Philippe Belleudy, Pierre-Yves Hicher, Hervé Michallet, Gérard Degoutte et Stéphane Bonelli qui, chacun dans leur spécialité, m'ont permis de remettre mon travail en perspective et de définir des pistes pour l'améliorer. Au vu de la précision des remarques et corrections que vous m'avez adressées, je vous remercie de votre intérêt pour nos efforts.

Heureusement que ma famille était là pour m'aider à franchir les différentes bornes d'un doctorat. Papa, Maman vous m'avez toujours soutenu et encouragé dans mes projets et vous avez sué avec moi lors de toutes les échéances de cette thèse. L'éducation que je reçois de vous m'est aujourd'hui encore bien nécessaire même si je suis aussi têtu qu'à dix ans.

Un grand sourire adressé à ma tante et mon oncle, Joëlle et William, qui nous amènent du soleil en descendant de Paris, c'est dire ! Merci Bill pour ton aller-retour Marseille-Paris la veille de ma soutenance...

Je salue l'effort de mes beaux-parents Issa et Swadeka qui sont venus m'encourager depuis l'île Maurice le jour de ma soutenance. A bientôt à la Gaulette !

Enfin, je ne pense qu'à toi, ma belle, ma patiente, ma sévère quand il le faut, mon Azna. Tu es prof et j'ai bien des leçons à recevoir de Toi...

LISTE DES SYMBOLES

(Ox)	Direction principale de l'écoulement - Axe de la rivière	
(Oy)	Direction (horizontale) normale à l'écoulement - Axe de la brèche	
(Oz)	Direction verticale	
β	Angle formé entre le parement d'une digue et sa fondation	
β_1	Angle limite atteint par le parement au cours de l'initiation d'une brèche	
δ	Epaisseur de la couche limite	m
\dot{m}	Masse de sol érodée par unité de temps	kg.s ⁻¹ .m ⁻¹
ϵ	Rugosité relative des grains de sable	
γ	Poids volumique	kN/m ³
γ_s	Poids volumique du sol sec.....	kN/m ³
γ_w	Poids volumique de l'eau.....	kN/m ³
γ_{max}	Poids volumique maximal atteint pour w_{opt} à une énergie de compaction donnée	kN/m ³
μ	Viscosité dynamique	kg.m ⁻¹ .s ⁻¹
ν	Viscosité cinématique	m ² .s ⁻¹
ρ	Masse volumique	kg/m ³
τ	Contrainte de frottement (de fond, critique...)	kg.m ⁻¹ s ⁻² ou N.m ⁻²
τ_*	Tension adimensionnelle de frottement selon Shields	
τ_c	Contrainte critique d'entraînement des grains d'un sol.....	N.m ⁻²
θ	Paramètre de mobilité des grains de sable	
ξ_e	Coefficient de forme d'un déversoir	
B	Largeur du canal.....	m
C_d ou K_d	Coefficient de débit d'un déversoir	
c_e	Coefficient de correction de C_d pour les déversoirs à seuil épais	
D	Diamètre des grains de sable.....	m
d_*	Diamètre de grain adimensionnel selon Yalin	
D_{50}	Diamètre médian d'une distribution de grains de sable	m
E	Energie Spécifique (E=Q.H).....	m ⁴ /s
Fr	Nombre de Froude	
g	Accélération de la pesanteur.....	m.s ⁻²
H	Charge hydraulique.....	m
h	Hauteur d'eau	m
h_0	Hauteur d'eau au-dessus d'un déversoir	m
H_s	Charge hydraulique spécifique.....	m
HET	Hole Erosion Test, essai normalisé pour mesurer les paramètres d'érosion des sols	
I_p	Indice de plasticité	%
J_e	Pente énergétique	
J_f	Pente de fond du canal	
J_w	Pente de la surface libre	
JET	Jet Erosion Test, essai normalisé pour mesurer les paramètres d'érosion des sols	
K	Coefficient de rugosité selon Strickler	m ^{1/3} .s ⁻¹

k_d	Coefficient d'érodibilité	$m^{-1}.s$
k_s	Rugosité équivalente des grains de sable	m
$K_{xx}w_{zz}$	Abbréviation utilisée pour désigner nos sols. 'xx' est la teneur (massique) en argile et 'zz' la teneur en eau du sol	
L_B	Longueur (selon (Ox)) d'une brèche (on dira souvent 'largeur')	m
L_D	Longueur (selon (Ox)) d'un déversoir	m
M	Coefficient d'érodibilité sous RUBAR20	m/s
P	Périmètre mouillé	m
Q	Débit	m^3/s ou m^3/h
q	Débit unitaire	m^2/s
Q_A	Débit longitudinal amont dans nos essais	m^3/h
Q_B	Débit dans la brèche	m^3/h
Q_P	Pic de débit lors d'un épisode de brèche	m^3/s ou m^3/h
R_h	Rayon hydraulique	m
Re	Nombre de Reynolds	
S	Section mouillée	m^2
t_*	Temps adimensionnel auquel une brèche atteint un état donné dans les simulations avec transport sous RUBAR20	
U	Vitesse moyenne selon (Ox) dans une section donnée	m/s
u	Vitesse selon (Ox)	m/s
u', v'	Composantes fluctuantes de la vitesse dans les écoulements turbulents ..	m/s
V	Vitesse moyenne selon (Oy) dans une section donnée	m/s
v	Vitesse selon (Oy)	m/s
w	Altitude du seuil d'un déversoir en hydraulique (m) ou teneur en eau d'un sol en géotechnique (%)	
w_l	Limite de liquidité d'Atterberg	%
w_p	Limite de plasticité d'Atterberg	%
w_{opt}	Teneur en eau optimale d'un sol déterminée par un essai Proctor	%
y_{part}	Distante d'influence de la brèche dans la largeur de la rivière	m

Table des matières

i	INTRODUCTION ET ÉLÉMENTS BIBLIOGRAPHIQUES	1
1	INTRODUCTION ET CONTEXTE DE L'ÉTUDE	3
2	ELEMENTS D'HYDRODYNAMIQUE	9
2.1	Equations de Navier-Stokes	9
2.2	Turbulence - Equation de Reynolds	10
2.3	Répartition des vitesses	11
2.4	Distribution universelle de vitesse	13
2.5	Types et régimes d'écoulement	15
3	HYDRAULIQUE FLUVIALE	19
3.1	Géométrie des canaux	19
3.2	De l'hydrodynamique à l'hydraulique	19
3.3	Écoulements non uniformes	23
4	LES SOLS	33
4.1	Description des sols	33
4.2	Caractérisation des sols	34
5	TRANSPORT SOLIDE ET ÉROSION	43
5.1	Transport de sédiments et estimation de l'érodibilité des sols	43
5.2	Erosion interne	48
5.3	Description et modélisation du headcutting	51
6	LES BRÈCHES	55
6.1	Études portant sur le développement des brèches	55
6.2	Approche actuelle de la modélisation des brèches	68
6.3	Stratégies de modélisation	72
ii	PREMIER ESSAI SUR UN MODÈLE PHYSIQUE DE DIGUE ET HYDRAULIQUE DES BRÈCHES	75
7	PREMIER ESSAI SUR UN MODÈLE PHYSIQUE DE DIGUE ÉRODABLE	77
7.1	Présentation du canal HERODE	77
7.2	Matériau utilisé	78
7.3	Essai préliminaire	83
7.4	Essai d'érosion par surverse dans le canal	84
7.5	Développement de la brèche	85
7.6	Bilan de l'essai	90
8	HYDRAULIQUE DES BRÈCHES	91
8.1	Introduction	91
8.2	Trajectoires et vitesses de surface	92
8.3	Synthèse des grandeurs mesurées	107
8.4	Application des formules de déversoirs	114
8.5	Conclusion	120
iii	ESSAIS GÉOTECHNIQUES ET CAMPAGNE DE QUATRE ESSAIS EN CANAL	121
9	ESSAIS DE COMPACTION	123
9.1	Protocole des essais	123
9.2	Estimation des w_{opt}	124

9.3	Remarque sur la préparation des sols	125
10	CRUMB TEST	129
10.1	Principe des essais et matériel utilisé	129
10.2	Comportement des échantillons durant les essais	130
10.3	Evolution du rayon du coeur solide des échantillons	134
11	RAIN TEST	137
11.1	Principe de l'essai et dispositif	137
11.2	Essai à 30 % d'argile	139
11.3	Essai à 50 % d'argile	143
11.4	Essai à 10 % d'argile	148
12	CONCLUSION SUR LES ESSAIS GÉOTECHNIQUES	151
13	MODÈLE PHYSIQUE DE DIGUE, 30 % D'ARGILE	155
13.1	Introduction	155
13.2	Méthode de construction du modèle de digue	155
13.3	Chronique de l'essai	157
13.4	Bilan de l'essai	163
14	MODÈLE PHYSIQUE DE DIGUE, 10 % D'ARGILE	167
14.1	Introduction	167
14.2	Chronique de l'essai	167
14.3	Bilan de l'essai	170
15	MODÈLES PHYSIQUES DE DIGUE À W=14 ET 18 %, 50 % D'ARGILE	173
15.1	Introduction	173
15.2	Chronique de l'essai à l'optimum de teneur en eau w=14 %	173
15.3	Bilan de l'essai	177
15.4	Chronique de l'essai à w=18 %	178
15.5	Bilan de l'essai	181
16	CONCLUSIONS DE LA CAMPAGNE D'ESSAIS SUR DES MODÈLES PHYSIQUES DE DIGUES	183
iv SIMULATIONS NUMÉRIQUES		189
17	INTRODUCTION	191
17.1	Présentation du logiciel RUBAR20	191
17.2	Déroulement d'une étude	193
17.3	Prise en compte du transport solide	193
18	HYDRAULIQUE DES BRÈCHES	195
18.1	Conditions aux limites et contrôle des débits	196
18.2	Forme de la surface libre	199
18.3	Répartition et profils de vitesse	205
18.4	Distance de partition	224
18.5	Répartition du Nombre de Froude	225
18.6	Calage des simulations sur les essais en canal	229
18.7	Conclusion	230
19	EROSION DE DIGUES PAR SURVERSE LOCALISÉE SOUS RUBAR20 TS	233
19.1	Evolution de la bathymétrie	234
19.2	Développement des brèches et hydrogramme	239
19.3	Vitesses et nombre de Froude	242
19.4	Fosse d'érosion	244
19.5	Existence des équilibres et état final des digues	245
19.6	Conclusion	249
v CONCLUSION ET PERSPECTIVES		251
20	CONCLUSION ET PERSPECTIVES	253

Première partie

INTRODUCTION ET ÉLÉMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

INTRODUCTION ET CONTEXTE DE L'ÉTUDE

Le réseau de digues français s'étend sur près de 9000 km et protège des millions de personnes ainsi que de nombreux enjeux socio-économiques parfois très sensibles. Les vingt dernières années ont été jalonnées d'épisodes dramatiques liés aux crues et dont les autorités compétentes ont tiré deux grands enseignements. Le premier est que la vague de submersion générée par la rupture d'une digue est beaucoup plus dangereuse que l'inondation naturelle qu'elle devait permettre d'éviter. Ensuite, ces défaillances de digues ont douloureusement rappelé aux jeunes générations qu'en dépit de la présence d'ouvrages réputés résistants, le risque demeure pour les populations implantées près des rivières. Risque qui a en outre revêtu un aspect particulier dans certaines communes, où la pression immobilière a parfois précipité la construction au sein de zones inondables. Cette notion de danger est par ailleurs bien ancrée dans certaines communautés dont l'activité dépend des digues, notamment les agriculteurs et les paludiers, qui participent souvent eux-mêmes à l'entretien des digues.

Nous concevons donc que, comme pour beaucoup de phénomènes naturels, l'expérience empirique, parfois séculaire, contient une part de vérité. Cependant, on constate que de nombreux cas de rupture sont survenus sans même que la cote de dimensionnement des ouvrages ne soit atteinte. Ceci montre qu'un effort collectif doit être consenti pour améliorer la prévision ainsi que la prévention de ces phénomènes et que la recherche actuelle doit apporter des éléments scientifiques nouveaux permettant de juger de la capacité d'une digue à résister à un épisode de crue, afin de rendre accessibles des outils de prédiction fiables basés sur la physique des phénomènes impliqués dans les défaillances.

Etablir un diagnostic sur un ouvrage hydraulique n'est pas chose aisée, pour diverses raisons. Les digues fluviales sont souvent des ouvrages anciens, construits grâce aux sols locaux (donc multiples selon les régions), surélevés et entretenus de manière hétérogène au cours des ans (parfois des siècles). Dans bien des cas, ce type de gestion 'à la réhausse' crée des colosses aux pieds d'argile, la surélévation de la crête ne garantissant pas une meilleure résistance, et donne une fausse impression de sûreté. De plus, ces ouvrages se caractérisent par leur linéaire important et on dénombre près de 1000 gestionnaires de digues publics et privés en France. Une nouvelle difficulté apparaît car il faut coordonner harmonieusement les efforts de chacun, en conciliant les intérêts de chaque partie.

Depuis 2007¹, la réglementation sur les ouvrages de lutte contre la submersion s'est enrichie afin de préciser les droits et devoirs des acteurs de la sûreté des ouvrages et d'accorder les pratiques des gestionnaires. Une partie de ce plan national est assurée par la recherche et l'ingénierie qui sont très actives dans ce domaine. L'apport de la communauté est double. Le premier volet des efforts porte sur les méthodes de diagnostic géophysiques et géotechniques permettant de dresser un état des digues existantes et de se prononcer sur leur résistance. Ensuite, on doit apporter de nouveaux guides quant à la conception et à la construction des ouvrages et à notre attitude face aux événements climatiques extrêmes en général.

C'est dans ce contexte que le projet LEVEES a vu le jour ('levee' étant un synonyme de digue en français et en anglais), au sein du programme *Construire et Concevoir pour le Développement Durable (C2D2)*, lancé en 2009 par le ministère de l'Ecologie. Des par-

1. Décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques.

tenaires de différents horizons se sont ainsi réunis autour de l'Irstea, laboratoire leader dans le domaine : EdF-CIH, Artelia-Sogreah, CETE Méditerranée, ISL ingénierie, l'Ecole Centrale de Nantes et l'IRPHE, qui nous accueille pour ce travail de thèse.

Différentes campagnes d'auscultation de digues ont montré que les éléments scientifiques manquaient, tant pour les diagnostics établis que pour la prévision du risque. De surcroît, la méthodologie actuelle ne décrit pas de manière satisfaisante tous les cas de ruptures de digues et n'intègre pas toutes les connaissances dans les domaines de la mécanique des fluides et de la géomécanique. Nos efforts devaient s'orienter selon trois axes :

- la synthèse des connaissances sur les modes d'initiation et de rupture des ouvrages et l'historique des digues,
- les ruptures diffusives par instabilité,
- le développement de brèches par érosion externe.

L'équipe Turbulence de l'IRPHE a été pressentie pour développer une étude expérimentale spécifique sur les ruptures de digues fluviales par érosion externe en raison de travaux antérieurs portant sur le transport de sédiments, réalisés dans le canal à courant HERODE, organe central du présent travail, en service depuis 2003 et que nous présenterons plus loin. Ce travail sera axé sur l'étude du développement de brèches dans des digues homogènes provoqué par une surverse localisée et doit permettre de se prononcer sur la gravité d'un épisode de crue (une surverse ne conduisant pas nécessairement à une brèche) et de prédire la vitesse de formation d'une brèche ainsi que ses dimensions finales.

Après avoir placé ce travail d'abord dans le contexte sociétal qu'est la protection des populations, puis brièvement dans l'effort collectif qui anime la recherche actuelle en génie civil, nous allons préciser certaines notions afin de définir plus précisément les contours de notre étude.

Une digue est définie comme une structure linéaire qui protège de la submersion, avec au moins une partie au-dessus de la zone proche² (ZP), qui est l'espace subissant en premier l'inondation en cas de rupture d'ouvrage (Fauchard and Mériaux, 2004). La section d'une digue fluviale se compose typiquement d'un talus en sol naturel et aux pentes modérées (souvent 1 : 2 ou 1 : 3), séparant la zone protégée du lit de la rivière. Selon les cas, la digue peut être construite au contact direct du lit mineur ou plus en retrait dans le lit majeur, ce qui place alors entre elle et la rivière un ségonal, espace tampon lors des crues, souvent végétalisé (voir la figure 1 pour un schéma d'ensemble).

Une caractéristique intéressante des digues est que ce sont des structures sèches hors périodes de crue, donc la majorité du temps, ce qui doit être pris en compte dans les diagnostics et dans la conception des ouvrages. De plus les digues peuvent être renforcées grâce à différents adjuvants qui améliorent leurs performances (parements et crête maçonnés, géotextiles, dispositifs de recharge granulaire...). Nous voyons progressivement apparaître la complexité d'une compréhension unifiée des ruptures de digues. Nous allons donc simplifier le système étudié en nous limitant à l'investigation de digues homogènes, placées directement au contact d'un écoulement longitudinal (pas de ségonal). Ici, homogène s'entend pour la composition du sol constitutif du corps de digue, et l'absence de dispositifs autres que le talus en terre.

On dénombre trois mécanismes responsables de la détérioration des digues (figure 2). Le premier est l'érosion de la crête et du parement côté ZP causée par une surverse. La digue peut également s'éroder côté rivière sous l'effet du courant, ce qui peut aboutir à des glissement de terrain. Enfin, l'érosion interne des digues ou de leur fondation provoque souvent des défaillances importantes, surtout lors de longues

2. Que nous désignerons également par zone protégée ou val protégé

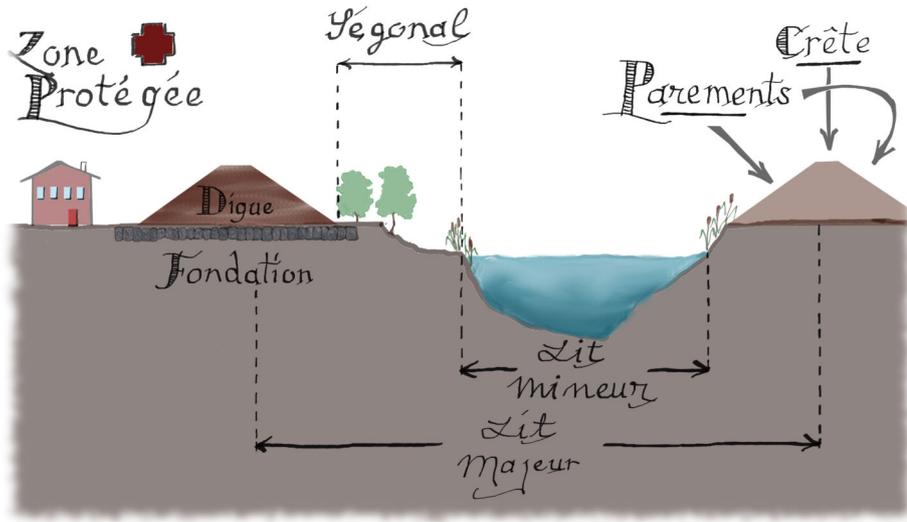


Figure 1 – Schéma du système rivière-digue-zone protégée.

crués. En outre, les parements peuvent s'affaisser côté rivière au moment du retrait des eaux.

Nous nous intéresserons à l'effet de la surverse sur les digues et, précisons-le, à une surverse localisée qui, par opposition à une surverse généralisée, se produit sur une partie minimale de la digue et peut résulter en une brèche beaucoup plus large que la longueur de surverse initiale. Sans élément de protection supplémentaire, les digues sont généralement considérées comme vulnérables à la surverse, qui peut rapidement créer une brèche.

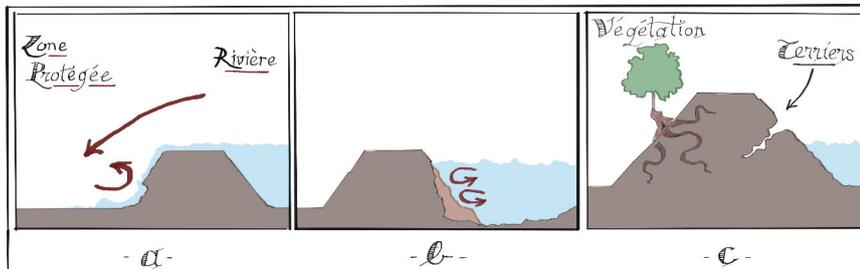


Figure 2 – Les trois principales causes de défaillance : a) surverse, b) érosion côté rivière et c) érosion interne favorisée par les défauts de la digue.

Dans son déroulement, cette étude s'organise autour du canal HERODE, qui figurera notre rivière et dans lequel nous avons pu, en le modifiant, procéder à l'étude expérimentale de modèles physiques de digues composés de sols artificiels cohésifs. Les ingrédients de ce travail sont principalement de deux ordres. Tout d'abord, l'hydraulique est nécessaire pour décrire l'écoulement dans la rivière, dans la brèche et dans la zone proche, et pour prévoir l'effort induit par l'eau sur les structures. Ensuite, les éléments nécessaires à la conception des modèles des essais et à leur interprétation peuvent être fournis par la géotechnique via le cadre rigoureux des essais de caractérisation des sols, très couramment utilisés dans les problèmes réels et qui sont l'un des domaines d'expertise de notre partenaire principal, l'Irstea. Plus fondamentalement, les sols utilisés contiennent en général des particules fines ($< 64 \mu\text{m}$) responsables de

leur cohésion, ce qui leur confère des propriétés particulières par rapport aux sables, notamment concernant leur interaction avec l'eau. C'est grâce à ces deux piliers, que nous détaillerons plus avant, que l'interprétation de nos essais pourra se faire en des termes intelligibles par tout le public intéressé à ce genre d'expériences.

Dans la première partie de ce manuscrit, nous présenterons les éléments clés de la vision actuelle des problèmes liés aux digues et à l'hydraulique fluviale en général. Nous aborderons notamment la question de la description des rivières et des phénomènes hydrauliques survenant au cours de l'ouverture d'une brèche. Ensuite seront avancés les éléments de géotechnique qui fixeront le cadre de nos essais. Enfin, nous traiterons de détails propres à la description et à la modélisation du développement de brèches. La seconde partie contient les résultats du premier essai réalisé dans le canal sur un modèle de digue, ainsi que ceux d'un travail d'hydraulique pure qui nous a permis d'étudier l'écoulement dans les brèches. Après cela, nous décrirons la réalisation et les enseignements tirés d'essais de caractérisation des sols que nous avons mis au point à l'IRPHE dans l'idée de comparer la sensibilité à l'érosion de nos sols artificiels, mis en œuvre dans des conditions variées. L'antépénultième partie, celle qui aura le plus mobilisé nos efforts, comporte les résultats relatifs à une campagne de quatre essais sur des modèles de digue, utilisant trois sols différents (voir tableau 1). Enfin, nous verrons quels peuvent être les apports de simulations numériques à la compréhension de ces phénomènes au travers d'exemples simples inspirés de notre travail expérimental, grâce à l'utilisation du code de calcul hydraulique RUBAR20 développé à l'Irstea.

Composition de la digue ³	Durée totale	Durée initiation + formation	Durée élargissement	Q _A ⁴	Remarques	Page
K10W14	90 min	44 min	46 min	Repos	Sol le moins résistant. Erosion régressive uniforme durant l'initiation puis élargissement rapide. Sol érodé facilement et "grain par grain". Fosse d'érosion peu étendue dans l'axe de la brèche mais présente sur toute sa largeur finale.	167
K30W14	53 h	23 h	30 h	Variable ⁵	Sol très résistant, équilibre atteint avant la fin de l'initiation, durant laquelle on assiste à la formation d'un headcut. L'érosion se produit par blocs millimétriques ou centimétriques. Chenal d'érosion scarifié plusieurs fois afin d'observer des états ultérieurs de la brèche, retour vers un équilibre érosif systématique.	155
K50W14 et K50w18	210 h et 300 h	72 h et 220 h	138 h et 80 h	Variable	Sols très résistants, scarifications nécessaires à l'évolution de la brèche. Haedcutting durant l'initiation et érosion par blocs. Fissures et défaillances de masse en fin d'essais, d'autant plus marquées que l'on s'éloigne de l'optimum de teneur en eau du sol et modulées par les couche de compactage des modèles de digues.	173 et 178
K50W23	11h30	8h30	3h	80 m ³ /h	Sol préparé très humide par rapport à son OPN et nettement moins résistant que K50w14 et K50w18. Formation et coexistence de deux headcuts durant l'initiation. Phase d'élargissement rapide (environ 25 % de la durée totale) par sapement des parois de la brèche et effondrements des parois. Brèche et fosse d'érosion sont complètement asymétriques sous l'effet du courant longitudinal amont.	77

Table 1 – Tableau récapitulatif de notre campagne d'essais en canal sur modèles de digues érodables.

3. voir la Liste des Symboles

4. Débit longitudinal amont

5. Entre 0 et 120 m³/h

L'hydraulique trouve ses bases dans la théorie hydrodynamique, que nous allons présenter rapidement afin de tracer le cheminement des équations de Navier-Stokes jusqu'aux équations modèles couramment utilisées dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques et l'estimation des risques.

2.1 EQUATIONS DE NAVIER-STOKES

Un élément de volume fluide $dx dy dz$ qui se déplace subira les forces suivantes :

$$\begin{aligned} \text{la force de volume} & : \quad \rho Z(dx dy dz) \\ \text{la force nette de pression} & : \quad -\left(\frac{\partial p}{\partial z} dy\right) dx dz \\ \text{la force nette de frottement} & : \quad \left(\frac{\partial \sigma'_{zz}}{\partial z} dz\right) dx dy + \left(\frac{\partial \tau'_{xz}}{\partial x} dx\right) dy dz + \left(\frac{\partial \tau'_{yz}}{\partial y} dy\right) dx dz \\ \text{les forces d'inertie} & : \quad \rho \frac{dw}{dt} (dx dy dz) \end{aligned}$$

La dérivation se fait ici selon z mais s'effectue de manière analogue selon x et y . Z et w sont les composantes verticales du vecteur de force de volume par unité de surface $\vec{f} = (X, Y, Z)$ et de la vitesse $\vec{V} = (u, v, w)$, et la tension de frottement (ou de cisaillement) est déclinée selon sa composante normale σ'_{zz} et ses composantes tangentielles, τ_{xz} et τ_{yz} .

Pour un écoulement incompressible et laminaire, la loi de Newton lie la contrainte de frottement au gradient vertical de vitesse via le coefficient de proportionnalité μ , la viscosité dynamique qui s'exprime en $\text{kg.m}^{-1}.\text{s}$:

$$\tau_{zx} = \mu \frac{du}{dz}. \quad (1)$$

On peut la généraliser, pour un écoulement tridimensionnel, à

$$\begin{aligned} \sigma'_{zz} & = \mu \left(\frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \\ \tau_{xz} & = \mu \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \\ \tau_{yz} & = \mu \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \end{aligned}$$

et $\sigma_{zz} = -p + \sigma'_{zz}$. En arrangeant les termes, on peut exprimer la force nette de viscosité par unité de volume :

$$\mu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) + \mu \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right). \quad (2)$$

Le deuxième terme exprime la continuité de l'écoulement et est nul pour un écoulement incompressible et conservatif. La force nette de viscosité devient alors $\mu \nabla^2 w(dx dy dz)$.

La masse restant constante, l'équation de Newton est vérifiée, et on peut écrire, par unité de volume,

$$\mu \nabla^2 w - \frac{\partial p}{\partial z} + \rho Z = \rho \frac{dw}{dt}. \quad (3)$$

On peut faire de même dans les autres directions et finalement exprimer l'équilibre des forces sous forme vectorielle :

$$\rho \vec{f} = -\vec{\nabla} p + \mu \nabla^2 \vec{V} = \rho \frac{d\vec{V}}{dt}. \quad (4)$$

Ces équations sont les équations de la dynamique des fluides réels, ou équations de Navier-Stokes, valables pour l'écoulement laminaire d'un fluide incompressible (voir (Graf and Altinakar, 1998)). En général, on ne tient compte que du champ gravitationnel terrestre, d'où $\vec{f} = (0, 0, -g)$. En outre, la dérivée totale de la vitesse $d\vec{V}/dt$ vérifie

$$\frac{d\vec{V}}{dt} = \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + \vec{V} \cdot \vec{\nabla} \vec{V}, \quad (5)$$

ce qui permet finalement d'écrire (4) sous la forme

$$\frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + \vec{V} \cdot \vec{\nabla} \vec{V} = -\frac{1}{\rho} \vec{\nabla} (p + \rho gh) + \nu \nabla^2 \vec{V} \quad (6)$$

2.2 TURBULENCE - EQUATION DE REYNOLDS

Les équations de Navier-Stokes et l'équation de continuité sont nécessaires pour résoudre les problèmes de la mécanique des fluides à quatre inconnues (u, v, w et p). Sous la forme précédente, elles ne s'appliquent de façon pratique qu'aux écoulements laminaires, puisqu'on utilise l'hypothèse $\tau_{zx} = \mu \frac{du}{dz}$. Or, la plupart des écoulements que nous considérerons se situent bien au-delà de la limite turbulente, $Re_c > 2000$. Dans ces régimes, l'intensité et la direction de la vitesse ponctuelle varient irrégulièrement. La force de frottement due à la turbulence est supérieure à celle due à la viscosité; la perte de charge est par conséquent plus élevée. Dans ce cas-là, les grandeurs peuvent être décomposées en un terme moyen et un terme lié aux fluctuations spatiales et temporelles. On pose $u = \bar{u} + u'$, $v = \bar{v} + v'$, $w = \bar{w} + w'$ et $p = \bar{p} + p'$, l'apostrophe désignant les composantes fluctuantes.

Pour un écoulement stationnaire en moyenne, la valeur moyenne de la grandeur $x = \bar{x} + x'$ est couramment définie par

$$\bar{x} = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} x \, dt, \quad (7)$$

bien qu'en toute rigueur c'est la moyenne statistique qui devrait être considérée. Ces valeurs moyennes doivent conserver une valeur fixe quel que soit l'intervalle de temps T , qui doit de plus être suffisamment long devant le temps 'typique' des fluctuations. Les valeurs moyennes des fluctuations x' sont quant à elles nulles et données par

$$\overline{x'} = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} x' \, dt = 0. \quad (8)$$

On peut maintenant réécrire les équations de l'hydrodynamique en utilisant les décompositions précédentes pour établir l'équation de Reynolds. On utilise la convention d'Einstein et l'indice j représente une sommation implicite lorsque répété dans un terme :

$$\frac{\partial \bar{v}_i + v'_i}{\partial t} + (\bar{v}_j + v'_j) \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{v}_i + v'_i) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_i} (\bar{p} + p') + \nu \frac{\partial^2}{\partial x_j^2} (\bar{v}_i + v'_i) + f_i. \quad (9)$$

L'obtention de l'équation de Reynolds (10) nécessite de moyenner (9) dans le temps, ce qui est possible d'une part en formulant l'hypothèse d'ergodicité des grandeurs

mesurées et selon certaines restrictions sur les temps caractéristiques de l'écoulement. Soient T_I , le temps d'évolution globale de l'écoulement, T , qui est le temps minimal pour calculer la moyenne \bar{v}_i et τ , la durée caractéristique des fluctuations de vitesse les plus lentes, on admettra que la condition ($T_I > T > \tau$) est vérifiée.

Lorsqu'on moyenne (9), tous les termes comportant une seule fois une des composantes fluctuantes sont nuls. Ne subsistent que les termes croisés $\overline{v'_j \partial v'_i / \partial x_j}$ et ceux ne contenant que les valeurs moyennes :

$$\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial t} + \bar{v}_j \frac{\partial}{\partial x_j} \bar{v}_i + \overline{v'_j \frac{\partial}{\partial x_j} v'_i} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_i} (\bar{p}) + \nu \frac{\partial^2}{\partial x_j^2} \bar{v}_i + f_i. \quad (10)$$

Par ailleurs, la condition d'incompressibilité est vérifiée par les valeurs moyennes comme par les fluctuations,

$$\begin{cases} \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{v}_j) = 0 \\ \frac{\partial}{\partial x_j} (v'_j) = 0, \end{cases}$$

ce qui permet de réécrire les produits croisés :

$$\begin{cases} \overline{v_j \frac{\partial}{\partial x_j} \bar{v}_i} = \frac{\partial}{\partial x_j} \bar{v}_j \bar{v}_i - \bar{v}_i \frac{\partial}{\partial x_j} \bar{v}_j = \frac{\partial}{\partial x_j} \bar{v}_j \bar{v}_i \\ \overline{v'_j \frac{\partial}{\partial x_j} v'_i} = \frac{\partial}{\partial x_j} \overline{v'_j v'_i} - \overline{v'_i \frac{\partial}{\partial x_j} v'_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \overline{v'_j v'_i}. \end{cases} \quad (11)$$

L'équation de Reynolds (10) devient finalement (voir (Guyon et al., 2001))

$$\rho \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{\sigma}_{ij} - \rho \bar{v}_i \bar{v}_j - \rho \overline{v'_i v'_j}) + \rho f_i, \quad (12)$$

où $\bar{\sigma}_{ij} = -\bar{p} \delta_{ij} + \rho \nu (\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{v}_j}{\partial x_i})$. Le terme $\tau_{ij} = -\rho \overline{v'_i v'_j}$ est appelé *tenseur de Reynolds*, qui s'ajoute à ceux obtenus pour des écoulements laminaires, représentant le transport turbulent de quantité de mouvement en fonction des gradients de vitesse moyenne.

2.3 RÉPARTITION DES VITESSES

La connaissance du profil vertical de vitesse est importante pour lier la vitesse moyenne \bar{V} dans une section ou la vitesse de surface V_s (pour les écoulements à surface libre), souvent connues, à la vitesse de frottement au fond, responsable de l'érosion et difficile à modéliser. Nous allons donc présenter les hypothèses et la méthode usuelles permettant d'obtenir des profils universels de vitesse dans la colonne d'eau.

2.3.1 Fermeture des équations

La condition d'incompressibilité et l'équation de Reynolds forment un système où intervient plus d'inconnues que d'équations car à \bar{u} , \bar{v} , \bar{w} et \bar{p} s'ajoutent les six composantes de τ_{ij} . Ce problème, engendré par le terme non-linéaire $(\mathbf{v} \cdot \vec{\nabla}) \mathbf{v}$ est central dans l'étude des écoulements turbulents. La posture habituelle consiste à formuler des hypothèses sur les formes possibles de τ_{ij} en fonction des gradients de vitesse dans le but de permettre la fermeture du système. Ces expressions manquent d'assise théorique et doivent être ajustées à chaque écoulement mais sont utilisées depuis plus d'un siècle dans moult applications pratiques, faute de concepts plus efficaces.

2.3.2 Viscosité turbulente

Cette notion fut introduite par Boussinesq vers 1890 et consiste à considérer la viscosité turbulente ν_T , qui s'ajoute à la viscosité moléculaire des fluides. Sa faiblesse est d'être dépendante de l'écoulement et du point de mesure dans l'écoulement. Selon cette approche, τ_{ij} prend la forme, par analogie avec le tenseur de viscosité,

$$\tau_{ij} = -\rho \overline{v'_i v'_j} = \frac{\rho \nu_T}{2} \left(\frac{\partial \overline{v}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \overline{v}_j}{\partial x_i} \right). \quad (13)$$

2.3.3 Tensions de Reynolds

Pour un écoulement unidirectionnel et uniforme en moyenne, $\vec{V}(\overline{u}, 0, 0)$, les tensions tangentielles totales sont données par

$$\tau_{zx} = \mu \frac{d\overline{u}}{dz} - \rho \overline{u'w'}. \quad (14)$$

L'influence des tensions totales est limitée à une région d'épaisseur δ près de la paroi, au-delà de laquelle l'effet des tensions totales est nul. Pour un écoulement le long d'une plaque plane, la répartition verticale des tensions tangentielles montre que l'influence relative des deux termes de (14) varie selon la proximité de la paroi (figure 3). En effet, les tensions de Reynolds $\rho \overline{u'w'}$ sont négligeables près de la paroi, puis deviennent du même ordre que les tensions visqueuses. En s'éloignant encore, mais toujours dans la zone intérieure ($z/\delta < 0.15$), les tensions de Reynolds deviennent prépondérantes. τ_{zx} atteint sa valeur maximale τ_0 près de la paroi et décroît linéairement (comme pour l'écoulement laminaire) dans la zone extérieure jusqu'à devenir nulle au-delà de l'épaisseur de la couche limite :

$$\tau_{zx} = \tau_0(1 - z/\delta), \text{ pour } 0.15 < z/\delta < 1$$

La science a imaginé différentes méthodes pour exprimer les tensions de Reynolds. Nous allons présenter le concept de longueur de mélange qui vise à lier les fluctuations de vitesse à la répartition de vitesse moyenne.

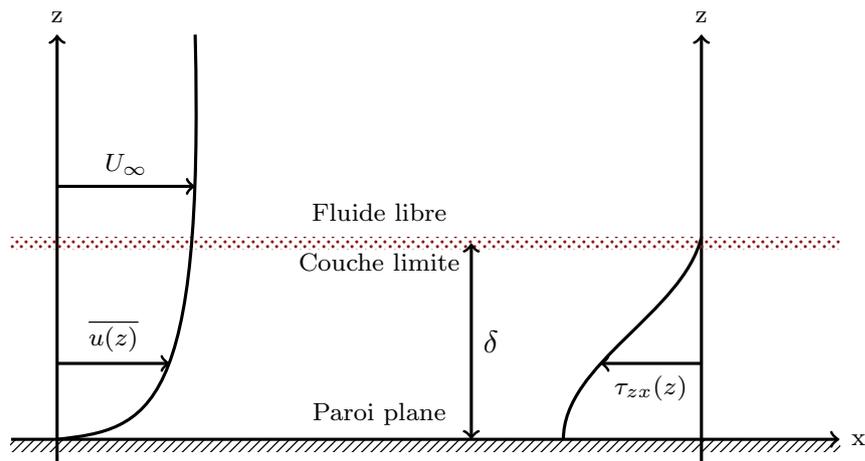


Figure 3 – Répartition schématique de la vitesse $\overline{u(z)}$ et des tensions totales $\tau_{zx}(z)$ en fonction de la profondeur z , d'après (Graf and Altinakar, 1998).

2.3.4 Longueur de mélange

Cette approche fut proposée par Prandtl en 1903 et provient de la théorie cinétique des gaz. Les composantes fluctuantes de la vitesse jouent le rôle de vitesses d'agitation et on recherche une longueur qui est la distance moyenne sur laquelle la vitesse d'un élément fluide reste corrélée à sa valeur initiale et sera le pendant du libre parcours moyen des molécules.

Une particule fluide située à une distance $z_0 - \ell$ d'une paroi se déplace à la vitesse $\bar{u}(z_0 - \ell)$. En supposant une perturbation verticale $w' > 0$, la particule se déplace d'une distance $+\ell$, normale à l'écoulement. La variation de la vitesse peut s'écrire, en développant $\bar{u}(z_0 - \ell)$ en série de Taylor à l'ordre 1,

$$u(z_0) - u(z_0 - \ell) \simeq \ell \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial z} \right). \quad (15)$$

Prandtl suppose que cette variation est au moins de l'ordre de la moyenne temporelle de la norme des fluctuations, $|\overline{u'}| \propto \ell \left(\frac{d\bar{u}}{dz} \right)_{z_0}$, où ℓ est appelée *longueur de mélange*.

Considérons de plus que les fluctuations de vitesse w' sont proportionnelles à u' sur toute la hauteur d'eau pour reformuler les tensions de Reynolds $\tau_{zx} = -\rho(\overline{u'w'})$ en

$$\tau_{zx} = \rho \ell^2 \left(\frac{d\bar{u}}{dz} \right)^2. \quad (16)$$

En outre, il est plus physique d'écrire (16) en valeur absolue :

$$\tau_{zx} = \rho \ell^2 \left| \frac{d\bar{u}}{dz} \right| \frac{d\bar{u}}{dz}, \quad (17)$$

dans la mesure où τ_{zx} doit changer de signe en même temps que le gradient de vitesse $d\bar{u}/dz$.

Les tensions tangentielles totales données par (14) prennent maintenant la forme

$$\tau_{zx} = \mu \frac{d\bar{u}}{dz} - \rho \ell^2 \left(\frac{d\bar{u}}{dz} \right)^2. \quad (18)$$

2.4 DISTRIBUTION UNIVERSELLE DE VITESSE

Il faut adjoindre deux nouvelles hypothèses au modèle de Prandtl pour accéder à une expression de la répartition de vitesse à partir de (18). Premièrement, on admet que la tension de frottement τ_{zx} est verticalement constante (ce qui est vrai dans la zone intérieure), et égale à τ_0 , sa valeur à la paroi. On suppose également que la longueur de mélange ℓ est proportionnelle à la distance à la paroi z , via la constante de Karman κ , en posant $\ell = \kappa z$, pour finalement obtenir

$$\tau_0 = \rho \kappa^2 z^2 \left(\frac{d\bar{u}}{dz} \right)^2. \quad (19)$$

Cette dernière égalité permet d'écrire

$$d\bar{u} = \frac{\sqrt{\tau_0/\rho}}{\kappa} \frac{dz}{z}, \quad (20)$$

qui devient, après intégration,

$$\frac{\bar{u}}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln(z) + C, \quad (21)$$

où $u_* = \sqrt{\tau_0/\rho}$ est la *vitesse de frottement*, la constante d'intégration devant être déterminée expérimentalement.

A une distance δ de la paroi, la vitesse est maximale, $\bar{u} = \bar{u}_{\max} = U_\infty$, et on a

$$\frac{U_\infty}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln(\delta) + C. \quad (22)$$

En faisant (22)-(21), on fait apparaître la loi de vitesse déficitaire, indépendante de l'état de surface de la paroi :

$$\frac{U_\infty - \bar{u}}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{\delta}{z}\right). \quad (23)$$

Par contre, nous l'avons vu plus haut, les tensions tangentielles totales sont principalement dues à la viscosité dans les régions très proches de la paroi. On a donc

$$\tau_{zx} = \tau_0 = \rho u_*^2 = \mu \frac{d\bar{u}}{dz}, \quad (24)$$

et la répartition de vitesse se réduit à

$$\frac{\bar{u}}{u_*} = \frac{zu_*}{\nu}. \quad (25)$$

Cette région, délimitée par $0 < zu_*/\nu < 5$, est la sous-couche visqueuse dont l'épaisseur vaut $\delta_L \cong 5\nu/u_*$. Nous voyons bien apparaître la partition du profil de vitesse en 3 domaines (figure 4) :

- la sous-couche visqueuse : $0 < zu_*/\nu < 5$,
- la zone turbulente : $zu_*/\nu < 500$, où la distribution de vitesse est logarithmique,
- la zone extérieure : $zu_*/\nu > 500$.

Remarquons, en comparant profil de vitesse et répartition des tensions tangentielles, que la zone délimitée par $zu_*/\nu < 500$ correspond à la zone intérieure $z/\delta < 0.2$ qui délimite les zones intérieure et extérieure de l'écoulement. Ajoutons enfin que la constante d'intégration C doit être déterminée empiriquement et dépend principalement de la géométrie de l'écoulement et de la rugosité des parois. En supposant que la vitesse \bar{u} s'annule à une distance z_0 de la paroi, on peut écrire

$$\frac{\bar{u}}{u_*} = \frac{1}{\kappa} [\ln(z) - \ln(z_0)].$$

En considérant les dimensions des différentes variables, on peut poser

$$\begin{cases} z_0 = \xi_L \nu / u_* & \text{pour une plaque plane} \\ z_0 = \xi_R k_s & \text{pour une plaque rugueuse,} \end{cases}$$

où ξ_L et ξ_R sont des constantes adimensionnelles et k_s la rugosité standard de la surface, pour finalement obtenir les profils de vitesse

$$\frac{\bar{u}}{u_*} = \frac{1}{\kappa} [\ln\left(\frac{zu_*}{\nu}\right) - \ln(\xi_L)] \quad \text{et} \quad \frac{\bar{u}}{u_*} = \frac{1}{\kappa} [\ln\left(\frac{z}{k_s}\right) - \ln(\xi_R)].$$

Les constantes ainsi formulées prennent des valeurs autour de 5.5 et 8.5 selon que l'on se situe en régime lisse ou rugueux.

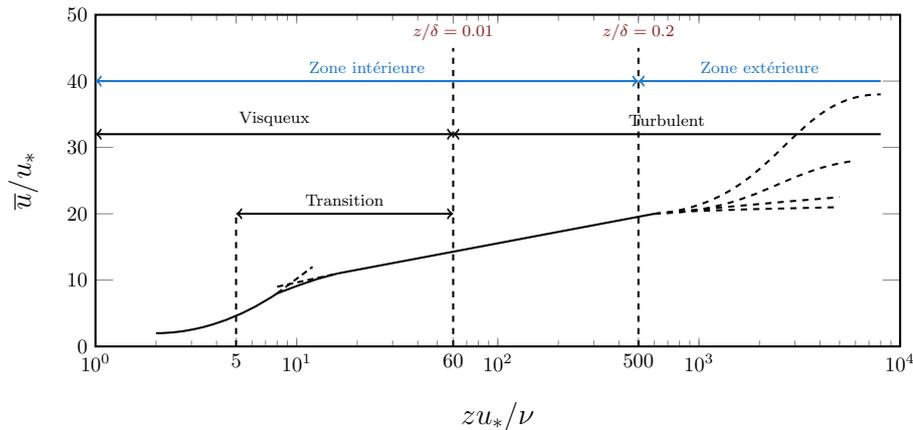


Figure 4 – Répartition de vitesse pour un écoulement le long d'une plaque plane où apparaissent les zone intérieure ($zu_*/\nu < 5$) et turbulente ($zu_*/\nu > 60$), séparées par une zone de transition ($5 < zu_*/\nu < 60$), d'après (Graf and Altinakar, 1998).

2.5 TYPES ET RÉGIMES D'ÉCOULEMENT

On distingue quatre types d'écoulements, selon leur variabilité temporelle (permanence de l'écoulement) et spatiale (uniformité de l'écoulement). De plus, les écoulements peuvent se trouver dans des états transitoires, notamment en présence de dispositifs artificiels dans le canal (déversoir, vannes...) et lors de phénomènes de ruptures progressives d'ouvrages, où les conditions peuvent varier lentement ou rapidement (figure 5).

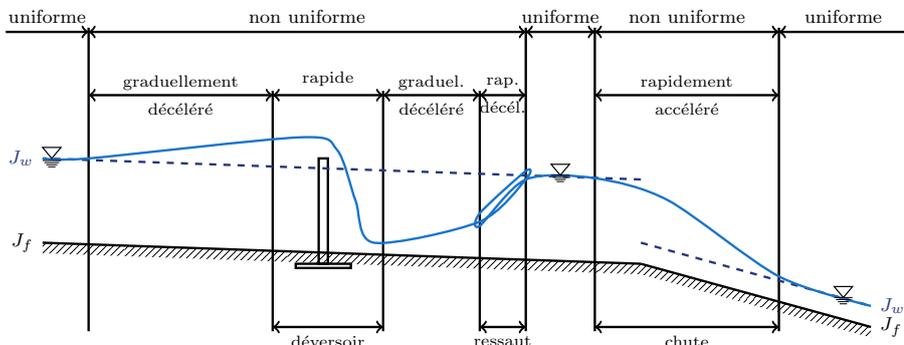


Figure 5 – Écoulements permanents, uniformes et variés au voisinage d'un déversoir, d'après (Graf and Altinakar, 2000).

La compréhension globale des phénomènes hydrauliques et notamment la conception d'essais hydrauliques au laboratoire nécessitent de conserver la similitude des écoulements. Ce problème a depuis longtemps accaparé la communauté scientifique qui doit souvent avoir recours aux méthodes expérimentales, les équations de Navier-Stokes étant difficiles et parfois impossibles à résoudre analytiquement. Les essais sur modèles réduits occupent ainsi une place importante en constructions hydraulique et navale, en aéronautique ou dans l'industrie automobile, bien que les simulations numériques soient devenues de plus en plus accessibles durant la dernière décennie.

En définissant les variables adimensionnelles adéquates, on peut écrire les équations de l'hydrodynamique sous forme réduite. Pour ce faire, la transformation des coordonnées et des grandeurs doit satisfaire à trois types de similitude :

- géométrique : échelle de longueur sans dimension $L_R = L_m/L_p$, les indices m et p se rapportant respectivement au modèle de référence et au prototype,
- cinématique : $U_R = U_m/U_p$, les vitesses en des points homologues sont proportionnelles,
- dynamique : $F_R = F_m/F_p$, les forces en des points homologues sont proportionnelles.

La description d'un écoulement laminaire bidimensionnel $\vec{V} = (u, 0, w)$ et incompressible nécessite les équations de Navier-Stokes selon x et z ainsi que l'équation de continuité. En choisissant judicieusement une longueur L_c et une vitesse U_c caractéristiques de l'écoulement (par exemple le rayon hydraulique et la vitesse moyenne), on obtient les variables adimensionnelles indépendantes

$$\frac{x}{L_c}, \frac{z}{L_c} \text{ et } \frac{t}{L_c/U_c}, \quad (26)$$

et les variables adimensionnelles dépendantes

$$\frac{u}{U_c}, \frac{w}{U_c} \text{ et } \frac{p/\rho}{U_c^2}. \quad (27)$$

On multiplie respectivement l'équation de continuité par L_c/U_c et les équations de Navier-Stokes par $(U_c^2/L_c)^{-1}$ pour obtenir les équations réduites

$$\frac{\partial(u/U_c)}{\partial x/L_c} + \frac{\partial(w/U_c)}{\partial z/L_c} = 0 \quad (28)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(u/U_c)}{\partial(tU_c/L_c)} + \frac{u}{U_c} \frac{\partial(u/U_c)}{\partial(x/L_c)} + \frac{w}{U_c} \frac{\partial(u/U_c)}{\partial(z/L_c)} = \\ - \frac{\partial(p/\rho U_c^2)}{\partial(x/L_c)} - \frac{g}{U_c^2/L_c} \frac{\partial(h/L_c)}{\partial(x/L_c)} + \frac{\nu}{U_c L_c} \left[\frac{\partial^2(u/U_c)}{\partial(x/L_c)^2} + \frac{\partial^2(u/U_c)}{\partial(z/L_c)^2} \right]. \end{aligned} \quad (29)$$

Les coefficients adimensionnels qui interviennent dans ces équations sont :

- le nombre de Froude, défini tel que

$$Fr^2 = \left(\frac{gL_c}{U_c^2} \right)^{-1} \implies Fr = \frac{U_c}{\sqrt{gL_c}}, \quad (30)$$

- le nombre de Reynolds,

$$Re = \frac{U_c L_c}{\nu}. \quad (31)$$

Le nombre de Froude est le rapport des forces de gravité à celles d'inertie et joue un rôle important dans tous les problèmes relatifs aux écoulements à surface libre, qui nous intéressent particulièrement. Le nombre de Reynolds mesure le rapport des forces de frottement et d'inertie et devient d'une importance capitale lorsque les forces de viscosité influencent le mouvement d'un fluide réel.

Quatre régimes d'écoulement sont donc envisageables (figure 6), qui définissent notamment la répartition des vitesses sur la hauteur d'eau :

Fluvial-laminaire	$Fr < 1$,	$Re < 500$
Fluvial-turbulent	$Fr < 1$,	$Re > 2000$
Torrentiel-laminaire	$Fr > 1$,	$Re < 500$
Torrentiel-turbulent	$Fr > 1$,	$Re > 2000$.

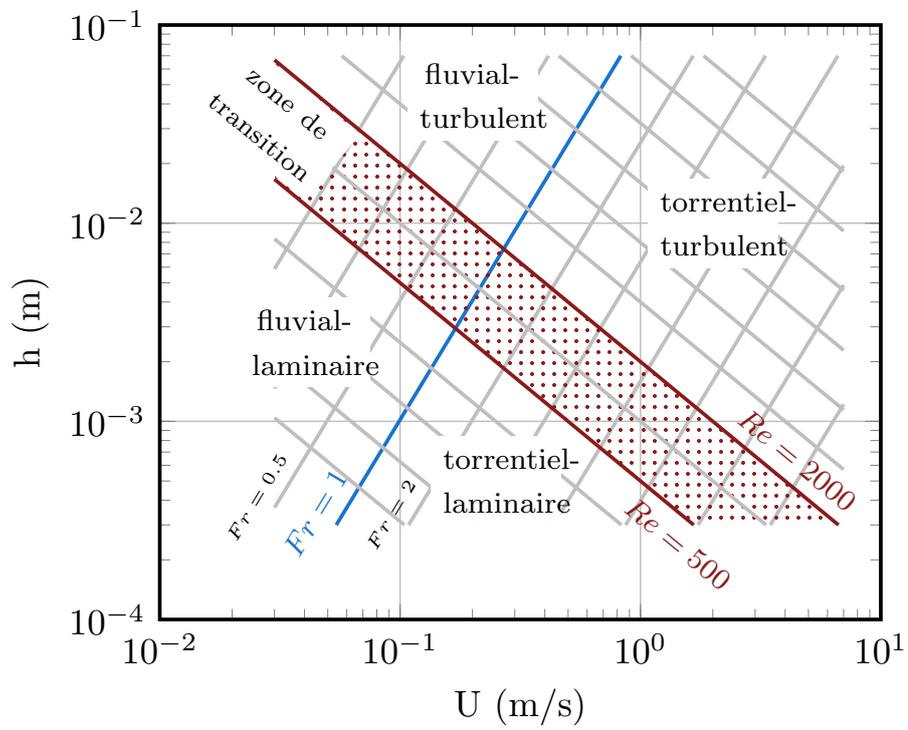


Figure 6 – Répartition des régimes d'écoulement selon la vitesse et la profondeur, d'après (Graf and Altinakar, 2000).

L'hydraulique fluviale est le formalisme dans lequel sont traités les problèmes d'écoulement dans les rivières et les canaux artificiels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique. Elle nous a semblé être le cadre adéquat pour atteindre deux buts nécessaires à notre étude : la modélisation d'une rivière et la compréhension des phénomènes hydrauliques liés à l'érosion et à la formation de brèches, le tout en des termes souvent beaucoup plus simples qu'en hydrodynamique et surtout accessibles à la communauté élargie du génie civil.

3.1 GÉOMÉTRIE DES CANAUX

Nous utiliserons souvent le mot 'section' pour décrire les phénomènes hydrauliques, pour désigner la section plane normale à la direction de l'écoulement considéré. La surface mouillée S est la portion de la section sous la ligne d'eau et le périmètre mouillé P est mesuré par l'intersection entre la surface mouillée et le fond du canal (figure 7). Le rayon hydraulique est défini comme $R_h = S/P$, et en notant B la largeur au miroir, la profondeur hydraulique est donnée par $D_h = S/B$. La hauteur d'eau h est la différence d'altitude entre le fond du canal et la surface libre au point considéré. A ces éléments géométriques s'ajoutent les pentes J_f et J_w , respectivement les pentes de fond du canal et de la surface libre (pente piézométrique). Dans beaucoup de cas, J_f est faible et peut s'exprimer par $J_f = \tan \alpha \simeq \sin \alpha$ (voir (Degoutte, 2004)).

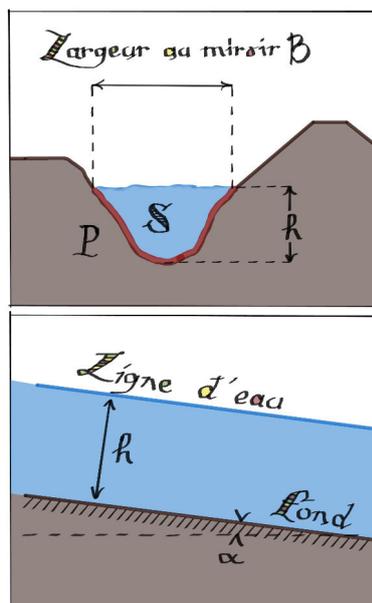


Figure 7 – Eléments géométriques des canaux, d'après (Degoutte, 2004).

3.2 DE L'HYDRODYNAMIQUE À L'HYDRAULIQUE

Nous allons maintenant tâcher d'introduire les équations de l'hydrodynamique simplifiées dans le cadre des écoulements en canaux. On considère le cas général d'un écoulement qui n'est ni permanent ni uniforme, mais presque rectiligne, dans un canal de faible pente de fond, entre deux sections proches. Le débit entrant sera noté Q .

3.2.1 Equation de continuité

La variation de volume entre les deux sections durant l'intervalle de temps dt vaut $dV = Qdt - (Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx)dt = -\frac{\partial Q}{\partial x} dxdt$. Cette variation résulte de la modification de la surface libre $\partial h/\partial t$ entre les deux sections durant dt , entraînant une variation du volume $Bdx \frac{\partial h}{\partial t} dt$, $B(h)$ étant la largeur du canal à la surface libre, et $h(x,t)$ la hauteur d'eau (figure 8).

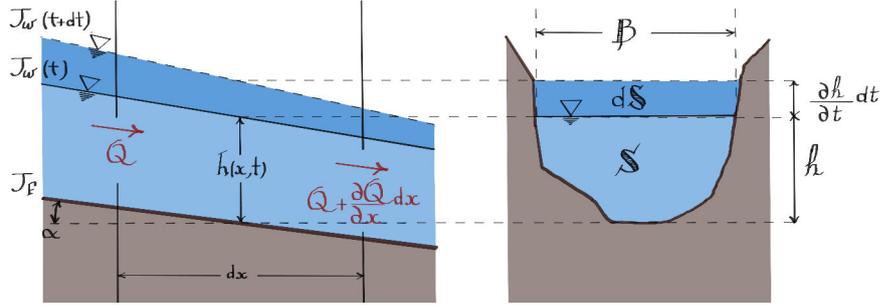


Figure 8 – Écoulement non-permanent, non-uniforme et presque rectiligne entre deux sections d'un canal à surface libre. C'est dans ce cadre que nous établissons l'équation de continuité, d'après (Graf and Altinakar, 2000).

En égalant les deux expressions précédentes et en utilisant l'hypothèse d'incompressibilité, on obtient

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0. \quad (32)$$

On peut poser $Q=US$, U étant la vitesse moyenne dans la section, pour réécrire l'équation (32) :

$$\frac{\partial US}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = S \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial S}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t}, \quad (33)$$

ou, en utilisant la profondeur hydraulique $D_h = S/B$:

$$D_h \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial D_h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0. \quad (34)$$

Les trois équations précédentes sont les variantes de l'équation de continuité écrite pour un écoulement incompressible à surface libre et presque rectiligne, avec une faible pente de fond et valable pour les canaux prismatiques.

3.2.2 Equation de Bernoulli

La dynamique des fluides parfaits ($\mu = 0$) est décrite par les équations d'Euler :

$$\rho \vec{f} - \vec{\nabla} p = \rho \frac{d\vec{v}}{dt}. \quad (35)$$

Dans le champ gravitationnel, $\vec{f} = \vec{\nabla}(gh)$, et (35) devient

$$\frac{d\vec{v}}{dt} = \frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \vec{v} \cdot \vec{\nabla} \vec{v} = -\frac{1}{\rho} \vec{\nabla} p + \vec{\nabla}(gh). \quad (36)$$

Si l'écoulement est permanent ($\partial \vec{v} / \partial t = 0$) et irrotationnel ($\vec{\nabla} \wedge \vec{v} = 0$), alors $d\vec{v}/dt = \frac{1}{2} \vec{\nabla} \cdot \vec{v}^2$, et on a

$$\frac{1}{2} \vec{\nabla} \cdot \vec{v}^2 = -\frac{1}{\rho} \vec{\nabla}(p + \rho gh), \quad (37)$$

que l'on peut intégrer pour obtenir l'équation de Bernoulli :

$$\frac{v^2}{2} + gh + \frac{P}{\rho} = C^{te} \quad (38)$$

Cette relation est valable le long d'une ligne de courant pour un fluide parfait et dans tout le domaine fluide si l'écoulement est permanent et irrotationnel. Les restrictions imposées sont multiples mais l'équation de Bernoulli est largement utilisée en hydraulique, au travers du concept de charge hydraulique.

3.2.3 Charge hydraulique

On obtient l'expression de la charge hydraulique en un point P en écrivant les termes de l'équation de Bernoulli (38) en quantités homogènes à une hauteur d'eau, de poids volumique γ_w :

$$H_P = z_P + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}, \quad (39)$$

où z_P est la cote du point, p et v la pression et la vitesse en ce point, et γ_w le poids spécifique de l'eau en kN/m^3 . Si Δz est la différence d'altitude entre le point et la surface libre, la pression relative en P vaut $p = \gamma_w \Delta z$. La distance entre P et la surface libre est $y_P = \Delta z / \cos \alpha$ et donc $p = \gamma_w y_P \cos \alpha$. Dans la plupart des cours d'eau, $\alpha \leq 10\%$, et on peut prendre $\cos \alpha \simeq 1$ en faisant une erreur de moins de 1 %. Finalement $p = \gamma_w y_P$, comme pour un problème statique, et la charge en un point peut s'écrire

$$H_P = z_P + y_P + \frac{v^2}{2g}. \quad (40)$$

Bien souvent en hydraulique, l'approche est unidirectionnelle et on intègre la charge sur la section. La vitesse v devient donc la vitesse moyenne dans la section, $V = Q/S = \frac{\iint v \cdot ds}{S}$, aussi appelée *vitesse débitante*, et la charge moyenne s'écrit

$$H = z_f + h + \beta \frac{V^2}{2g}, \quad (41)$$

où z_f est la cote de fond et h la hauteur d'eau dans la section. Le coefficient de Coriolis $\beta = \frac{\iint v^3 ds}{V^3 S}$ vaut 1 si la répartition des vitesses est uniforme dans la section et est généralement compris entre 1 et 1,2 en rivière (voir (Degoutte, 2004)).

3.2.4 Fluides réels et pertes de charge entre deux sections.

Considérons maintenant l'écoulement non-permanent et non-uniforme d'un fluide réel ; la différence de charge totale entre deux sections à une distance dx l'une de l'autre peut s'écrire

$$\beta \frac{V^2}{2g} + h + z_f = \left[\beta \frac{V^2}{2g} + d\left(\beta \frac{V^2}{2g}\right) \right] + [h + dh] + [z + dz] + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} dx + \frac{1}{g} \frac{\tau_0}{\rho} \frac{dP}{dS} dx. \quad (42)$$

Nous voyons apparaître un terme d'énergie dû à l'accélération selon la direction x , $\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} dx$, et le terme de perte de charge par frottement, $h_r = \frac{1}{g} \frac{\tau_0}{\rho} \frac{dP}{dS} dx$. En prenant $\beta = 1$, on peut reformuler (42) en

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - J_f = -J_e; \quad (43)$$

J_e est la pente énergétique définie par $h_r = J_e dx$ et $J_f = -(dz/dx)$ la pente de fond.

La perte de charge doit être déterminée au moyen d'une formule de type Weisbach-Darcy, Chézy ou Manning-Strickler, dans lesquelles elle dépend du nombre de Reynolds, de la rugosité relative, mais aussi de la géométrie de la section (voir (Graf and Altinakar, 2000) et (Degoutte, 2004)).

Notons que, pour un écoulement permanent, l'équation (43) se réduit à

$$\frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - J_f = -J_e, \quad (44)$$

puis, si l'écoulement est de surcroît uniforme, à

$$J_f = J_e. \quad (45)$$

Les pentes énergétiques, piézométriques et de fond sont alors confondues et la profondeur d'eau h est constante.

3.2.5 Les différentes formulations des pertes de charge

Nous avons vu que, pour un fluide parfait, la charge H reste constante le long du chemin de la particule. Par contre, pour un fluide réel, H diminue le long de l'écoulement, $dH/dx < 0$. Ceci est dû à la viscosité, qui dissipe une partie de l'énergie mécanique. On distingue deux types de pertes de charge : les pertes de charge réparties, $J_e = \Delta H_r / \Delta L$, dues à la viscosité et au frottement sur les parois, et les pertes de charge locales ΔH_L , conséquences des mouvements internes de l'écoulement qui se manifestent en des endroits précis.

3.2.5.1 Pertes de charges réparties, formule de Darcy et Weisbach

Selon Darcy et Weisbach, la perte de charge J_e peut s'écrire, pour une conduite circulaire de diamètre D ,

$$J_e = \frac{V^2}{2g} \frac{f}{D}. \quad (46)$$

Le coefficient de frottement f a été déterminé expérimentalement et Colebrook et White ont proposé une expression semi-empirique pour le régime turbulent :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3.7} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right), \quad \text{Re} > 2300, \quad (47)$$

où $\epsilon = k_s/D$ est la rugosité relative des parois. La rugosité équivalente de sable k_s s'exprime en mètres, et est égale au diamètre des grains de sable qui, uniformément répartis sur le fond, provoqueraient la même perte de charge que la surface considérée. On distingue les régimes lisse et rugueux. En régime lisse, $\epsilon \rightarrow 0$ et $f = f(\text{Re})$, alors qu'en régime rugueux, $\nu \rightarrow 0$ et $f = f(\epsilon)$.

La formule de Darcy-Weisbach peut être étendue à des canaux à surface libre en remplaçant D par $4R_H$:

$$J_e = \frac{V^2}{2g} \frac{f}{4R_H} \quad (48)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{k_s}{3.7(4R_H)} + \frac{2.51\nu}{V(4R_H)\sqrt{f}} \right]. \quad (49)$$

Le rayon hydraulique est un paramètre arbitraire utilisé pour caractériser l'écoulement. Le problème est qu'une conduite carrée et une conduite circulaire qui lui est inscrite ont le même rayon hydraulique. On introduit le coefficient de forme $\Phi = R_{he}/R_h$, l'indice 'e' caractérisant le rayon efficace. Ensuite, avec $R = 4(\Phi R_h)V/\nu$ et $\epsilon = k_s/(4\Phi R_h)$, l'équation (49) devient :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{\epsilon}{3.7} + \frac{2.51}{R\sqrt{f}} \right]. \quad (50)$$

De cette manière, la relation de Colebrook-White (47) devient applicable à tous les canaux et conduites (voir (Silberman, 1963)).

Remarque : l'équation de Weisbach-Darcy peut également s'écrire $V = \sqrt{8g/f\sqrt{R_h}J_e} = C\sqrt{R_h}J_e$, où C est le coefficient de Chézy.

3.2.5.2 Formule de Manning-Strickler

Manning et Strickler ont établi une formule liant la vitesse moyenne V à la pente de frottement J_e et au rayon hydraulique R_h . Dans une conduite circulaire complètement remplie, cette formule s'écrit

$$\begin{aligned} V &= KJ_e^{1/2} \cdot (D/4)^{2/3} \\ \text{ou } Q &= (\pi/4^{5/3})KJ_e^{1/2}D^{8/3}, \end{aligned}$$

où $K = K(J_e)$ est le coefficient de rugosité, exprimé en $m^{1/3} \cdot s^{-1}$. Les valeurs qu'il peut prendre vont de 1 à 100 selon l'état de surface du fond (tableau 2).

Type de surface	Valeur de K (en $m^{1/3} \cdot s^{-1}$)
Verre	100
Canal en béton	70
Canal avec lit de pierres rugueuses, herbe sur berges en terre	35
Berges non-végétalisées et rectilignes	35
Zones avec beaucoup de végétation	8

Table 2 – Valeurs typiques du coefficient de rugosité K.

3.3 ECOULEMENTS NON UNIFORMES

3.3.1 Ecoulements permanents graduellement variés

Les formulations présentées dans la section précédente sont valables pour le régime uniforme ($J_f = J_e$) mais peuvent présenter un intérêt pour l'étude des écoulements non-uniformes. En rivière, des changements graduels des caractéristiques des canaux (géométrie et rugosité) donnent généralement des écoulements graduellement variés.

3.3.1.1 Equations de Barré de St-Venant simplifiées

L'équation de continuité est donnée, en régime permanent, par :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = S \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial S}{\partial x} = 0. \quad (51)$$

On peut écrire l'équation dynamique du mouvement (43) pour un écoulement permanent, non-uniforme mais presque rectiligne dans un canal prismatique :

$$\frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - J_f = -J_e. \quad (52)$$

Le premier terme représente la pente due à la variabilité spatiale de la vitesse, les deux suivants celle de la surface libre, le quatrième étant la pente énergétique qui est souvent donnée, en première approximation, par les relations de Weisbach-Darcy ou Chézy, établies pour le régime uniforme.

3.3.1.2 Equations de la surface libre

Nous allons déterminer la forme $h(x)$ de la surface libre pour une section S et un débit Q donnés, à partir de l'équation de l'énergie :

$$H = \frac{U^2}{2g} + h + z = \frac{(Q/S)^2}{2g} + h + z \quad (53)$$

$$\Rightarrow \frac{dH}{dx} = \frac{d}{dx} \frac{(Q/S)^2}{2g} + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx}. \quad (54)$$

Or, $dz/dx = -J_f$ et $dH/dx = -J_e = -(Q/S)^2/C^2R_h$, en utilisant la formulation de Chézy. Pour un canal prismatique, $S=Bh$ n'est fonction que de h puisque la largeur du canal B est constante et $dS/dh=B$. On peut alors écrire, pour un débit Q donné,

$$\frac{d}{dx} \frac{(Q/S)^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g} \left(-\frac{2}{S^3} \frac{dS}{dx} \right) = \frac{Q^2}{2g} \left(-\frac{2}{S^3} \frac{dS}{dh} \frac{dh}{dx} \right). \quad (55)$$

Finalement, l'équation (54) devient

$$-\frac{(Q/S)^2}{gS} B \frac{dh}{dx} + \frac{dh}{dx} - J_f = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h}, \quad (56)$$

ou, sous sa forme habituelle,

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{gS/B}} = \frac{J_f - J_e}{1 - \frac{Q^2 L}{gS^3}}, \quad (57)$$

où apparaît le nombre de Froude que nous avons évoqué plus haut, $Fr^2 = \frac{Q^2 L}{gS^3}$. Remarquons que $\frac{dh}{dx} = 0 \Rightarrow J_f = J_e$, ce qui correspond bien au régime uniforme où surface libre et pente de fond sont parallèles.

3.3.1.3 Hauteur d'eau critique

L'énergie spécifique est définie comme

$$H_s = H - z = \frac{U^2}{2g} + h, \quad (58)$$

ce qui implique

$$\frac{dH_s}{dh} = 1 - \frac{Q^2 B}{gS^3}. \quad (59)$$

La hauteur d'eau est dite critique lorsque l'énergie spécifique est minimale, soit

$$\frac{dH_s}{dh} = 1 - \frac{Q^2 B}{gS^3} = 0 \Rightarrow Fr^2 = 1. \quad (60)$$

Ces notions sont importantes dans notre étude car l'écoulement dans une brèche est souvent caractérisé par une transition entre le régime fluvial, côté rivière, et le régime torrentiel dans la brèche et la zone proche. Ceci indique l'existence quelque part, *a priori* près de l'entrée de la brèche, d'une section critique où $Fr=1$, qui contrôle à son aval le débit de la partie torrentielle. La figure 9 montre qu'un changement de pente peut entraîner le passage du régime subcritique ($Fr < 1$) vers le régime supercritique ($Fr > 1$).

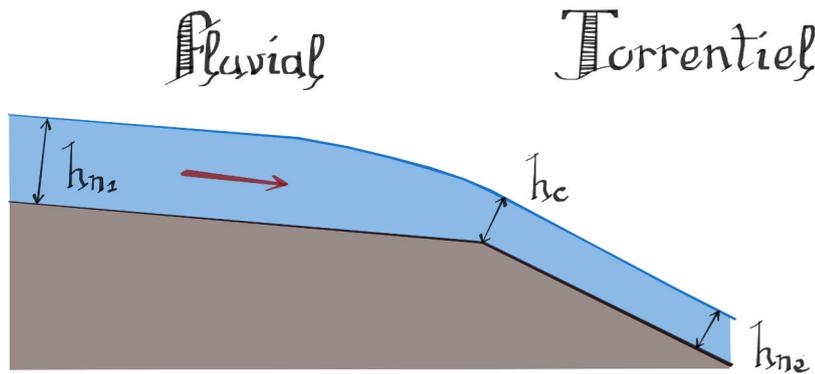


Figure 9 – Passage du régime fluvial au régime torrentiel lors d'un changement de la pente de fond. h_{n1} et h_{n2} sont les hauteurs d'eau normales amont et aval (régime uniforme où pente de fond et pente de la surface libre sont les mêmes), et h_c est la hauteur critique, dans la section où $Fr = 1$. Nous verrons que cette configuration géométrique se retrouve au moment de l'initiation des brèches par surverse.

3.3.2 Ecoulements rapidement variés - Déversoirs

Lorsqu'on transite de conditions fluviales à des conditions torrentielles (et *vice versa*), l'écoulement varie rapidement, sur une courte distance en aval et en amont de la profondeur critique h_c , devient curviligne et la répartition des vitesses n'est plus hydrostatique.

Le passage par la profondeur critique h_c se traduit généralement par une brusque variation de la surface libre. La hauteur d'eau peut soit augmenter, ce qui conduit à la formation d'un ressaut hydraulique, soit diminuer, ce qui se produit au niveau des déversoirs ou en ce qui nous concerne lorsqu'une surverse se produit au-dessus d'une digue.

Notons que ces zones de transitions constituent souvent des points de contrôle à l'origine d'écoulements graduellement variés dans les réseaux hydrauliques et permettent de calculer la surface libre, ce qui est de première importance pour qui s'intéresse à l'estimation et à la prévention des risques engendrés par la submersion de la zone proche dans le cas du développement d'une brèche.

Un déversoir est un ouvrage hydraulique dont la fonction est de mesurer et contrôler le débit Q qui s'écoule dans un canal. Un déversoir peut être une paroi verticale, mince ou épaisse, visant à obstruer tout ou partie de la section, mais on compte également des déversoirs latéraux qui, positionnés le long des rivières, font office d'évacuateurs de crues. De toute évidence, une brèche présente les caractéristiques hydrauliques d'un déversoir latéral à géométrie variable, puisque la brèche est susceptible de s'élargir. Aussi allons-nous présenter les calculs couramment utilisés par la communauté pour le projet des déversoirs, qui doivent pouvoir être adaptés au cadre de l'étude des ruptures de digues par surverse.

Bien que l'écoulement sur un déversoir soit complexe, on peut exprimer le débit Q en appliquant l'équation de l'énergie en amont du déversoir :

$$Q = L_D K_D \sqrt{2g} \left[\left(H + \frac{U_1^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{U_1^2}{2g} \right)^{3/2} \right], \quad (61)$$

où apparaissent L_D , la largeur du déversoir, H , la hauteur de la surface libre au-dessus de sa crête, et U_1 la vitesse moyenne dans la section (voir (Graf and Altinakar, 1998)). K_D est le coefficient adimensionnel de débit du déversoir. En faisant l'hypothèse que la vitesse d'approche U_1 est faible, on peut négliger le terme cinétique $U_1^2/2g$ pour écrire :

$$Q = L_D K_D \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (62)$$

Le coefficient de débit K_D dépend de la courbure et de la contraction des lignes de courant au-dessus du déversoir, des effets de viscosité, de turbulence et de tension de surface, de la vitesse d'approche U_1 , de la rugosité du réservoir et enfin de sa géométrie. C'est d'ailleurs souvent uniquement cette dernière qui est considérée en génie hydraulique. Présentons maintenant les différents types de déversoirs.

3.3.2.1 Déversoir à paroi mince et déversoir standard

Un déversoir à paroi mince se compose d'une plaque verticale perpendiculaire au fond et dont la crête est une arête vive biseautée. On le décrit grâce à sa hauteur w , mesurée par rapport au fond du canal, sa largeur b , et la hauteur d'eau amont, h_0 . On détermine ainsi le débit Q en connaissant seulement la hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage (figure 10).

La charge amont sur le déversoir est

$$H = h_0 + \frac{Q^2}{2gb^2(h_0 + w)^2}. \quad (63)$$

Poleni (1683-1761) a proposé des simplifications permettant de lier Q à h_0 par

$$Q = C_d b \sqrt{2g} h_0^{3/2}, \quad (64)$$

où C_d est appelé *coefficient de débit*. C_d a été déterminé expérimentalement par de nombreux auteurs (voir notamment (Bos, 1976), (Hay and Markland, 1958) et (White, 1977)) et la formule de Rehbock (voir (Rehbock, 1929)) est encore aujourd'hui communément utilisée :

$$C_d = 0.4023 \left[1 + \frac{0.135h_0}{w} \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h_0} \right]. \quad (65)$$

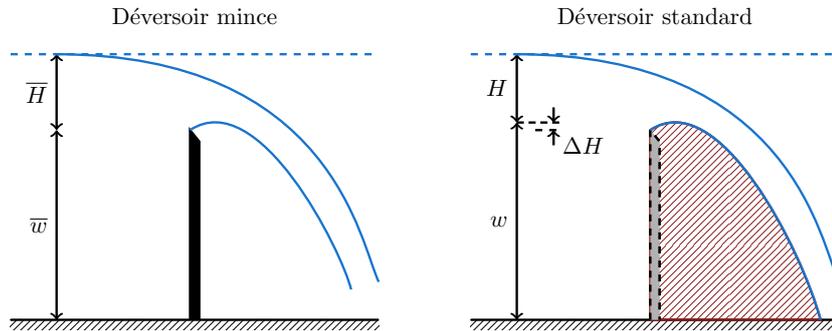


Figure 10 – Déversoir à paroi mince et déversoir standard, dont le parement aval épouse la forme de la nappe inférieure du déversoir à paroi mince, d’après (Hager and Schleiss, 2009).

Cette relation permet de déterminer le débit avec une erreur inférieure à 0.5% si $h_0/w < 1/2$, $h_0/b < 1/2$, $0.07 \text{ m} \leq h_0 \leq 0.60 \text{ m}$, $b \geq 0.30 \text{ m}$ et $w \geq 0.30 \text{ m}$, C_d prenant ses valeurs autour de 0.42.

De plus, l’écoulement au-dessus d’un déversoir peut être considéré comme potentiel, x et z étant les coordonnées par rapport à la crête. Les vitesses des nappes supérieure V_{sup} et inférieure V_{inf} sont données par la relation de Bernoulli :

$$V_{sup} = [2g(H - z - h)]^{1/2} \text{ et } V_{inf} = [2g(H - z)]^{1/2}, \quad (66)$$

En fait, toutes les géométries de nappes provenant de charges H différentes deviennent identiques si l’on utilise les coordonnées normalisées x/H et z/H . L’effet de la tension superficielle se manifeste seulement pour $H < 0.05 \text{ m}$, et cette limite doit être considérée sur les modèles réduits. Par contre, la viscosité du fluide ne semble pas avoir d’effet sur la géométrie de la surface de l’eau.

Concernant la conception d’ouvrages qui seront amenés à contrôler des débit importants, on ne se limite pas à l’étude de leur fonctionnement hydraulique car il faut intégrer différents facteurs supplémentaires tels que la stabilité de l’ouvrage, le risque d’érosion, les caractéristiques du sous-sol, le type de barrage et la topographie du site d’implantation. Les déversoirs anciens possèdent plutôt un profil trapézoïdal qui présente le désavantage de permettre un décollement de l’écoulement et ainsi générer une zone de forte turbulence et de sous-pressions. Pour éviter ce risque, on peut donner au parement aval du déversoir la forme de la nappe inférieure du déversoir mince. Un déversoir ainsi construit sera qualifié de *déversoir standard* (figure 10).

3.3.2.2 Déversoir à seuil épais

Les déversoirs à seuil épais peuvent avoir des géométries très variées et présentent un intérêt pour cette étude puisque, dans une certaine extension, le comportement d’une brèche dans une digue peut être traduit en termes de paramètres géométriques et de coefficients de débit. Deux paramètres supplémentaires sont à prendre en compte ici, la pente amont θ et la longueur de la crête L_e . On introduit un coefficient de correction c_e dans l’expression du débit qui devient

$$Q = C_d c_e b \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (67)$$

La vitesse d'approche est normalement faible ($w \gg H$), la hauteur d'eau amont h_0 devient donc pratiquement égale à la charge H . Hager a montré expérimentalement en 1986 que

$$c_e = 1 - \frac{2 \sin \theta}{9(1 + \xi_e^4)}, \quad (68)$$

où ξ_e est le coefficient de forme, et on a $7/9 \leq c_e \leq 1$ (voir (Hager, 1986)). La capacité d'évacuation d'un tel déversoir reste alors inférieure à celle d'un déversoir en paroi mince, mais une amélioration est possible en arrondissant l'arête amont (voir (Hager, 1994)). Pour le déversoir à parements verticaux, le coefficient de débit dépend essentiellement du rapport L_e/w . Il est important de retenir qu'un déversoir à seuil large offre une grande capacité de submersion aval avant d'observer un changement de type d'écoulement.

On trouve souvent ce type de déversoir à seuil épais et parements inclinés sur les digues fluviales de protection. Les caractéristiques de ce type d'écoulement sont d'un intérêt particulier pour nous et on distingue quatre types de comportement :

- ressaut direct à l'aval du déversoir
- jet plongeant sur le parement aval
- jet de surface ondulé
- jet de surface.

L'écoulement dénoyé¹ est décrit par la relation $Q = C_d B (2gH^3)^{1/2}$. Le coefficient de débit C_d dépend essentiellement de la charge adimensionnelle $\zeta = H_0/(h_0 + L_e)$. Pour un déversoir avec une pente de parement de 1 : 2, des essais de laboratoire ont donné la relation

$$C_d = 0.43 + 0.06 \sin[\pi(\zeta - 0.55)], \quad (69)$$

qui permet d'obtenir des valeurs similaires aux autres relations déjà introduites pour calculer C_d (voir (Fritz and Hager, 1998)). L'écoulement noyé au-dessus d'un déversoir à seuil épais est décrit par le deuxième et le troisième type d'écoulement évoqués plus haut. L'écoulement à jet plongeant est caractérisé par la zone de recirculation en surface, de longueur L_r .

3.3.2.3 Déversoirs latéraux

EQUATIONS DE BASE Les équations permettant de décrire le comportement hydraulique des déversoirs latéraux prennent en compte l'angle d'incidence de l'écoulement côté rivière et donnent accès au débit de fuite latéral et à la ligne d'eau le long du déversoir en fonction des conditions hydrauliques amont.

L'axe du canal est toujours considéré comme la direction principale de l'écoulement (figure 12). Le principe de Bernoulli et le théorème de la quantité de mouvement s'appliquent donc ici. En admettant une répartition uniforme des vitesses et une pression hydrostatique dans une section donnée, l'énergie spécifique E vaut

$$E = Q.H = Q. \left(h + \frac{V^2}{2g} \right). \quad (70)$$

La variation de E avec x se compose de la pente de fond J_s , de la perte de charge due au frottement par unité de longueur J_f , et de la perte d'énergie mécanique due au débit sortant, soit

$$\frac{dE}{dx} = (J_s - J_f)Q + \frac{dQ}{dx} \left(\frac{p}{\rho g} + \frac{u^2}{2g} \right), \quad (71)$$

1. i.e. l'écoulement à l'aval du déversoir n'influence pas l'écoulement au droit du seuil, dans (Degoutte, 2004)

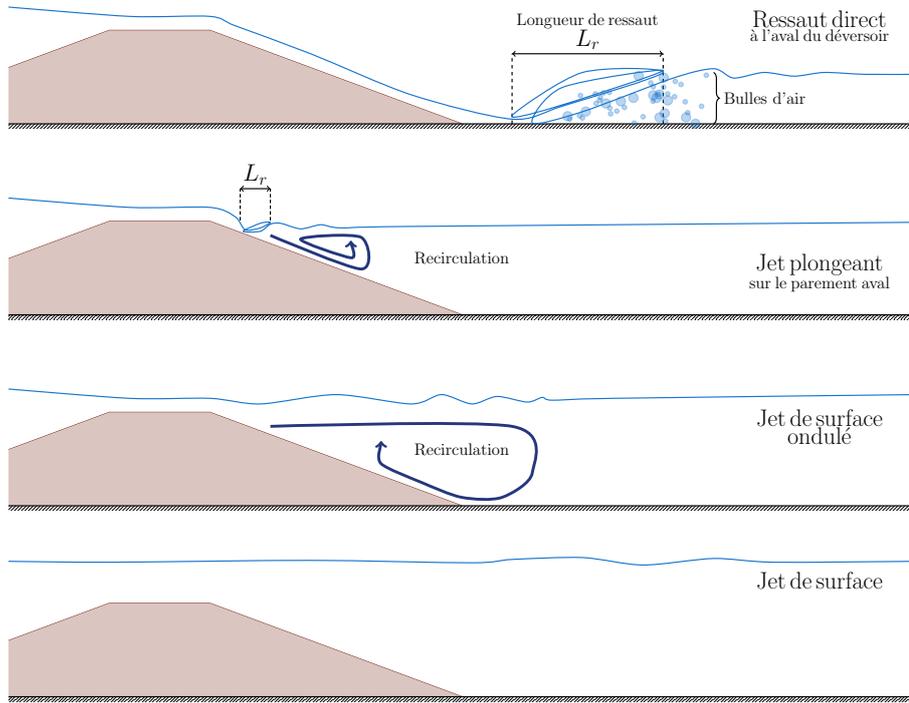


Figure 11 – Quatre types d’écoulements sont possibles au-dessus d’un déversoir à seuil épais et parements inclinés selon le degré de submersion aval, d’après (Hager and Schleiss, 2009).

où $p = p(x)$ et $U = U(x)$ sont la pression et la vitesse au bord déversant du canal considéré. Le terme $dQ/dx = Q' \leq 0$ correspond à l’intensité du débit sortant.

On dérive (70) par rapport à x pour obtenir :

$$\frac{Q'}{Q} \left(h + \frac{Q^2}{2gA^2} \right) + \left(h' + \frac{QQ'}{gA^2} + \frac{Q^2 A'}{gA^3} \right) = J_s - J_f + \frac{Q'}{Q} \left(\frac{p}{\rho g} + \frac{U^2}{2g} \right) \quad (72)$$

En posant $A' = \frac{dA}{dx} = \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial h} \frac{dh}{dx}$ pour la variation totale de la section mouillée A , et $F^2 = Q^2(\partial A/\partial x)/(gA^3)$ pour le nombre de Froude, on obtient (voir (Yen and Wenzel, 1970) et (Yen, 1973))

$$h' = \frac{J_s - J_f + \frac{Q'}{Q} \left[\frac{p}{\rho g} - h + \frac{U^2 - 3V^2}{2g} \right] + \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x}}{1 - F^2} \quad (73)$$

De manière analogue, l’application du théorème de la quantité de mouvement sur un élément infiniment court dans la direction longitudinale conduit à

$$h' = \frac{J_s - J_f + \frac{Q'}{Q} \left[\frac{p}{\rho g} - h + \frac{VU \cos \Phi - 2V^2}{g} \right] + \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x}}{1 - F^2}, \quad (74)$$

où $U \cos \Phi$ est la composante de la vitesse du courant sortant dans la direction de l’axe x (voir (Hager and Volkart, 1986)).

Les termes entre crochets des équations (73) et (74) doivent être identiques pour une même inclinaison de la surface d’eau. Cependant on ne peut pas utiliser la relation

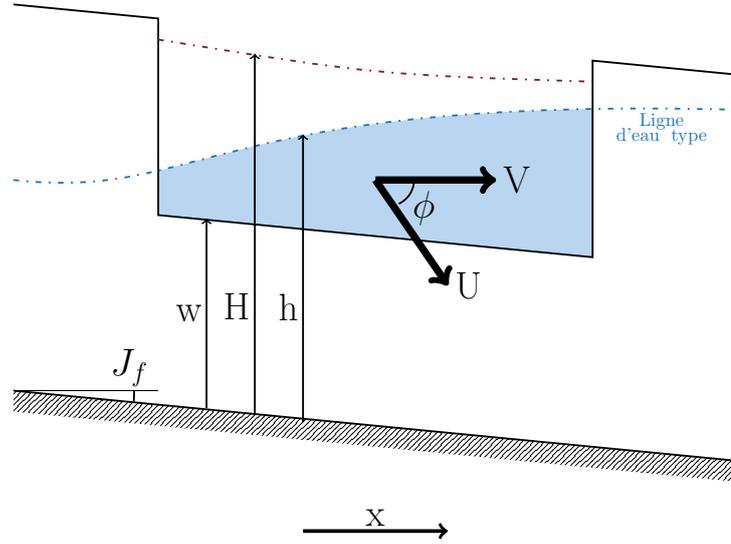


Figure 12 – Définition des paramètres d'un déversoir latéral, d'après (Graf and Altinakar, 1998).

obtenue entre U et V puisque p et Φ sont des inconnues. Néanmoins, Hager et Volkart ont démontré en 1986 que l'on peut déduire l'équation (74) du système

$$\begin{cases} H = h + \frac{Q^2}{2gA^2} \\ H' = J_s - J_f - \frac{QQ'}{gA^2} \left(1 - \frac{U \cos \Phi}{V}\right). \end{cases} \quad (75)$$

La variation longitudinale de la charge H' se compose donc des effets de la pesanteur J_s , du frottement $H'_R = -J_f$ et des effets du débit localement varié H'_L exprimés comme :

$$H'_L = -\frac{QQ'}{gA^2} \left(1 - \frac{U \cos \Phi}{V}\right). \quad (76)$$

En notant que Q' est négatif et que U , $\cos \Phi$, et V sont positifs, on obtient 3 cas de figure :

- a) $V > U \cos \Phi \Rightarrow H'_L > 0$,
- b) $V = U \cos \Phi \Rightarrow H'_L = 0$,
- c) $V < U \cos \Phi \Rightarrow H'_L < 0$.

Le cas a) représente une particularité rencontrée pour les bifurcations de courant, où le coefficient de perte de charge ξ peut être négatif. Ce gain d'énergie du courant principal est compensé par une perte accentuée dans la sortie latérale. Pour les déversoirs latéraux avec une direction non perturbée de la direction de l'écoulement sortant latéralement, le cas b), où $V \approx U \cos \Phi$, est une bonne approximation de la réalité. Enfin, dans le cas c), H décroît dans la direction longitudinale.

Dans la réalité, la zone où l'écoulement varie est courte par rapport à la longueur du canal. On peut donc remplacer $J_f = J_f(x)$ par sa valeur moyenne,

$$\bar{J}_f = \frac{1}{L} \int_a^b J_f dx, \quad (77)$$

L étant la longueur du déversoir latéral.

Soit $J = J_s - \bar{J}_f$ la pente de la ligne de charge par rapport au fond d'un canal à pente J_s constante. On peut alors intégrer le système (75) pour obtenir

$$H(x) = H_0 + Jx = h + \frac{Q^2}{2gA^2}, \quad (78)$$

où $H_0 = H(x = 0)$ est la constante d'intégration, et J est indépendant de x . Dans les cours d'eau naturels, $0 < J_s < 0.01$ en général, et l'effet de J sur l'écoulement peut être négligé. La relation (78) se réduit alors à $H(x) = H_0$, ce qui correspond à une charge constante par rapport au fond du canal. Dans des conditions pseudo-uniformes ($J \equiv 0$), l'équation dynamique d'un écoulement à débit décroissant est alors donnée par

$$\begin{cases} H = h + \frac{Q^2}{2gA^2} \\ H' = h' + \frac{QQ'}{gA^2} - \frac{Q^2 A'}{gA^3}. \end{cases} \quad (79)$$

En éliminant le débit Q entre les deux équations précédentes, l'équation de la surface libre devient

$$h' \left[1 - \frac{2(H-h)}{A} \frac{\partial A}{\partial h} \right] = \frac{2(H-h)}{A} \frac{\partial A}{\partial x} - \frac{Q' \sqrt{2g(H-h)}}{gA}. \quad (80)$$

Cette équation différentielle en $h(x)$ doit être résolue en spécifiant l'intensité du débit sortant $Q'(x)$ et en partant d'une condition limite $h(x = 0) = h_0$.

INTENSITÉ DU DÉBIT LATÉRAL L'approche la plus simple pour calculer $Q'(x)$ tient compte des loi valables pour les autres déversoirs (voir (Kosinsky, 1968)). L'effet de la vitesse dans le canal, V , et la direction ϕ du débit sortant par rapport à l'axe du canal sont importants. Pour les canaux prismatiques à pente faible, ϕ est donné par

$$\sin \phi = \left(\frac{y - W}{3 - 2y - W} \right)^{1/2}, \quad (81)$$

où $y = h/H$ et $W = w/H$.

En 1987, Hager se base sur la loi de Poléni pour exprimer le débit sortant par unité de longueur Q' :

$$Q' = -\frac{3}{5} n^* c \sqrt{gH^3} (y - W)^{3/2} \left(\frac{1 - W}{3 - 2y - W} \right)^{1/2} \left[1 - \theta \left(\frac{3(1 - y)}{y - W} \right)^{1/2} \right], \quad (82)$$

où $n^* = 1$ ou 2 selon que le déversoir se trouve sur une ou deux parois du canal (voir (Hager, 1987)). Le coefficient de forme c dépend de la géométrie de la crête du réservoir. Le terme $\left(\frac{1 - W}{3 - 2y - W} \right)^{1/2}$ exprime l'effet de la vitesse latérale tandis que $\theta = (1/h) \partial A / \partial x$ permet de considérer les canaux non prismatiques (voir (Vazquez and al., 1996)).

La géotechnique fait appel aux usages du génie civil pour étudier les sols, qui sont définis comme un assemblage de grains minéraux de taille et de propriétés variées. La mécanique des sols est l'application des principes de base de la mécanique des fluides et de la mécanique des matériaux à l'étude des sols, qui sont des matériaux industriels courants et interviennent, au même titre que le béton ou l'acier, dans différents types de structures. L'étude des sols de fondation des ouvrages est notamment une étape primordiale sur les chantiers d'envergure. On utilise souvent, et particulièrement pour les digues fluviales, des sols naturels locaux car c'est en général la solution la plus économique, qui présentent une partie grossière (sable, graviers, cailloux) et une partie fine (limons et argile, $\varnothing < 64 \mu\text{m}$). Cette dernière a des propriétés particulières liées aux interactions entre l'eau et les argiles et est responsable de la cohésion et de la plasticité des sols. Dans ce chapitre, après avoir défini les paramètres permettant de décrire les sols, nous introduirons quelques propriétés physico-chimiques des argiles ainsi que certains traits propres aux sols cohésifs. Nous présenterons ensuite les pratiques du génie civil en détaillant le principe de différents essais normalisés permettant leur caractérisation et qui ont guidé une partie de notre travail.

4.1 DESCRIPTION DES SOLS

Un sol est constitué d'un ensemble de particules solides entourées de vides. Le volume total du sol V_t est donc la somme du volume des grains solides V_s et des vides V_v , lui-même divisé entre les volumes d'air V_a et d'eau V_w . Les relations de phases sont rappelées dans le tableau 3. La masse volumique est un concept très usité en géotechnique et s'exprime en kg/m^3 ou T/m^3 . On définit d'abord la masse volumique totale du sol humide ρ , celle des grains solides ρ_s et celle de l'eau, $\rho_w = 1000 \text{ kg}/\text{m}^3$. Typiquement, ρ se situe entre 1000 et 2400 kg/m^3 pour des valeurs de ρ_s comprises entre 2500 et 2800 kg/m^3 . On utilise également trois autres masses volumiques : ρ_d pour le sol sec (débarassé de son eau par chauffage), ρ_{sat} pour les sols saturés et $\rho' = \rho_{\text{sat}} - \rho_w$ pour la masse volumique du sol déjaugé. Précisons enfin que l'on utilise souvent γ , le poids volumique exprimé en kN/m^3 , au lieu de ρ , ces deux grandeurs étant liées par la relation $\gamma = \rho g \cdot 10^{-3}$.

La texture d'un sol est directement liée à ses propriétés géotechniques. Le diamètre des grains définit les parties grossières (graviers, sables, $\varnothing > 64 \mu\text{m}$ ¹) et fines (silts et argiles, $\varnothing < 64 \mu\text{m}$) des sols. On peut aussi classer les sols selon leur plasticité et leur cohésion. Les sables, contrairement aux argiles, ne sont ni plastiques ni cohésifs ; on dit qu'ils sont pulvérulents. Notons que le substantif 'argile' désigne aussi bien les minéraux argileux que les sols contenant en majorité ces minéraux. L'eau a de plus des effets plus ou moins marqués selon le type d'argile.

1. ou 50 μm selon les systèmes de classification.

Indice des vides	$e = V_v/V_s$
Porosité	$n = (V_v/V_t) \times 100$ (%)
Degré de saturation	$S_r = (V_w/V_v) \times 100$ (%)
Teneur en eau	$w = (M_w/M_s) \times 100$ (%)
Masse volumique (kg/m ³)	sol humide... $\rho = M_t/V_t = (M_s + M_w)/V_t$
	grains solides $\rho_s = M_s/V_s$
	eau..... $\rho_w = M_w/V_w$
	sol sec..... $\rho_d = M_s/V_t$
	sol saturé.... $\rho_{sat} = (M_s + M_w)/V_t$
	sol déjaugé.. $\rho' = \rho_{sat} - \rho_w$
Poids volumique	$\gamma = \rho_g \cdot 10^{-3}$ (kN/m ³)

Table 3 – Relations de phases dans les sols.

4.2 CARACTÉRISATION DES SOLS

Depuis longtemps, l'ingénierie hydraulique s'est dotée de méthodes mises en œuvre *in situ* ou au laboratoire qui permettent de classer les sols de manière objective, l'enjeu (encore actuel) étant bien souvent de lier les propriétés déduites des essais à la propension d'un sol à être utilisé dans la construction d'ouvrages ou parfois d'expliquer une rupture. Les critères majeurs décrivant les sols sont la densité maximale que l'on peut atteindre pour une énergie de compactage donnée (celle des engins de chantier) et la réaction du sol au contact de l'eau, par exemple sa plasticité ou sa susceptibilité au retrait et au gonflement. Nous allons présenter ce cadre qui, s'il est strict, est le seul permettant décrire et de comparer les sols de manière quasiment unifiée dans tous les pays.

4.2.1 Granulométrie

Tandis que la distribution du diamètre des grains formant un sol ne joue qu'un rôle mineur pour les sols fins, elle est d'une importance capitale dans le comportement des sols grossiers. Une des caractérisations les plus courantes consiste donc à obtenir la taille des grains et leur distribution relative. La gamme des diamètres observés dans les sols naturels s'étend sur près de huit ordres, de quelques microns jusqu'au mètre. L'analyse granulométrique se déroule en deux étapes. Premièrement, on tamise le sol avec des grilles de plus en plus fines (jusqu'à 80 μm), ce qui a pour but de déterminer la distribution des diamètres de la partie grossière. Ensuite, on obtient celle de la partie fine par sédimentométrie où la loi de Stokes, relative à la chute de sphères dans un fluide visqueux, permet de déterminer la masse de particules encore en suspension en fonction du temps et ainsi de remonter à la distribution granulométrique de la partie fine (voir (Regazzoni, 2009), (AFNOR, 1996) et (AFNOR, 1992)). On représente les résultats de ces essais par une courbe cumulative où l'on reporte, pour un diamètre donné, le pourcentage massique de grains inférieurs à ce diamètre. La granulométrie peut être étalée, discontinue ou uniforme, un manque dans certaines classes de diamètre influençant la stabilité des sols. Pour synthétiser les résultats, on utilise des diamètres caractéristiques, qui correspondent à un certain pourcentage de passants, notamment le D_{50} qui est le diamètre médian. Le coefficient d'uniformité C_u dérive de ces diamètres, étant défini comme

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}. \quad (83)$$

Un sol est d'autant plus uniforme que la valeur de C_u est proche de 1, alors que les sols à granulométrie étendue présenteront plutôt des valeurs qui peuvent dépasser 15. Pour déterminer si la répartition granulométrique d'un sol est acceptable, on utilise plutôt le coefficient de courbure

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{(D_{10}D_{60})}, \quad (84)$$

dont une valeur comprise entre 1 et 3 dénote une granulométrie bien étalée. L'abaque de Taylor (figure 13) est un premier moyen de classifier les sols en fonction de leur granulométrie, en déterminant la proportion d'argile ($\varnothing < 2 \mu\text{m}$), de silts ($2 < \varnothing < 50 \mu\text{m}$) et de sable ($\varnothing > 50 \mu\text{m}$).

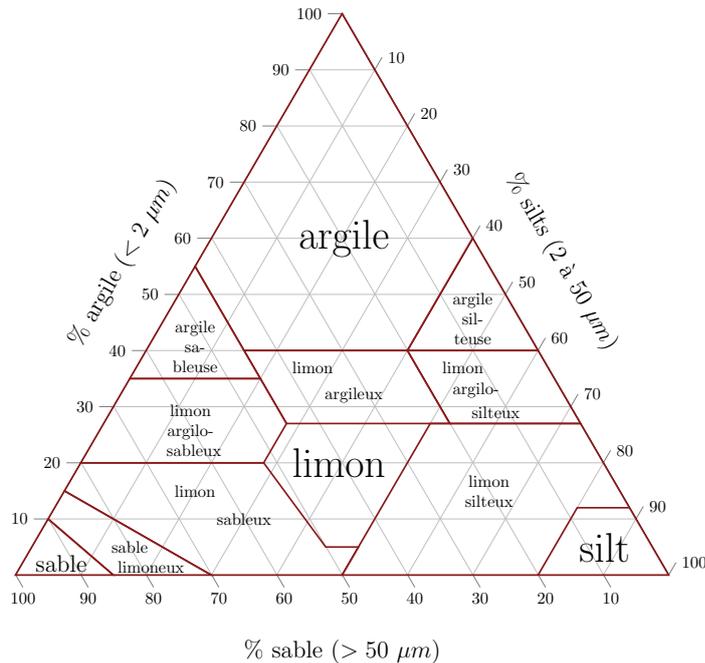


Figure 13 – L'abaque triangulaire de Taylor permet de classifier les sols selon leur composition granulométrique, d'après (Degoutte and Royet, 2009).

Les propriétés mécaniques des sols et notamment leur résistance à l'érosion dépend de plus de la forme des grains de sable, qui peuvent être arrondis, sous-arrondis, sous-angulaires ou angulaires (voir (Benahmed, 2001)). On note également la présence de grains massifs, incompressibles, et de particules allongées ou en feuillet dont le volume peut diminuer même sous une charge modérée (voir (Holtz and Kovacs, 1991)).

4.2.2 L'eau dans les sols

La présence d'eau dans les sols naturels, dans des proportions parfois très importantes, est un élément clé de la compréhension des ruptures de digues et des phénomènes d'érosion et de dégradation des infrastructures hydrauliques en général. Un matériau granulaire peut être vu comme un réseau de capillaires formé par les vides entre les grains où l'eau peut s'immiscer et s'écouler. En outre, le comportement mécanique des sols dépend d'autant plus de leur teneur en eau que la fraction de particules fines (cohésives) est importante. En effet, les argiles possèdent des propriétés physico-chimiques complexes qui les rendent sensibles à la présence d'eau au-delà de

la contrainte hydrodynamique, contrairement aux granulaires 'grossiers' ($> 80 \mu\text{m}$), ce qui se traduit parfois par des réactions importantes telles que le gonflement ou le retrait. Après quelques généralités sur les argiles, nous aborderons la notion de plasticité des sols de même que le problème de la densification mécanique des sols et les essais géotechniques associés, couramment utilisés dans études expérimentales et les projets réels en cas de réalisation d'un nouvel ouvrage, de réparation, ou d'expertise suite à une défaillance, ceci devant nous permettre de raisonner et de critiquer nos résultats dans les termes consacrés par la communauté.

4.2.2.1 Les argiles

A la différence des sols non cohésifs, la granulométrie joue un rôle mineur dans le comportement des sols argileux tandis que l'effet de l'eau est notable. Les matériaux argileux sont de plus très actifs sur le plan électro-chimique. Les argiles sont de petits cristaux colloïdaux ($d < 1 \mu\text{m}$) en forme de plaquettes, formés par l'empilement de feuillets à structure cristalline répétée. Il n'existe que deux types de feuillets de base :

- les feuillets en tétraèdre ou de silice, avec des atomes d'oxygène formant la base, et un atome de silice au centre du tétraèdre (figure 14).
- les feuillets en octaèdre, avec des atomes d'oxygène (ou des hydroxyles) aux sommets qui entourent un atome d'aluminium, de magnésium, de fer ou autre (figure 15).

Les deux types de feuillets se démarquent par l'empilement des feuillets et par les divers liants et ions métalliques contenus dans le treillis cristallin.

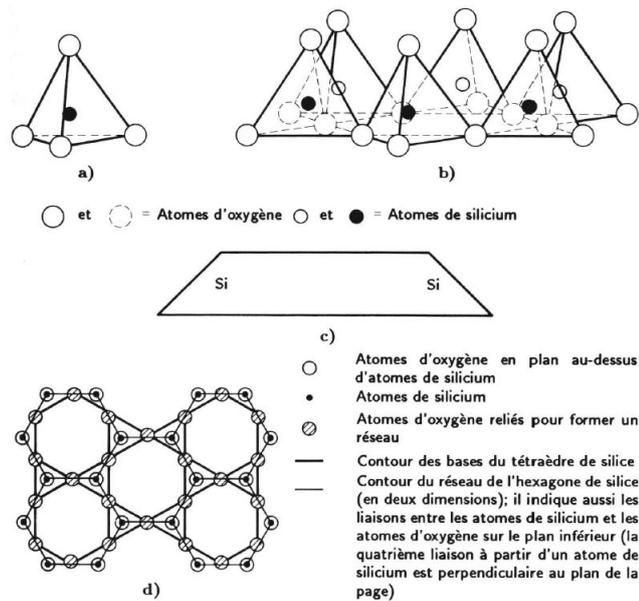


Figure 14 – a) Tétraèdre de silice (d'après (Grim, 1959)); b) vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre (d'après (Grim, 1959)); c) schéma du feuillet de silice (d'après (Lambe, 1953)); d) vue en plan du feuillet de silice (d'après (Warslaw and Roy, 1961)); illustration issue de (Holtz and Kovacs, 1991).

Les trois types d'argile les plus courants sont :

- la kaolinite, qui est caractérisée par l'alternance d'un feuillet en tétraèdre (silice) et d'un feuillet en octaèdre (aluminium ou gibbsite), ce qui la classe comme argile 1 : 1. Chaque couche de base a une épaisseur de 0.72 nm, et les couches sont

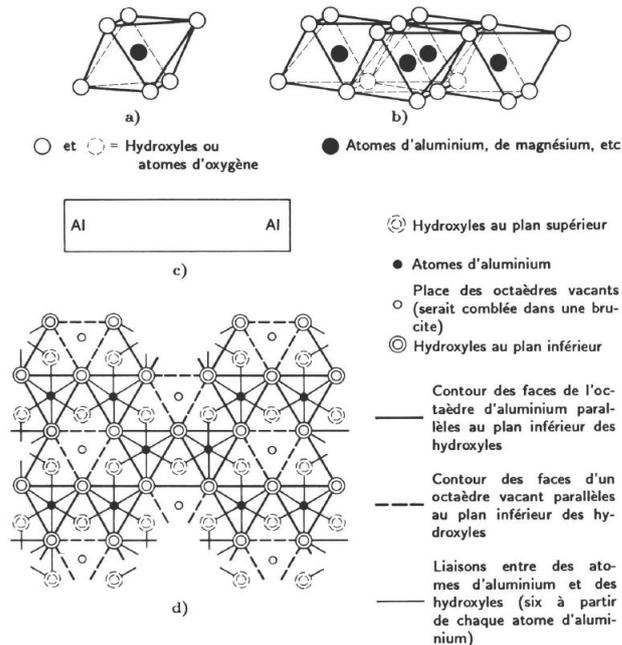


Figure 15 – a) Octaèdre de Al (ou de Mg ou de Fe) (d'après (Grim, 1959)); b) vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre (d'après (Grim, 1959)); c) schéma du feuillet de silice (d'après (Lambe, 1953)); d) vue en plan du feuillet en octaèdre de Al (ou de Mg) (d'après (Warshaw and Roy, 1961)); illustration issue de (Holtz and Kovacs, 1991).

liées entre elles par des liens d'hydrogène entre les hydroxyles et les atomes d'oxygène. Ces liaisons empêchent l'hydratation, ce qui permet l'apparition d'assez gros cristaux.

- la montmorillonite est une argile 2 : 1 : deux feuillets de silice pour un d'alumine. L'épaisseur de chaque couche 2 : 1 est d'environ 0.96 nm. Les forces de Van der Waal qui soudent les sommets des feuilles de silice sont faibles, ce qui se traduit par une déficience en charges négatives dans le feuillet en octaèdre, conférant aux cristaux une forte affinité avec l'eau.
- l'illite, également de type 2 : 1, les couches sont reliées par un atome de potassium qui crée un lien très fort entre elles.

4.2.2.2 Interaction entre l'eau et les minéraux argileux

Comme nous l'avons dit, l'eau influence beaucoup le comportement des sols fins. Le tableau suivant donne, pour différents types d'argiles, l'évolution de la surface spécifique² et du coefficient d'activité $A = I_p / (\text{pourcentage d'argile})$ et permet d'observer la corrélation qui existe entre l'activité et le type de minéral argileux³ :

Minéral	Epaisseur (nm)	type	Diamètre (nm)	type	Surface spécifique	spécifique	Activité
Montmorillonite	3		100-1000		0.8		4-7
Illite	30		10000		0.08		0.5-1.3
Kaolinite	50-2000		300-4000		0.015		0.3-0.5

2. Définie comme le rapport entre la surface et le volume d'une particule.

3. I_p est l'indice de plasticité, que nous définirons plus loin.

Dans la nature, les particules argileuses sont pratiquement toujours hydratées. Les couches d'eau autour de chaque cristal d'argile constituent l'eau adsorbée, qui joue un rôle éminent dans la structure et les propriétés des sols argileux. Plus en détail, les couches d'eau sur un cristal de montmorillonite (dimensions 100×1 nm) et sur un cristal de kaolinite (dimensions 100×100 nm) ont la même épaisseur. En raison de la différence de taille des particules, la montmorillonite verra certaines de ses propriétés augmenter : activité, plasticité, potentiel de gonflement, susceptibilité au retrait et aux variations de volume sous compression. De plus, les particules argileuses agissent les unes sur les autres par le biais de l'eau adsorbée. Elles peuvent s'attirer (force de Van der Waals), se repousser ou interagir par tout autre type de lien chimique ou organique. Les argiles peuvent notamment avoir tendance à flocculer ou à se disperser dans des conditions très diluées.

4.2.2.3 Limites d'Atterberg et classification des argiles

Concernant l'identification et la classification des argiles, il existe deux approches. L'une, basée sur la diffraction des rayons X, est assez lourde à mettre en œuvre. L'autre utilise les limites⁴ de liquidité w_l , de plasticité w_p et de retrait w_s définies par Atterberg en 1911 afin d'améliorer le modelage et la cuisson des briques. Elle est basée sur la consistance d'une argile ou, par extension, de la partie fine d'un sol, en fonction de sa teneur en eau. Finalement l'indice de plasticité I_p est défini comme la plage de teneurs en eau où le sol adopte un comportement plastique :

$$I_p = w_l - w_p$$

Une vingtaine d'années plus tard, Terzaghi et Casagrande normalisèrent ces limites dans (Casagrande, 1932) pour les intégrer dans les systèmes de classification officiels. En génie civil, on utilise aujourd'hui couramment w_l et w_p en complément de l'analyse granulométrique pour prendre en compte les caractéristiques de la fraction fine d'un sol (voir (AFNOR, 1993)). La limite de liquidité s'obtient en plaçant un échantillon de sol dans une coupelle que l'on monte sur un dispositif de Casagrande qui permet de soumettre le tout à des chocs répétés. En ayant pratiqué un sillon au centre de l'échantillon, on peut déterminer la teneur en eau pour laquelle celui-ci se referme lorsque la coupelle est soumise à environ 25 chocs. Le succès de l'essai de limite de plasticité est, quant à lui, beaucoup plus soumis à l'expérience de l'opérateur. En effet, il s'agit ici de rouler une boule de sol sur une surface lisse jusqu'à lui donner la forme d'un rouleau de 3 mm de diamètre et environ 10 cm de long. Si des fissures apparaissent avant d'atteindre ces dimensions, l'échantillon est trop sec. Sinon il est trop humide, la finesse de l'essai consistant à déterminer la teneur en eau où les fissures apparaissent lorsque le rayon vaut 3 ± 0.5 mm.

Finalement les essais de limite d'Atterberg apportent une information complémentaire à la granulométrie et ramifient la classification des sols. L'abaque de plasticité de Casagrande (voir (Casagrande, 1948)) définit les grandes familles de sols selon leur limite de liquidité et leur indice de plasticité. Sur la figure 17, on a situé différents types de sols ; ceux situés au-dessus de la ligne A sont classés parmi les argiles et la ligne U représente la limite supérieure pour la plupart des sols.

4.2.3 Structure des sols et arrangement des particules

En géotechnique, le terme 'structure' désigne aussi bien l'arrangement géométrique des grains que la force qui agit entre ces grains. Dans les sols granulaires, les

4. Exprimées en pourcentage massique de teneur en eau

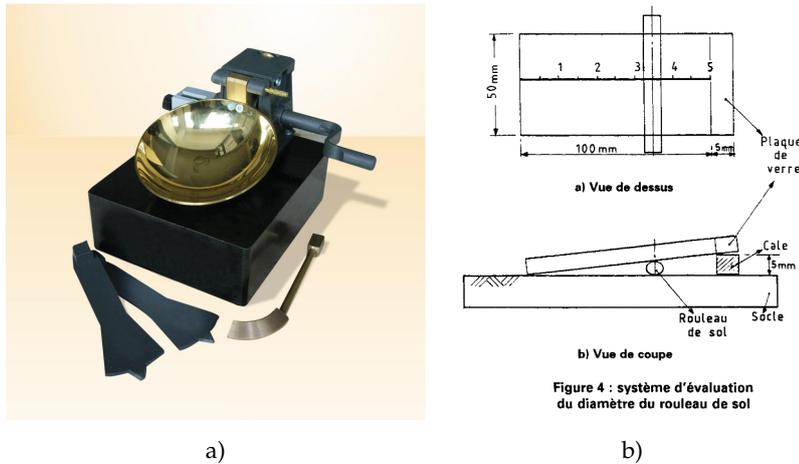


Figure 16 – a) Dispositif de Casagrande nécessaire à la détermination de la limite de liquidité w_L ;
b) Méthode de modelage des rouleaux de sol lors de l'essai de plasticité ; d'après (AF-NOR, 1993).

forces interparticulaires sont très faibles et la structure se limite à l'arrangement des grains, contrairement aux sols cohésifs où la structure dépend des fortes interactions entre les particules (voir (Holtz and Kovacs, 1991)).

4.2.3.1 Arrangement de particules dans les sols pulvérulents

Les grains de sol susceptibles de décanter de façon indépendante des autres particules ($d > 20 \mu\text{m}$) forment des structures dites à grain unique. Elles peuvent être lâches (indice des vides élevé et densité faible) ou denses. Selon la distribution granulométrique et l'arrangement géométrique des grains, la plage des valeurs prises par l'indice des vides e est étendue. Parfois, des structures en nid d'abeilles apparaissent qui peuvent être stables sous une charge statique mais instables en charge dynamique (vibrations...). La présence d'eau peut également modifier le comportement des structures granulaires lâches sous sollicitation (liquéfaction...).

4.2.3.2 Arrangement de particules dans les sols cohésifs

Dans les sols argileux, l'arrangement des particules se fait au travers de plusieurs échelles caractéristiques (domaines élémentaires (μm) < grappes < peds (mm)). Ces groupements, associés à d'autres caractéristiques macrostructurelles tels que les joints et fissures présents dans le matériau, forment l'arrangement macroscopique des particules ou macrostructure. Ainsi le comportement d'un sol est souvent déterminé par ses 'malformations', notamment si la discontinuité est orientée défavorablement par rapport aux contraintes exercées. La microstructure joue un rôle moins important sur le plan géotechnique mais peut contribuer à une bonne compréhension du comportement des sols naturels car elle est le reflet de l'histoire géologique d'un dépôt et des contraintes subies.

4.2.4 Compactage des sols

Les sols naturels peuvent être très compressibles ou très perméables, ce qui pousse les ingénieurs à modifier les ouvrages en conséquence et adapter les fondations aux conditions géotechniques en stabilisant les sols. La méthode la plus courante est le com-

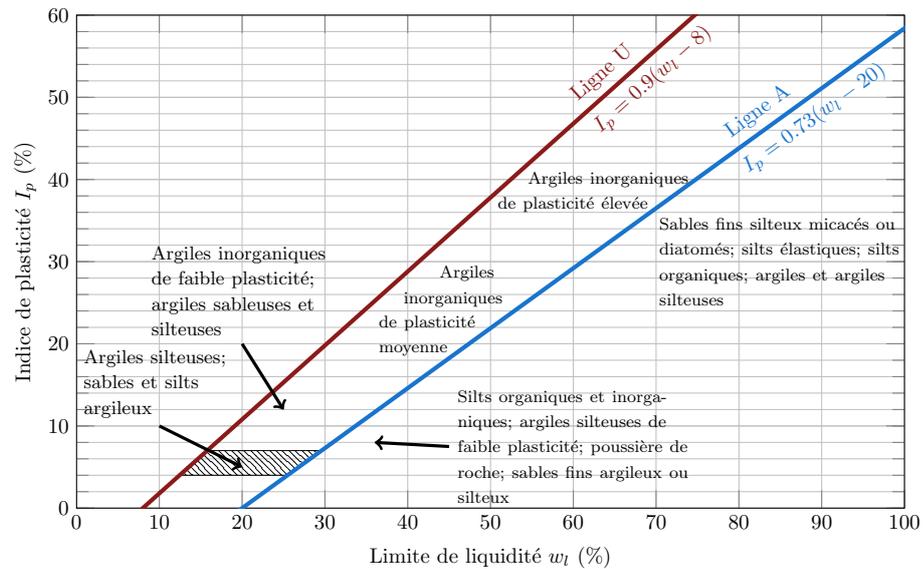


Figure 17 – Abaque de plasticité de Casagrande permettant de classer les sols selon leur limite de liquidité et leur indice de plasticité, d’après (Holtz and Kovacs, 1991).

packaging mécanique. Dans le cas des barrages en terre, des problèmes importants de tassement et de stabilité interviendront si les sols sont déversés en vrac dans un remblai. D’ailleurs, on utilisait déjà le compactage il y a fort longtemps en Chine et en Inde lorsque les porteurs de terre foulaient aux pieds le sol déjà en place ou utilisaient des éléphants. Le compactage consiste en la densification des sols par application d’énergie mécanique. Il peut entraîner une modification de la teneur en eau et de la granulométrie. On peut compacter les sols pulvérulents par vibration, et les sols cohérents par impact, pétrissage ou par pression statique.

4.2.5 Théorie du compactage

Dès les années 30, Proctor mit au point l’essai de compactage du même nom (voir (Proctor, 1933)). Il démontra que le compactage est fonction de quatre variables :

- la masse volumique
- la teneur en eau
- l’énergie de compactage
- le type de sol (pulvérulent/cohésif).

L’énergie de compactage est une mesure de l’énergie mécanique appliquée à une masse de sol ; elle s’exprime en J/m^3 ou plus couramment aujourd’hui en W/m^3 . En laboratoire, on utilise surtout le compactage par impact qui consiste à laisser tomber de manière répétée un marteau sur un échantillon contenu dans un moule. Les caractéristiques de tous les matériels de compactage sont normalisées (voir (AFNOR, 1999)).

Pour réaliser un essai Proctor, on compacte des échantillons d’un même sol à des teneurs en eau différentes, puis on mesure leur densité humide et leur teneur en eau. Après séchage, on a accès à la masse (ou au poids) volumique du sol sec en fonction de la teneur en eau au moment du compactage, pour obtenir une courbe qui passe par un maximum de densité sèche, correspondant à l’optimum de teneur en eau (voir la figure 19 pour apprécier l’allure de telles courbes).

4.2.6 Propriétés et structure des sols cohésifs compactés

La structure et les propriétés géotechniques des sols cohésifs compactés dépendent en grande partie de la méthode de compactage employée, de l'énergie fournie, de la nature du sol et de sa teneur en eau. Selon cette dernière, les sols sont placés du côté sec ou du côté humide de l'optimum. Du côté sec, la structure du sol est peu dépendante du mode de compaction mais c'est le contraire du côté humide, où la façon de compacter influence la structure du sol ainsi que sa résistance et sa compressibilité.

La perméabilité d'un échantillon compacté à énergie constante diminue lorsque la teneur en eau augmente et atteint un minimum autour de la teneur optimale. Une augmentation de l'énergie de compactage a pour effet de diminuer le coefficient de perméabilité (l'indice des vides diminue). On remarque également que les argiles compactées du côté humide de l'optimum sont plus compressibles lorsque de faibles contraintes sont appliquées. A des niveaux de contraintes élevés, c'est l'inverse qui se produit. Le gonflement des argiles compactées est plus important si elles sont du côté sec de l'optimum car elles ont un déficit plus marqué en eau et une capacité d'adsorption élevée, ce qui les rend plus sensibles aux variations de la teneur en eau. Par contre, ce sont les sols compactés du côté humide qui présentent la plus grande susceptibilité au retrait.

La résistance des argiles compactées est un phénomène complexe mais on considère que les échantillons compactés du côté sec sont globalement plus résistants que les échantillons compactés côté humide. On a montré (voir (Seed and Chan, 1959)) que l'énergie nécessaire pour déformer un échantillon de sol augmente avec l'énergie de compactage, la résistance du côté humide dépendant en outre de la méthode de compactage. Si les échantillons sont immergés, le comportement est modifié par le gonflement qui en résulte, surtout du côté sec.

Sur une digue réelle ou pour des essais de laboratoire, on a donc recours à l'essai Proctor pour déterminer l'optimum de teneur à utiliser au moment du compactage afin d'espérer approcher la masse (ou le poids) volumique maximal au moment de la construction de l'ouvrage (avec une tolérance de 5 à 10 % en général). Les courbes obtenues présentent donc un maximum de poids volumique sec $\gamma_{s,max}$ pour la teneur en eau w_{opt} . Les résultats présentés dans (Turnbull and Foster, 1956) et (Hanson and Hunt, 2007) montrent que l'augmentation de l'énergie de compactage résulte, pour un sol donné, en une diminution de w_{opt} et une augmentation de $\gamma_{s,max}$ (figure 19).

Nous avons introduit des éléments de description et de caractérisation de grandeurs qu'on peut qualifier d'intrinsèques aux sols : granulométrie, plasticité, densité en fonction de l'énergie de compactage et de la teneur en eau. Nous allons maintenant présenter les principes de modélisation du transport solide ainsi que différents essais de caractérisation de la sensibilité des sols à l'érosion.



Figure 18 – Dame Proctor automatique permettant de réaliser des essais normaux ou modifiés et de régler le nombre d'impacts par couche. C'est le même genre de machine qui est utilisé à l'Irstea.

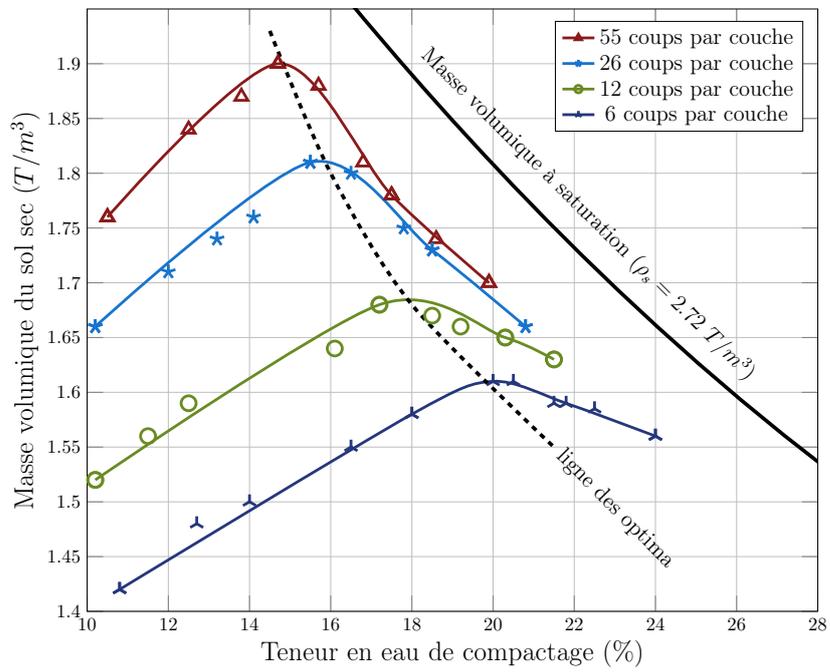


Figure 19 – Evolution de l'allure des courbes $\rho_s(w)$ pour un sol donné et différentes énergies de compactage, obtenues par des essais Proctor, d'après (Turnbull and Foster, 1956).

Le transport solide dans les rivières et en milieu océanique est dû au forçage hydrodynamique. Les concepteurs d'ouvrages hydrauliques se basent sur les équations de l'hydraulique présentées dans les chapitres I et II pour déterminer les caractéristiques géométriques (pente, section mouillée...), auxquelles il faut adjoindre des modèles géophysiques rendant compte de la morphodynamique du fond des canaux et particulièrement des phénomènes d'érosion. L'étude de l'évolution du lit des rivières inclut beaucoup de phénomènes complexes de déposition et de charriage des sédiments. Dans notre cas, l'attention est focalisée sur les phénomènes d'érosion, nous ne développerons donc pas les aspects liés à la diffusion des sédiments dans la colonne d'eau ou aux processus de redéposition. Cependant la compréhension actuelle de la formation de brèches se base toujours sur le même type de modélisation du transport solide que dans les autres phénomènes morphodynamiques, à savoir des formules liant la quantité de sol érodée à son coefficient d'érodibilité k_d et à la différence entre la contrainte de cisaillement au fond τ et la contrainte critique d'entraînement du sol, τ_c . La limite de cette conception se révèle par deux aspects. Tout d'abord, les résultats fournis par les essais normalisés de mesure des coefficients d'érodibilité (HET et JET) manquent de consistance, un même sol pouvant être qualifié d'érodable ou résistant selon le type d'essai. Ensuite, le comportement des sols cohésifs que l'on trouve dans beaucoup de digues diffère de beaucoup de celui des sols non cohésifs et il semble devenu incontournable d'inclure des phénomènes érosifs tels que les déstabilisations massives ou le *headcutting*¹ dans les modèles physiques de développement de brèches.

5.1 TRANSPORT DE SÉDIMENTS ET ESTIMATION DE L'ÉRODIBILITÉ DES SOLS

5.1.1 Mobilité des grains

Nous avons vu qu'en hydraulique la formulation d'hypothèses sur le profil vertical de contrainte de cisaillement permet d'obtenir une expression pour la vitesse moyenne dans une section de la forme

$$\bar{U} = \frac{u_*^*}{\kappa} \ln\left(\frac{h}{ez_0}\right), \quad (85)$$

où h est la hauteur d'eau, $u_* = (\tau_0/\rho)^{1/2}$ la vitesse de frottement, e l'indice des vides et z_0 une constante d'intégration que l'on appelle longueur de rugosité et qui dépend de la nature du fond. Ainsi, on peut se baser sur une vitesse moyenne, dont on dispose souvent, pour estimer la contrainte hydraulique au fond et donc juger du comportement d'un granulaire face au cisaillement exercé au fond (voir (Le Hir, 2008)).

L'approche habituelle du transport de sédiments suppose qu'au-delà d'une vitesse de frottement critique, les grains d'un diamètre et d'une densité donnée sont mis en mouvement car la résultante des forces auxquelles ils sont soumis n'est plus nulle (ou génère des moments non nuls). Ces forces se répartissent entre force de traînée, force de portance et poids immergé.

Shields a pu démontrer une relation entre la tension adimensionnelle de frottement $\tau_* \equiv \tau_0/(\gamma_s - \gamma_w)$ et un nombre de Reynolds de frottement (ou de particule)

1. Caractérisé par une érosion discontinue en opposition avec la conception classique du transport solide.

$Re_* = u_* d / \nu$, où γ_s et γ_w sont les poids volumiques du grain et de l'eau et d le diamètre du grain (souvent le D_{50}). Yalin propose plus tard une relation $\tau_* = f(d_*)$, où d_* est un diamètre de granulat adimensionnel défini comme :

$$d_* = d \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3}, \quad (86)$$

avec $s = \rho_s / \rho_w$ sa densité relative du grain (voir (Graf and Altinakar, 2000)).

On peut ainsi tracer une courbe où figure la valeur critique τ_c en fonction de d_* (figure 20), qui matérialise la frontière entre repos et mise en mouvement. Cette relation est basée sur des résultats expérimentaux et τ_c adopte des expressions différentes selon l'intervalle de d_* sur lequel on se situe. Soulsby en proposa une version corrigée aux faibles d_* en 1997 (voir (Soulsby, 1997)).

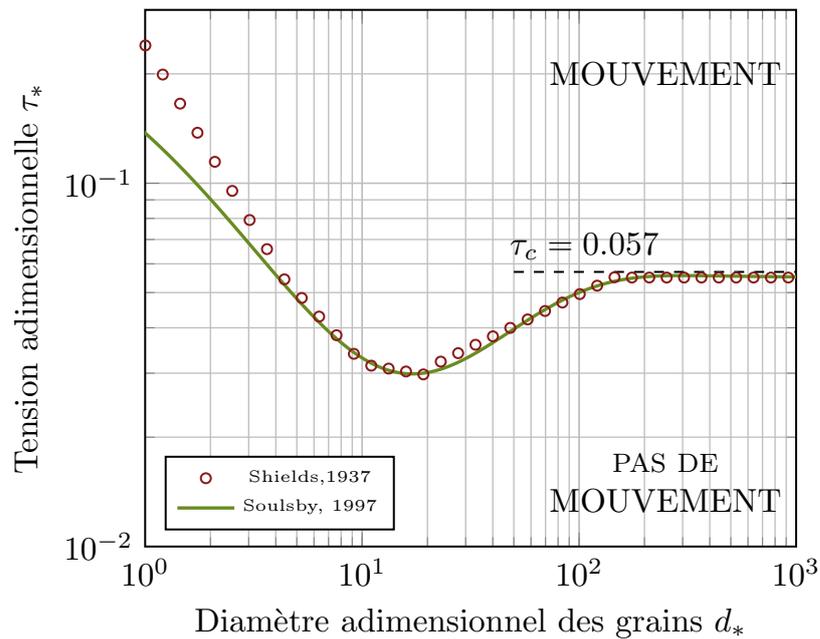


Figure 20 – Le diagramme de Shields et sa version modifiée par Soulsby.

5.1.2 Lois d'érosion

En général, les hydrauliciens distinguent le transport solide par charriage et le transport en suspension. Nous nous intéresserons particulièrement au charriage puisque il est responsable de l'érosion. A cet égard, c'est Du Boys qui, en 1879, proposa dans (Du Boys, 1879) la première formule de transport solide par charriage où le débit solide par unité de longueur q_s (m^2/s) prend la forme :

$$q_s = \chi \tau (\tau - \tau_c), \quad (87)$$

où χ est un paramètre intrinsèque de la couche de sédiment qui dépend de la contrainte critique et de l'épaisseur des strates. Durant le XX^{ème} siècle, Shields, Meyer-Peter et Müller ainsi que Yalin, évoqués plus tôt, ont proposé dans (Shields, 1936), (Meyer-Peter and Müller, 1948) et (Yalin, 1977) des ajustements de χ , la suppression de la contrainte au fond τ du préfacteur ou l'élévation des différents termes de l'équation 87 en puissances :

$$q_s = \chi (\tau - \tau_c)^m. \quad (88)$$

Certaines approches, notamment celle d'Einstein, ne considèrent plus la contrainte critique et q_s dépend des fluctuations de vitesse. Leurs résultats sont comparables aux formules à seuil. Les années 2000 ont vu naître de nouveaux modèles diphasiques permettant de simuler un écoulement laminaire sur un lit granulaire sans implémenter de modèle d'érosion. Cependant, ces modèles ne sont *a priori* pas adaptés à l'étude de l'érosion de sédiments *cohésifs* par l'écoulement turbulent qui se manifeste lors des ruptures de digues par surverse.

A ce titre, Ariathurai et Arulanandan introduisirent dans (Ariathurai and Arulanandan, 1978) la loi d'érosion telle qu'elle est encore le plus communément utilisée aujourd'hui :

$$\dot{m} = \begin{cases} k_{er}(\tau - \tau_c) & \text{si } \tau > \tau_c \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (89)$$

où \dot{m} est le flux de masse érodé et k_{er} le coefficient d'érosion, exprimé en $s.m^{-1}$ ou en $m^2.s.kg^{-1}$ (on le note alors k_d et on le définit tel que $k_{er} = \rho_s k_d$, ρ_s étant la masse volumique sèche du sol). Cette relation est basée sur des résultats expérimentaux obtenus par Partheniades dans (E., 1965) qui suggèrent une linéarité entre \dot{m} et $(\tau - \tau_c)$ et permirent de formuler une loi d'érosion basée cette fois sur la probabilité d'érosion de sédiments cohésifs. Finalement, la relation linéaire entre \dot{m} et τ a été vérifiée dans différentes conditions expérimentales, notamment à l'Irstea (voir par exemple (Benahmed et al., 2012), où sont abordés l'influence de la fraction de fines, de la teneur en eau et du poids volumique sec sur les paramètres d'érosion).

5.1.3 Estimation de l'érodibilité des sols

La législation actuelle sur les ouvrages hydrauliques prévoit d'inclure la résistance des sols dans la surveillance et les études de danger des ouvrages. Plusieurs essais de terrain et de laboratoire ont ainsi vu le jour, dans le but d'estimer l'érodibilité des sols.

Evoquons les essais d'érosion en canal, dans lesquels une surface de sol est érodée. On estime la masse érodée par pesée ou via la turbidité du courant de sortie. Naturellement, ces essais sont plutôt tournés vers la modélisation de la dynamique sédimentaire fluviale ou de l'effet d'obstacles dans l'écoulement.

Le *Rotating Cylinder Test* apparaît en 1962 et consiste à placer un cylindre de sol fixe dans une enceinte en rotation qui génère un écoulement (voir (Moore and Masch, 1962)). Plus tard, on se base sur l'érosion d'un conduit initial de 6 mm dans lequel circule un écoulement à pression contrôlée dans le *Drill Hole Test* (voir (Lefebvre et al., 1985)). Ce principe est repris plus récemment dans (Wan and Fell, 2004a) pour prendre le nom de Hole Erosion Test (HET), représentatif des phénomènes de renard hydraulique (érosion de conduit).

Le banc de HET utilisé à l'Irstea fonctionne à débit constant au cours de l'essai. On compacte les échantillons par couches dans les cylindres d'essai, puis on perce un défaut initial au centre. L'échantillon est ensuite soumis à un écoulement en charge qui érodera le sol selon la contrainte exercée sur les parois du conduit (figure 21). Celle-ci peut être déterminée ainsi que l'évolution du diamètre du conduit grâce à des mesures de pression. Ces essais permettent de déterminer les coefficients d'érosion en formulant différentes hypothèses. Un modèle basé sur l'hypothèse linéaire $\dot{m} \propto (\tau - \tau_c)$ et sur la détermination semi-empirique d'un coefficient de friction est présenté dans (Wan and Fell, 2004b). Une autre approche, développée à l'Irstea, se fonde sur les équations de Navier-Stokes incompressibles en géométrie cylindrique. On modélise analytiquement l'évolution de l'interface érodée et de nombreux essais HET ont pu être regroupés le long d'une courbe maîtresse qui représente

$$\begin{aligned} \tilde{\tau}_c^{1/4} \tilde{R} &= f(\tilde{\tau}_c^{1/4}) + \tilde{\tau}_c^{5/4} \tilde{t} \quad \text{avec} \quad f(x) = \frac{1}{2} (\arctan x + \operatorname{arctanh} x) - x, \\ \tilde{t} &= \frac{t}{t_{er}}, \quad \tilde{\tau}_c = \frac{\tau_c}{\tau_0}, \\ R(\tilde{t}) &= \frac{R(t)}{R_0} = [\Delta \tilde{P}(\tilde{t})]^{-1/5}, \\ t_{er} &= \frac{2L}{k_d \Delta P_0}, \quad \tau = \frac{R \Delta P}{2L}, \end{aligned}$$

où τ_0 et $\tilde{\tau}_c$ sont la contrainte initiale et la contrainte seuil adimensionnée et ΔP_0 et ΔP les différentiels de pression entre l'entrée et la sortie du conduit à t_0 puis t . Cette relation fait intervenir les variables adimensionnées \tilde{t} , $\tilde{\tau}_c$ et $R(\tilde{t})$ ainsi que le temps caractéristique de l'érosion, t_{er} (voir (Bonelli et al., 2006), (Bonelli et al., 2011) ou (Bonelli et al., 2012)).

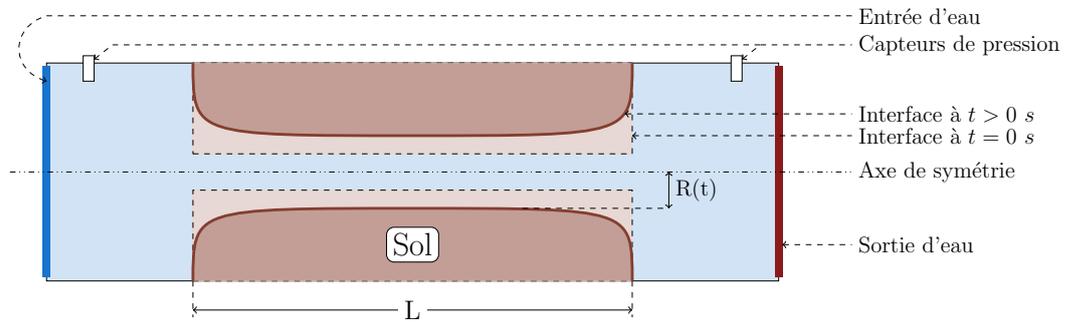


Figure 21 – Schéma de principe du Hole Erosion Test, d'après (Mercier, 2013).

Une approche différente, l'Erodimètre à Jets Mobiles, a été développée dans (Hé-nensal, 1983), où ce sont des jets qui provoquent l'érosion. Cette configuration rappelle plutôt l'érosion des sols par l'impact de gouttes de pluie et le ruissellement mais a l'avantage d'être mobilisable *in situ*. On utilise maintenant le Jet Erosion Test (JET) qui est un essai d'érosion où un jet immergé à débit contrôlé impacte la surface d'un cylindre de sol (figure 22) et dont les principes sont décrits dans (Hanson and Cook, 2004).

Le HET et le JET sont adaptés à l'évaluation de la résistance des digues en remblai, en se basant sur une loi d'érosion à seuil $\dot{m} = k_d(\tau - \tau_c)$. La contrainte critique τ_c peut varier entre 0 et 10^3 Pa tandis que le coefficient d'érosion k_d prend généralement des valeurs entre 10^{-2} et 10^{-6} s/m. La finalité de ces caractérisations étant de placer les sols sur une échelle d'érodibilité, on s'attendrait à ce que la mesure de k_d et τ_c soit indépendante du dispositif utilisé. Ce n'est pas le cas comme on l'a montré dans (Regazzoni, 2009) et (Wahl, 2010), où JET et HET sont comparés. Les limites de l'interprétation du HET sont alors imputées à l'analyse purement hydraulique de l'essai, à partir du débit. Les pertes des charges doivent être ajustées notamment en raison de la turbulence et de la taille des rugosités qui peut être du même ordre que le diamètre du conduit. Le JET permet par contre une mesure directe de l'érosion, mais la contrainte seuil n'est toujours pas mesurée directement. En outre, la confrontation des résultats nécessite de supposer l'isotropie de l'érosion. L'approche énergétique développée conséquemment permet d'accorder JET et HET grâce à un indice d'érosion défini comme le rapport entre la masse sèche de sol érodé et l'énergie développée au cours de l'essai (voir (Marot et al., 2013)). Dans un effort de synthèse, Hanson et al. proposent dans (Hanson and Hunt, 2007) la comparaison de mesures d'érodibilité sur

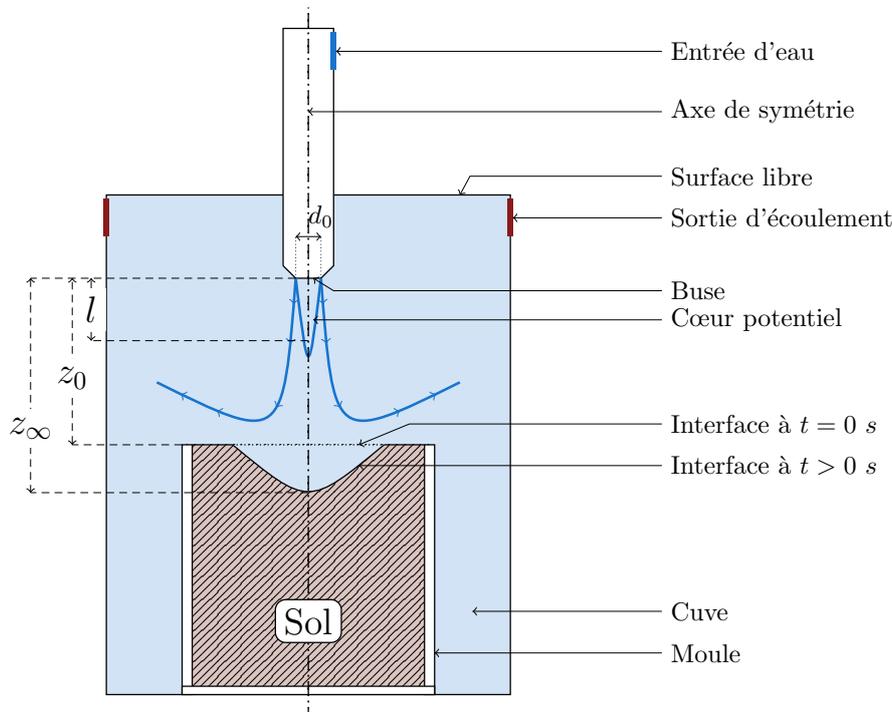


Figure 22 – Schéma de principe du Jet Erosion Test, d'après (Mercier, 2013).

deux sols cohésifs. La texture du sol et sa plasticité, propriétés intrinsèques des sols, jouent un rôle majeur. Les conditions de mise en œuvre du sol que sont la teneur en eau et l'énergie de compactage sont également identifiées comme déterminantes. En outre, des résultats obtenus à plusieurs échelles (essais en canal, essais de migration de headcut et JET) ont de nouveau validé l'érodibilité comme un outil pertinent dans l'évaluation des digues (voir (Hanson and Hunt, 2010)). Un lien entre poids volumique sec et érodibilité est également tracé, le minimum d'érodibilité étant toujours atteint à des valeurs proches de l'optimum de teneur en eau w_{opt} mais plutôt côté humide.

Plus récemment, L'Irstea a proposé la modélisation numérique des essais JET et HET dans (Mercier, 2013). Pour le JET, on souligne que les modèles de turbulence employés se comportent plus ou moins bien selon différents critères (formulations empiriques, contrainte tangentielle à la paroi, champs de vitesse et de pression dans l'écoulement). L'étude de sensibilité aux paramètres d'érosion menée a permis d'obtenir des résultats comparables en ordre de grandeur aux essais de laboratoire et de valider cette approche en apportant des éléments complémentaires au modèle d'interprétation de Hanson (voir (Hanson and Cook, 2004)). La configuration du HET a également été étudiée et l'on a montré que les paramètres d'érosion donnés par un HET permettent de reproduire numériquement l'évolution du différentiel de pression au cours de l'essai. Des simulations avec les paramètres d'érosion de sols de natures très différentes ont en outre fourni des résultats en concordance avec les données expérimentales.

Les éléments que nous venons d'introduire sont liés à la résistance des digues à l'érosion externe, exception faite du HET qui modélise l'érosion de conduit mais donne finalement accès aux mêmes paramètres d'érosion : τ_c et k_d . Les études de

rupture sur des modèles physiques de digues sont en outre réalisées sur des digues fraîchement construites et déclenchées soudainement. Que ce soit dans les essais de rupture par surverse ou par renard hydraulique², les questions liées au vieillissement des ouvrages ne se posent jamais.

Notre travail est plutôt orienté vers les risques liés à l'érosion externe mais il nous semble important de présenter les mécanismes internes pour deux raisons. Premièrement, on peut supposer qu'ils ont une influence sur la résistance des digues réelles en cas de crue, notamment face à une surverse. Ensuite, leur description inclut des éléments généraux de mécanique des sols, bien utiles pour interpréter certains résultats de manière éclairée.

5.2 ÉROSION INTERNE

L'érosion interne peut s'initier de différentes manières au sein d'un corps de digue traversé par un écoulement (figure 23). Celle-ci se développe dans la fondation au niveau de défauts ou d'irrégularités mais également dans la digue où, en cas de crue, la circulation interne de l'eau est facilitée par la présence fréquente de fissures dues à la déshydratation, à la déformation du noyau, à la présence d'arbres et d'animaux fouisseurs ou d'origine sismique. Pour que l'érosion interne se produise, il faut que l'écoulement permette à la fois le détachement et le transport des particules. Dans ce processus, les forces hydrodynamiques sont motrices tandis que les forces dues à la contrainte effective, résultant de l'assemblage géométrique des grains, sont stabilisatrices. Les ions présents dans l'eau et les argiles peuvent enfin augmenter ou diminuer la susceptibilité des sols à l'érosion interne. Quatre mécanismes d'érosion interne sont à distinguer : érosion de conduit, érosion régressive, suffusion et érosion de contact (voir (Blais, 2005), (Fell and Fry, 2007) et (Fry, 2012)).

L'érosion par écoulement concentré se produit dans un conduit où l'eau s'écoule, provoquant l'érosion des parois. Sur les digues fluviales, la cinétique de développement des renards varie d'un cas à l'autre mais semble assez graduelle. Lorsqu'une taille critique est atteinte la voûte du conduit s'effondre et on passe à un écoulement à surface libre en brèche formée. Nous l'avons vu, le HET caractérise la sensibilité à l'érosion de conduit d'un sol mais ne permet pas *a priori* d'évaluer les risques liés aux autres mécanismes internes.

L'érosion régressive désigne le transport de particules du sol par un écoulement interne à l'interface entre le sol et un conduit en formation et tient son nom du fait qu'elle progresse dans l'ouvrage ou sa fondation en remontant le sens de l'écoulement. Ce type d'érosion se développe dans les sols plutôt perméables et son évolution vers un conduit nécessite une certaine cohésion (voir (Bonelli, 2013)).

La suffusion regroupe les processus de détachement et de transport de particules fines au travers de la matrice granulaire. Sa compréhension est délicate car elle est conditionnée par les caractéristiques du fluide et de la phase solide et dépend de facteurs géométriques, hydrauliques, minéralogiques et physico-chimiques (voir (Marot and Benamar, 2012)). Les particules transportées peuvent s'écouler au centre des pores ou s'amasser localement, provoquant le blocage (*clogging*) de certains pores, ce qui peut mener à l'instabilité des ouvrages hydrauliques. On utilise des filtres granulaires pour lutter contre la suffusion, dont le fonctionnement dépend de la taille et de la répartition des pores, de la taille et de la concentration des particules fines dans le fluide interstitiel et des conditions hydrauliques (voir notamment (Arulanandan and Perry, 1983) ou (Sherard and Dunnigan, 1989) pour les principes de conception). Plus

2. Les renards sont initiés par des mécanismes internes lents mais les essais de rupture se placent au moment où le conduit est complètement formé.

généralement, la géométrie de la matrice granulaire affecte la sensibilité d'un sol à la suffusion.

La résistance mécanique des sols est affectée par la suffusion. Précisons que le terme *résistance* désigne ici la résistance maximale au cisaillement que peut supporter un sol et non plus sa résistance à l'érosion de surface. Elle peut être évaluée grâce à l'essai de compression triaxial qui prend ses bases dans l'assimilation d'un sol à un milieu continu pour lequel le postulat de Terzaghi stipule que le tenseur des contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$ peut être décomposé en la somme d'un tenseur des contraintes effectives, supportées par le squelette granulaire, $\underline{\underline{\sigma'}}$ et du tenseur isotrope $u \cdot \underline{\underline{I_d}}$ qui rend compte de la charge reprise par l'eau sous forme de pression interstitielle (voir (Benahmed, 2001)). Ainsi, les variations de la contrainte effective peuvent avoir des causes internes (augmentation de la pression interstitielle) ou externes (séismes, crues...). En se basant sur le comportement d'échantillons de sable soumis à des essais triaxiaux, on propose par exemple dans (Benahmed, 2001) la caractérisation du risque de liquéfaction des sables sous chargement monotone et cyclique ainsi que l'effet de la teneur en fines d'un sable limoneux dans (Benahmed et al., 2013) sur le même aléa.

Des essais oedométriques ont montré que l'augmentation de la contrainte effective peut limiter la suffusion dans des sols instables en provoquant des réarrangements de grains (voir (Moffat, 2005)). Dans ce même axe, l'augmentation de la pression a permis de réduire le phénomène dans des essais de confinement isotrope. En outre les résultats montrent que la suffusion est également réduite lorsque la teneur en fines augmente mais le type d'argile influence beaucoup les processus de détachement et d'aggrégation des particules fines (voir (Bendahmane et al., 2008) et (Rosquoët et al., 2005)). Dans (Hicher, 2013), on apporte des éléments relatifs à l'effet de la suffusion sur les caractéristiques mécaniques des sols. Le milieu granulaire est décrit comme un ensemble de N plans tangents aux points de contact entre les particules. Le nombre de contacts interparticulaires N diminue sous l'effet de la suffusion, ce qui concentre les forces sur les contacts restants et peut résulter en des déformations au sein du sol. Les simulations menées modélisent le chargement triaxial d'échantillons de sol et montrent qu'aux fortes contraintes le matériau peut développer des déformations importantes. Aux contraintes plus faibles, les déformations restent modérées mais l'indice des vides diminue. Ainsi, pour peu que la pression interstitielle varie ou sous l'effet de changements externes (séismes dans (Bambara et al., 2013), crues...), le sol peut se retrouver dans un état instable, ce qui peut mener à une rupture brutale.

Introduisons enfin l'érosion de contact qui se produit à l'interface entre un sol fin et un sol grossier et provoque la migration de fines au travers de la couche grossière, ce qui en fait un cas particulier de suffusion. Ce type d'érosion doit être contrôlé car les sols naturels sont en général stratifiés et les digues sont souvent structurées en couches assurant différentes fonctions, ce qui implique que ces interfaces sont assez répandues. Le processus d'érosion de contact dépend beaucoup de la géométrie de l'écoulement et de la position de la couche de sol fin par rapport au sol grossier. La gravité peut notamment jouer un rôle moteur ou inhibiteur dans ce phénomène. Des méthodes expérimentales ont été développées récemment et l'on présente dans (Béguin et al., 2012) des éléments originaux sur les champs de vitesse porale, dont la variabilité spatiale est imposée par la géométrie de l'espace poral et la présence d'une zone de transition hydrodynamique au contact du sol fin (voir (Philippe et al., 2013)). La cinétique d'érosion est également étudiée et on démontre par ailleurs dans (Béguin et al., 2013) qu'une érosion de contact initiée volontairement peut provoquer la défaillance d'un modèle physique de digue de grandes dimensions (environ 2 m de haut).

Pour conclure ce bref aperçu des mécanismes d'érosion interne, le projet LEVEES comporte un volet consacré à l'analyse de cas de ruptures visant à recenser et confirmer les mécanismes de rupture des digues (érosion externe, érosion interne et glissement) mais également à mettre en lumière certains mécanismes rares de même que la

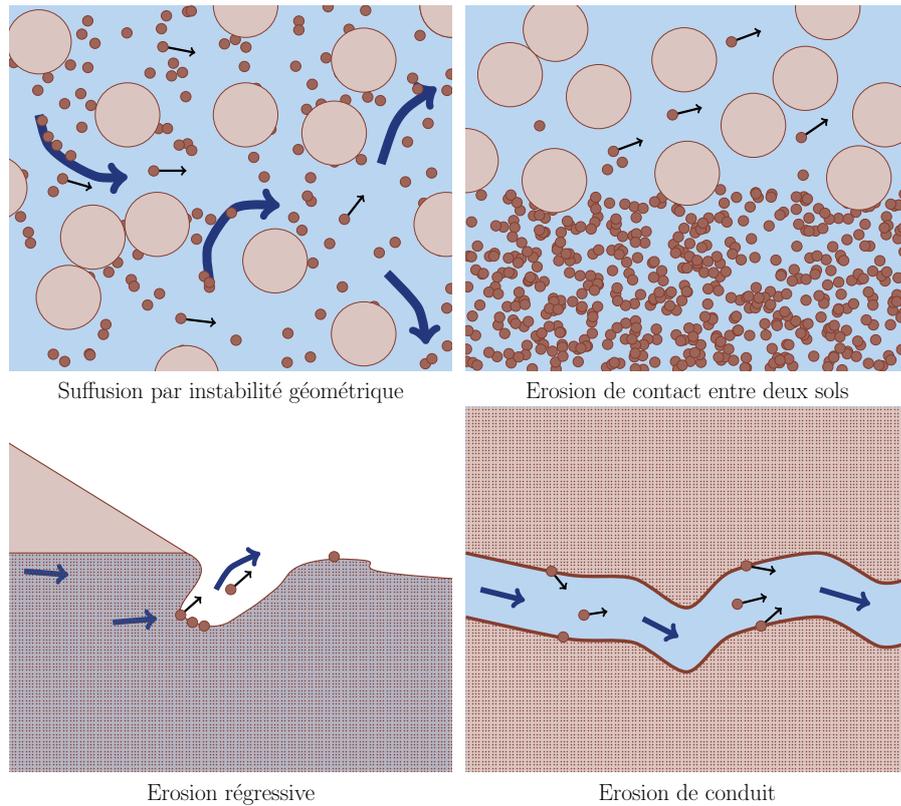


Figure 23 – Schématisation des quatre mécanismes d'érosion interne, d'après (Bonelli, 2013).

concomitance de divers phénomènes érosifs au cours de défaillances documentées. On décrit dans (Fry and Courivaud, 2013) quatre ruptures où l'érosion interne a conduit à une fragilisation des ouvrages en créant notamment des zones de densité relative faible au sein du massif granulaire. On fait également mention de l'effet des fissures qui peuvent apparaître sur les digues soit par des mouvements différentiels³ soit en raison de la dessiccation du sol dont les effets augmentent avec l'écart entre la teneur en eau de compactage et la limite de retrait du sol et l'écart entre la densité initiale du sol et sa densité après retrait.

Le chapitre suivant décrit différents essais de ruptures et le terme *headcut* apparaîtra souvent. Dans les milieux naturels, l'érosion et la sédimentation peuvent avoir des impacts sévères sur la qualité de l'eau et les écosystèmes. Les ravines qui peuvent se développer à l'échelle des bassins versant concentrent l'écoulement et subissent la majorité de l'érosion (voir (Rieke-Zapp and Nichols, 2011)). Dans de nombreux cas, l'érosion s'initie au niveau d'une rupture de pente puis progresse à contre courant de manière discrète (voir (Gordon et al., 2010)). C'est cette forme particulière en gradin que l'on désigne par *headcut*, le substantif *headcutting* étant employé pour faire référence au phénomène. Le *headcutting* est très fréquent durant l'initiation de brèches par surverse sur les digues cohésive, nous allons donc en donner les principes de description et de modélisation.

3. Permis par la compressibilité de la fondation ou une teneur en eau trop faible au moment du compactage.

5.3 DESCRIPTION ET MODÉLISATION DU HEADCUTTING

Les *headcuts* sont des ruptures abruptes de l'élévation du fond à l'aval d'un réseau de canaux où une érosion localisée et très intense se produit (voir (Robinson et al., 2000)). Or, une surverse localisée sur une digue correspond bien à cette concentration de l'écoulement. Un ingrédient supplémentaire de la formation de cette figure d'érosion particulière est la cohésion du sol. Sur un talus non cohésif, on observe dans (Visser, 1998) un forçage de la pente puis une érosion régressive générale vers la crête durant l'initiation de brèches par surverse. Dans des conditions similaires, des essais sur des modèles de digue cohésifs montrent l'apparition de *headcuts* sur le parement aval (voir (Zhu, 2006)). La géométrie des *headcuts* est schématisée sur la figure 24, où l'on voit que l'écoulement au-dessus du *headcut* prend la forme d'un jet plongeant. Le *headcut* progresse à contre courant de manière discrète dans le temps, selon l'alternance des deux phases suivantes :

- sapage relativement lent en base du *headcut* par les recirculations générées par le jet plongeant,
- effondrement soudain de la paroi en surplomb.

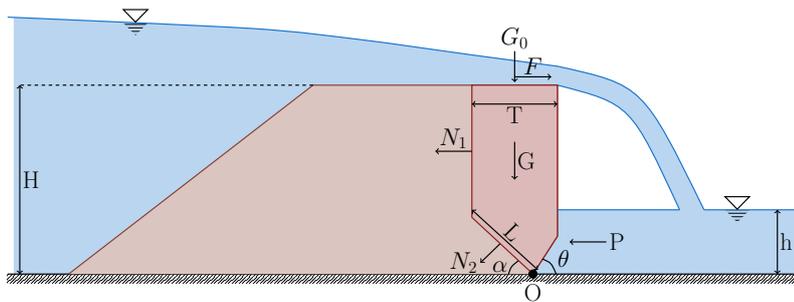


Figure 24 – Géométrie d'un *headcut* et forces mises en jeu, d'après (Zhao et al., 2013).

Le modèle déterministe développé dans (Robinson and Hanson, 1994a) estime la contrainte exercée en base du *headcut* en utilisant une formule prédictive (voir (Robinson, 1992)) pour caractériser le jet plongeant. Le taux d'érosion de la base du *headcut* et de son aval direct est ensuite estimé via la relation $\dot{m} = k_d(\tau - \tau_c)$. La seconde étape du calcul consiste en l'analyse de la stabilité bidimensionnelle de la paroi en surplomb. Les forces déstabilisatrices sont le poids du bloc, qui évolue selon l'érosion en base, et celui de l'eau au sommet du *headcut*. Les forces stabilisatrices sont la résistance du sol et éventuellement l'eau présente à l'amont du *headcut*. Le bloc s'effondre lorsque la résultante des forces s'annule :

$$(G + G_0 - P_v - NL \sin \alpha)[\tan(\alpha - \Phi)] - P_h - NL \cos \alpha = 0, \quad (90)$$

où G et G_0 sont les poids du bloc de sol et de l'eau au-dessus, P_v et P_h les composantes verticales et horizontales de la pression due à l'eau présente à l'aval du *headcut*, N la cohésion du sol, L et α sont la longueur et l'inclinaison du plan de rupture et Φ l'angle de frottement interne du sable. On suppose que le *headcut* progresse d'une longueur T à chaque fois que la condition (90) est vérifiée. La distance T est prise égale à la moitié de la hauteur du *headcut* en vertu des observations de Terzaghi dans (Terzaghi, 1941) sur l'apparition de fissures tensiles dans des sols cohésifs. On a simplifié cette approche dans (Hanson et al., 2001) en formulant trois nouvelles hypothèses :

- le *headcut* progresse à hauteur constante en crête,
- le matériau qui se dépose à l'aval n'interfère pas avec le processus de *headcutting*

— la résistance aux essais de compression peut être utilisée pour estimer la stabilité du *headcut*.

Les effondrements sont cycliques comme le suggère la figure 25 mais la vitesse de progression du *headcut* peut s'écrire :

$$\frac{dx}{dt} = \frac{T}{t_f}, \quad (91)$$

avec t_f le temps entre chaque défaillance, qui dépend du volume à éroder en base pour déstabiliser l'ensemble. De plus, le terme de résistance du sol C est défini par sa résistance non-drainée au cisaillement.

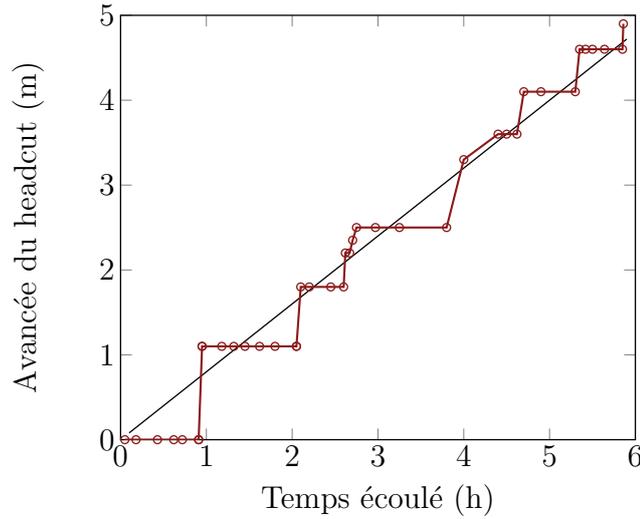


Figure 25 – Allure typique de la progression discrète d'un *headcut* au cours du temps, d'après (Robinson et al., 2000).

Les résultats de 46 essais de développement de *headcut* ont finalement été comparés à l'équation d'évolution

$$\frac{dx}{dt} = \left(\frac{H}{2E_v}\right)k_d(\tau - \tau_c), \quad (92)$$

où E_v est la quantité de sol à éroder pour déstabiliser la paroi et H la hauteur du *headcut*. On démontre que l'utilisation de la résistance mesurée du sol est une approche physique intéressante pour prédire le taux de progression des *headcuts*, bien qu'une amélioration de l'évaluation des effets de la cohésion des sols soit nécessaire. On suppose en outre que cette phénoménologie est due à l'apparition de fissures tensiles alors que d'autres mécanismes érosifs seraient à considérer.

Considérant que la migration des *headcuts* est un processus dynamique, un modèle basé sur l'équilibre des moments est introduit (voir (Zhao et al., 2012) et (Zhao et al., 2013)). Le moment total des forces m est exprimé comme :

$$m = F.d_1 - G_0.d_2 - N_1.d_3 - N_2.d_4 - G.d_5 - P.d_6, \quad (93)$$

où chaque terme d_i représente la distance d'application de la force concernée par rapport au point de pivot O , G_0 est le poids de l'eau sur le *headcut*, F la contrainte créée par l'écoulement au sommet du *headcut*, P la pression de l'eau à l'aval, G le poids du bloc et N_i les forces de cohésion (figure 24). La condition de migration du *headcut* est donc $m \geq 0$. La vitesse de régression s'exprime par $dx/dt = T/t_f$, où T est la longueur du bloc et t_f l'intervalle de temps entre deux effondrements. On suppose en

outre que la longueur T_0 à éroder en base dépend de la longueur des blocs destabilisés T : $T_0 = f(T)$ pour obtenir finalement une vitesse de régression de la forme :

$$\frac{dx}{dt} = \frac{T}{f(T)} \epsilon, \quad (94)$$

validée sur la base de résultats expérimentaux de (Robinson and Hanson, 1994b) et (Hanson et al., 2004). Cette approche constitue un cadre pour simuler l'évolution hydrodynamique et morphologique des *headcuts*, ce qui est un atout précieux dans l'estimation de la cinétique de brèches se produisant sur des digues cohésives.

Durant les cinquante dernières années, la communauté s'est attachée à analyser des cas réels pour essayer de prédire l'apparition et le développement de brèches. La démocratisation du calcul scientifique a également participé à l'émergence de différents modèles numériques depuis les années 80, basés à différents degrés sur la physique des phénomènes, les études de cas et des relations empiriques.

Néanmoins, peu de modèles sont opérationnels dans la pratique courante de l'ingénierie hydraulique et des divergences existent entre eux, principalement sur les processus fondamentaux impliqués dans la formation d'une brèche, relativement aux matériaux constitutifs de l'ouvrage et aux conditions de charge hydraulique.

La description du développement des brèches traite de toutes les étapes de l'érosion et de la défaillance des digues, de l'endommagement initial jusqu'à la brèche complète. Cependant, les différents acteurs de la gestion d'ouvrages ont des axes d'intérêt préférentiels. Tandis que le concepteur de digues cherchera à lutter contre les processus d'initiation de l'érosion pour éviter le développement de brèches, les services chargés d'évaluer le risque lié à la submersion de la zone proche porteront davantage leur attention sur la période où la brèche est complètement formée et durant laquelle la zone protégée subit le gros de l'inondation.

6.1 ETUDES PORTANT SUR LE DÉVELOPPEMENT DES BRÈCHES

Actuellement, deux sources alimentent notre perception et la modélisation des mécanismes de défaillance des digues. D'une part, l'analyse de cas de ruptures documentés fournit une description plus ou moins fiable et précise des épisodes. Cependant, les efforts de synthèse montrent des tendances fortes et notamment la prépondérance de la surverse comme mode de défaillance. De plus, la communauté a depuis longtemps reconnu l'intérêt d'essais de ruptures provoquées sur des modèles de digues à échelle réelle ou réduite afin d'étudier les mécanismes de développement des brèches et l'effet relatif de tous les facteurs qui peuvent influencer ce phénomène.

Nous commencerons par évoquer le projet IMPACT, qui proposa en 2005 un programme ambitieux comprenant des essais en situation réelle, des essais en laboratoire ainsi qu'une analyse statistique autour de plus de 1200 cas de défaillances en Hongrie (Nagy and Tóth, 2003). Cette dernière fut un excellent point d'entrée pour nous familiariser avec les mécanismes couramment décrits lors de ruptures de digues, sur le point du développement des brèches mais également sur celui de la fosse d'érosion ; c'est la raison pour laquelle nous en ferons un résumé détaillé.

Dans l'analyse livrée, la surverse, qui est bien sûr le mécanisme central de notre travail, est majoritairement responsable des ruptures (au moins 30 % des cas). Le premier point important est que toutes les brèches qui ont été photographiées ont une géométrie typique, indépendante de la situation géographique de la digue. Les parois des brèches sont presque toujours verticales, et convergent légèrement côté zone protégée. Dans beaucoup de cas, le sol de la brèche est totalement transporté mais une barre peut subsister côté rivière, où les vitesses atteintes sont plus faibles qu'en sortie de brèche. En cas de surverse, le début de l'érosion est décrit comme la formation d'un mur vertical, côté val, initié en pied de digue, là où les vitesses sont les plus élevées,

jusqu'à ce que le sol situé juste au-dessus de la partie érodée ne s'effondre et que le cycle ne se répète. Ce front d'érosion progresse naturellement selon la contrainte hydraulique et le type de sol érodé. Une fois la crête atteinte, on parle de brèche formée et c'est à partir de ce moment que débute la phase d'élargissement, tant que les conditions hydrauliques le permettent.

La taille finale des brèches, également un paramètre d'une grande importance pour les hydrauliciens, était disponible dans 559 cas. La majorité des plus grandes brèches s'est produite le long de rivières à fort débit, ce qui pose d'emblée l'importance du débit disponible à l'amont qui permet de prolonger l'élargissement de la brèche. Cependant, les informations collectées ne permettent pas d'étudier l'effet de la dynamique du cours d'eau sur l'élargissement des brèches (avec éventuellement une vitesse d'approche longitudinale non négligeable). On note également une forte dispersion de la largeur finale, avec une moyenne de 59 m mais aussi des brèches de plus d'1 km. On a de plus déterminé que la largeur finale augmente avec la hauteur de surverse durant un épisode de crue en raison d'une contrainte de frottement plus importante au fond du chenal d'érosion. Ces cas ont également permis de juger des effets de la géométrie, de la structure et du sol constitutif des digues sur le développement des brèches. Les grands ouvrages semblent évidemment présenter une plus grande résistance mais leur dimensionnement, souvent fonction des crues successives passées, indique qu'ils sont susceptibles de subir des assauts plus violents. En outre, le facteur coût limite souvent la taille des digues. Il apparaît de plus que les brèches sur des digues en sols fins non cohésifs sont celles qui se développent le plus longtemps et jusqu'aux plus grandes dimensions relevées. Pour des sols adaptés à la construction de digues, la compaction joue encore un rôle majeur et beaucoup d'exemples montrent que des travaux de terrassement et de compactage bien réalisés permettent d'atteindre la largeur d'équilibre plus rapidement.

Sur la chronologie des ruptures, on peut relever deux temps caractéristiques capitaux pour la modélisation de tels événements :

- le temps où la brèche atteint sa largeur d'équilibre ; les données montrent qu'il intervient moins de 24 h après le début de l'épisode, même pour les plus grandes brèches,
- la position relative du pic de crue par rapport au moment où la brèche est complètement formée, qui module l'hydrogramme de brèche, la situation la plus défavorable se réalisant lorsque le pic de crue se manifeste après que la brèche a atteint sa taille maximale.

En outre, les données disponibles ne permettent pas de lier le mécanisme d'endommagement initial de la digue à la largeur finale des brèches.

La synthèse des cas hongrois a également exploré le volet de la fosse d'érosion, dont on constate souvent l'apparition en cas de brèche. Ces fosses s'amorcent près du pied de digue, côté val protégé, là où apparaît un ressaut hydraulique lorsque l'écoulement repasse en régime fluvial (brusque élévation de la hauteur d'eau). Leurs dimensions dans le plan horizontal semblent évoluer comme la largeur de la brèche, et leur profondeur a atteint plus de 15 m dans certains cas. Les facteurs en jeu incluent nécessairement la nature de la fondation de la digue et du sous-sol superficiel, mais également la hauteur de déversement et les vitesses atteintes au droit de la brèche. Si les conditions de formation de la fosse restent mal définies, on constate que les fondations argileuses compactées limitent le phénomène, à l'opposé des sols intermédiaires ou grossiers non cohésifs. On note également que cette érosion coïncide souvent avec d'autres mécanismes internes de destabilisation de la fondation, notamment la bouillonnance qui est caractérisée par l'apparition de "cloques" (*sand boils*) à la surface du sol et le détachement de mottes sous l'effet d'écoulements internes ascendants (*piping-boiling*) sur le parement ou en zone proche. Enfin, le temps de déversement semble fixer le volume total érodé. Les données montrent que les fosses d'érosion se sont plu-

tôt formées le long de grandes rivières. La plus profonde a été mesurée en 1956, toisée à 18.2 m, et la plus grande, observée la même année, s'étendait sur plus de 250 m au droit de la brèche, pour un volume total estimé à 216400 m³. Dans la plupart des cas, la fosse ne s'est développée que côté protégé, mais elle a parfois atteint le ségonal ou le lit mineur de la rivière. En cas de surverse, la hauteur de déversement semble peser lourdement sur le développement et la forme de la fosse. On rapporte en outre des vitesses de l'ordre de 5 m/s près du ressaut qui apparaît au droit de la brèche. De la même manière que pour une brèche, le développement de la fosse continue tant que la sollicitation hydraulique est suffisante, puis un équilibre est atteint.

Cette analyse statistique permet de se figurer les principaux aspects du développement de brèches et les facteurs d'influence, dont on peut dire qu'ils sont nombreux et centrés sur les interactions entre l'eau et les sols. La modélisation globale de tous les processus dynamiques et non-linéaires en jeu n'est pas achevée et l'on cherche notamment à mieux appréhender les différents temps caractéristiques que l'on peut définir lors de défaillances de digues. Evidemment, les différents acteurs de la sécurité des ouvrages ont depuis longtemps souligné la nécessité d'essais de ruptures contrôlées pour adresser à la fois des questions très fondamentales sur les phénomènes physiques intervenant dans l'érosion des digues et des problèmes opérationnels, notamment sur les solutions de protection des endiguements. Nous allons maintenant cheminer en détail entre les différents programmes expérimentaux qui ont été proposés dès les années 60 (Tinney and Hsu, 1961). Par souci de cohérence, nous commencerons par décrire deux études où des ruptures ont été provoquées sur des ouvrages à échelle réelle, puis nous présenterons les résultats de différents travaux de laboratoire à échelles réduites mais variées, sans chercher à respecter à la lettre la chronologie de parution de ces travaux.

Continuons avec le projet IMPACT car il comporte également 7 essais de rupture à grande échelle, qui eurent lieu dans le Nordland norvégien, sur le lac Rossvatnet, où le barrage Rossvassdammen permettait de réguler le niveau d'eau (voir (IMPACT, 2003), (Vaskinn et al., 2003), (IMPACT, 2004a), (Morris et al., 2005), (Hassan and Morris, 2008) et (Morris, 2005)). Les digues étaient équipées de différents capteurs permettant de mesurer la hauteur d'eau à l'amont et à l'aval des ouvrages, les pressions au coeur des digues ainsi que le développement temporel des brèches. Plusieurs types de digues ont été testés, parmi lesquels on a fait varier le type de sol, la structure de la digue et le mécanisme de brèche (surverse ou renard). Toutes les digues avaient une hauteur de 6 m, la pente des parements variant entre 1 : 2 et 1 : 1.3 (figure 26).

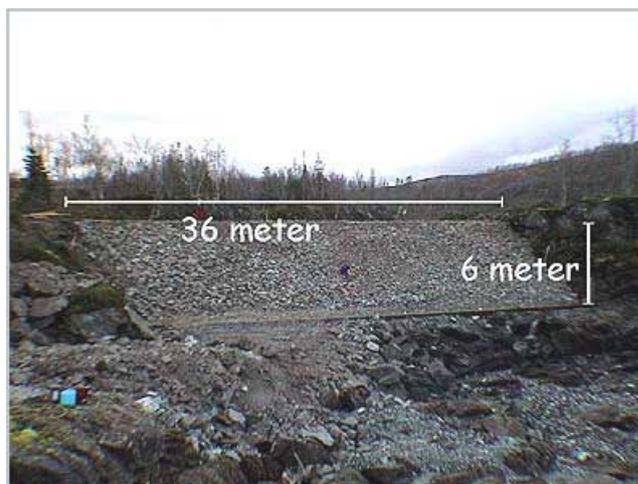


Figure 26 – Allure générale des digues testées lors du projet IMPACT.

Le seul essai réalisé sur une digue homogène cohésive a permis l'observation d'une phase d'initiation lente durant laquelle un headcut s'est développé sur le parement et où la largeur est restée celle du créneau pilote qui avait été découpé dans la crête afin de garantir une surverse localisée (figure 27). Une fois le parement amont atteint, le développement latéral de la brèche a débuté et s'est poursuivi durant environ 1 h, à un rythme plus élevé que celui attendu par les concepteurs de l'essai.



Figure 27 – Phase d'initiation observée sur une digue cohésive (projet IMPACT).

Un autre essai, sur une digue composée de gravier ($D_{50} = 4.65$ mm), est intéressant car il a permis de montrer l'apparition de headcuts sur un sol non cohésif (figure 28). En outre, la durée du développement fut cette fois plus longue qu'espérée par les concepteurs, mais il faut préciser que les vannes du réservoir principal sont restées fermées durant cette expérience, ce qui a graduellement limité la hauteur de surverse au cours de l'essai. Les autres digues étaient composées d'un noyau en moraine et de rochers ($D_{50} = 7$ mm et 85 mm respectivement), ce qui les éloigne des digues cohésives homogènes que nous tâcherons d'étudier. Plusieurs essais ont été réalisés pour estimer l'influence du mécanisme de rupture (surverse ou renard).



Figure 28 – Formation d'un headcut sur une digue en gravier (projet IMPACT).

Ainsi, ces essais menés sur des digues de types variés ont permis d'observer le développement de brèches en général ainsi que des phénomènes caractéristiques tels que des fissures ou la formation de headcuts et leur progression. Dans tous les cas, la phase initiale d'endommagement du parement aval est lente et progressive. Ce n'est finalement que lorsque l'érosion a atteint le parement amont que la brèche amorce un élargissement important et rapide en regard de la phase d'initiation (figures 29 et 30). Ajoutons que des headcuts se sont formés sur des sols cohésifs et non cohésifs et que les parois des brèches sont toujours restées quasiment verticales pour tous les types de sol.



Figure 29 – Phase d'élargissement de la digue en gravier (projet IMPACT).



Figure 30 – Phase d'élargissement d'une digue en moraine et enrochements (projet IMPACT).

La Delft University of Technology a également proposé dès 1994 un essai de surverse localisée sur une digue de 2.5 m de hauteur en crête, construite en sable moyen (deux D_{50} donnés, 0.185 et 0.315 mm) en obstruction au canal Zwin, une passe soumise à la marée (Visser, 1998). La surverse fut déclenchée peu avant d'atteindre la marée haute en creusant un chenal pilote en crête. En 1'30, le pente du parement aval avait augmenté et l'érosion progressait vers la crête. La brèche fut complètement formée en moins de 10 min et commença à son développement latéral pour atteindre une longueur de 25 m en 23 min, permettant le retour à un régime sous-critique dans la brèche. Après 1 h d'essai, les vitesses ne permettaient plus de transport solide dans la brèche. De nouveau, la défaillance est signée par une érosion initiale régressive et plutôt lente du parement aval, suivie d'un élargissement rapide de la brèche.

Evidemment, de tels essais sont très difficiles à mettre en œuvre et l'on a depuis longtemps pris le parti d'étudier des modèles réduits en laboratoire. Une revue des données expérimentales existantes montre que 93 % d'entre elles proviennent d'essais réalisés sur des modèles à échelle réduite (voir (Morris et al., 2009a)). Cependant, peu de cas (12 sur 325) sont suffisamment documentés pour être utilisés à des fins de validation des modèles analytiques et numériques de développement de brèches. En outre, la plupart des travaux que nous avons pu recenser ont porté sur des digues non cohésives, ce qui montre d'emblée le manque de données expérimentales pour la modélisation du comportement de digues cohésives (et homogènes dans notre étude). Enfin, il faut distinguer deux types de configuration expérimentale. Le premier regroupe des études bidimensionnelles dans lesquelles on soumet un tronçon de digue érodable de largeur réduite à une surverse généralisée, ce qui permet d'étudier l'évolution temporelle du profil de brèche, le plus souvent au travers d'une paroi transparente. La seconde option consiste à initier la surverse dans un créneau en crête de digue dont les dimensions sont faibles face à la longueur de digue érodable. Ceci permet d'étudier le développement spatio-temporel des brèches, c'est-à-dire les phases d'initiation et d'élargissement. Notons enfin que la plupart des essais placent la digue face à l'eau et nous n'avons pu relever qu'une étude spécifiquement dédiée aux digues de canaux dans laquelle l'écoulement principal longe la digue (voir (Wahl et al., 2011) et (Wahl and Lentz, 2012)).

Partons pour les Etats-Unis, où l'USBR¹ est très actif dans tous les champs de l'hydraulique et de la géotechnique. Une étude de 1985 (Pugh, 1985) sur les déversoirs fusibles zonés (noyau cohésif et talus non cohésif) s'est focalisée sur la vitesse d'érosion latérale en explorant différents paramètres. C'est d'abord la partie non cohésive du talus aval qui s'érode jusqu'à la base des modèles, puis les morceaux du noyau sont peu à peu emportés lorsque le sol qui les supporte a été lessivé. Ensuite, l'élargissement débute, durant lequel les parties à l'aval du noyau cohésif sont sapées, ce qui entraîne des détachement par blocs du noyau. Les auteurs précisent que le noyau cohésif a joué un rôle important dans la résistance des modèles et introduisent la différence entre similitude géométrique et structurelle, en remarquant que les noyaux cohésifs simplement mis à l'échelle avaient une résistance vingt-cinq fois supérieure au modèle réel, compte-tenu de l'échelle. Ce point est important lorsque l'on envisage des essais sur des digues homogènes cohésives. On relève enfin des vitesses d'élargissement variant entre 0.19 et 0.53 m/min et des durées totales d'essai de moins de 15 min sur des modèles dont la hauteur était comprise entre 0.15 et 0.38 m.

En 1988, le même Bureau of Reclamation se proposa de comparer différentes mesures de protection des parements sur des digues en sable argileux (45 % de fines, indice de plasticité de 9 %, 65 cm de haut), compactées à 95 % de l'OPN (Dodge, 1985). Les gabions et enrochements semblent contribuer à limiter l'érosion initiale, mais créent des perturbations hydrauliques pouvant aggraver l'endommagement dans certains cas. L'érosion du parement aval débute de manière continue, puis évolue vers un mode où des cavités apparaissent, qui créent une chute brusque et une autre cavité plus à l'aval. Sur des durées de 5 h, on constate par ailleurs une vitesse d'érosion quatre fois supérieure durant la première heure que durant le reste des essais, ce qui tend à montrer que le mode 'chute-cavité' aurait un potentiel érosif moins important que l'écoulement conventionnel initial. Le passage à 102 % de l'OPN sur un essai a également divisé par deux le transport solide, tandis qu'une augmentation du débit d'apport amont de 50 % a eu l'effet contraire.

La même année était délivrée la synthèse d'un travail collaboratif de plus de 10 ans autour des mécanismes de rupture par surverse (Powledge et al., 1988). La plupart des programmes présentés sont orientés vers l'opérationnel et visent surtout à comparer l'efficacité des moyens de protection des parements : géotextiles, gabions, en-

1. United States Bureau of Reclamation, gestionnaire de l'eau et d'ouvrages dans 17 états.

herbements, traitement des sols... Cependant, la diversité des cas considérés conduit toujours aux constats que nous avons déjà évoqués, principalement la difficulté à modéliser l'érosion des sols en raison de la variété de facteurs et de mécanismes impliqués dans les différentes phases des défaillances, qui sont pour partie spécifiques au type de digue considéré. Le problème général de la répétabilité des essais est également abordé car le nombre de cas traités dans toute étude de ce type est limité par les moyen humains, techniques et financiers impliqués.

Achevons notre tour américain en abordant des essais plus récents réalisés à l'Unité d'Hydraulique de l'USDA ² de Stillwater, dans l'Oklahoma. Dans (Hanson et al., 2005a) on a mené trois essais sur des digues cohésives de 1,50 et 2,30 m de hauteur, en faisant varier la teneur des sols en fines, la teneur en eau et l'énergie de compactage au moment de la mise en place des sols. La description du développement des brèches se fait en analogie avec (Visser, 1998). La surverse initiale génère de l'érosion de surface, puis des rigoles apparaissent, qui évoluent en une suite de chutes (figure 31). Ces motifs fusionnent ensuite graduellement pour ne plus former qu'un headcut au niveau de l'arête aval de la crête (figure 32). Ensuite, le headcut progresse vers l'amont et des blocs peuvent commencer à se détacher des parois. L'érosion verticale débute lorsque le headcut atteint l'amont, ce qui provoque une augmentation du débit de fuite. Intervient finalement la phase d'élargissement des brèches où se manifeste le pic de débit, si le niveau d'eau amont le permet (figure 33). La chronologie des ruptures montre que le sol le plus riche en argile a permis de gagner un facteur dix sur la durée de l'initiation de la brèche (avant la formation du headcut unique) et que cette différence s'est amplifiée au travers des vitesses de progression des headcuts, comprises entre 0.14 et 7.4 m/h. Les taux d'élargissement des brèches trahissent de même cette différence en faveur des sols plus cohésifs, pouvant varier entre 0.002 et 6.5 m/h.



Figure 31 – Phase d'initiation par formation de cavités et de chutes sur le parement aval d'une digue cohésive (Hanson et al., 2005a).

La même équipe a ensuite produit trois nouveaux essais (Hunt et al., 2005) en se focalisant sur la phase d'élargissement, la surverse étant initiée sur toute la hauteur de la digue (soit un chenal pilote de 30 cm de large pour 1,3 m de haut). Le processus d'élargissement est toujours le même, à savoir une succession d'effondrements des parois provoqués par le sapage progressif de la fraction de la brèche sous la ligne d'eau. Ces défaillances de masse furent toutes précédées par l'apparition de fissures parallèles aux parois sur les parements et en crête. La largeur moyenne des blocs effondrés correspond à la moitié de la hauteur des digues, ce qui rejoint d'autres observations (Terzaghi, 1941). Enfin, les vitesses d'élargissement relevées sont de 0.27, 0.88, et 0.022 m/h. Les deux premières correspondent à deux essais supposés identiques, la différence observée pouvant être attribuée à des variations de la compaction

2. United States Department of Agriculture



Figure 32 – Formation d'un headcut et érosion régressive vers la crête (Hanson et al., 2005a).



Figure 33 – Evolution vers la phase d'élargissement de la brèche (Hanson et al., 2005a).

lors de la construction de la digue. La dernière montre que le sol le plus riche en argile a permis de ralentir le processus d'un facteur dix à quarante.

Retour à la Delt University of Technology (DUT) pour décrire la réplique de l'essai Zwin'94 réalisée en laboratoire sur un modèle de 15 cm de haut et des pentes de 1 : 2 côté eau contre 1 : 4 côté terre (Visser, 1998). Dans cet essai, la surverse a été initiée contre une paroi transparente car, en raison de la symétrie du système par rapport à l'axe de la brèche, on peut se contenter d'étudier l'évolution d'une demi-brèche. La brèche était complètement formée en 120 s puis sa largeur a évolué de 0.2 à 4.4 m en 12'30. Les étapes de développement que nous avons décrites ont été observées et la fosse d'érosion était relativement plus grande que dans l'essai réel, atteignant le fond du canal (-0.5m). On constate de plus que l'élargissement a été assez régulier mais a ralenti au cours de l'essai, ce qui dénote la tendance à aller vers un équilibre de la largeur. Enfin, la forme finale de l'entrée de la brèche, côté rivière, est décrite comme elliptique.

Les effets de la géométrie des digues, de la présence d'une fondation et de l'attaque de vagues ont été étudiés dans une configuration analogue (de Looft et al., 1996). La largeur et la hauteur en crête ralentissent le développement de brèches, de même qu'une fondation plus profonde car, dans ces cas, le volume de sol à transporter pour achever l'initiation de la brèche est plus important. Des pentes plus douces des parements ont également eu un effet bénéfique. Par contre, une fondation inérodable plus haute précipite le début de l'élargissement.

Des essais de surverse généralisée ont également été réalisés sur cinq digues de 75 cm de hauteur (dont quatre étaient cohésives), pour 60 cm de largeur en crête et

des pentes de 1 : 2 (Zhu, 2006) (Zhu et al., 2006) (Zhu et al., 2011). Dans ce genre d'étude bidimensionnelle³, il n'est pas nécessaire de construire un linéaire de digue important, ici seulement 40 cm de digue érodable entre deux parois. Dans la plupart des cas, l'érosion a débuté en pied de digue aval, puis s'est étendue à tout le parement, toujours à un taux plus rapide au niveau des parties inférieures du parement qu'en crête, ce qui s'est soldé par le forçissement de la pente aval. La pente a ensuite évolué vers un headcut dans tous les cas cohésifs, où un jet plongeant détaché met le pied de talus aval à rude épreuve. Le corps de digue a ensuite subi des défaillances de masse discrètes espacées temporellement et toujours précédées par l'apparition de fissures près du headcut. On précise de plus qu'une fois la crête atteinte, chaque défaillance causant un abaissement de la section de contrôle s'est traduite par une soudaine augmentation du débit de surverse. L'essai témoin, sur une digue en sable pur, n'aura duré que 3 min, tandis que les sols cohésifs ont résisté plusieurs heures, ce qui montre l'effet remarquable qu'ont la cohésion et la qualité de mise en œuvre de ces sols sur la résistance à l'érosion, car c'est bien l'essai mettant en jeu la proportion d'argile et l'énergie de compactage les plus importantes qui remporta la palme (9h12).

Retrouvons le projet IMPACT car il compte également 22 essais de laboratoire (Morris et al., 2005) (IMPACT, 2004b) réalisés dans l'optique de s'assurer de l'influence de plusieurs paramètres :

- le type de sol : cohésif ou non,
- la granulométrie : D_{50} et forme de la courbe granulométrique,
- la géométrie de la digue,
- la localisation de la brèche,
- la mise en œuvre du sol : compaction et teneur en eau.

La première série implique des digues en sable. L'eau érode le parement aval dont la pente forçit sans que l'on n'observe de headcut. Ensuite, l'érosion de la crête débute, le débit de fuite augmente, puis l'élargissement commence. La fraction des parois sous le niveau d'eau est alors attaquée, ce qui conduit à des effondrements par blocs. Côté rivière, l'entrée de la brèche adopte une forme typique en cloche contrôlant le débit de fuite qui s'y engouffre. Dans ces cas, le D_{50} ou la forme de la courbe granulométrique n'ont pas eu d'effet sur le développement des brèches et l'hydrogramme résultant, ce qui va à l'encontre de la conception classique de la résistance à l'érosion des sols non cohésifs. Des pentes plus douces des parements ont permis de retarder la formation de la brèche sans affecter sa taille finale.

Ensuite est venue l'étude de digues cohésives, pour lesquelles l'initiation des brèches fut systématiquement marquée par la formation de plusieurs headcuts sur le parement aval, à l'opposé du processus d'érosion continu observé sur les digues en sable. Finalement, les différents 'gradins' fusionnent en un seul headcut qui progresse vers la crête. Comme décrit auparavant, le chenal d'érosion se creuse et l'élargissement débute lorsque la fondation est atteinte. Le processus d'élargissement est toujours la succession de défaillances de masse des parois, provoquées par le sapage des parties sous la ligne d'eau, qui se poursuit tant que l'hydraulique le permet. Le parement amont montrait également des signes d'érosion, l'entrée de la brèche arborant de nouveau une forme en cloche.

En outre, on a de nouveau comparé les performances de sols fins ($D_{50} = 0.005$ mm) contenant entre 24 et 43 % d'argile avec celles d'une moraine ($D_{50} = 0.715$ mm, avec moins de 10 % de fines), pour observer un temps de développement beaucoup plus long et une taille finale très inférieure sur les digues cohésives.

Enfin, deux essais avec des sols cohésifs ont montré que la diminution de l'énergie de compaction (divisée par deux) et la préparation de tels sols à des teneurs en eau

3. On observe à travers une paroi transparente le développement de l'érosion du parement par une surverse généralisée sur toute la largeur de la digue.

éloignées de leur optimum Proctor (24 % au lieu de 30 %⁴) mènent à une diminution drastique des performances des digues.

Une équipe thaïlandaise a également observé en 2003 le développement temporel de l'érosion sur le parement de digues non cohésives, en faisant varier la pente aval et le débit d'apport amont (Chinnarasri et al., 2003). L'hydraulique de la surverse se place bien dans des régimes sous-critiques à l'amont de la digue et en zone proche, tandis qu'un écoulement torrentiel s'instaure entre le centre de la crête et le pied aval. La forte accélération de l'eau le long de la pente cause par ailleurs une érosion importante sur ce type de sols. On fait mention d'un ressaut en pied de digue aval, qui marque le retour à des conditions fluviales. L'érosion se développe en quatre étapes, en débutant par une phase d'érosion de surface et d'apparition de headcuts locaux. L'ensemble évolue ensuite vers un headcut, puis le restant de la digue adopte un profil ondulé au fur et à mesure que la différence des niveaux d'eau amont et aval diminue, pour finalement prendre la forme d'un lit de sable avec une pente différente de celle du canal. La durée typique de ces essais est de 200 s.

L'École Polytechnique de Montréal a décrit en 2005 le développement spatio-temporel d'une brèche initiée par surverse localisée (Zerrouk and Marche, 2005), sur un modèle de digue en moraine de 45 cm de haut avec des pentes de 1 : 2.5. Lors de l'initiation, l'érosion le long du parement dépend bien sûr des vitesses atteintes mais également des irrégularités de surface, où se concentre l'érosion, ce qui finit par créer des cavités. Ces amorces créent des perturbations hydrauliques et la lame d'eau peut se décoller, ce qui crée d'autres paliers en cascade. On observe finalement la formation de trois marches espacées de 0.17 m le long du parement aval. Après environ 3 min de surverse, l'érosion atteignait l'entrée de la brèche et l'érosion verticale de la brèche s'amorçait. Ici, le développement latéral a débuté avant que le chenal d'érosion ne soit érodé sur toute sa hauteur et s'est de nouveau produit discrètement par défaillances de masse des parois durant environ 400 s avant de se stabiliser. On précise une largeur finale équivalente à 4 ou 5 fois la hauteur de la digue, pour des profils trapézoïdaux, le fond du chenal d'érosion arborant toujours plusieurs escaliers⁵. L'évolution temporelle de la largeur montre d'ailleurs une phase très rapide 50 s après le début de l'élargissement, puis un ralentissement, ce qui souligne de nouveau la non-linéarité de ce phénomène. Enfin, on donne des ordres de grandeur pour les vitesses d'approche amont de 0.1 m/s, contre 0.6 m/s au passage en crête et jusqu'à 1.3 m/s dans la brèche trois minutes après le début de l'essai.

Progressons jusqu'à 2010 pour rencontrer une étude de l'évolution en plan de brèches sur des digues non cohésives (Schmocker and Hager, 2010) (Schmocker, 2011). En résumant les conclusions, on peut retenir d'emblée que la première difficulté dans ce genre d'essais est de se prémunir des effets du sapage par érosion interne afin de limiter le mécanisme d'endommagement à la surverse. La répétabilité de ces essais fut remarquable sur des modèles de 20 cm de haut et un D_{50} de 2 mm. Par contre, le passage à un D_{50} de 4 mm a conduit à une dispersion plus marquée des résultats, de même que la diminution de la hauteur des digues à 10 cm a induit une perte de répétabilité imputée aux débits de fuite plus faibles et à de possibles effets visqueux à cette échelle. L'échelle des essais a néanmoins eu peu d'effets qualitatifs sur les processus d'érosion observés mais la vitesse d'évolution générale des profils fut nettement plus importante sur les petites digues. Ces essais ont une durée typique de 100 s, durant laquelle la crête adopte rapidement une forme arrondie, puis le talus entier diminue progressivement jusqu'à ne former qu'un dépôt de faible épaisseur, parfois ondulé. La vitesse d'érosion augmente avec le D_{50} du sol constitutif de la digue et l'on parle également de cohésion apparente pour des diamètres inférieurs au millimètre qui peut à la fois ralentir l'érosion et modifier le profil final des digues et des dépôts formés

4. Des essais JET pratiqués sur ces deux sols révélèrent par ailleurs une différence d'érodibilité de 93 %.

5. Terme employé par l'auteur de l'article.

à l'aval. Un essai s'est également attaché à décrire le développement spatio-temporel d'une brèche le long d'une paroi transparente, en projetant une grille sur la surface de la digue pour retracer la topographie de la brèche au cours du temps grâce à des photos. On décrit alors une érosion rapide (< 100 s) du chenal pilote suivie d'une phase de 250 s où la brèche s'est surtout développée latéralement. Les parois sont alors verticales et leur sapage induit des effondrements successifs.

On a utilisé une configuration similaire pour s'intéresser à la question de la cohésion apparente dans (Pickert et al., 2011), en utilisant trois sables ("grossier", "intermédiaire" et "fin") pour construire des digues de 30 cm de haut. La topographie de la brèche est obtenue à différents pas de temps grâce à la projection de franges colorées au travers de la paroi transparente. L'expérience la plus longue est celle impliquant le sable fin (200 s), mais la forme générale de l'hydrogramme est la même dans les trois cas. On décrit une érosion d'abord régressive du pied aval vers la crête, puis un accroissement rapide du débit de fuite dû à l'érosion à la fois verticale et horizontale du fond et des parois de la brèche, qui tend à ralentir au cours du temps (non-linéarité). Finalement, il semble difficile de donner une forme générique au profil transverse des brèches en raison de variations de comportement des sols face à l'érosion et des effets de cohésion apparente qui peuvent apparaître au sein de la matrice granulaire. En particulier, les parois des brèches semblent être verticales pour tous les types de sols, alors qu'on suppose souvent que les parois adoptent une pente égale à l'angle de friction du sable dans les modèles de développement des brèches.

Partons maintenant pour la Chine où l'on décrit, en 2012, la défaillance de digues en sable grossier⁶ de 30 cm de hauteur, observées au travers d'une paroi transparente (Zhang et al., 2012). Les étapes de dégradations sont identiques à celles décrites jusqu'ici, et l'on retiendra la formation de nombreux headcuts le long des parements. Ici, l'augmentation de la longueur de crête et la diminution de la pente des parements ont un effet retardant sur l'occurrence du débit de pointe. Au niveau des sols, c'est l'influence du coefficient de non-uniformité $S = \sqrt{d_{75}/d_{25}}$, où d_{75} et d_{25} sont les diamètres auxquels sont inférieurs 75 et 25 % des diamètres des grains de sable, qui est discutée. Finalement, l'intensité du transport sédimentaire passe par un maximum pour $S = 2.5$ environ (cas le plus défavorable), et décroît de part et d'autre, ce qui illustre l'importance que la répartition granulométrique des sols peut avoir sur les processus d'érosion.

L'année suivante, Yu et al. décrivent dans (Yu and Wei, 2013) la réalisation de dix essais de surverse localisée sur des digues de 15 cm de haut pour s'assurer des effets de la granulométrie du sable utilisé (D_{50} de 0.62, 0.4 et 0.33 mm) et des conditions hydrauliques amont⁷. Dans tous les cas, la surverse crée rapidement un chenal d'érosion dont l'érosion se produit du pied aval vers la crête et l'on constate que l'écoulement, fortement accéléré, peut former un jet partiellement aéré. Le sapage des parois s'intensifie ensuite et provoque des effondrements soudains. Après une centaine de secondes à ce régime, la brèche se stabilise, les vitesses atteintes dans la brèche ne permettant plus le transport des sédiments. On conclut que la différence de niveau d'eau entre la rivière et la zone protégée a joué un rôle dans la cinétique de développement. Les niveaux d'eau aval et amont se sont progressivement rapprochés durant ces essais, ce qui s'est traduit par un ralentissement de l'élargissement. L'influence du débit d'apport amont n'a pas eu d'effet durant les 50 premières secondes des essais, mais les débits les plus importants ont permis d'atteindre des largeurs finales de brèches plus importantes. Enfin, l'augmentation du D_{50} a peu d'effet pour $t < 50$ s mais produit des brèches un peu moins larges.

Des essais ont été récemment menés au sein du Changjiang River Scientific Institute (Zhao et al., 2014), sur des digues cohésives de 1,2 m soumises à une surverse

6. Le diamètre des grains allait jusqu'à 12 mm.

7. Hauteur de surverse et débit d'apport.

localisée. Les objectifs étaient notamment de clarifier le rôle du headcutting lors de l'initiation des brèches et d'étudier les caractéristiques de la fosse d'érosion qui apparaît souvent au droit de la brèche et des dépôts qui se forment à l'aval, la fondation des digues étant également érodable. On décrit une érosion initiale de surface par petits blocs et non grain par grain. Durant les cinq essais, un headcut a progressé du pied des digues vers leur crête et l'élargissement des brèches a commencé avant l'ouverture de la brèche sur toute la hauteur de la digue. La cohésion des sols a d'ailleurs permis l'observation de parois verticales aux pentes parfois négatives. Dans leur forme finale, les brèches sont décrites comme plus larges en entrée qu'en sortie, fait déjà évoqué. Cette étude a permis de confirmer l'intervention de trois types d'érosion (de surface, par headcut et érosion latérale⁸) ce qui montre de nouveau la forte intrication entre hydraulique et mécanique des sols dans notre sujet de prédilection. Des fosses d'érosion se sont amorcées rapidement en pied aval avant d'être comblées par le sol érodé de la digue, puis lessivées en fin d'essai sous l'effet de l'augmentation du débit. Des dépôts se forment sur plusieurs mètres à l'aval des digues et on peut observer un certain tri granulométrique des sédiments transportés, en fonction de la distance à l'axe de la brèche.

L'Université Technique de Lisbonne a décrit deux ruptures de modèles de digues contenant 13 % d'argile (Lopes Saraiva Alves Bente, 2013). La surverse initiale provoque l'apparition de deux headcuts qui finissent par fusionner. On constate une mobilisation par blocs du sol du parement. Finalement, l'écoulement sur le headcut érode le sol directement à son aplomb, ce qui permet sa progression vers l'amont. Durant cette phase, le débit dans la brèche n'a pas connu d'augmentation notable. Enfin, des défaillances de masse des parois se produisent sous l'effet du sapage de leur base. On rapporte également que deux effondrements majeurs ont conduit à des pics de débit. Par ailleurs, l'entrée de la brèche avait une forme en cloche à la fin du premier essai. Le second essai devait affiner les observations faites auparavant. Plusieurs petites marches apparaissent au début de la surverse, s'amplifient et finissent par former les deux headcuts déjà décrits, en s'érodant toujours par petits blocs. Durant cette phase, la largeur de la brèche côté rivière n'a pas évolué. On retrouve finalement un seul headcut, puis l'érosion verticale de la crête et le début de l'élargissement provoquent l'augmentation du débit de fuite. De nouveau, un effondrement plus important que les autres est à l'origine du pic de débit, ayant provoqué l'accroissement de l'aire de l'entrée de la brèche.

Abordons enfin la seule étude explicitement dédiée aux digues de canaux, dans laquelle la digue est parallèle au sens naturel de l'écoulement (Wahl et al., 2011) (Wahl and Lentz, 2012). La configuration des essais change drastiquement puisque désormais le canal s'étend à l'amont et à l'aval du modèle de digue érodable (figure 34, A). Le débit côté rivière est apporté à la fois par l'amont et par l'aval du canal trapézoïdal, et régulé pour maintenir un niveau d'eau constant durant le développement des brèches. Les trois digues étaient constituées un sol légèrement plastique contenant 25 % de fines, leur section présentant une hauteur d'environ 60 cm et des pentes de 1 : 1.5. On a fait varier la teneur en eau et l'énergie de compactage appliquées lors de leur construction afin de reproduire les écarts de résistance à l'érosion observés sur les digues réelles. Les brèches ont en outre été initiées par renard. Les coefficients d'érodibilité des sols ont été mesurés grâce à des essais JETS et s'étendaient sur trois ordres de grandeur entre le sol compacté à $w = 11.2\%$ et 92% de l'OPN et celui à $w = 8.3\%$ et 77% de l'OPN. Le premier test fut réalisé sur le sol le plus résistant et la phase d'initiation n'était pas achevée après 6 h d'essai, malgré plusieurs interventions pour accélérer le processus. Les opérateurs ont alors découpé un créneau de surverse et l'essai s'est poursuivi pendant 15 h, durant lesquelles le headcut qui s'est formé a progressé vers le canal, de même qu'il s'est élargi, à des vitesses de plus en plus faibles au cours du temps. Ainsi,

8. Helicoidal erosion

le pic de débit attendu en cas de brèche n'est jamais intervenu, puisqu'il est en général causé par des phénomènes de défaillances rapides. Le sol plus érodable a ensuite été évalué, et la brèche était complètement formée en 8 min. Le débit de pointe mesuré ici est cinq fois supérieur au débit atteint lors du premier essai. Finalement, un essai intermédiaire complète ce trio. Le renard est initié plus haut côté rivière et le headcut atteint l'amont de la crête en 4h45 (figure 34, B), ce qui montre l'effet qu'a la diminution du gradient hydraulique initial dans le renard sur le temps de développement de la brèche, pour des sols assez proches en termes de densité et d'érodabilité. Ensuite, l'élargissement de la brèche s'est produit en quelques minutes, résultant en un débit de pointe équivalent à celui de la deuxième brèche (figure 35). Les variables clés sont donc de nouveau la vitesse de progression du headcut (V_{hc}), puis le taux d'élargissement (V_e) qui ont varié de plusieurs ordres de grandeur sur un même sol plus ou moins bien conditionné ou soumis à un défaut initial différent :

Essai	w (%)	ρ_d (% de l'OPN)	V_{hc} (m/min)	V_e (m/min)
1	11.2	92	0.0002-0.002	0.0002-0.0007
2	8.3	77	0.34	0.61
3	10.0	81	0.006	0.19



Figure 34 – A : Configuration retenue pour l'étude des digues de canaux dans (Wahl et al., 2011). Le modèle de digue est cohésif et mesure 60 cm de haut ; la défaillance est provoquée par renard. B : Initiation de la brèche ($t = t_0 + 3$ h). Le débit de fuite dans le conduit provoque la formation d'un headcut.



Figure 35 – L'arche au-dessus du renard s'effondre et un élargissement rapide débute, se produisant par effondrements successifs des parois de la brèche (Wahl et al., 2011).

6.2 APPROCHE ACTUELLE DE LA MODÉLISATION DES BRÈCHES

La section précédente a permis d'illustrer la variété des approches expérimentales développées, visant différents objectifs, mais il est indéniable qu'une certaine unité ressort de cette diversité. Nous avons choisi de décrire chaque étude de manière assez détaillée pour être sûrs de souligner les analogies liant des essais en apparence assez éloignés en termes d'échelle, de type de sol ou de mécanisme de défaillance. Nous allons d'abord résumer les facteurs influençant le développement de brèches, puis nous présenterons le scénario général actuellement accepté par les modélisateurs du déroulement d'une défaillance. Dans cette section, les illustrations schématisant les différentes phases sont librement inspirées de (Visser, 1998) et (Zhu, 2006).

Parmi les facteurs d'influence, nous avons souvent parlé du type de sol employé, où l'on distingue les sols cohésifs, contenant des fines ($\varnothing < 64 \mu\text{m}$), et les sols non cohésifs (sables et graviers). Les sols non cohésifs sont en général sensibles à l'érosion, qui dépendra de la géométrie de l'ouvrage et des processus d'initiation de la brèche. Cependant, des phénomènes liés à la pression porale peuvent donner une impression de cohésion qui se traduit par des parois de brèche verticales, constat à l'encontre de la conception que l'on se fait des empilements granulaires au repos. Par opposition, les sols cohésifs présentent en général une meilleure résistance à l'érosion et ont tendance à s'éroder par *headcutting*, où l'on assiste à l'apparition de marches le long de la pente en cours d'érosion, qui subit une érosion régressive du pied vers la crête. Cependant, les sols cohésifs sont très sensibles à leurs conditions de mise en œuvre et de petites variations de la teneur en eau w ou de l'énergie de compactage au moment de la construction peuvent provoquer une diminution importante de leurs performances face à l'érosion. La structure de la digue est également un point sensible. Le panthéon des ouvrages susceptibles de subir des brèches s'étend de la digue en remblai simple homogène jusqu'aux grands barrages beaucoup plus complexes, présentant différentes couches assurant diverses fonctions : étanchéité, stabilité, prévention du sapage... Sont également inclus dans la structure divers détails de conception tels que des parements enherbés ou l'usage de géotextiles. Enfin, le type de sollicitation hydraulique que subit l'ouvrage est un guide dans sa conception. Par exemple, une digue fluviale doit pouvoir faire face à des périodes sèches ou humides prolongées et à des variations soudaines du niveau de l'eau. De plus, la combinaison de différents facteurs (crue, marée, vent, houle...) est possible et peut exacerber (parfois limiter) certains modes de défaillance.

Néanmoins, indépendamment des facteurs que nous venons de citer, le consensus actuel sur le développement de brèches intègre les cinq différentes étapes du développement décrites par Visser (Visser, 1998) et couramment observées expérimentalement. Celles-ci peuvent être mises en relation avec un hydrogramme de brèche générique (Morris et al., 2009a) (figure 36).

Le temps T_1 marque le début de l'initiation, où l'on aperçoit souvent, dans les cas réels, des zones humides sur les parements et des variations de la croissance de la végétation. L'initiation progresse sur l'intervalle $T_1 - T_2$ qui peut s'étendre sur des jours, des semaines, ou des mois. Pour les essais en laboratoire, cette phase s'étend du début de la surverse provoquée jusqu'au moment où l'érosion du parement s'approche de la crête, sans signe de changement rapide dans l'écoulement. Cette durée comprend les trois premières phases du développement, dont la première débute avec la surverse initiale qui provoque des amorces d'érosion le long du parement, le plus souvent en pied de digue, où les vitesses atteintes par l'eau sont plus importantes (figure 37). Ce mécanisme provoque une augmentation de la pente jusqu'à un angle β_1 , supérieur à l'angle initial du parement (β_0), qui dépend des caractéristiques du sol (figure 38). On peut également observer l'apparition de systèmes de jets plongeants formant des cavités qui évoluent parfois en headcuts locaux.

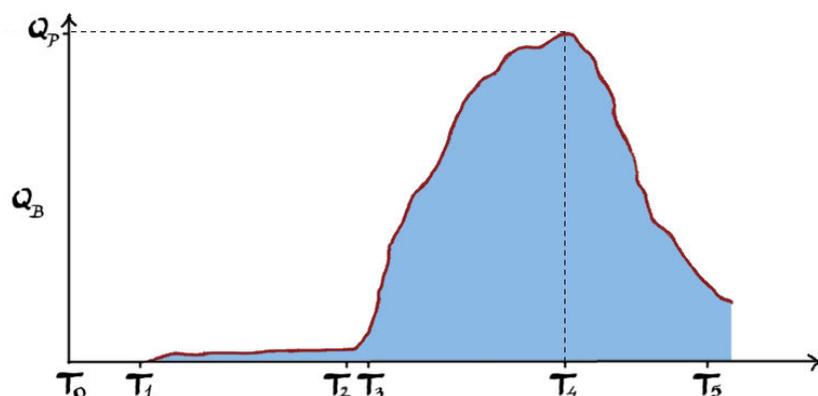


Figure 36 – Hydrogramme générique produit lors du développement d’une brèche (Morris et al., 2009a)

Le talus aval se comporte alors comme un headcut et l’érosion progresse vers la crête. Si plusieurs headcuts se forment, ils peuvent coexister durant un certain temps (figure 40) mais ils finissent par fusionner, en général avant que l’arête aval de la crête ne soit atteinte. Durant la troisième phase, le headcut progresse vers l’arête amont de la crête. On décrit par ailleurs souvent l’apparition de fissures à l’amont de la première marche précédant chaque défaillance de masse du front du headcut (figure 39). Notons également que, pour les sols *a priori* moins résistants, la brèche peut s’élargir durant cette période (figure 41) et que la présence d’une fondation inérodable semble modifier la dynamique de progression du headcut.

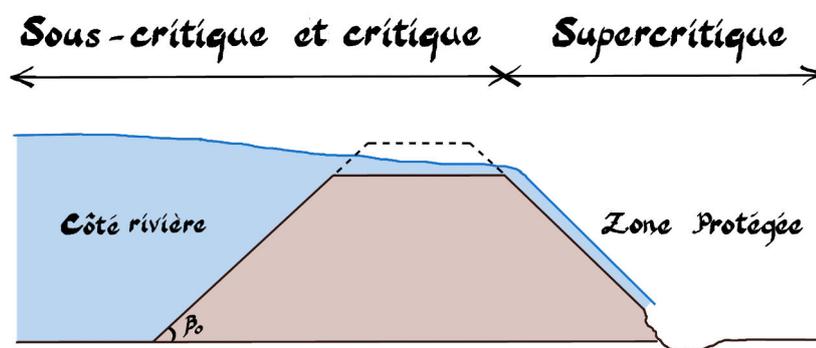


Figure 37 – Durant la phase 1, l’érosion s’initie en pied de digue aval. L’écoulement est fluvial à l’amont puis atteint des conditions critiques au passage en crête pour enfin devenir torrentiel sur le parement.

Lorsque le headcut atteint l’entrée de la brèche, on assiste en général à l’érosion verticale rapide du chenal d’érosion et au début de l’élargissement de la brèche, ce qui s’accompagne d’une rapide augmentation du débit de fuite et correspond au temps T_3 . L’élargissement se prolonge jusqu’à T_5 à un rythme et jusqu’à des dimensions (largeur et profondeur) qui dépendent de l’ampleur de la crue et de l’état de la digue et de sa fondation. Le temps intermédiaire T_4 marque le pic de débit transitant par la brèche, Q_p , résultat de l’adéquation entre la charge disponible côté rivière et la géométrie de la brèche. Passé le pic de débit, la charge amont a en général tendance à diminuer si le volume du réservoir est limité, ce qui se ressent dans le débit de fuite. La période $T_3 - T_5$ englobe les phases 4 et 5, durant lesquelles la brèche se développe essentiellement latéralement, d’abord rapidement puis de plus en plus lentement, ce

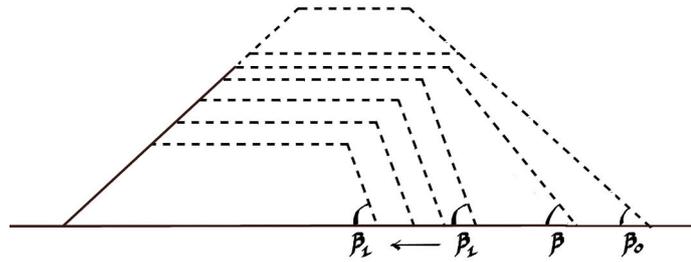


Figure 38 – Evolution du profil longitudinal de la brèche durant les phases 1, 2 et 3. L'angle β_1 est l'angle critique du parement, qui se maintient durant la progression du headcut vers l'amont.

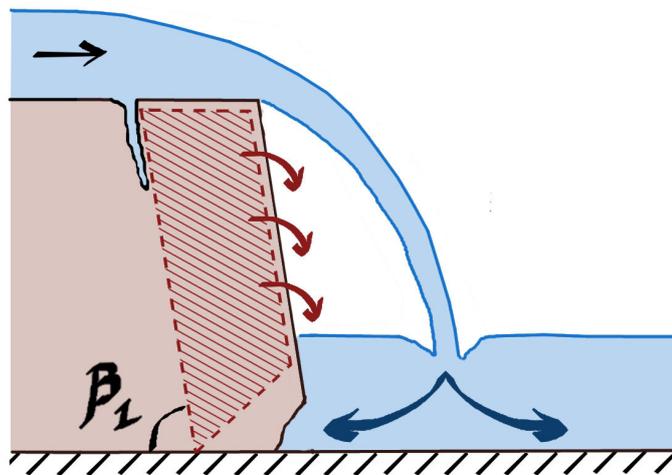


Figure 39 – Headcut à une marche en présence d'une fondation inérodable.

qui s'explique par la diminution de la sollicitation aux parois tandis que la brèche s'élargit. Le processus à l'œuvre ici est la perte de stabilité des parois en raison du sapage de leur base par l'écoulement dans la brèche, de manière assez analogue aux déstabilisations successives des headcuts durant les phases précédentes (figure 42). Une autre observation majeure est l'obtention courante de parois quasi-verticales⁹ en dépit du type de sol (l'angle β_1 serait proche de 90 %).

9. et parfois de pentes négatives

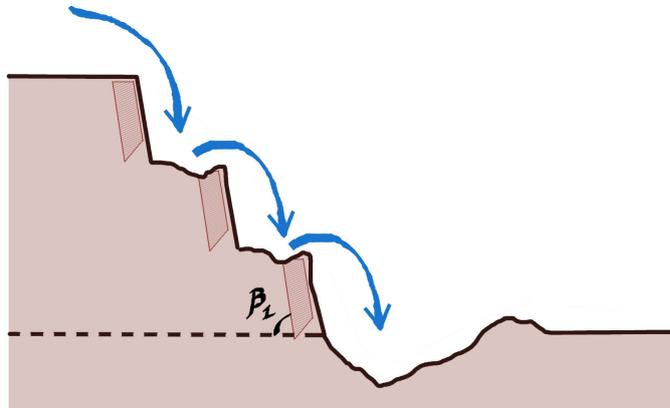


Figure 40 – Headcut à plusieurs marches (fondation érodable).

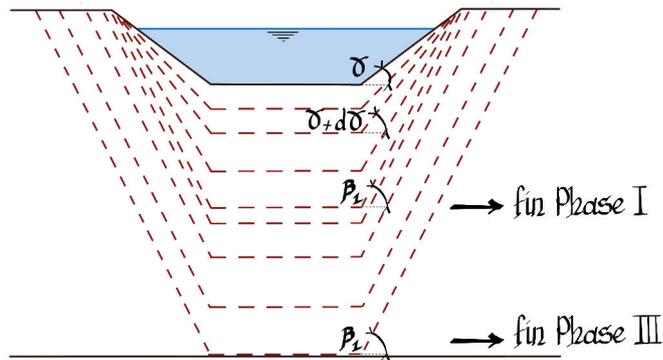


Figure 41 – Evolution générale du profil transversal des brèches durant les 3 premières phases de développement. Le chenal pilote subit une érosion verticale progressive et l'angle des parois (γ) augmente jusqu'à la valeur critique β_1 où l'élargissement peut débuter.

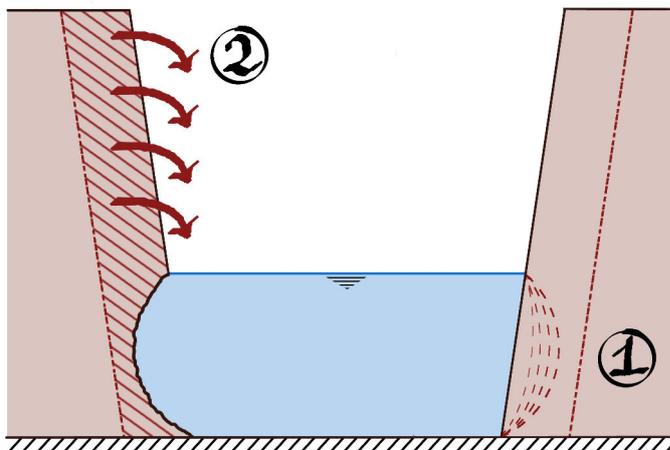


Figure 42 – Mécanisme de destabilisation des parois durant le développement latéral des brèches.

6.3 STRATÉGIES DE MODÉLISATION

Nous avons vu comment différentes approches expérimentales et de synthèse des cas réels ont permis d'établir un scénario de développement des brèches basé sur l'observation des phénomènes impliqués assortis d'arguments physiques d'hydraulique et de mécanique des sols. Les modèles de développement sont nombreux et se répartissent entre modèles empiriques, analytiques et physiques dont Morris et al. fournissent une revue détaillée dans (Morris et al., 2009b).

Les modèles empiriques sont généralement basés sur les données d'épisodes de brèches documentés. On estime les paramètres de la brèche (principalement débit de pointe Q_p et largeur finale L_{max}) grâce à des équations prédictives ajustées aux données disponibles. L'avantage de ces méthodes est de ne pas nécessiter de temps de calcul numérique, au prix de fortes incertitudes qui rendent délicate l'interprétation des calculs. Effectivement, on ne considère que les grandeurs discrètes Q_p et L_{max} sans prédire l'hydrogramme complet ou le développement de la brèche au cours du temps. De plus, on sera souvent tenté d'extrapoler un hydrogramme à partir de Q_p ¹⁰ et L_{max} , ce qui pousse à introduire de nouvelles hypothèses, notamment sur le taux de croissance de la brèche que l'on n'est pas en mesure de prédire objectivement. Parmi les plus connus, citons les modèles de Froehlich (Froehlich, 1995) et de MacDonald et Landridge-Monopolis (MacDonald and Landridge-Monopolis, 1984).

Les modèles analytiques et paramétriques sont semi-physiques et représentent un compromis entre la complexité des modèles physiques et les hypothèses simplificatrices souvent discriminantes des modèles empiriques. On peut énumérer trois hypothèses communes à ces modèles :

- les équations des déversoirs peuvent décrire la surverse au-dessus d'une digue,
- on trouve des conditions d'écoulement critiques quelque part sur la crête de la digue,
- la croissance de la brèche dépend du temps.

Ainsi, ces modèles représentent l'aspect progressif des ruptures d'ouvrages en se basant sur certains paramètres qui doivent être précisés par l'utilisateur : taux d'érosion des parois, profils transverse et longitudinal ou dimensions finales de la brèche.

Enfin, les modèles physiques simulent les défaillances en se basant sur les phénomènes observés lors de ruptures tels que les régimes d'écoulement et les processus d'érosion et d'instabilité. On distingue les modèles physiques empiriques, qui permettent de prédire le développement de l'érosion et les étapes de formation mais nécessitent un coefficient d'érodibilité en entrée¹¹ qui doit être déterminé expérimentalement et les modèles qui simulent les processus physiques via des relations théoriques, incluant nécessairement un certain degré d'empirisme via des coefficients de modélisation¹². On peut ainsi simuler la croissance temporelle d'une brèche en se basant sur des processus physiques et obtenir une véritable estimation de l'hydrogramme de fuite, moyennant des temps de calculs qui peuvent rapidement devenir rédhibitoires selon la destination de l'étude. Les modèles physiques formulent différentes hypothèses et prennent en compte divers mécanismes parmi lesquels :

- forme de la brèche : rectangulaire, trapézoïdale, triangulaire, parabolique, ajustée au débit de fuite, avec ou sans headcut...
- écoulement au-dessus de la crête : formules des déversoirs, équations de St Venant complètes, formules d'orifices pour les ruptures par renard hydraulique...

10. Au mieux estimé à $\pm 30\%$.

11. on peut citer SIMBA, le modèle développé par Hanson et al. qui permet de simuler la formation et la progression d'un headcut dans des sols cohésifs (Hanson et al., 2005b) (Temple et al., 2005).

12. Morris et al. ont développé le modèle HR BREACH, discuté dans (Morris et al., 2009b).

- transport de sédiments : aucun, diverses formules empiriques, équation de Meyer-Peter-Müller, érosion linéaire, équations de Bagnold, avec le plus souvent des coefficients d'érodibilité à déterminer expérimentalement.
- géotechnique de l'évolution des parois : souvent aucune, critère géométrique pour les défaillances par renard, érosion classique sans calcul de stabilité et parfois estimation de la stabilité des parois.

Nous ne discuterons pas plus de ces modèles, notre travail étant essentiellement expérimental, mais l'on peut dire qu'à ce jour les efforts de la communauté se poursuivent dans l'espoir de modéliser les ruptures de digues dans toute leur complexité, la principale difficulté étant de décrire les différentes sollicitations hydrodynamiques intervenant au cours des ruptures et leurs interactions avec les propriétés des sols et la structure des digues. L'avènement du numérique a certainement révolutionné les possibilités de modélisation mais il semble qu'elles demeureront bridées tant que la compréhension de la physique des défaillances ne sera pas achevée.

Deuxième partie

PREMIER ESSAI SUR UN MODÈLE PHYSIQUE DE DIGUE
ET HYDRAULIQUE DES BRÈCHES

PREMIER ESSAI SUR UN MODÈLE PHYSIQUE DE DIGUE ÉRODABLE

Nous allons présenter cet essai dans le détail, de sa conception jusqu'à son issue, puisqu'il nous aura permis d'éprouver et de commencer à valider notre démarche expérimentale.

Nous débuterons par la description du canal HERODE, qui est la pierre angulaire de ce travail. Ensuite, nous proposerons une synthèse des essais de caractérisation que l'équipe du laboratoire de mécanique des sols de l'Irstea d'Aix-en-Provence nous a aimablement permis d'effectuer, adjointe des détails afférents à la construction de la digue. Enfin viendra la description de l'essai dans le canal, durant lequel il nous a été permis d'observer le développement complet d'une brèche qui a atteint quasiment 40 cm de large en presque 13 h d'essai, selon les étapes couramment décrites par la communauté.

7.1 PRÉSENTATION DU CANAL HERODE

Le canal à surface libre HERODE fut construit à l'IRPHE en 2003, dans le but d'étudier l'érosion et le transport de sédiments cohésifs. C'est un canal à recirculation dont la veine d'essai, entièrement transparente, est longue de 8 m, pour une largeur de 60 cm (figure). On peut atteindre une hauteur d'eau de 60 cm pour un débit théorique maximal de 1200 m³/h (voir (Dumas, 2002) et (Ternat, 2007) pour plus de détails). Une extension latérale y a été adjointe afin de permettre l'étude de la rupture provoquée par surverse d'une digue soumise à un écoulement longitudinal et de la submersion consécutive de la zone protégée. Le canal ainsi modifié peut désormais accueillir des modèles de digue de 3 m de long, mais permet également de fonctionner en mode cloisonné et de se limiter à des digues d'1 m de long.

Une rupture de la pente du fond présente à l'aval de la veine principale permet de contrôler le débit au cours des essais. La hauteur d'eau au cours des essais est constante, ce qui est rendu possible en assurant un équilibre dynamique entre le volume d'eau présent dans l'ensemble principal (veine d'essai et conduite de retour) et le volume dans l'extension latérale, par le biais d'une pompe et d'un potentiomètre secondaire réglés pour compenser exactement le volume qui s'engouffre dans la brèche.

Nous utiliserons des modèles de digue de 10 cm de haut dans tous nos essais et le niveau d'eau sera maintenu à environ $h=9$ cm pour permettre l'étude du développement de brèches par surverse *localisée*. Pour cette hauteur d'eau, le débit amont maximal vaut environ 175 m³/h. La réalisation d'essais à échelle réduite pose inévitablement le problème de la similitude des écoulements. Comme nous l'avons vu dans la bibliographie, le régime d'écoulement est défini par

- le nombre de Froude $Fr = U/\sqrt{gh}$, qui mesure le rapport des forces d'inertie aux forces de pesanteur,
- le nombre de Reynolds $Re = UL$, qui est le rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité,

U , L et h étant des vitesses, longueurs et hauteurs d'eau caractéristiques du système et ν la viscosité cinématique de l'eau.

La similitude parfaite exige la conservation simultanée des nombre de Froude et de Reynolds mais on se satisfait de la conservation de Fr en pratique, car en utilisant le même fluide aux deux échelles (de l'eau), le nombre de Reynolds ne peut être conservé. En utilisant l'indice 'M' pour les grandeurs se rapportant au modèle et l'indice 'R' pour celles relatives à l'échelle réelle, la similitude hydraulique s'écrit

$$Fr_M = \frac{U_M}{\sqrt{gh_M}} = \frac{U_R}{\sqrt{gh_R}} = Fr_R. \quad (95)$$

En notant α le rapport entre les deux échelles physiques, on peut écrire

$$\frac{U_M}{\sqrt{gh_M}} = \frac{U_R}{\sqrt{g\alpha h_M}}, \quad (96)$$

soit

$$U_R = \sqrt{\alpha} U_M. \quad (97)$$

De même, le nombre de Reynolds réel peut s'écrire

$$Re_R = \frac{U_R L_R}{\nu} = \frac{\alpha^{1/2} U_M \alpha L_M}{\nu} = \alpha^{3/2} Re_M. \quad (98)$$

Pour un facteur d'échelle spatiale $\alpha = 50$, on obtient un facteur $50^{3/2} \simeq 354$ entre les nombres de Reynolds. En prenant $U_M = 0.87$ m/s la vitesse débitante maximale dans le canal pour $h_M = 9$ cm et $L_M = 4$ m la distance entre l'amont du canal et la zone où seront posés les modèles de digues, on obtient $Re_M = 3.78.10^6$; dans ce cas, on peut estimer la valeur de Re_R à $\alpha^{3/2} Re_M \simeq 1.2.10^9$. Sur ces considérations, la similitude n'est pas réalisée en termes de nombre de Reynolds mais le régime d'écoulement (turbulent) sera le même aux deux échelles spatiales.

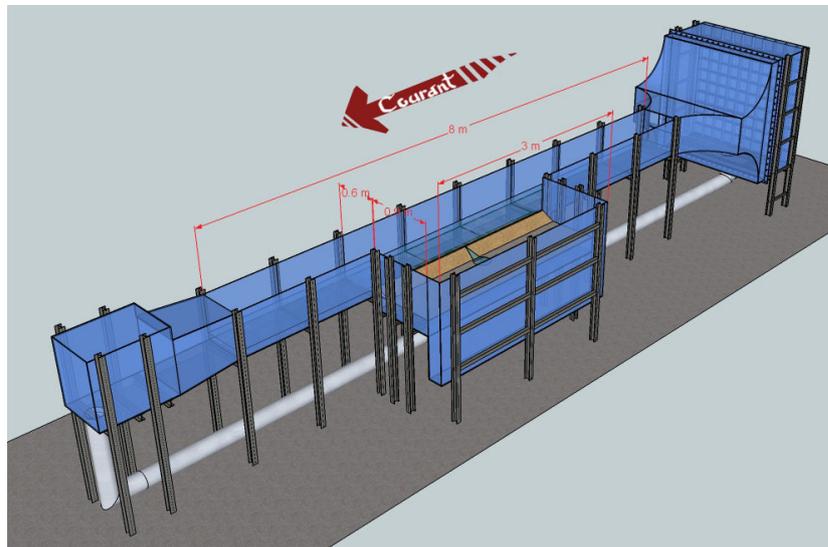


Figure 43 – Modèle du canal HERODE muni de son extension latérale.

7.2 MATÉRIAU UTILISÉ

L'analyse des sols dont sont constituées les digues fluviales révèle en général la présence d'une partie grossière non-cohésive (sable) et d'une partie fine cohésive ($D_{50} < 64 \mu\text{m}$), dont les teneurs massiques relatives et la minéralogie varient d'une

digue à l'autre. Nous avons donc opté pour l'utilisation de sols artificiels à base de sable d'Hostun HN₃₈ (figure 44), dont nous avons estimé le diamètre médian D₅₀ à 133 μm (figure 45), et d'argile d'étanchéité commerciale 'Proclays', à base de kaolinite, dont la granulométrie est présentée sur la figure 46. L'originalité de la courbe



Figure 44 – Aspects du sable et de l'argile 'sortis du sac'.

granulométrique de notre sable est qu'elle a été obtenue non par tamisage, mais par analyse d'images prises au microscope à l'IRPHE. Cette technique, bien que moins précise qu'un tamisage, permet d'obtenir rapidement une allure de la courbe sans avoir besoin d'un jeu complet de tamis. On peut également augmenter sensiblement l'échantillonnage sans décupler le temps nécessaire au traitement des images. Nous avons choisi ce sable, qui était le plus fin disponible, afin de respecter un certain ordre de grandeur de la taille des grains. En fixant une échelle réaliste 50 fois plus grande que dans nos essais, un D₅₀ de 130 μm devient un D₅₀ de 6.5 mm, ce qui représente déjà un matériau grossier de type gravier ou moraine. Pour préciser le lien entre les échelles, on peut invoquer le critère de similitude hydraulique qu'est le nombre de Froude $Fr = U(gh)^{-1/2}$, dont la conservation entre les échelles se traduit par¹ :

$$U_{exp}(gh_{exp})^{-1/2} = U_{réel}(gh_{réel})^{-1/2}$$

$$\Leftrightarrow U_{exp}/U_{réel} = (h_{exp}/h_{réel})^{1/2}.$$

Ainsi, pour une mise à l'échelle d'un facteur $\alpha = 1/50$, obtient la relation :

$$U_{exp} = \alpha^{1/2}U_{réel}.$$

Intéressons nous maintenant à l'évolution du paramètre de mobilité, ou paramètre de Shields, des grains θ (voir (Le Hir, 2008)), qui représente la compétition entre les forces motrices dues à la contrainte de cisaillement sur le grain et son poids immergé :

$$\theta = \frac{u_*^2}{(s-1)gD},$$

et dépend de la vitesse de frottement au fond u_* , de la densité relative des grains, $s = \rho_{sable}/\rho_{eau}$ et de leur diamètre, D . En supposant que l'hydraulique est similaire ($U_{exp} = \alpha^{1/2}U_{réel}$), la conservation de θ s'écrit

$$\frac{u_{*,exp}^2}{(s-1)gD_{exp}} = \frac{(\alpha^{1/2}u_{*,réel})^2}{(s-1)gD_{exp}} = \frac{u_{*,réel}^2}{(s-1)gD_{réel}},$$

ce qui implique finalement l'égalité $D_{exp} = \alpha D_{réel}$. Ceci montre que la mobilité sera conservée si l'hydraulique est similaire, pour peu que l'on applique une mise à l'échelle

1. Les indices "exp" et "réel" se rapportant naturellement aux échelles expérimentale et réelle.

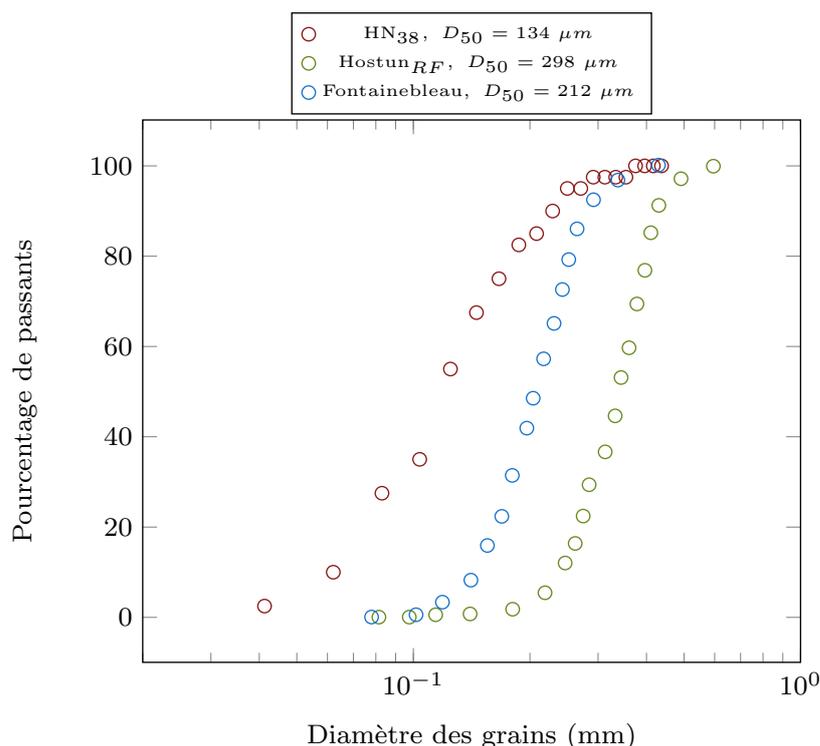


Figure 45 – Granulométrie de notre sable HN 38, comparée à celles des sables Hostun RF et de Fontainebleau, issues de la thèse de Nadia Benahmed (Benahmed, 2001).

géométrique de la taille des grains. Ainsi, notre D_{exp} de $130 \mu m$ permet bien de figurer un $D_{réel}$ de 6.5 mm selon les tables de l'ingénierie et de modéliser un sol naturel homogène raisonnablement dispersé du point de vue granulométrique. Effectivement, l'utilisation d'un sable plus grossier² aurait certainement induit des lacunes dans les classes granulométriques entre 50 et $150 \mu m$, ce qui peut amoindrir la stabilité du sol. Concernant l'argile (figure 46), nous nous apercevons qu'elle contient en fait une certaine part de diamètres intermédiaires (entre 50 et $100 \mu m$) mais comporte plus de 50% d'argile au sens minéralogique ($\varnothing < 2 \mu m$). Dans nos discussions, nous désignerons simplement par 'argile' cette fraction argilo-limoneuse de nos sols.

Pour ce premier essai, notre principale crainte était que la digue ne résiste pas suffisamment à l'eau environnante et que l'on ne puisse limiter le processus d'endommagement à la surverse. C'est pourquoi nous avons choisi de travailler avec un sol à 50% de sable et 50% d'argile, qui, pour peu qu'il soit correctement préparé et mis en œuvre, devait démontrer une résistance suffisante à la présence d'eau côté rivière. Il nous fallait donc déterminer la teneur en eau optimale w_{opt} à utiliser lors de la préparation du sol, afin de le compacter dans les meilleures conditions. L'essai Proctor sur ce sol a révélé un poids volumique sec maximum γ_{opt} d'environ 15.3 kN/m^3 pour une teneur en eau de 23.5% (figure 47), ce qui est comparable à des résultats obtenus pour des sols naturels du même type. Enfin, les indices de plasticité et de liquidité de l'argile blanche ont également été évalués à respectivement 37 et 70% , ce qui la classe parmi les argiles minérales de forte plasticité.

2. Ou plus généralement d'une fraction non-cohésive plus grossière pour les digues réelles.

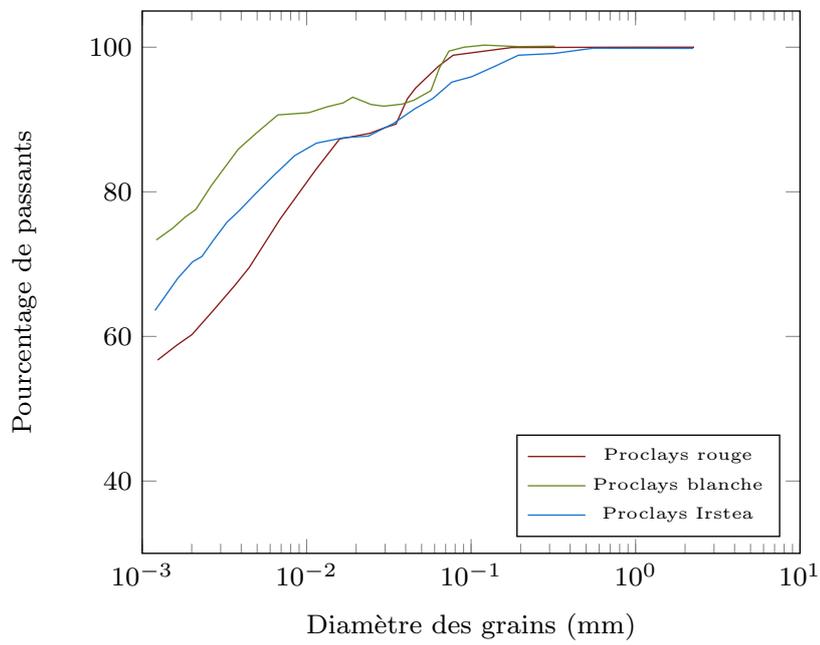


Figure 46 – Courbes granulométriques de nos argiles Proclays rouge et blanche obtenues par densimétrie ainsi que celle de l'argile utilisée par nos collègues de l'Irstea, provenant du même fournisseur.

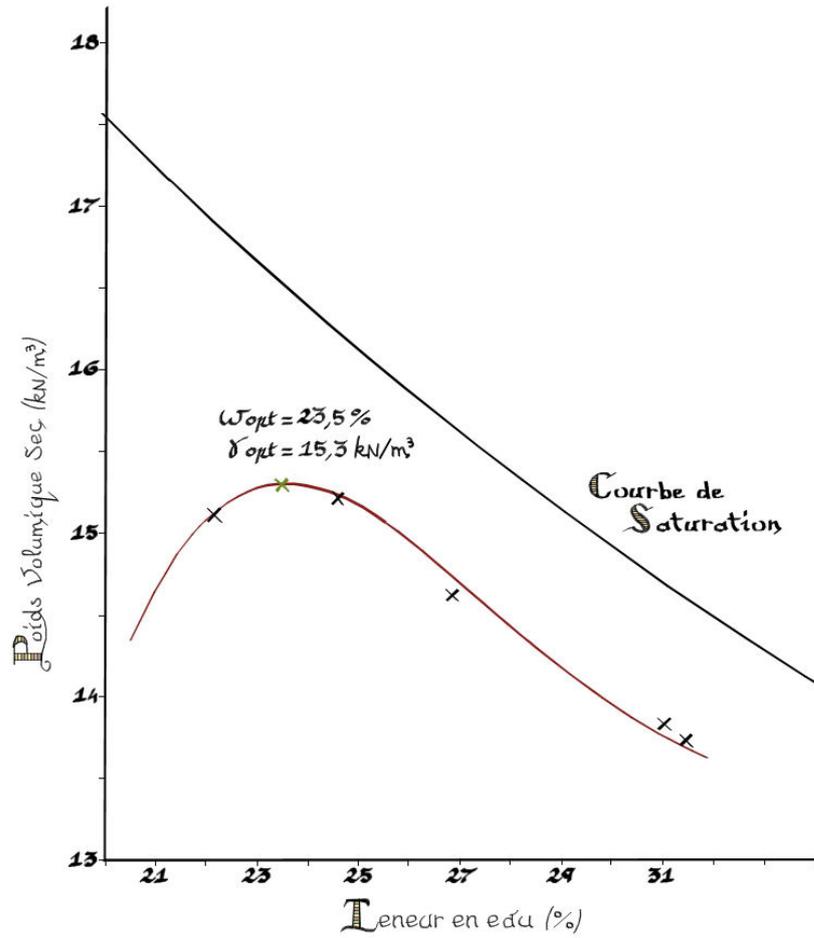


Figure 47 – Courbe Proctor obtenue à l'Irstea d'Aix-en-Provence sur un sol à 50 % de sable HN_{38} et 50 % d'argile. On représente le poids volumique sec (kN/m^3) atteint en fonction de la teneur en eau de compactage, w , pour obtenir $w_{opt} = 23,5\%$, $\gamma_{opt} = 15,3 \text{ kN/m}^3$.

7.3 ESSAI PRÉLIMINAIRE

Dans le but d'exploiter les résultats des essais normalisés et d'éprouver la méthode de construction que nous avons imaginée, nous avons soumis une maquette de digue ($H=5$ cm, $l=20$ cm, $L=40$ cm) en sol à 50 % d'argile à la vidange d'un réservoir par surverse localisée. Nous avons compacté deux couches de sol à l'OPN³ dans des coffrages rectangulaires, puis arasé les parements jusqu'à obtenir une pente d'environ 1 :2, ce qui est dans la moyenne des géométries que nous avons rencontrées dans la littérature. La digue fut construite sur une planche bardée de clous afin d'assurer un bon contact avec le fond, puis le tout fut placé dans le réservoir en protégeant le pied de digue 'coté rivière' avec de la bâche plastique (figure 48). Précisons que la masse de matériau utilisée est calculée en fonction du poids volumique sec maximal $\gamma_s(w_{opt})$ et du volume des coffrages. Une couche d'argile pure très humide fut enfin appliquée sur les parements afin de les étancher. La partie amont est alimentée en eau dont le niveau est maintenu constant et la surverse est déclenchée au centre de la digue où un créneau de section rectangulaire (environ 20×10 mm²) a été excavé.



Figure 48 – Etapes de la construction du premier modèle de digue.

L'érosion s'initie en pied de digue côté zone protégée (ZP) et un front d'érosion semi-circulaire apparaît. Les sédiments transportés se répartissent en fonction de leur taille au droit de la brèche, selon un motif de cercles concentriques, ce qui est l'expression de la répartition des vitesses dans cette zone. Le matériau réagit bien à la présence de l'eau (peu de traces de dispersion ou d'érosion du sol côté rivière), tandis que l'érosion progresse lentement dans le chenal d'érosion. Par ailleurs, l'érosion se fait

3. Optimum Proctor Normal

par blocs millimétriques et on constate l'apparition de créneaux après un forçage de la pente du chenal d'érosion, qui semblent correspondre aux couches de compactage de la digue (figure 49). Cette progression rappelle la description qu'on peut faire du *headcutting*, où une répartition particulière des contraintes hydrauliques dans le chenal d'érosion et les effets cohésifs provoquent une érosion en gradins (voir (Zhao et al., 2012)), qui s'oppose à l'érosion continue classique grain par grain de sédiments non-cohésifs.

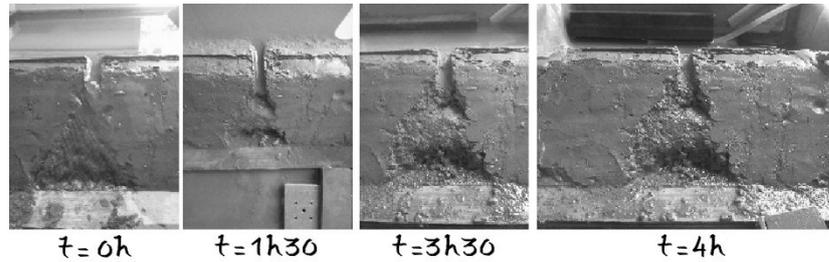


Figure 49 – Evolution de notre premier modèle de digue de 5 cm de hauteur.

7.4 ESSAI D'ÉROSION PAR SURVERSE DANS LE CANAL

Pour cet essai, nous avons utilisé l'extension latérale du canal en mode 'cloisonné' et avons construit un modèle d'1 m de long, pour 10 cm de haut et une largeur de 40 cm à la base pour obtenir une pente des parements d'environ 1 : 2 (la crête est épaisse d'environ 2 cm). Le mélange à fractions massiques égales de sable et d'argile est mélangé puis humidifié à hauteur de 23.5 % et on ajuste de nouveau la masse de matériau employée au volume des coffrages avant de compacter deux étages composés de trois couches chacun. Le surplus de matériau est délicatement arasé pour obtenir un profil trapézoïdal et les parties endommagées lors de l'opération sont réparées avec le sol excédentaire. Une couche d'argile pure est finalement étalée sur les parements afin de prévenir une érosion interne qui pourrait s'amorcer côté rivière et ainsi saper rapidement notre digue de même que nos efforts. Le modèle de digue a été placé en retrait de 10cm du côté de l'extension et des épaulements de 30cm de long sont construits en amont et en aval de la digue, côté rivière, pour limiter les perturbations dues à la rencontre entre l'écoulement principal et les parements de la digue (changement de la géométrie de la section). Un créneau de 25 × 25 mm est ensuite découpé dans la crête au centre de la digue et l'expérience peut commencer (figure 50). Pendant que la hauteur d'eau augmente, nous mettons le courant en route côté rivière. Le débit pour cet essai sera fixé à 80 m³/h, et la hauteur d'eau à l'amont du canal à h = 10 cm, ce qui correspond à une vitesse longitudinale moyenne \bar{V} d'environ 0,35 m/s et provoque une hauteur de surverse initiale d'un peu moins de 10 mm (la hauteur d'eau est légèrement moindre au niveau du créneau que dans la section amont où nous la mesurons). Notons que le nombre de Froude peut être estimé par $Fr = \bar{V}/\sqrt{gh} \simeq 0.35$, ce qui nous place dans le régime fluvial côté rivière. Ce débit intermédiaire a été choisi pour permettre l'obtention d'une vitesse d'approche amont "fluviale" mais suffisamment élevée pour apprécier l'effet de la dynamique de la rivière.



Figure 50 – Etapes de la construction de la digue et situation initiale ; l'écoulement côté rivière va de la droite vers la gauche (il en sera ainsi sur toutes les photos de ce chapitre sauf mention contraire).

7.5 DÉVELOPPEMENT DE LA BRÈCHE

L'érosion s'initie en pied de digue côté zone protégée, au droit de la brèche et de manière symétrique. Après environ 4 h, un front d'érosion de type headcut se dessine clairement et progresse vers la crête (figure 51). On note également l'apparition de fissures superficielles le long du parement. L'érosion de surface, toujours par petits blocs, est toutefois limitée. Afin de borner l'essai à une durée raisonnable, nous décidons de scarifier le chenal d'érosion. Le transport solide est ainsi accru et les premiers dépôts se forment au droit de la brèche, tandis que le profil en gradins s'accroît.



Figure 51 – Vue de la digue après 4 h de surverse. Le front d'érosion progresse du pied côté zone protégée vers la crête. L'érosion du corps de digue se fait par blocs millimétriques.

Le chenal d'érosion est clairement défini lorsque nous passons le cap des 8 h de surverse et une légère dissymétrie est apparue dans le sens du courant (figure 52). Un palier s'est formé à la limite entre les deux couches de la digue et les parois de la brèche demeurent verticales (figure 53), ce qui s'observe également sur les digues réelles. L'érosion se poursuit sur ce mode durant 1 h, puis la fondation inérodable est

atteinte dans tout le chenal d'érosion jusqu'à la crête, bien que la géométrie de la brèche côté rivière ait jusqu'alors peu évolué. La brèche ne s'est en outre pas sensiblement élargie depuis le début de la surverse (figure 54).



Figure 52 – Vue de la digue après 8 h de surverse. Le chenal d'érosion s'approfondit peu à peu et l'érosion progresse vers la crête par headcutting, mais la brèche n'a pas évolué sensiblement côté rivière et ses parois restent verticales.

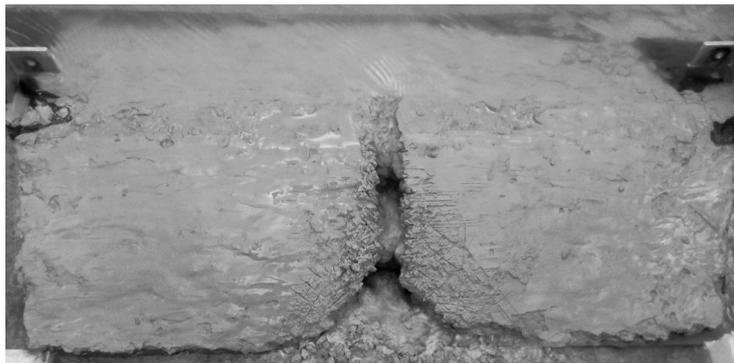


Figure 53 – Vue de la digue après 8h30 de surverse. La scarification du parement aval a permis un accroissement de l'érosion qui résulta en la formation de deux headcuts, dont la hauteur est celle des couches de compactage.

Le jet qui s'engouffre dorénavant dans la brèche est orienté dans le sens du courant et sape la partie inférieure de la paroi aval de la brèche. On entre alors dans une phase d'élargissement rapide où des parties de la paroi aval de la brèche se retrouvent en surplomb après l'érosion de la partie inférieure, et finissent par s'effondrer par blocs de taille importante ($> \text{cm}$). La paroi amont est quant à elle peu impactée par le jet sortant et évolue peu (figure 55). Le débit dans la brèche augmente rapidement, ainsi que le transport solide dans la zone protégée. Le débit de fuite prend une forme particulière durant cette période puisqu'il se 'réfléchit' sur la paroi aval. Ceci provoque l'apparition d'une langue de dépôts curviligne au droit de la paroi amont de la brèche.

L'élargissement se poursuit durant 1h30 et on constate que, la largeur de la brèche augmentant, la direction du jet sortant tend de plus en plus vers celle de l'axe de la brèche. La paroi aval est ainsi de moins en moins sollicitée, et l'évolution ralentit



Figure 54 – Vue de la digue après 9 h de surverse. L'érosion verticale de l'entrée de la brèche débute et le débit de fuite commence à endommager la paroi aval, provoquant un élargissement rapide de la brèche.



Figure 55 – Vue de la digue après 9h30 de surverse. Des effondrements soudains de la paroi aval sont provoqués par l'érosion du corps de digue sous la ligne d'eau dans la brèche.

(figure 56). L'extrémité aval de la digue approchant, nous arrêtons l'expérience plus de 12 h après le début de la surverse.

Le sol de la zone protégée n'avait pas été compacté aussi fermement que la digue et s'est beaucoup érodé au droit de la fondation en PVC. Un dépôt d'environ 3 cm de haut s'est formé au droit de la paroi amont, tandis que le reste de la ZP s'est creusé principalement durant la phase d'élargissement rapide, perdant jusqu'à 8 cm, soit plus de 10 cm de différence entre le point culminant et le point le plus bas (figure 57).

Grâce aux photographies prises durant l'essai, nous mesurons l'évolution de la largeur en crête de la brèche à partir du moment où elle a été complètement formée, à $t_0 = 8\text{h}30$ (figure 58). On note une accélération de l'élargissement à partir de $t_0 + 40$ min puis un ralentissement aux alentours de $t_0 + 100$ min, ce qui confirme nos observations précédentes. L'élargissement s'est produit à un rythme moyen d'environ 0.0018 m/min, ce qui est comparable aux vitesses d'élargissement observées dans (Wahl et al., 2011) sur des digues cohésives d'environ 60 cm de haut, comprises entre 0.0002 et 0.61 m/min.



Figure 56 – Vue de la digue après 10h30 de surverse. L'élargissement amorce un certain ralentissement alors que le débit de fuite est de moins en moins orienté dans le sens du courant amont. Notons le ressaut établi au droit de la brèche, indicateur de la dangerosité potentielle de tels phénomènes mis à échelle réelle.

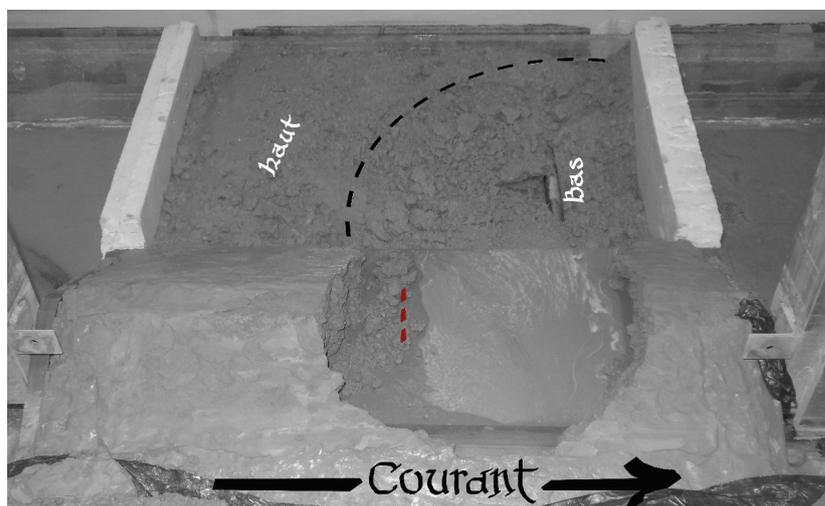


Figure 57 – Allures de la brèche et de la zone protégée en fin d'essai, vues de la rivière. La différence d'altitude maximale entre la zone de dépôt, au droit de la paroi amont, et le fond de la fosse d'érosion, situé 30 cm plus à l'aval, excède 10 cm. Les pointillés rouges matérialisent la position du créneau de surverse initial.

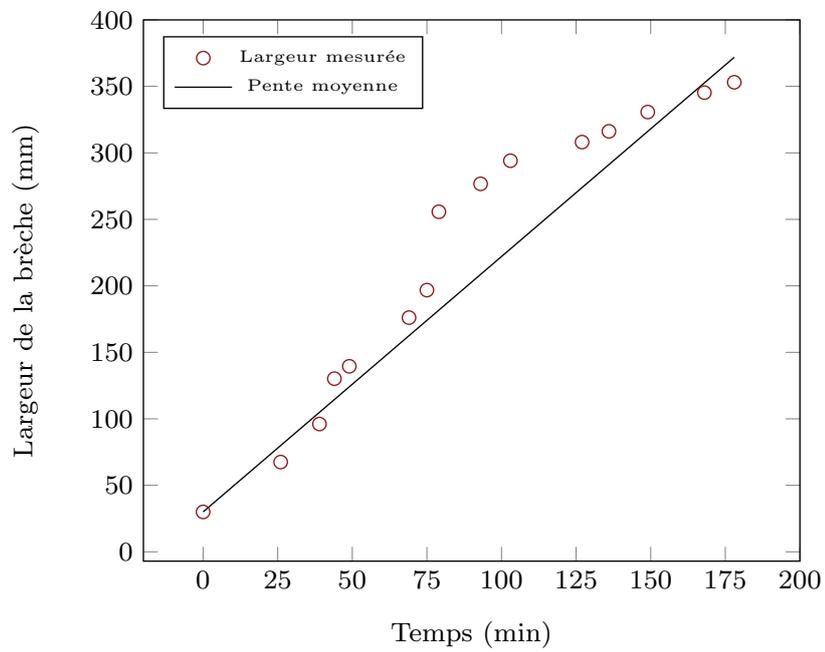


Figure 58 – Evolution de la largeur de la brèche mesurée en crête au cours du temps. En abscisse, le temps 0 correspond au début de la phase d'élargissement, $t_0 \simeq 8\text{h}30$.

7.6 BILAN DE L'ESSAI

Ce premier essai nous aura permis d'observer plusieurs phases lors de la rupture d'un modèle de digue provoquée par une surverse localisée. Le matériau du corps de digue est un sol artificiel qui caricature plus qu'il n'imité les sols constitutifs de digues réelles, mais cette étude a bien reproduit certaines tendances identifiées lors d'épisodes de rupture.

La phase d'initiation d'abord, où le faible débit de fuite érode le parement côté ZP au droit de la brèche et amorce l'endommagement du pied de digue. Le chenal d'érosion se dessine peu à peu, un front d'érosion apparaît, puis deux headcuts se forment et débutent leur progression vers la crête. La géométrie de l'entrée de la brèche, côté rivière, ainsi que sa largeur évoluent peu durant cette période d'environ 8 h.

La phase d'élargissement de la brèche débute lorsque l'érosion atteint la crête, tandis que le chenal d'érosion finit de se creuser, côté rivière. Le débit dans la brèche est désormais orienté dans le sens du courant amont ce qui provoque un endommagement rapide du bas de la paroi aval de la brèche, tandis que la paroi amont évolue peu. Ceci donne une première notion de l'effet d'un écoulement longitudinal sur la localisation d'une brèche lors d'une rupture de digue, où une des deux parois se retrouve finalement plus sollicitée que l'autre. L'élargissement se fait séquentiellement, par alternances de phases de sapage du corps de digue sous la ligne d'eau dans la brèche suivies de l'effondrement soudain des parties de la paroi aval qui se retrouvent en surplomb. C'est à cette période que s'est formé un dépôt important au droit de la paroi amont, marquant la périphérie de l'écoulement établi alors en zone proche. Nous avons également constaté que chaque variation substantielle de la géométrie de l'entrée de la brèche s'accompagne d'une franche augmentation du débit de fuite.

Enfin, la largeur de la brèche augmentant, la direction du débit sortant est de moins en moins influencée par la direction de l'écoulement amont, et tend vers celle de l'axe de la brèche. La paroi aval est ainsi moins sollicitée et l'élargissement ralentit. C'est à ces largeurs importantes que le débit transitant par la brèche a été maximal et que la modification de la zone protégée fut la plus notable. On note que la forme de la fosse d'érosion reproduit l'asymétrie du développement de la brèche, puisque le point le plus bas de la zone protégée est situé environ 30 cm à l'aval du créneau de surverse initial.

L'enchaînement de ces phases s'est fait en bon accord avec les observations couramment faites *in situ* ou lors de campagnes expérimentales. L'érosion en gradins (*headcutting*) très marquée et les formes successives des parois de la brèche au cours de l'élargissement montrent une forte influence de la cohésion du sol à l'échelle de notre modèle.

8.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous nous proposons d'étudier l'hydraulique des brèches en éludant les questions relatives à l'érosion, afin de nous concentrer sur le débit de fuite dans une brèche qui sera ici fonction de la hauteur d'eau et de l'intensité du débit côté rivière Q_A et de la largeur (fixe) de la brèche, L_B .

Notre approche se base sur l'utilisation de profilés de digue en bois qui permettent d'obtenir des brèches de 50, 200, 250, et 400 mm de largeur. Nous avons construit à cette fin différents modules en contreplaqué marine à l'IRPHE. Nous avons utilisé une table de coupe industrielle pour débiter les 36 pièces nécessaires au montage, puis les collages à la résine epoxy ont été réalisés. Chaque module a été lesté de sable avant d'être scellé afin d'assurer un bon maintien contre le fond du canal en présence d'eau et une couche de résine diluée a été appliquée sur toutes les surfaces afin d'en assurer l'étanchéité et la protection. Enfin, les arêtes furent étanchées en utilisant la technique du joint congé qui nous vient de la construction navale traditionnelle, où l'on emploie de la résine chargée de particules de bois. Les digues ainsi construites sont de nouveau hautes de 10 cm pour 40 cm de largeur en base et possèdent une crête d'environ 2 cm de large, ce qui donne des pentes des parements d'environ 1 : 2 (figure 59).



Figure 59 – Etapes de construction des modèles réduits en bois. L'ensemble a très bien résisté à l'eau, notamment le module principal qui y a cumulé plusieurs mois.

Si notre but premier est d'évaluer le comportement hydraulique des brèches en terme de débit de fuite, nous tâcherons de montrer combien l'augmentation d'un débit amont peut modifier la ligne d'eau le long de la brèche et donc l'effort induit par l'écoulement sur ses parois (asymétrie vers l'aval).

Nous utiliserons des particules en polystyrène pour visualiser leur trajectoire aux abords de la brèche, ce qui devrait nous donner une notion des vitesses de surface atteintes et de la 'zone d'influence' de la brèche dans le canal. Une estimation rapide du débit dans la brèche à la fin de notre premier essai avait fourni une valeur de $30 \text{ m}^3/\text{h}$ pour un débit amont d'environ $80 \text{ m}^3/\text{h}$ et une largeur de brèche d'environ 35 cm. Dans ce cas, on conçoit que toute la largeur du canal (60 cm) est perturbée par la bifurcation que représente la brèche, mais ce n'est pas le cas à des largeurs de brèche moins importantes, pour lesquelles une fraction seulement de l'écoulement amont est affectée par le débit de latéral.

Nous présenterons en premier lieu les trajectoires des traceurs de surface pour les quatre largeurs de brèche et nous verrons dans quelle mesure l'augmentation du débit amont les modifie. Ensuite nous discuterons des vitesses que nous avons pu mesurer, notamment les vitesses d'approche des particules, les vitesses atteintes dans la brèche et les vitesses de sortie des particules qui restent dans le canal. La dernière partie résumera les débits latéraux obtenus en fonction de la largeur de la brèche et les conditions hydrauliques amont. De nouveau, la vitesse longitudinale incidente longitudinale joue un rôle important.

8.2 TRAJECTOIRES ET VITESSES DE SURFACE

Nous avons fabriqué un support permettant de placer un appareil photo au-dessus du canal afin de filmer l'écoulement aux abords de la brèche d'un point de vue zénithal dans différentes conditions. Les particules sont semées à l'amont du canal et passent dans le champ de la caméra, avant de continuer leur course vers l'aval du canal ou de bifurquer dans la brèche. La qualité des films est assez mauvaise, car nous travaillons en lumière naturelle avec une surface libre et à une fréquence de 30 im/s. Effectivement, aux forts débits, les particules souffrent d'un 'flou de bougé', ce qui nous a poussé à traiter les films manuellement pour tracer les trajectoires et calculer les vitesses, ce qui s'est fait sans mal et sans ambiguïté, mais non sans patience. Nous avons pris ce parti estimant que le développement d'une technique de prise d'images plus sophistiquée et d'un algorithme de tracking aurait à la fois pu être coûteux financièrement et chronophage. Sur les figures, l'amont est au "sud", l'aval au "nord" et l'origine du repère est fixée sur l'arête amont de la crête dans la direction transverse et au centre de la brèche selon la direction principale de l'écoulement. Les rectangles marron représentent la maquette de digue en bois.

8.2.1 Brèche de 50 mm

Ici, l'influence de la brèche se fait peu sentir et rares sont les particules qui sortent du canal par la brèche. Sur la figure 60 on peut voir que même pour un débit amont Q_A modéré de $40 \text{ m}^3/\text{h}$, seules quatre trajectoires très proches de la paroi du canal située en $y = 0$ s'engouffrent dans la brèche (sur 27 représentées). Ceci permet de définir la zone d'influence de la brèche y_{part} , comme la distance, exprimée par rapport à l'arête amont de la crête, à laquelle s'opère une partition entre les particules qui bifurquent dans la brèche et celles qui restent dans le canal. Celle-ci vaut 14 cm pour $Q_A = 40 \text{ m}^3/\text{h}$ et nous constatons que seuls quelques centimètres de la largeur du canal sont affectés par le débit de fuite latéral. En effet, la crête étant située 10 cm en retrait de la paroi $y=0$, seuls 4 cm (14-10) sur les 60 cm de largeur de la veine principale sont affectés par le débit latéral. Aux forts débits amont, les rares particules qui seraient susceptibles de finir dans la brèche subissent l'effet de l'interaction entre l'écoulement et la paroi aval, qui a tendance à les maintenir côté rivière (figure 61). On ne peut donc pas définir y_{part} pour ces débits. En outre, on perd rapidement de vue les particules

qui s'engouffrent dans la brèche, ce qui ne nous a permis de mesurer les vitesses que près de la crête. Cette estimation n'est donc pas représentative des vitesses atteintes dans toute la brèche. Nous verrons d'ailleurs que certaines vitesses mesurées pour des largeurs plus importantes sont beaucoup plus élevées, car on peut suivre les particules plus longtemps et observer leur accélération alors qu'elles transitent par la brèche.

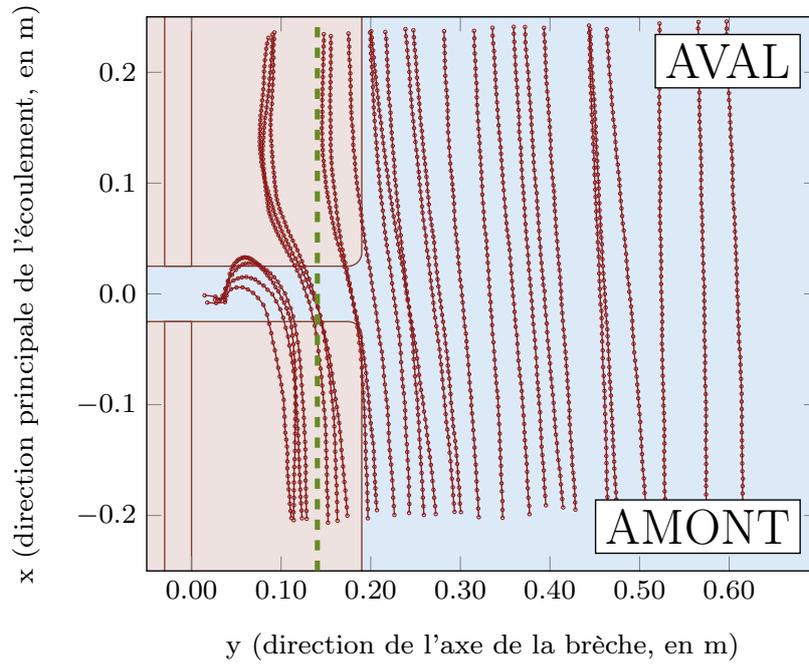


Figure 60 – Trajectoires pour $L_B = 50$ m et $Q_A = 40$ m³/h ; $y_{part} = 0.14$ m (en vert). Une partie très restreinte du canal est affectée par le débit de latéral, même à une vitesse d'approche modérée.

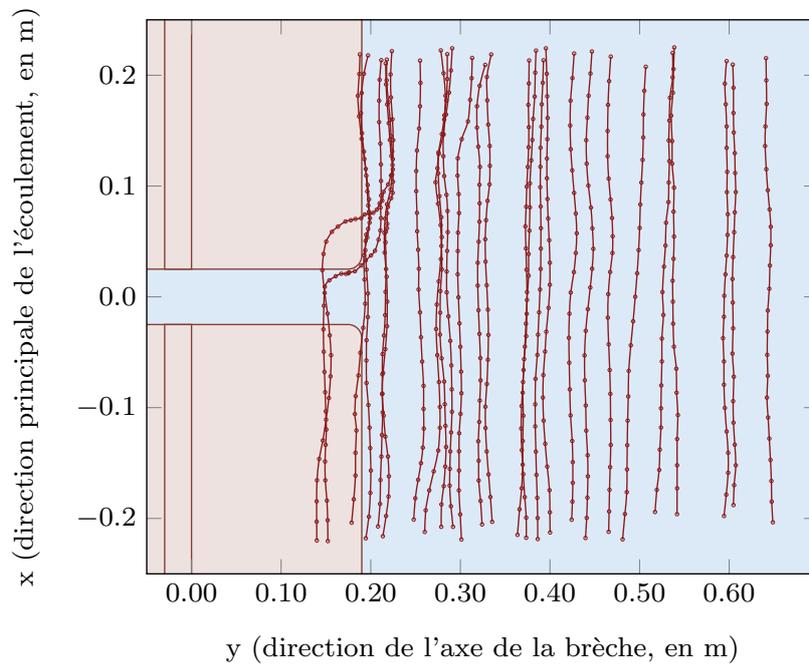


Figure 61 – Trajectoires pour $L_B = 50$ m et $Q_A = 110$ m³/h. L'augmentation de la vitesse longitudinale amont perturbe l'entrée de la brèche et aucune particule ne s'engouffre dans la brèche.

8.2.2 Brèches de 200 et 250 mm

A ces largeurs, l'écoulement dans le canal est largement modifié aux abords de la brèche. En effet, lorsque le débit amont augmente, la ligne d'eau le long de la brèche perd sa symétrie, ce qui nous force à distinguer deux cas de figure :

- $Q_A \lesssim 60 \text{ m}^3/\text{h}$: partition claire entre les particules qui restent dans le canal et celles qui partent dans la brèche, sans modification drastique des conditions d'écoulement aux abords et dans la brèche. Le débit latéral reste quasiment symétrique par rapport à l'axe de la brèche, quoiqu'orienté dans le sens du courant en fonction de la vitesse d'approche amont (figures 62 et 64),
- $Q_A \gtrsim 100 \text{ m}^3/\text{h}$: l'augmentation de la vitesse incidente amont provoque une importante augmentation de hauteur d'eau le long de la brèche et une circulation horizontale peut s'établir entre les parois. Le champ de vitesse est fortement perturbé dans la brèche et sa proximité, côté rivière (figures 63 et 65). La distance de partition diminue.

Dans chaque cas, on peut déterminer la distance y_{part} à laquelle s'opère la séparation entre particules qui restent dans l'écoulement principal et celles qui se détournent vers la brèche. Aux forts débits amont, un ressaut oblique apparaît côté rivière, en raison de l'interaction entre le débit amont et la paroi aval de la brèche. L'angle formé entre la paroi aval et ce ressaut semble augmenter avec la vitesse d'approche. Les particules rencontrant cette zone sont fortement et subitement ralenties. De même, une circulation dans le plan xy s'établit entre les deux parois de la brèche et les particules sortantes peuvent se trouver piégées dans cette zone (figures 63 et 65). Elles suivent alors des trajectoires plus ou moins circulaires, à faible vitesse au milieu de la brèche parfois durant plusieurs secondes. Ces observations, en plus de la modification de la ligne d'eau le long de la brèche, nous laissent légitimement penser que la vitesse incidente, longitudinale à la digue, joue un rôle de premier ordre dans la manière dont sont sollicitées les parois et dans l'hydrogramme de brèche.

Intéressons-nous maintenant à l'évolution de la vitesse des particules le long de leur trajectoire. Pour ce faire, la position initiale de chaque particule est ramenée à 0, puis on trace la norme de la vitesse en fonction de la distance parcourue par la particule, en rouge si elle finit dans la brèche et en vert si elle continue dans le canal (figures 66 et 67). On constate d'emblée que les vitesses se regroupent en fonction du chemin suivi par les particules et que ces profils présentent des signatures typiques en fonction de l'intensité du débit amont. Lorsque la vitesse d'approche est modérée, les particules qui se détournent vers la brèche subissent une importante accélération, tandis que les autres ralentissent légèrement le long de leur trajectoire. On note également que les vitesses de sortie dans la brèche (celles au-dessus de 0.6 m/s sur la figure 66) ont des valeurs assez proches pour toutes les particules. Aux fortes valeurs de Q_A , nous avons vu que les particules subissent l'interaction entre l'écoulement principal et la paroi aval. Aussi, bien qu'entrant dans la brèche à une vitesse élevée, elles en ressortent moins vite, ou accélèrent de nouveau, mais plus loin dans la brèche. C'est d'ailleurs pour cette raison que les vitesses mesurées dans la brèche sont plus dispersées (entre 0.4 et 0.65 m/s environ sur la figure 67).

Pour confirmer ces tendances, nous avons relevé les vitesses entrantes et sortantes de toutes les particules, qu'elles partent ou non dans la brèche, pour finalement calculer leurs valeurs moyennes notées respectivement \bar{V}_{in} , \bar{V}_{outb} et \bar{V}_{outr} ainsi que leurs écart-types. Nous pouvons maintenant positionner nos vitesses expérimentales le long de leur distribution normale (99) correctement paramétrée par la moyenne μ et l'écart-type σ de la variable considérée.

$$f(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-(x-\mu)^2/2\sigma^2} \quad (99)$$

Les distributions des vitesses entrantes et sortantes côté rivière apparaissent d'emblée plus "piquées" que celles des vitesses de sortie dans la brèche, pour tous les débits amont (figures 68 et 69). Ceci traduit une dispersion des vitesses dans la brèche plus prononcée que dans le canal et s'accorde aux observations formulées sur l'évolution de la vitesse le long des trajectoires. Aux vitesses d'approche faibles, l'écoulement est accéléré aux abords de la brèche et les vitesses atteintes dans la brèche sont en moyenne beaucoup plus élevées que dans l'écoulement principal (figure 68). Lorsque la vitesse longitudinale est importante à l'amont, nous avons vu que certains motifs hydrauliques se développent dans la brèche. Dans ces cas, les vitesses moyennes de sortie dans la brèche sont du même ordre que les vitesses longitudinales amont et souvent plus faibles (figure 68), ce qui tend à montrer qu'elles subissent une décélération en entrant dans la brèche, puis connaissent un regain de vitesse une fois sorties de la circulation horizontale présente entre les deux parois. Néanmoins, nous avons pu mesurer des vitesses de sortie hors de la zone perturbée entre les deux parois (davantage vers la zone protégée. Ceci nous a permis de vérifier que les vitesses moyennes de sortie par la brèche ont des valeurs proches à débit amont modéré, où elles ne rencontrent pas d'entrave en entrée de brèche, et soutenu¹, où l'hydraulique dans la brèche se complexifie et crée une zone de "blocage" entre les deux parois.

1. Pour peu que l'on mesure les vitesses de sortie suffisamment loin dans la brèche.

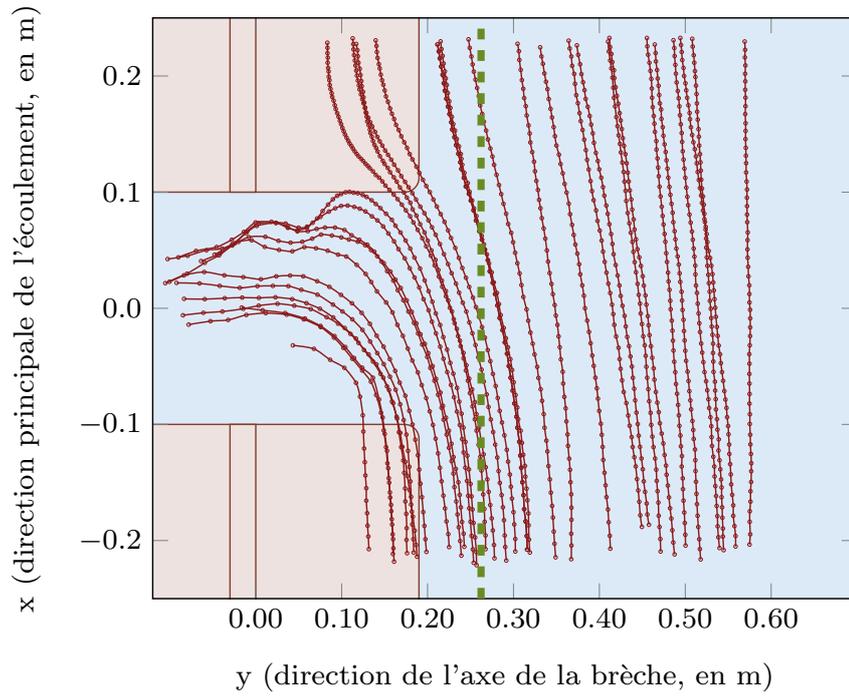


Figure 62 – Trajectoires pour $L_B = 200$ mm et $Q_A = 45$ m³/h; $y_{part} = 0.26$ m (en vert).

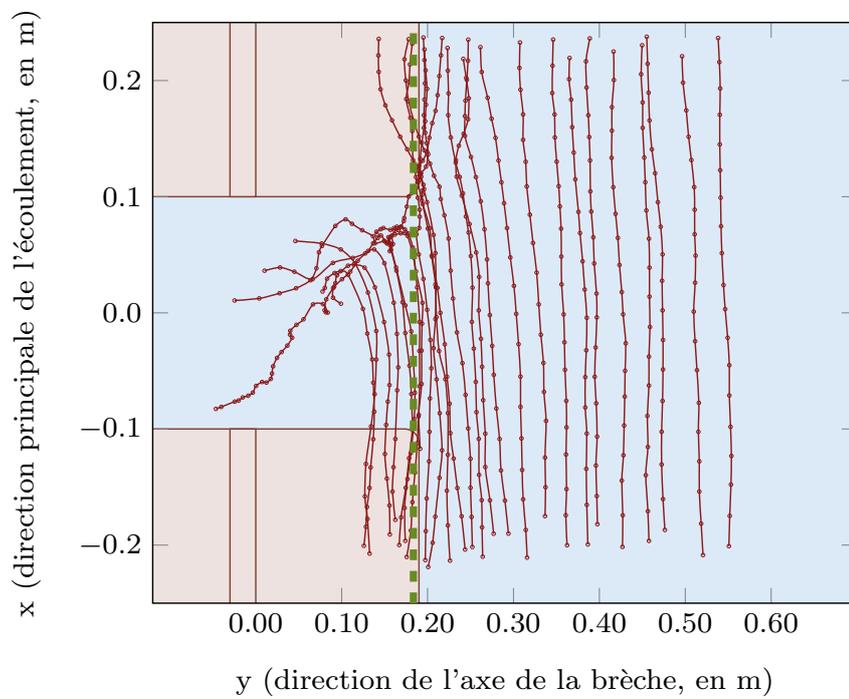


Figure 63 – Trajectoires pour $L_B = 200$ mm et $Q_A = 115$ m³/h; $y_{part} = 0.18$ m (en vert).

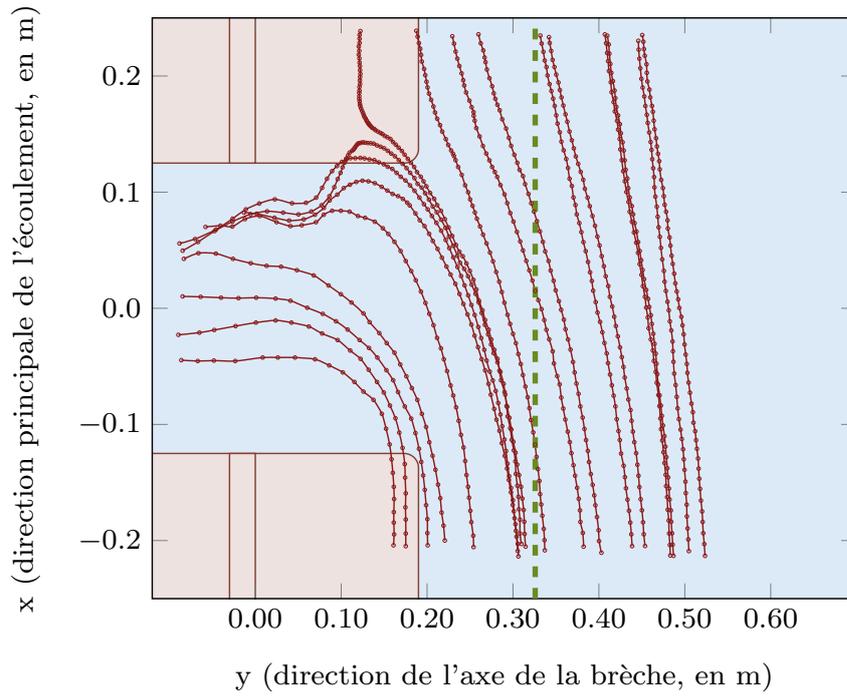


Figure 64 – Trajectoires pour $L_B = 250$ mm et $Q_A = 45$ m³/h; $y_{part} = 0.33$ m (en vert).

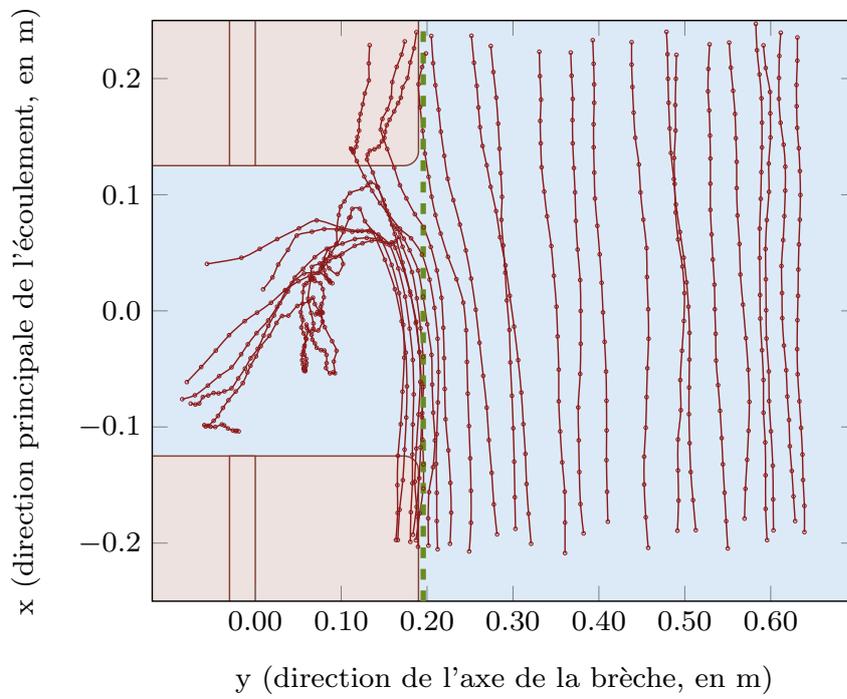


Figure 65 – Trajectoires pour $L_B = 250$ mm et $Q_A = 125$ m³/h; $y_{part} = 0.20$ m (en vert).

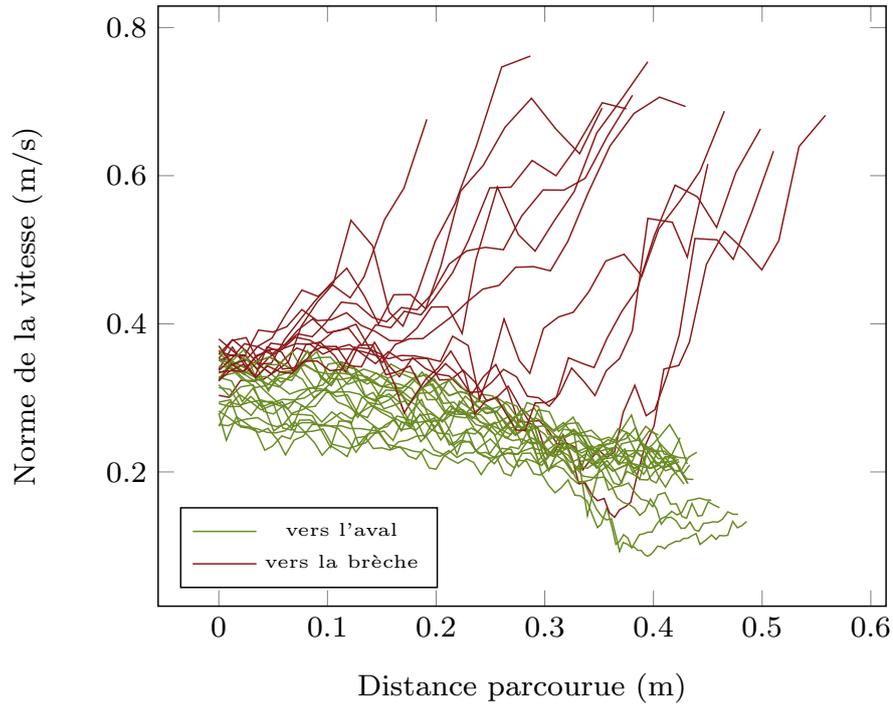


Figure 66 – Vitesse des particules le long de leur trajectoire pour $L_B = 200$ mm et $Q_A = 45$ m³/h.

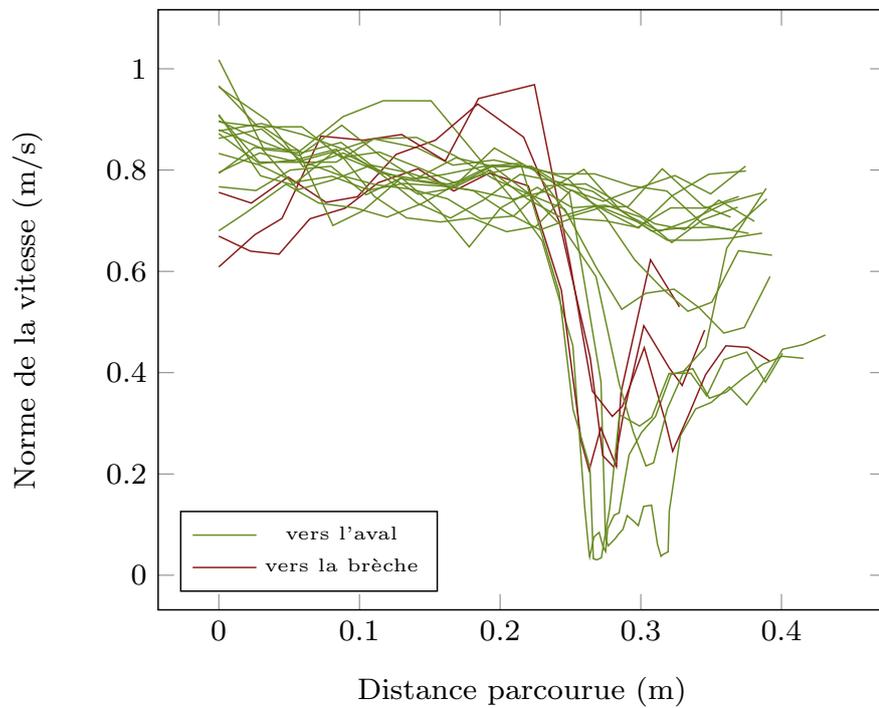


Figure 67 – Vitesse des particules le long de leur trajectoire pour $L_B = 200$ mm et $Q_A = 130$ m³/h.

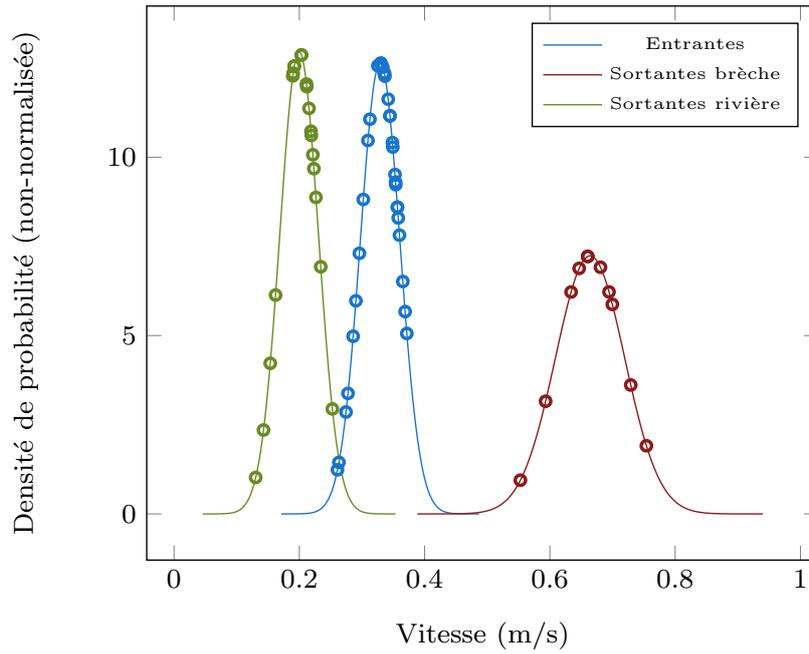


Figure 68 – Distribution de probabilité des vitesses des particules en entrée et en sortie du système pour $L_B = 200$ mm et $Q_A = 45$ m³/h. La vitesse moyenne des particules sortant par la brèche est nettement plus élevée que la vitesse incidente amont aux faibles débits.

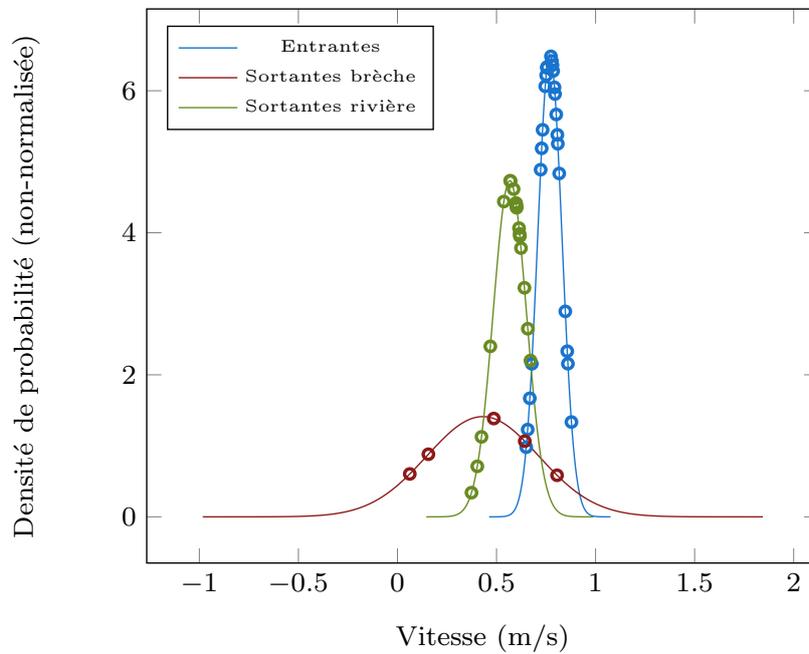


Figure 69 – Distribution de probabilité des vitesses des particules en entrée et en sortie du système pour $L_B = 250$ mm et $Q_A = 125$ m³/h. Aux forts débits, les vitesses dans la brèche sont au mieux comparables aux vitesses incidentes.

8.2.3 Brèche de 400 mm

Nous avons fixé la largeur maximale à 400 mm car c'est en approchant cette taille que l'élargissement de notre première brèche avait sensiblement ralenti. De plus, la largeur limitée du canal (60 cm) implique qu'une largeur de 40 cm est assez hors du commun par rapport à la majorité des cas réels où bien souvent le rapport entre la largeur de la rivière et celle de la brèche est beaucoup plus élevé. Ici, nos observations porteront sur des trajectoires mesurées à trois débits amont différents : 25, 43 et $120 \text{ m}^3/\text{h}$.

A $25 \text{ m}^3/\text{h}$, la vitesse d'approche est faible (environ 0.2 m/s), et toutes les trajectoires que nous avons tracées convergent vers la brèche (figure 70). Nous considérons donc que y_{part} tend vers 0.7 m (0.6 m de canal + 0.1 m de retrait), même si nous n'avons pas pu le vérifier strictement. C'est le seul cas où toute la largeur du canal est affectée par le débit de fuite latéral.

Aux débits modérés, on retrouve des trajectoires toujours continues, sans signe de perturbation importante près de la paroi aval de la brèche. Cependant, en raison de la largeur importante, une grande partie du débit principal continue de se détourner vers la brèche et l'on peut estimer y_{part} à 0.46 m pour $Q_A = 43 \text{ m}^3/\text{h}$ (figure 71).

Enfin, un débit amont de $120 \text{ m}^3/\text{h}$ donne toujours à observer la violente scission qui s'opère au niveau de la paroi aval de la brèche, beaucoup plus proche de la paroi $y = 0$ qu'aux faibles débits amont. Les particules ont tendance à longer la brèche plutôt que de s'y engouffrer car l'écoulement dans le canal est très rapide (vitesse moyenne d'entrée de 0.83 m/s). Celles qui entrent dans le champ à une abscisse inférieure ou proche de y_{part} ralentissent fortement à l'approche de la paroi aval puis rejoignent petit à petit des lignes de courant plus rapides, côté canal ou dans la brèche. La circulation horizontale qui peut s'établir entre les parois est beaucoup moins présente qu'à $L_B = 200$ et 250 mm ce qui suggère que ce phénomène passe par un maximum d'intensité qui dépend des conditions d'écoulement à l'amont et se manifeste pour une certaine largeur. Cette remarque irait dans le sens du ralentissement du sapage en base des parois au cours de l'élargissement (*helical erosion* dans (Zhao et al., 2014)), couramment décrit sur les brèches réelles et les modèles physiques.

L'évolution de la vitesse des particules le long de leur trajectoire et les distributions des vitesses entrantes et sortantes étaient également les propos que nous venons de tenir. Nous avons dit que toutes les particules sortent par la brèche à $Q_A = 25 \text{ m}^3/\text{h}$ et l'on constate qu'elles passent d'une vitesse moyenne amont d'environ 0.2 m/s à une vitesse de 0.65 m/s (figure 73). Naturellement, les particules qui entrent dans le champ près de la paroi $y=0.7 \text{ m}$ parcourent des chemins plus longs (jusqu'à 80 cm) et ce sont celles qui passent le plus près de la paroi aval de la brèche sur la figure 70, tandis que celles qui entrent à des abscisses plus proches de la brèche disparaissent après des courses beaucoup plus brèves (parfois moins de 25 cm) passant à proximité de la paroi amont. Or, on voit bien sur la figure 73 que les particules qui suivent les trajectoires les plus brèves peuvent atteindre des vitesses de sortie de plus de 0.8 m/s tandis que la moyenne est de 0.65 m/s , ce qui suggère que l'accélération de l'écoulement est plus importante près de la paroi amont que de la paroi aval de la brèche.

A $Q_A = 43 \text{ m}^3/\text{h}$, l'allure générale de l'évolution des vitesses le long des trajectoires est assez analogue et montre que les particules venant des zones les plus éloignées de la brèche et qui transitent plutôt dans la moitié aval de la brèche (trajectoires plus longues) sont ici aussi moins accélérées que les autres (figure 74).

Enfin, la figure 75 illustre bien le fait qu'aux forts débits peu de trajectoires "voient" la brèche mais que celles qui passent en deçà ou près de y_{part} ne sont détournées qu'à la rencontre de la paroi aval de la brèche puis s'orientent soit vers la brèche soit vers le

canal. Cela se traduit par une chute de vitesse en général suivie d'une réaccélération, selon le cheminement de la particule.

Les distributions des vitesses ont globalement les mêmes caractéristiques que celles décrites pour les largeurs de brèche moins importantes. Côté canal, les particules connaissent en moyenne un léger ralentissement entre l'amont et l'aval des prises de vue. Dans la brèche, les vitesses moyennes sont du même ordre qu'auparavant, ce qui laisserait à penser que l'augmentation de la largeur de brèche a eu peu d'effet sur les vitesses qui y sont atteintes. Un détail intéressant des distributions de vitesse à $Q_A = 120 \text{ m}^3/\text{h}$ (figure 76) mérite cependant d'être mentionné. La courbe verte représente la distribution des vitesses des particules sortant par l'aval du canal et on peut distinguer deux groupes de points expérimentaux. Le premier est centré autour de 0.3 m/s et est formé des particules qui rencontrent la forte perturbation qui apparaît près de la paroi aval. Elles sont ralenties, ce qui explique une vitesse de sortie faible. L'autre groupe se situe à environ 0.75 m/s et correspond aux trajectoires non-entravées, qui quittent le canal à la vitesse "naturelle" de l'écoulement. Le tout donne une vitesse de sortie moyenne par l'aval de 0.63 m/s .

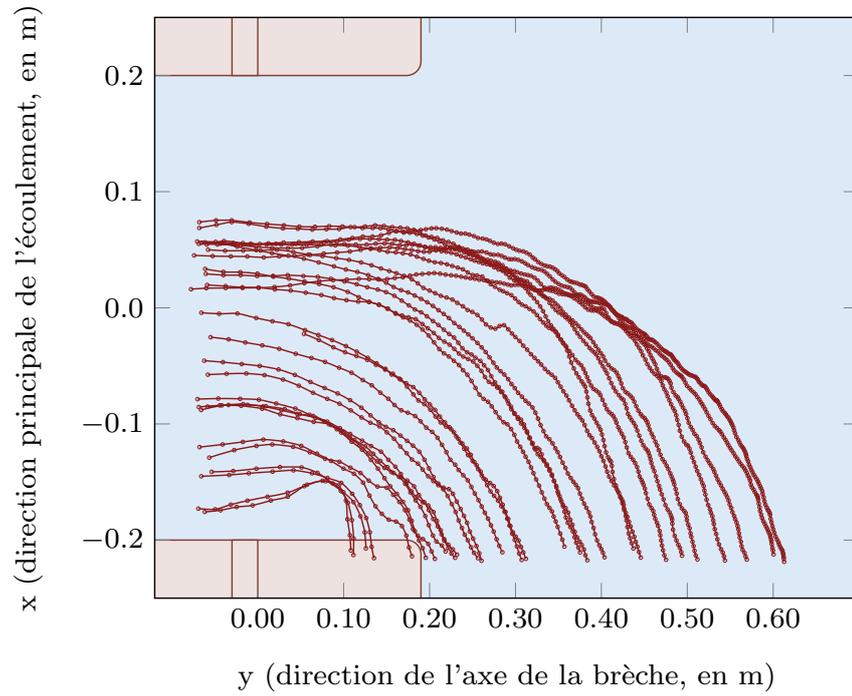


Figure 70 – Trajectoires pour $L_B = 400$ mm et $Q_A = 25$ m³/h; toutes les trajectoires convergent vers la brèche ($\Leftrightarrow y_{\text{part}} \rightarrow 0.70$ m).

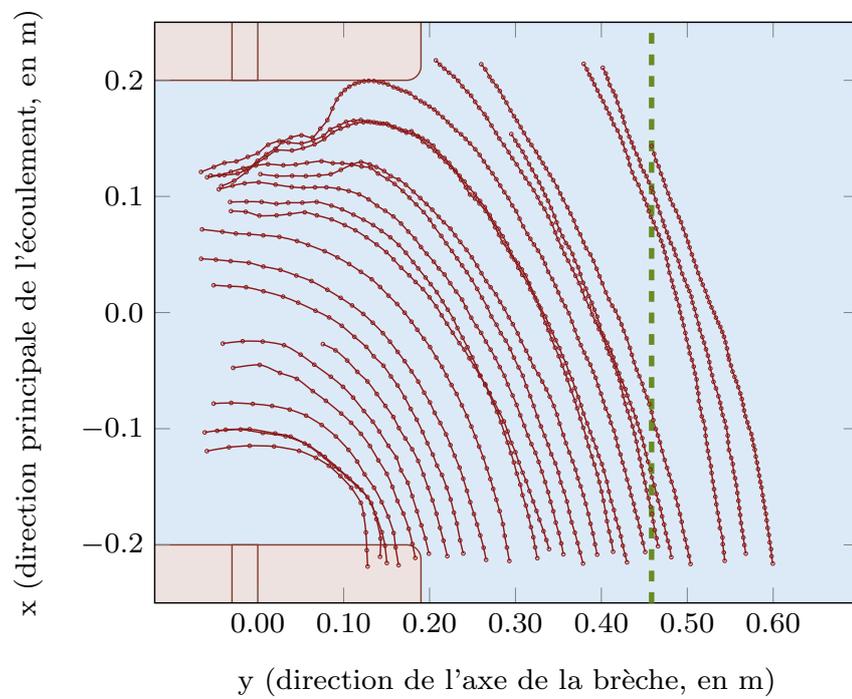


Figure 71 – Trajectoires pour $L_B = 400$ mm et $Q_A = 43$ m³/h; $y_{\text{part}} = 0.46$ m (en vert).

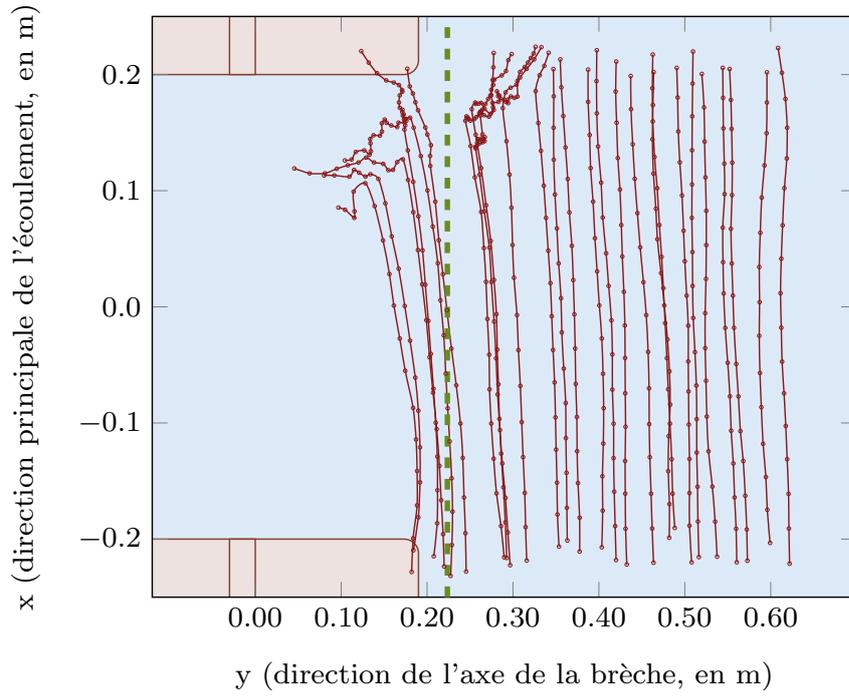


Figure 72 – Trajectoires pour $L_B = 400$ mm et $Q_A = 120$ m³/h; $y_{part} = 0.22$ m (en vert).

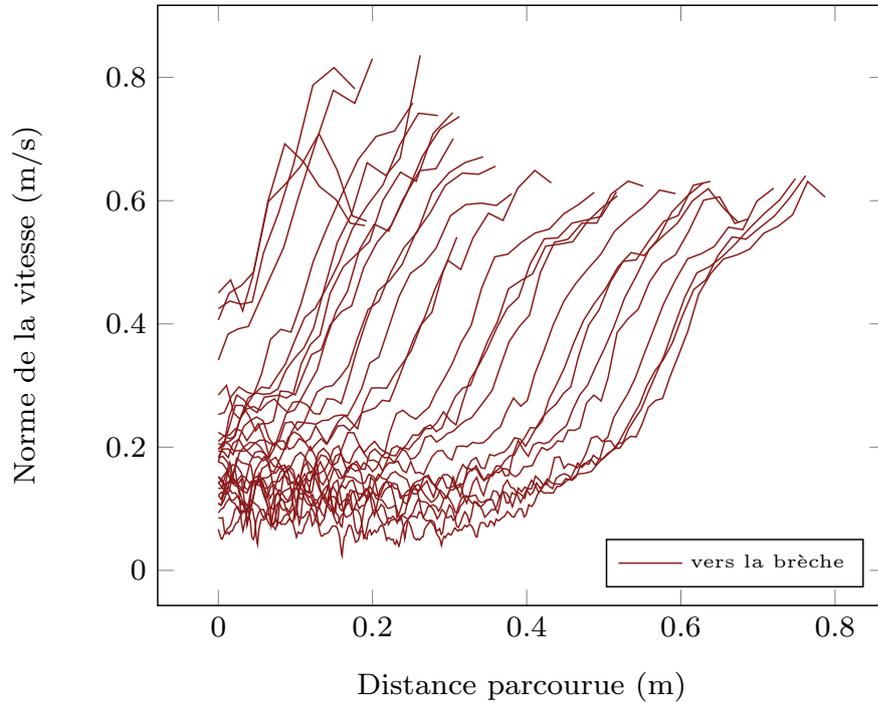


Figure 73 – Vitesse des particules le long de leur trajectoire pour $L_B = 400$ mm et $Q_A = 25$ m³/h. Toutes les particules finissent dans la brèche et atteignent des vitesses de l'ordre de 0.65 m/s, contre environ 0.2 m/s à l'amont.

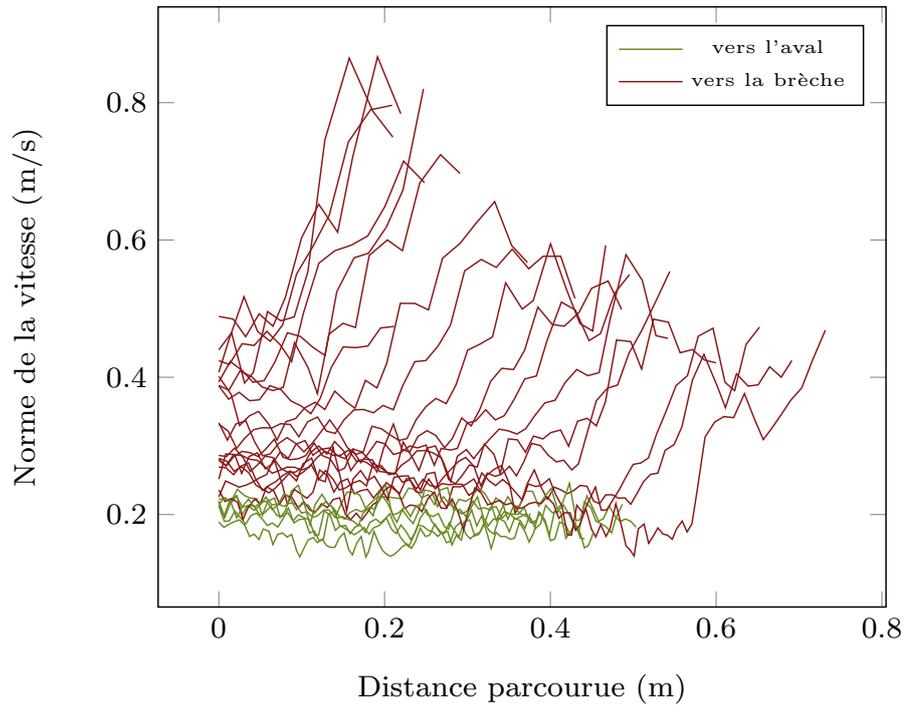


Figure 74 – Vitesse des particules le long de leur trajectoire pour $L_B = 400$ mm et $Q_A = 43$ m³/h.

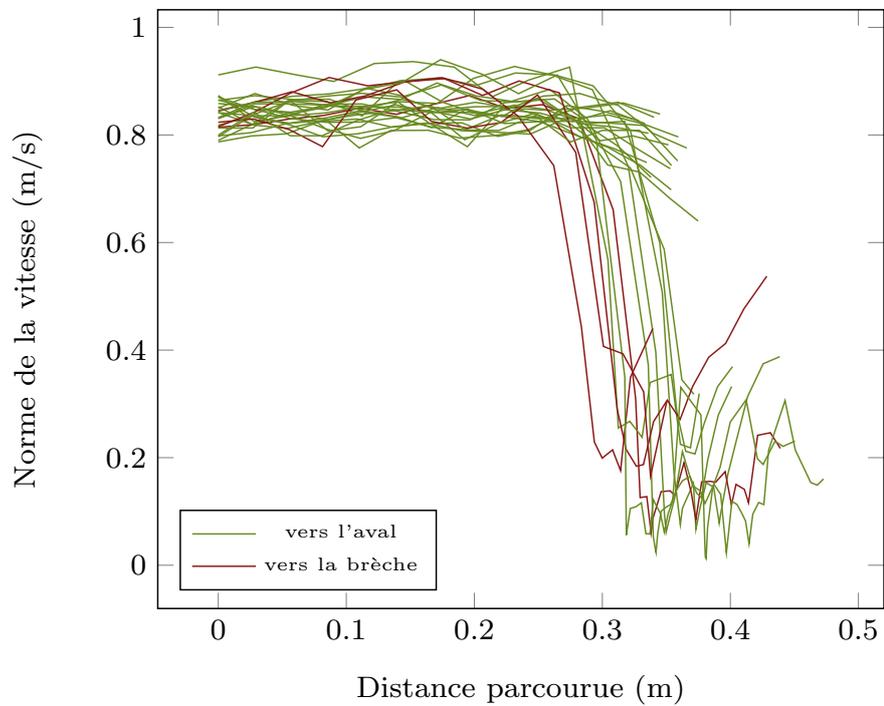


Figure 75 – Vitesse des particules le long de leur trajectoire pour $L_B = 400$ mm et $Q_A = 120$ m³/h.

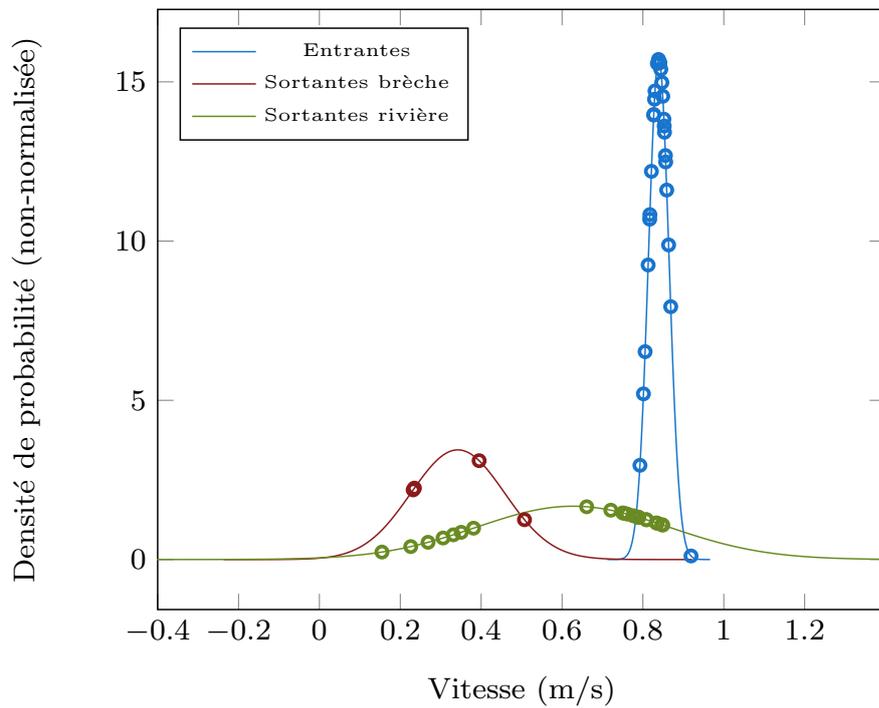


Figure 76 – Distribution de probabilité des vitesses des particules en entrée et en sortie du système pour $L_B = 400$ mm et $Q_A = 120$ m³/h. Les vitesses sortantes côté rivière (en vert) se répartissent en un groupe ralenti (~ 0.3 m/s) formé des particules qui subissent l'interaction entre l'écoulement amont et la paroi aval, et un groupe qui conserve la vitesse naturelle de l'écoulement (~ 0.75 m/s) en passant par la "périphérie" du canal.

8.3 SYNTHÈSE DES GRANDEURS MESURÉES

8.3.1 Vitesse incidente moyenne en fonction du débit principal

Nous avons voulu vérifier que l'indication du débit-mètre principal était cohérente avec les vitesses que nous avons mesurées. La figure 77 montre les vitesses moyennes entrantes des particules en fonction de l'intensité du débit amont. Pour comparer l'indication du débit-mètre à nos mesures, on déduit la vitesse moyenne \bar{V} dans une section du canal par $Q = h\bar{V}B$, où $h \simeq 0.09$ m est la hauteur d'eau, \bar{V} est la vitesse moyenne dans la section, et $B=0.6$ m la largeur du canal. Nous pouvons choisir la formule de Prony,

$$\bar{V} = (0.8 \text{ à } 0.9)V_{\text{surface}}, \quad (100)$$

utilisée en ingénierie (voir (Graf and Altinakar, 2000)), pour faire apparaître la zone délimitée par les bornes minimales et maximales des vitesses de surface extrapolées du débit indiqué. La section où l'on mesure la vitesse d'entrée des particules n'est en fait pas rectangulaire, car notre maquette de digue empiète de 10 cm côté rivière. En section rectangulaire, nous avons remarqué que les vitesses mesurées étaient légèrement mais systématiquement plus élevées que les vitesses déduites de $Q = h\bar{V}B$. La prise en compte de la diminution de section permet un meilleur accord avec les points expérimentaux. Néanmoins, et particulièrement pour les forts débits, l'indétermination sur la hauteur d'eau qui nous sert à calculer la vitesse moyenne dans la section amont est importante (de l'ordre de 10 %), et on pourrait certainement préciser la relation entre \bar{V} et \bar{V}_{in} en introduisant la hauteur d'eau locale réelle avant de moyenniser les vitesses d'entrée, en tenant compte aussi éventuellement du profil de vitesse entrante selon la largeur du canal. L'écoulement principal rencontre le début du profilé en bois 70 cm à l'amont de l'axe de la brèche et ce changement de bathymétrie modifie de fait l'écoulement, la section mouillée passant de rectangle à trapézoïdale. Le décrochage des points pour la brèche de 50 mm nous semble pouvoir être attribué à une hauteur d'eau amont un peu plus importante que par la suite.

Plus généralement, le développement de la couche limite dans le canal peut être modulé par les variations longitudinales de pression qui apparaissent dans les écoulements non-uniformes. Selon le signe du gradient de pression, l'écoulement extérieur peut être accéléré ($\partial p / \partial x < 0$) ou ralenti ($\partial p / \partial x > 0$) (voir (Graf and Altinakar, 2000)). Pour les écoulements à surface libre qui nous intéressent, l'épaisseur de la couche limite devient comparable à la hauteur d'eau et les gradients de pression ont une influence sur les profils de vitesse. Soient la vitesse moyenne dans une section,

$$\bar{U} = \int_S \vec{u} \cdot d\vec{S},$$

le nombre de Reynolds de la couche-limite,

$$Re_b = \bar{U}x/\nu$$

avec x l'abscisse de la section considérée, mesurée depuis l'entrée du canal, et enfin le diamètre hydraulique en section rectangulaire,

$$D_h = 4S/P = 4Lh/(2h + L),$$

avec L la largeur du canal et h la hauteur d'eau. La qualification de l'écoulement dans le canal HERODE, menée par F. Ternat durant sa thèse (Ternat, 2007) avait permis d'établir une loi d'évolution de la vitesse extérieure U_e , basée sur des mesures vélocimétriques et des simulations numériques :

$$\frac{U_e}{\bar{U}} = \frac{xC}{D_h} Re_b^{-1/5} + 1 \quad \text{avec } C \simeq 0.185,$$

qui inclut la dépendance de l'accélération avec la géométrie de l'écoulement. Pour une longueur de développement² $x = 4$ m, une hauteur d'eau $h = 0.1$ m, une vitesse débitante $\bar{U} = 0.35$ m/s et une largeur de canal $L = 0.6$ m, on obtient $U_e/\bar{U} \simeq 1.1455$, ce qui représente une différence non négligeable entre la vitesse moyenne et la vitesse extérieure.

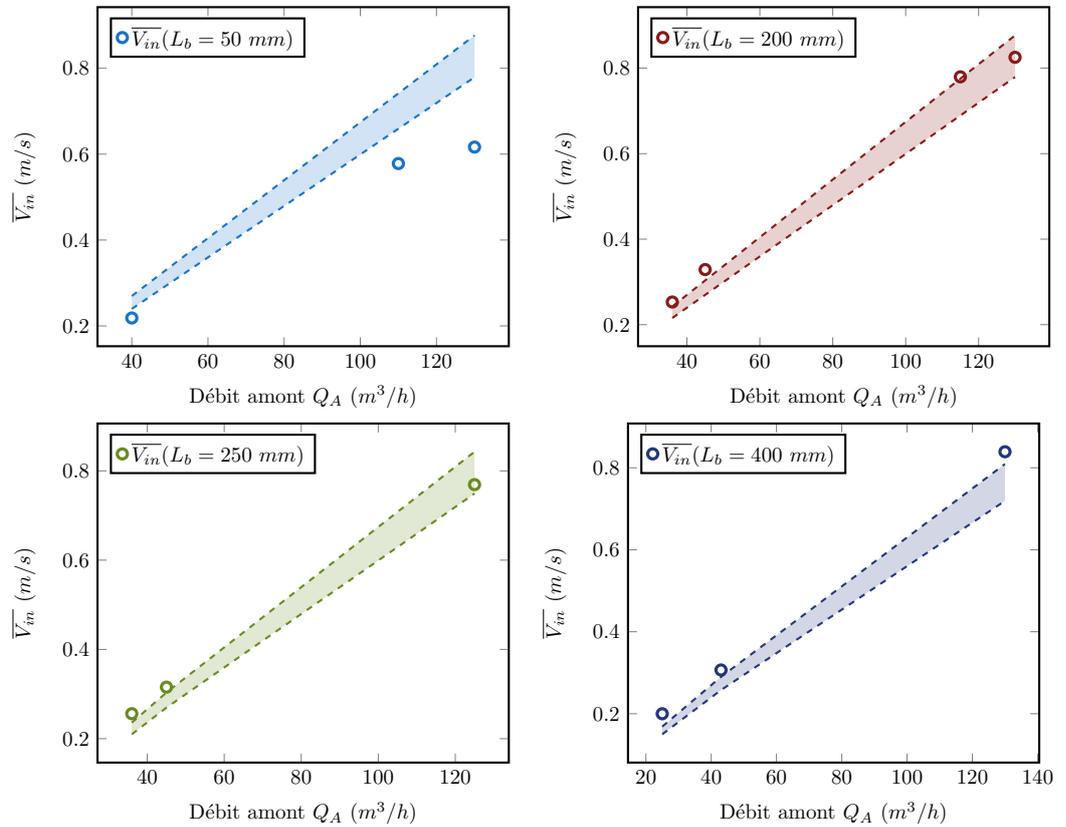


Figure 77 – Vitesses moyennes d'entrée pour les différentes largeurs de brèche. Les zones colorées représentent les bornes des vitesses de surfaces extrapolées des débits indiqués par le débit-mètre principal.

8.3.2 Vitesses moyennes de sortie en fonction des vitesses d'entrée

Nous avons montré sur les figures 68 et 69 comment se répartissaient typiquement les vitesses moyennes de sortie dans la brèche, $\bar{V}_{out,b}$, et les vitesses de sortie côté rivière, $\bar{V}_{out,r}$, pour deux cas où la vitesse incidente amont était tantôt faible, tantôt élevée. La figure 78 résume ces résultats. Pour la brèche de 50 mm, nous n'avons pas pu mesurer de vitesses pertinentes dans la brèche. A cette largeur, l'écoulement principal est peu perturbé et l'allure moyenne des particules qui restent dans le canal se maintient remarquablement entre l'amont et l'aval du canal. Aux autres largeurs, nous remarquerons que :

- les particules qui restent dans le canal perdent systématiquement entre 20 et 30 % en vitesse pour tous les débits amont rencontrés, entre leur entrée à l'amont et leur sortie par l'aval du canal,

2. La distance de l'entrée du canal jusqu'à l'axe de la brèche, mesurée selon l'axe principal de l'écoulement.

- les vitesses dans la brèche sont toujours beaucoup plus élevées qu'à l'amont aux faibles valeurs de Q_A , ce qui montre l'accélération de l'écoulement due au débit de fuite latéral, mais deviennent plus basses aux forts débits amont, lorsque les conditions hydrauliques dans la brèche sont le plus perturbées.

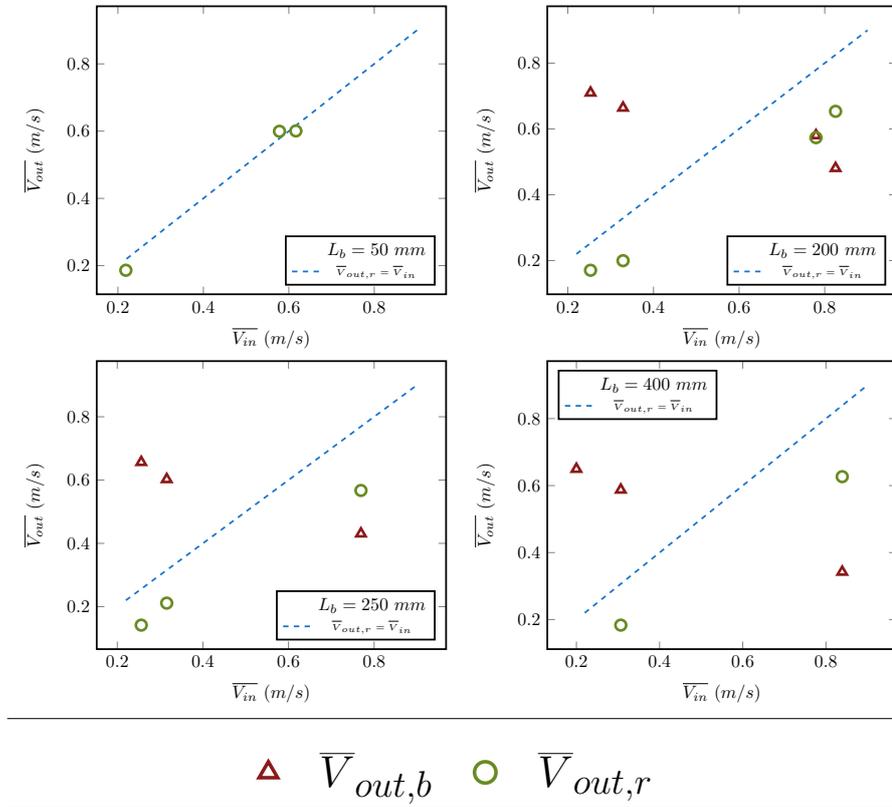


Figure 78 – Vitesses de sortie moyennes dans la brèche (indice 'b', Δ) et côté rivière (indice 'r', \circ) pour les différentes largeurs, en fonction de la vitesse d'entrée amont, \bar{V}_{in} . Les droites en pointillés représentent le cas $\bar{V}_{out} = \bar{V}_{in}$.

8.3.3 Distance d'influence de la brèche en fonction de Q_A

Comme nous l'évoquons plus haut, nous avons clairement observé l'évolution de la distance de séparation par rapport à la crête de la digue entre les trajectoires qui continuent dans le canal et celles qui se détournent vers la brèche. Nous représentons, sur la figure 79, cette distance en fonction du débit incident et pour toutes les largeurs de brèche. Nous vérifions que l'augmentation de Q_A limite la distance d'influence de la brèche, mais qu'évidemment celle-ci augmente avec la largeur L_B , à Q_A constant.

8.3.4 Débit dans les brèches

Enfin, nous avons compilé les différentes estimations du débit transitant par la brèche, Q_b . Pour accumuler des données, nous disposons de deux moyens de mesure. Le premier est la lecture directe sur le potentiomètre secondaire, qui n'est possible qu'à des débits de plus de $10 \text{ m}^3/\text{h}$, et le deuxième consiste à mesurer la vitesse de remplissage d'une des cuves de l'extension latérale du canal dont on connaît le volume,

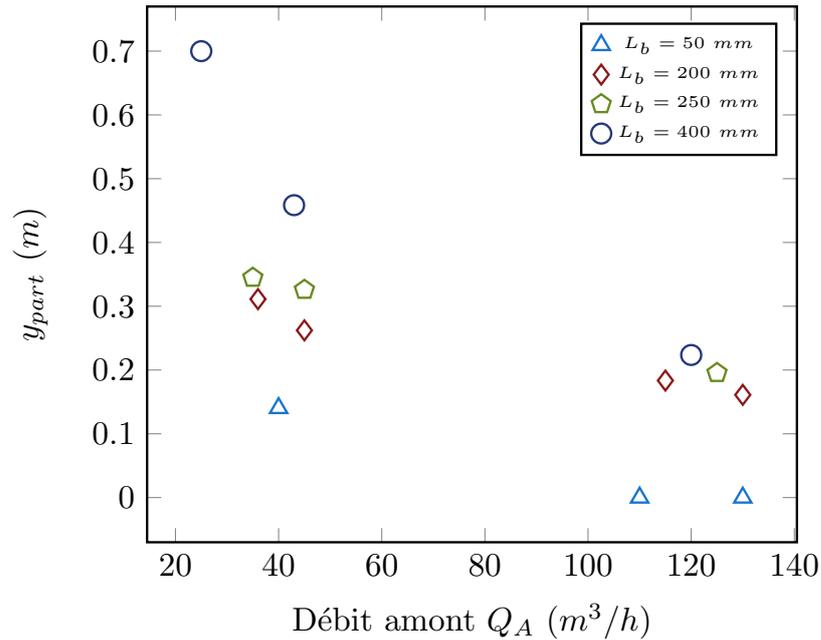


Figure 79 – Distance d’influence de la brèche y_{part} en fonction de Q_A pour les différentes largeurs de brèche.

afin d’en déduire Q_b . Dans les deux cas, la mesure souffre d’une incertitude non négligeable mais les deux méthodes ont produit des résultats en bonne concordance et nous ont permis d’identifier des tendances claires.

Pour pouvoir déduire le débit dans la brèche directement du réglage du potentiomètre secondaire, nous avons étalonné le débit délivré par la pompe (figure 80), pour constater que cette méthode, si elle ne permet pas de le mesurer précisément, offre une solution rapide d’estimation du débit de fuite dans la brèche.

La figure 156 regroupe les débits mesurés en fonction de Q_A , à toutes les largeurs de brèche. Pour $L_B = 50$ mm, le débit de fuite Q_b est estimé à environ 8.5 m^3/h mais il est trop faible pour pouvoir mesurer l’influence de Q_A . Pour $L_B > 200$ mm, on constate que le débit Q_b est systématiquement décroissant de Q_A et on mesure presque 50 % de différence entre le maximum et le minimum de Q_b pour la brèche de 400 mm. Au vu des allures des courbes 79 et 156, un lien fort semble exister entre y_{part} et Q_b . Pour $L_B = 400$ mm et aux faibles débits amont, le débit de fuite dans la brèche peut être très proche voire légèrement supérieur au débit amont en raison d’une contribution par l’aval du canal, possible à cette largeur si la vitesse dans le canal est suffisamment faible.

8.3.5 Lien entre mesures de surface et mesures moyennes du débit

On sera naturellement tenté de se demander si des observations portant sur des phénomènes de surface trouvent un écho dans le comportement moyen du système. Des mesures du débit dans la brèche Q_B ont permis d’établir sa décroissance en fonction de Q_A pour toutes les largeurs de brèche, de manière assez similaire à la distance de partition y_{part} . Pour s’en convaincre, nous avons tracé, toujours en fonction de Q_A , les grandeurs adimensionnées $y_{part}/0.7$ et Q_B/Q_A , qui représentent un pourcentage d’écoulement principal détourné dans la brèche en fonction de Q_A et L_B (figure 82). Le dénominateur 0.7 est simplement la largeur du canal $B=0.6$ m augmentée des 10 cm

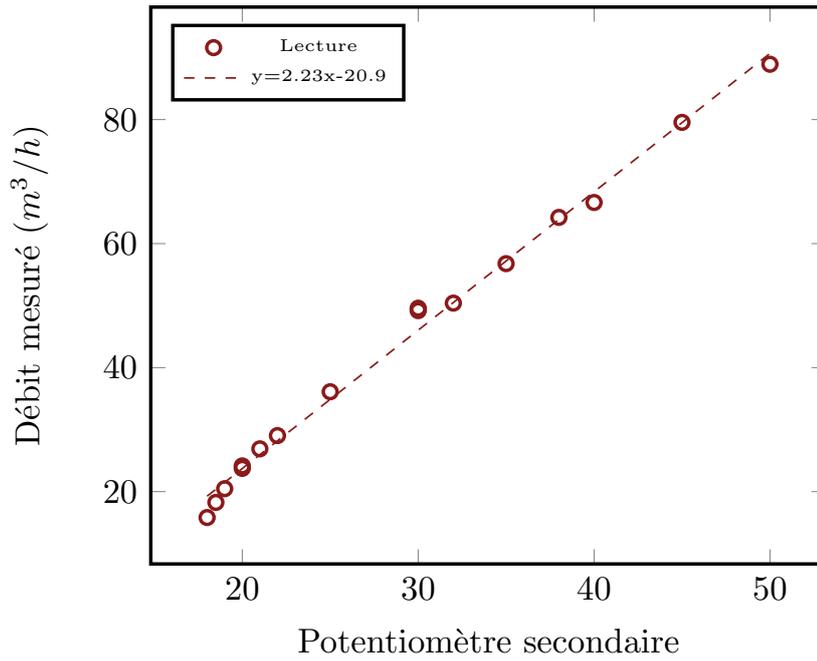


Figure 80 – Courbe d'étalonnage de la pompe secondaire.

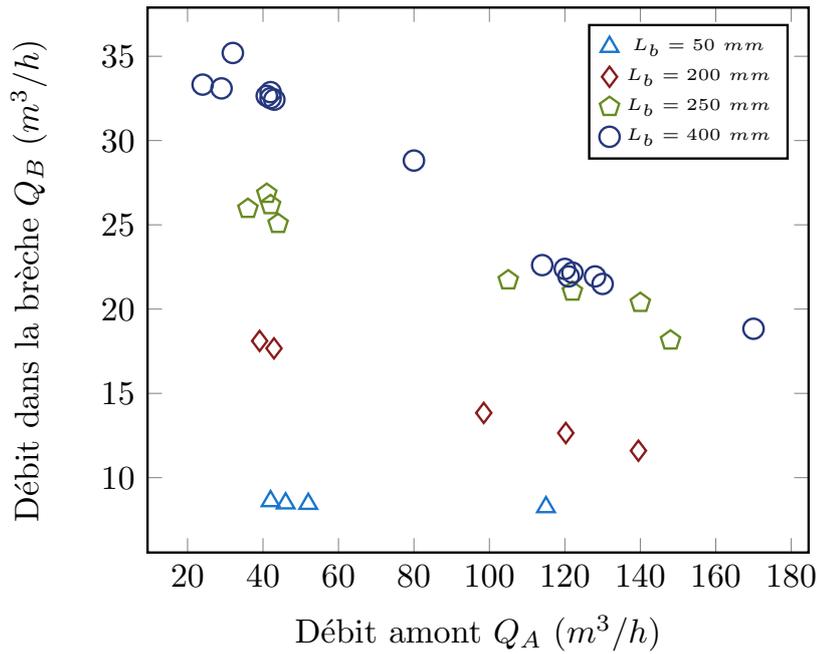


Figure 81 – Débit de fuite dans la brèche Q_b en fonction du débit incident amont Q_A .

correspondant au retrait de la digue par rapport à la veine principale du canal. Si la correspondance entre les deux séries de points n'est pas exacte, les ordres et taux de variation sont en bon accord.

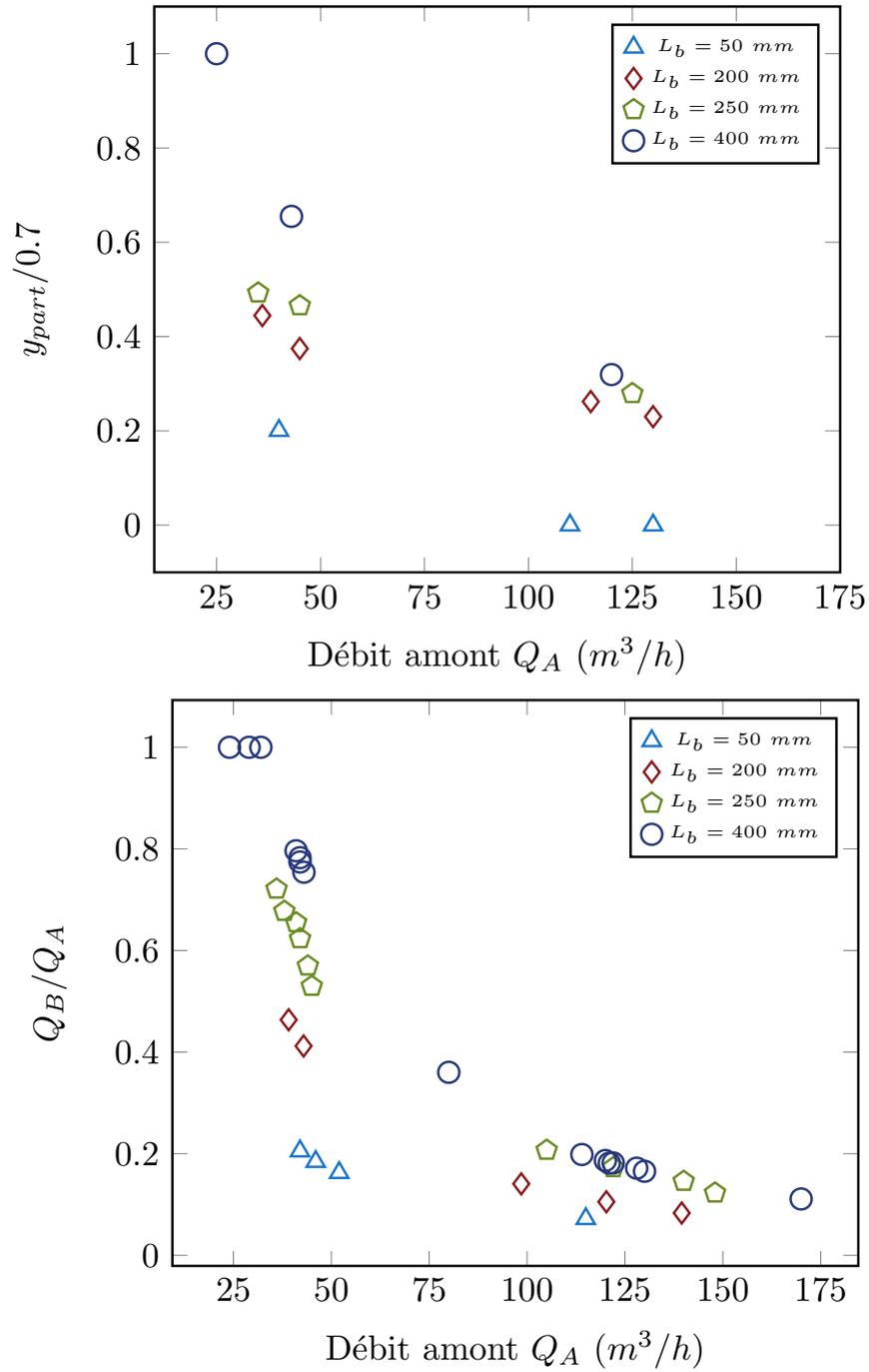


Figure 82 – Représentation de la fraction de l’écoulement amont affecté par la brèche en fonction de Q_A , basée sur le critère géométrique y_{part} (image du haut) puis sur les mesures du débit de fuite Q_B (image du bas).

8.3.6 Ajustement de $Q_B = f(Q_A)$

Nous avons enfin tracé l’évolution, en fonction de Q_A , de la quantité adimensionnée

$$\frac{Q_B/L_B}{Q_A/B},$$

qui est simplement le rapport entre le débit unitaire moyen dans la brèche et le débit unitaire moyen dans le canal, $B=0.6$ m étant la largeur de la veine d'essai (figure 83). En utilisant des échelles logarithmiques en abscisse comme en ordonnée, on peut approcher les points expérimentaux par des droites d'équation :

$$\log \frac{Q_B/L_B}{Q_A/B} = A_1 \log Q_A + A_2. \quad (101)$$

Les droites ainsi obtenues ont des pentes A_1 comprises entre -1.37 et -1.04 et des ordonnées à l'origine de l'ordre de 5. La relation 101 implique une variation de Q_B en fonction de Q_A de la forme :

$$Q_B = e^{A_2} \frac{L_B}{B} Q_A^{A_1+1}. \quad (102)$$

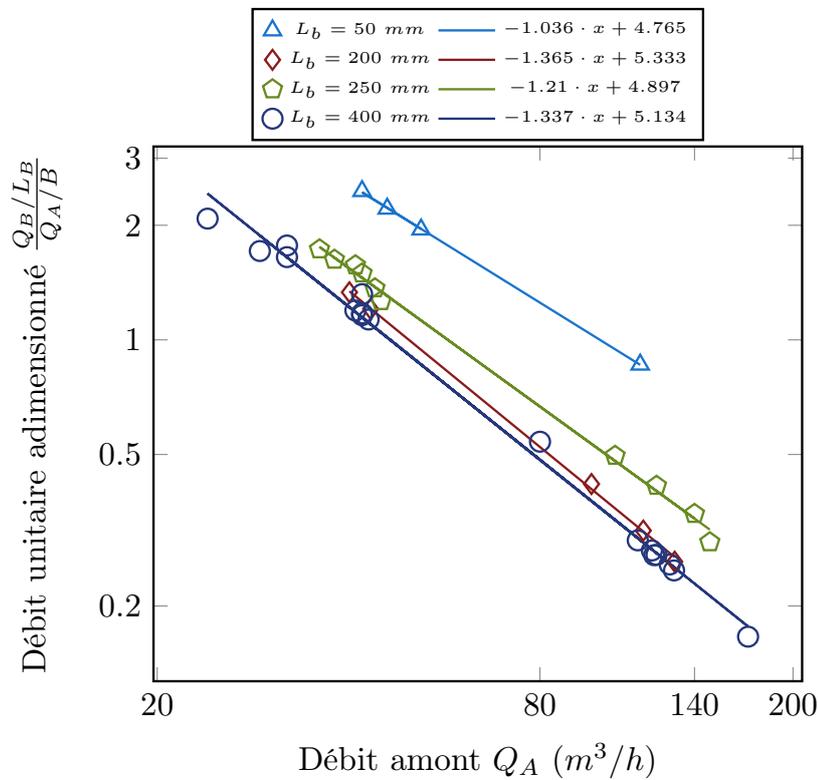


Figure 83 – Paramètre adimensionné $(Q_B/L_B)/(Q_A/B)$ en fonction de Q_A .

Les points expérimentaux sont assez bien approchés pour $L_B = 200$ mm et $L_B = 400$ mm. On peut noter sur la figure que les points pour $L_B = 250$ mm ne suivent pas tout à fait la même tendance que les autres et ajouter que les points correspondant à $L_B = 50$ mm sont moins fiables que les autres car les débits mesurés à cette largeurs étaient faibles et à la limite de ce que nous pouvions mesurer. Ceci apparaît clairement sur la figure 84 où les ajustements $Q_B = e^{A_2} \frac{L_B}{B} Q_A^{A_1+1}$ ont été tracés et s'accordent très bien au débits mesurés à $L_B = 200$ et 400 mm mais pas aux autres.

On peut considérer le cas limite où la relation $Q_B = Q_A$ est vérifiée. L'expression 102 devient alors

$$\begin{aligned}
 Q_B &= e^{\Lambda_2 \frac{L_B}{B}} Q_B^{\Lambda_1+1} = Q_A \\
 \Leftrightarrow Q_B^{-\Lambda_1} &= e^{\Lambda_2 \frac{L_B}{B}} \\
 \Leftrightarrow Q_B &= (e^{\Lambda_2 \frac{L_B}{B}})^{-1/\Lambda_1} = Q_A.
 \end{aligned}$$

les points ainsi obtenus sont en bon accord avec les débits latéraux expérimentaux (marqueurs pleins sur la figure 84). On peut néanmoins s'étonner de trouver ces points "extrêmes" si proches de nos mesures (en particulier pour $L_B = 400$ mm). Nous avons cependant évoqué plus haut l'éventualité d'une contribution au débit de brèche par l'aval du canal aux faibles valeurs de Q_A . Cela expliquerait pourquoi nous avons pu mesurer des débits proches et même supérieurs à ceux prévus par la limite $Q_B = Q_A$, où tout le débit amont s'engouffrerait dans la brèche.

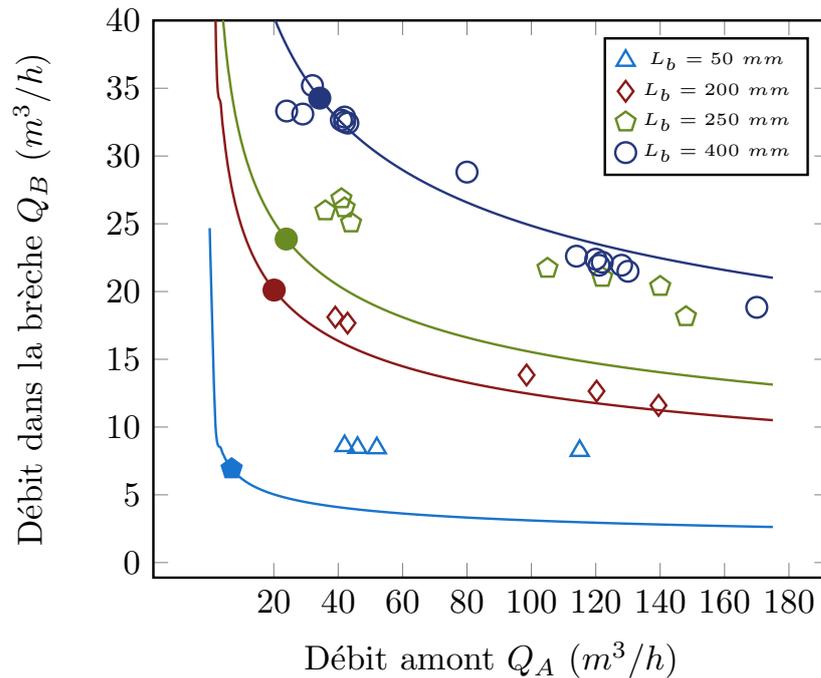


Figure 84 – Les ajustements (lignes pleines) sont en bon accord avec l'expérience pour $L_B = 200$ et 400 m.m. Les valeurs de Q_B ont été représentées dans le cas limite où $Q_A = Q_B$ (marqueurs pleins).

8.4 APPLICATION DES FORMULES DE DÉVERSOIRS

Les déversoirs, évoqués dans les chapitres bibliographiques de ce mémoire, sont des ouvrages dont la crête limite le volume accumulé dans une retenue. Ils peuvent être frontaux ou latéraux, à paroi mince ou épaisse. Dans ce dernier cas, la géométrie du déversoir est analogue à celle d'une brèche en cours de formation. Ceci nous a incité à appliquer les différentes formules empirico-analytiques d'estimation des débits de déversement à nos géométries de brèche fixe. Cela devrait nous permettre de vérifier que les résultats expérimentaux sont quantitativement en accord avec ces formules couramment utilisées en ingénierie et les formules pour déversoirs frontaux nous donneront la possibilité de compléter le graphique $Q_B = f(Q_A)$ pour $Q_A = 0$, que nous n'avons pas pu explorer dans le canal.

Les formules de déversoirs permettent de déterminer le débit Q_B connaissant uniquement la hauteur d'eau amont (ici $h=0.09$ m) et la hauteur du seuil du déversoir w (ici $w=0.02$ m en raison de la présence de la fondation en bois inérodable du modèle de digue). Poleni proposait déjà au XVII^{ème} siècle une corrélation entre Q_B , h et w par $Q = C_d L_B \sqrt{2g}(h-w)^{3/2}$, avec L_B la largeur de la brèche ou du déversoir, qui reste la forme générique des formules disponibles aujourd'hui, au coefficient C_d près, qui dépend du type et de la géométrie du déversoir et des conditions d'écoulement amont et au-dessus du déversoir.

En appliquant l'ensemble des formules disponibles (voir notamment (Vazquez and al., 1996) et (Hager and Schleiss, 2009)), tous types de déversoirs confondus, les débits calculés se répartissent autour de leurs valeurs moyennes $\bar{Q}_B = 7.23, 28.91, 36.14$ et 57.83 m³/h pour des largeurs de brèche de 5, 20, 25 et 40 cm, respectivement (figure 85). On remarque que l'écart-type des distributions augmente avec la largeur de brèche, ce qui était attendu puisque le débit dépend linéairement de la largeur dans les formules de déversoirs.

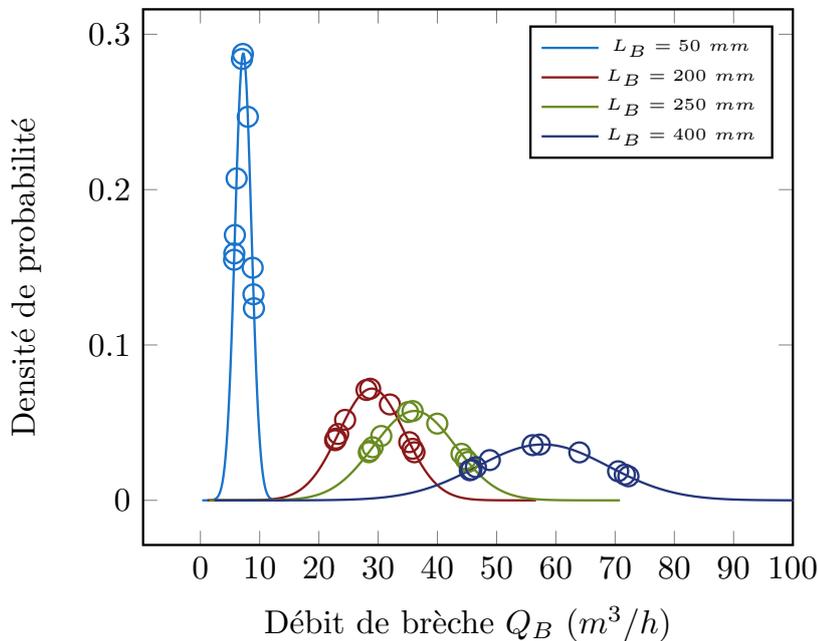


Figure 85 – Distribution des débits issus des formules de déversoirs autour de leurs valeurs moyennes, pour $L_B = 5, 20, 25$ et 40 cm.

L'ordre de grandeur de ces résultats est cohérent avec les mesures expérimentales. Considérons que ces débits représentent le cas où l'on maintient le niveau d'eau dans le canal³ sans imposer de débit à l'amont ; le débit de brèche se compose alors d'une contribution égale de l'amont et de l'aval du canal et l'écoulement est symétrique par rapport à l'axe de la brèche côté rivière comme dans la zone proche. Dans cette configuration, le débit net dans l'axe principal du canal de l'amont vers l'aval est nul. Nous placerons donc les débits calculés au point d'abscisse $Q_A = 0$ m³/h sur le graphe $Q_b = f(Q_A)$. L'ajustement proposé au paragraphe précédent de la forme $Q_B = e^5 (L_B/0.6) Q_A^{-0.3}$ diverge lorsque $Q_A \rightarrow 0$, tandis que les formules de déversoirs semblent fournir une estimation de Q_B physiquement acceptable. Néanmoins, la pondération de nos mesures en canal par les débits issus des formules de déversoirs produit un nouvel ajustement où Q_B décroît moins vite en fonction de Q_A

3. Dont la pente de fond est nulle.

que précédemment, ce qui résulte en une surestimation du débit Q_B lorsque Q_A croît. En outre, le débit moyen calculé via les formules de déversoir pour la brèche de largeur $L_B = 50$ mm est inférieur aux valeurs expérimentales du débit mesuré à cette largeur. L'ajustement correspondant est donc biaisé et sous-estime les débits pour $Q_A > 25$ m³/h.

Nous retiendrons que les formules usuelles de déversoirs constituent une opportunité intéressante pour estimer le débit dans la brèche dans le cas $Q_A \rightarrow 0$ m³/h. Par contre, pour $Q_A > 25$ m³/h, la dépendance en Q_A est nettement plus marquée et les ajustements s'éloignent des données expérimentales. Finalement, pour modéliser Q_B par une expression du type $Q_B = e^{\alpha(L_B/B)}Q_A^\beta$, on pourra soit définir $Q_B = f(Q_A)$ par parties selon les valeurs de Q_A , soit en introduisant dans le coefficient β une dépendance en fonction de Q_A , ce qui permettrait de lier les domaines ici séparés par $Q_A = 25$ m³/h environ (figure 86).

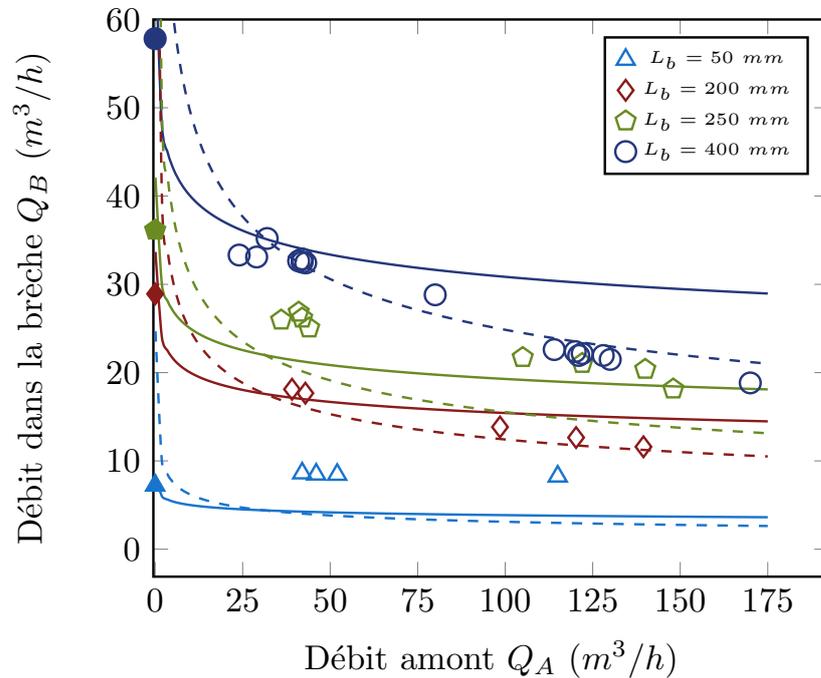


Figure 86 – Les points expérimentaux (marqueurs vides) sont bien approchés par l'ajustement original (lignes pointillées) si $Q_A > 25$ m³/h, mais la pondération par les débits issus des formules de déversoirs (marqueurs pleins) fournit un ajustement qui semble physiquement plus acceptable aux faibles valeurs de Q_A (lignes pleines).

Dans un second temps, nous avons voulu appliquer la méthode développée par Hager pour les déversoirs latéraux (voir (Hager, 1987)). Celle-ci consiste à enrichir la formulation habituelle du débit de déversement de termes représentant l'effet de l'écoulement longitudinal à l'amont et d'un éventuel entonnement. Le débit d'orant par unité de largeur de déversoir s'exprime par

$$\frac{dQ}{dx} = -\frac{3}{5}n^*c\sqrt{gH^3}(y-W)^{3/2}\omega_u\omega_\phi, \quad (103)$$

avec $n^* = 1$ si le déversoir n'est que sur une berge (2 sinon), $c=1$ pour une paroi mince et dépend de la géométrie du déversoir ($c=0.8$ pour une paroi épaisse, voir (Hager, 1987)), H la charge à l'amont du déversoir, $y=h/H$ et $W=w/H$, la hauteur d'eau amont et l'altitude du seuil adimensionnées. Le facteur ω_u est défini comme le rapport des

vitesse déversantes entre le cas d'un seuil latéral (vitesse u) et le cas seuil frontal (vitesse v) et traduit l'effet de la vitesse latérale. :

$$\omega_u = \frac{u}{v} = \sqrt{\frac{H-w}{h-w}}. \quad (104)$$

Dans un cas sans entonnement comme ici, le terme ω_ϕ représente l'effet de la direction de la vitesse latérale et prend la forme

$$\omega_\phi = \sin\phi = \sqrt{\frac{y-W}{3-2y-W}}, \quad (105)$$

avec ϕ l'angle formé par la direction de la vitesse latérale avec l'axe principal du canal (Vazquez and al., 1996). Finalement, le débit latéral par unité de largeur s'exprime par

$$\frac{dQ}{dx} = -\frac{3}{5}n^*c\sqrt{gH^3}(y-W)^{3/2}\sqrt{\frac{H-w}{h-w}}\sqrt{\frac{y-W}{3-2y-W}}. \quad (106)$$

Les courbes $Q_B = f(Q_A)$ que nous avons obtenues ont d'emblée montré une allure intéressante mais prédisaient des valeurs de Q_B très supérieures à la réalité. On note néanmoins une dépendance faible de Q_B en fonction de Q_A pour $Q_A < 20 \text{ m}^3/\text{h}$, qui s'accroît pour $Q_A > 20 \text{ m}^3/\text{h}$, comme observé dans la discussion des ajustements menée dans la section précédente.

Il est possible d'améliorer ce résultat en deux étapes simples. La première consiste à normaliser Q_B à l'origine pour retrouver les valeurs issues des calculs pour les déversoirs frontaux. On obtient ainsi un premier coefficient $\kappa = 0.76$. Ceci fait, les courbes résultantes surestiment toujours Q_B pour $Q_A > 50 \text{ m}^3/\text{h}$ environ. Or, nos observations en canal ont montré une complexification et une intensification des phénomènes hydrauliques dans la brèche au gré de l'augmentation de la vitesse longitudinale amont (ressaut, recirculation). En postulant que ces effets augmentent avec Q_A et produisent une diminution de Q_B , on peut introduire un préfacteur $(1-\gamma)$ à la formule 106, que nous avons formulé en nous basant sur les valeurs expérimentales de Q_B obtenues cette fois aux plus forts débits amont pour définir l'amplitude maximale de normalisation (qui sera ici atteinte pour $Q_A = 175 \text{ m}^3/\text{h}$). Il faut également se doter d'une loi de variation de ce préfacteur. Nous en avons choisi deux, arbitrairement et pour l'exemple. La première est linéaire :

$$\gamma = \frac{\lambda}{175}Q_A, \quad (107)$$

avec $\lambda \simeq 0.29$ le coefficient de normalisation basé sur les valeurs expérimentales de Q_B aux plus fortes valeurs de Q_A (environ $175 \text{ m}^3/\text{h}$). La seconde est définie comme

$$\gamma = \lambda \sin\left(\frac{Q_A}{175} \frac{\pi}{2}\right). \quad (108)$$

Ces deux formulations donnent des résultats proches et permettent de placer nos courbes analytiques sur le chemin des points expérimentaux (figure 87).

L'ajout des différents préfacteurs à la formule de Hager conduit à obtenir des coefficients de débit de la forme

$$C_d = 0.6n^*c\kappa(1-\gamma), \quad (109)$$

avec $n^* = 1$ et $c = 0.8$, que l'on peut comparer à ceux proposés dans (Subramanya and Awasthy, 1972) et (Nadesamoorthy and Thomson, 1972), basés sur la valeur du nombre de Froude à l'amont du déversoir. Les courbes obtenues diffèrent les unes des

autres, en particulier lorsque $Fr > 0.8$ ⁴, mais on peut constater que les coefficients de débit résultant de nos diverses opérations sont comparables quantitativement à ceux trouvés dans la littérature (figure 88).

Finalement, une normalisation à l'origine couplée à l'introduction d'une dépendance en Q_A dans le coefficient de débit permettent d'obtenir des courbes en bon accord quantitatif avec nos mesures en canal et dont la variation semble compatible avec la physique du phénomène : dépendance faible de Q_B en fonction de Q_A pour Q_A faible, augmentation de cette dépendance puis effet de "saturation" aux forts débits amont ($Q_B \rightarrow$ constante lorsque Q_A est grand).

4. qui est la limite de validité de la formule de Subramanya & al.

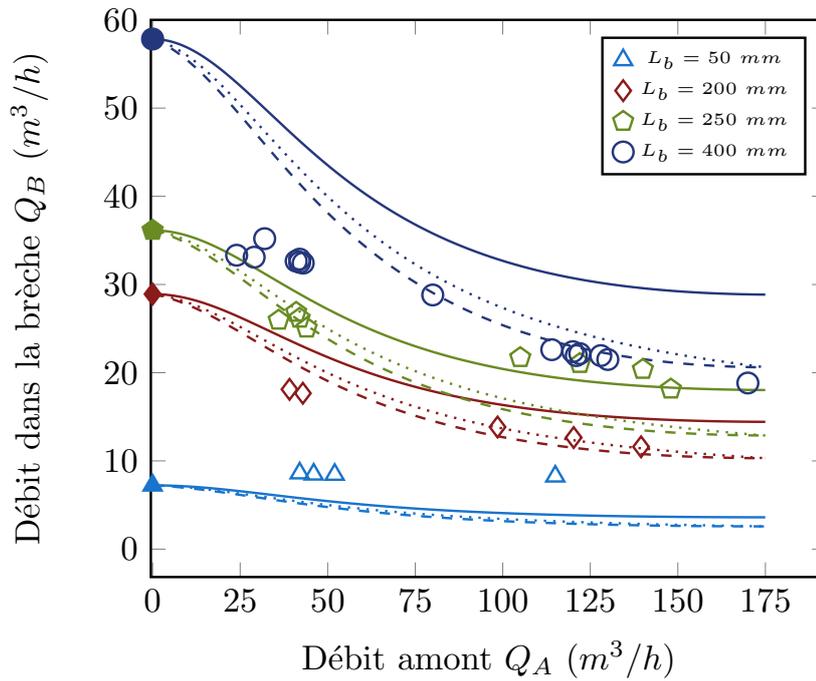


Figure 87 – Comparaison entre les débits mesurés dans nos essais et les débits de déversement calculés par la formule de Hager. Une simple normalisation à l'origine conduit à surestimer Q_B dès que Q_A n'est plus négligeable (lignes pleines). L'ajout d'un préfacteur dépendant de Q_A permet d'améliorer l'ajustement des courbes aux données expérimentales (tirets et pointillés)

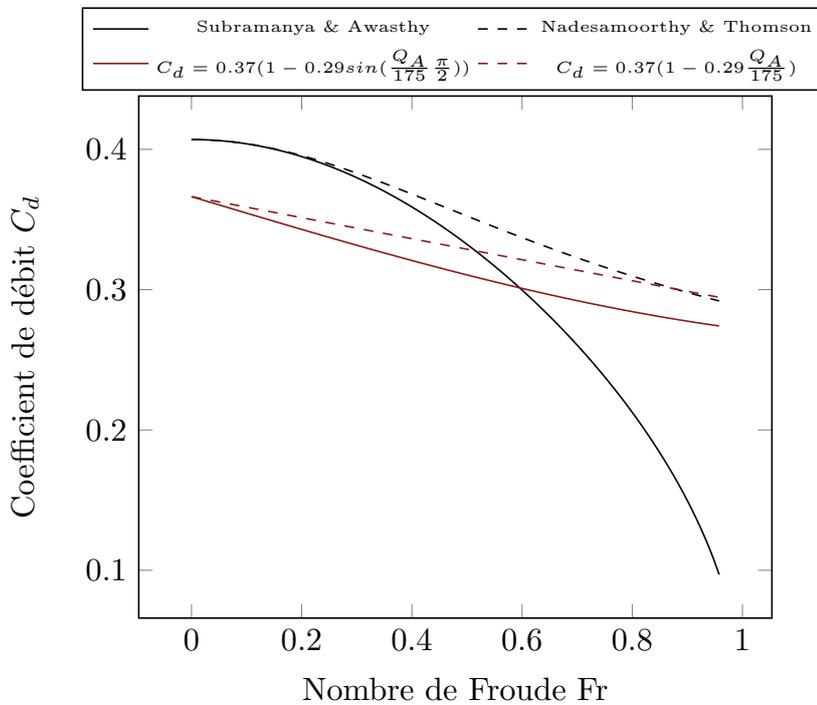


Figure 88 – Comparaison entre des coefficients de débit présentés dans (Hager, 1987) et les coefficients de débit résultant de nos différentes normalisations.

8.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons pour objectif de décrire la variété des phénomènes hydrauliques qui peuvent se manifester au cours de l'élargissement d'une brèche, en présence d'un écoulement longitudinal à l'amont. Pour ce faire, nous avons construit des modèles de digue non érodables en contreplaqué de 10 cm de haut permettant l'étude de brèches de quatre largeurs L_B différentes (50, 200, 250 et 400 mm). Les observations de ce chapitre sont essentiellement basées sur l'analyse des trajectoires suivies par des traceurs de surface en polystyrène.

Ces essais ont permis de montrer que l'hydraulique des brèches est modifiée dès qu'une vitesse d'approche longitudinale à la digue est imposée à l'amont. Globalement, les débits amont modérés ($Q_A \lesssim 60 \text{ m}^3/\text{h}$) provoquent une orientation du débit de fuite vers l'aval du canal, sans toutefois remanier profondément le fonctionnement hydraulique du système. Les vitesses atteintes dans la brèche se situent autour de 0.6 m/s, soit 2 à 3 fois les vitesses d'approche mesurées dans une section du canal située environ 25 cm en amont de l'axe de la brèche. On note également que les vitesses de sortie des particules qui restent dans le canal sont systématiquement inférieures à leur vitesse d'entrée, signe de l'influence globale qu'a la brèche sur l'écoulement principal.

L'exploration de débits amont élevés a révélé des caractéristiques hydrauliques très différentes de l'écoulement dans la brèche et sa proximité côté rivière. La vitesse d'approche longitudinale à l'amont tend à produire une ligne d'eau croissante le long de la brèche. Pour des débits en général supérieurs à $100 \text{ m}^3/\text{h}$, on assiste à une brusque augmentation de la hauteur d'eau causée par l'interaction entre l'écoulement principal et la paroi aval de la brèche, qui est également présente côté rivière. Ce ressaut provoque un important ralentissement des particules qui le traversent et la réflexion du débit de fuite sur la paroi aval de la brèche peut permettre l'établissement d'un mouvement général de rotation entre les parois où des particules se sont souvent retrouvées piégées. Nous avons également mentionné ce type de phénomène au cours de l'élargissement de notre première brèche, supposant qu'ils pouvaient accélérer le sapement de la paroi aval.

Un témoin de ce changement de comportement est l'évolution de la distance d'influence de la brèche y_{part} , que nous avons définie comme la distance maximale, mesurée par rapport à l'arête amont de la crête, à laquelle les particules sont déviées dans la brèche. Nous avons pu constater que c'est parfois la totalité des particules entrantes qui finit dans la brèche, aux faibles valeurs de Q_A , tandis que les vitesses incidentes élevées peuvent fortement limiter la proportion de l'écoulement principal qui "voit" la brèche.

En outre, la représentation des quantités adimensionnées $y_{\text{part}}/0.7$ et Q_B/Q_A , qui représentent le pourcentage de l'écoulement aval affecté par le débit latéral, a permis de montrer que les observations géométriques de surface sur les trajectoires des traceurs sont compatibles avec des mesures du débit Q_B , représentatives du comportement moyen sur l'ensemble de la colonne d'eau.

L'application de formules pour les déversoirs a permis d'améliorer l'ajustement des points $Q_B = f(Q_A)$, obtenu jusqu'alors sur la seule base des mesures expérimentales, en fournissant des valeurs de Q_B pour les faibles valeurs de Q_A inaccessibles expérimentalement. La méthode de Hager pour les déversoirs latéraux a également fourni des résultats intéressants après avoir imposé une normalisation du débit basé sur les données expérimentales qui, sans être complètement justifiées à ce jour, a conduit à retrouver des valeurs du coefficient de débit C_d compatibles avec des formulations présentées dans (Hager, 1987).

Troisième partie

ESSAIS GÉOTECHNIQUES ET CAMPAGNE DE QUATRE
ESSAIS EN CANAL

ESSAIS DE COMPACTION

Les essais de compaction sont largement utilisés dans les laboratoires et in situ afin de déterminer la teneur en eau optimale w_{opt} à appliquer à un matériau au moment de sa compaction, dans le but d'obtenir la densité sèche la plus élevée. L'essai normalisé correspondant est l'essai Proctor. Cet essai, réalisé à l'Irstea sur un mélange à 50 % de sable et 50 % d'argile, avait révélé un w_{opt} d'environ 20 %. Cependant, nos modèles de digue sont compactés manuellement, donc à une énergie de compactage différente, a priori inférieure à la norme d'un essai Proctor. Il nous faut de plus estimer les teneurs en eau à utiliser pour pouvoir compacter correctement nos sols à 10 et 30 % d'argile. Nous décidons donc d'établir un protocole de détermination des optima de teneur en eau w_{opt} , réalisable à l'IRPHE en compactant les sols manuellement, dont nous présentons les résultats dans cette partie.

9.1 PROTOCOLE DES ESSAIS

Nos essais de compaction ont un protocole sensiblement analogue à l'essai Proctor, mais sur des échantillons plus petits (80 mm de diamètre pour 40 mm de haut), ce qui permet de les compacter manuellement et de réaliser un plus grand nombre de points expérimentaux.

9.1.1 Préparation des sols et réalisation des essais

Les trois sols que nous utiliserons seront composés en masse de fractions de sable (désignées par s) de 90, 70 et 50 %, pour des teneurs en argile (désignées par c) de 10, 30 et 50 % respectivement ('argile' désigne l'argile limoneuse Proclays dont nous disposons). On mélange d'abord le sable et l'argile puis on ajoute l'eau nécessaire pour obtenir la teneur en eau désirée. La fiabilité de ce type d'essai provient en partie de la bonne humidification du sol ; un soin particulier doit donc y être apporté. Le sol humide peut être laissé dans un sac hermétique durant quelques jours pour faciliter cette étape. Les sols sont remaniés avant leur compaction.

9.1.2 Matériel utilisé

La préparation des sols nécessite du matériel courant de maçonnerie (auges, seaux, pelle, truelle) ainsi qu'une balance précise au gramme (figure 89, B). Pour réaliser les échantillons, nous compactons nos sols dans un moule cylindrique de 40 mm de rayon par 40 mm de hauteur à l'aide d'une dame et éventuellement d'un maillet (figure 89, A). Une règle à araser est utile pour retirer l'excédent de matériau qui dépasse du sommet du moule à la fin de la compaction. Enfin, un jeu de récipients numérotés et tarés ainsi qu'une étuve de laboratoire sont nécessaires dans le processus de détermination des couples (Teneur en eau w , Poids volumique sec ρ_s).



Figure 89 – Matériel nécessaire à nos essais de compaction (A et B), et échantillon prêt à être mis à l'étuve (C).

9.1.3 Construction des échantillons et dépouillement des essais

Les échantillons sont construits en trois couches compactées au maximum par l'opérateur. L'excédent de matériau présent au sommet de l'échantillon est ensuite arasé et ce afin de s'assurer que le volume de l'échantillon est égal au volume du moule utilisé (figure 89, C). Enfin, l'échantillon est émietté dans un gobelet taré, nous relevons sa masse totale humide M_{TH} et le plaçons à l'étuve à 70°C (température suffisante pour sécher les sols sans détériorer nos récipients) durant plusieurs jours. L'échantillon est de nouveau pesé après séchage, ce qui permet d'obtenir la masse totale sèche M_{TS} , d'en déduire la teneur en eau w au moment du compactage, la masse de sol sec, M_{SS} et enfin de déterminer le poids volumique sec atteint, γ_s , qui sera exprimé en kN/m^3 , unité d'usage dans ce type d'essai (tableau 4).

Numéro de récipient :	...	$w_{\text{prep}}(\%)$:	...
Masse totale humide M_{TH} (g) :	...	Masse totale sèche M_{TS} (g) :	...
Masse d'eau $M_w = M_{TH} - M_{TS}$ (g) :	...	Masse de sol sec M_{SS} (g) :	...
$w_{\text{réel}}(\%)$:	...	Poids volumique sec γ_s (kN/m^3) :	...

Table 4 – Données nécessaires au tracé de la courbe $\gamma_s(w)$

9.2 ESTIMATION DES w_{opt}

Une fois les échantillons séchés, nous disposons des informations nécessaires au tracé des courbes donnant le poids sec γ_s en fonction de la teneur en eau de compactage, w (figure 90). On note que γ_s est moins sensible à la variation de w pour le sol à 10 % d'argile. Le résumé des teneurs en eau optimales et des poids secs atteints figure dans le tableau 5. Les premières sont assez proches pour les trois sols et les γ_s atteints sont plus élevés pour les sols à 30 et 50 % d'argile.

Teneur en argile c (%)	$w_{\text{opt}}(\%)$	$\gamma_{s,\text{opt}}(\text{kN}/\text{m}^3)$
10	15,0	16,4
30	13,2	18,5
50	14,6	18,5

Table 5 – Résumé des optima obtenus

Nous disposons dorénavant de teneurs en eau pertinentes pour continuer notre étude sur des modèles de digue faits des mêmes sols artificiels. Selon notre détermination, les trois sols testés présentent des teneurs en eau optimales proches, autour de 14 %. Nos points expérimentaux présentent une certaine dispersion mais la tendance

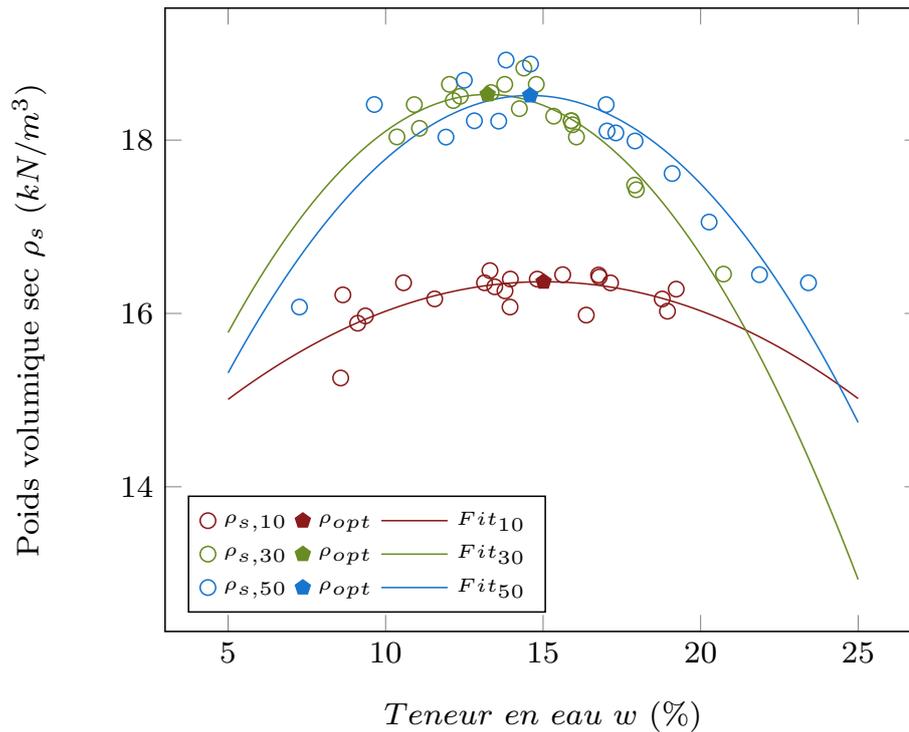


Figure 90 – Evolution du poids sec $\gamma_s(w)$ des sols en fonction de la teneur en argile et de la teneur en eau de compactage.

semble robuste. Ils ont été ajustés sur un polynôme de degré 2. Selon l'usage, nous estimons le coefficient de détermination R^2 de nos fits, défini comme

$$R^2 = 1 - \frac{SS_{res}}{SS_{tot}} \quad (110)$$

$$\text{avec } \begin{cases} SS_{res} = \sum_i (y_i - f_i)^2 \text{ la somme des carrés des écarts à l'ajustement,} \\ SS_{tot} = \sum_i (y_i - \bar{y})^2 \text{ la somme des carrés des écarts à la moyenne.} \end{cases}$$

On obtient $R^2=0,46$, $0,92$ et $0,83$ pour $c=10$, 30 et 50 % respectivement (c étant la teneur en argile du sol), ce qui indique que la variation de γ_s est plutôt bien décrite à $c=30$ et 50 %, la courbe à $c=10$ % souffrant d'une indétermination plus importante. Néanmoins, nous présenterons dans la suite des résultats confirmant le lien que nous venons d'établir entre teneur en eau au moment du compactage, poids sec atteint et, *in fine*, résistance à l'érosion.

9.3 REMARQUE SUR LA PRÉPARATION DES SOLS

Les résultats sur les teneurs en eau montrent une différence entre teneur en eau de préparation w_{prep} et teneur en eau réelle w_{reel} , plus ou moins marquée selon les sols. Nous décidons donc d'étudier la différence relative entre ces deux valeurs, $\Delta w = (w_{reel} - w_{prep})/w_{prep}$. Les valeurs moyennes ainsi que les écart-types figurent dans le tableau 6, et les distributions correspondantes sont tracées sur la figure 91, sur laquelle nous avons également placé les points expérimentaux.

Teneur en argile (%)	μ	σ
10	-2.08	4.52
30	1.95	4.41
50	9.96	7.3

Table 6 – Moyenne et écart-type de l'erreur commise sur la teneur en eau au moment de la préparation des sols.

Nous voyons que le sol à 10 % d'argile a tendance à être légèrement moins humide que la teneur en eau de préparation, alors que les deux sols plus riches en fines se retrouvent plus humides, jusqu'à +10 % en moyenne pour le sol à 50 % d'argile. Ceci semble indiquer que cette différence provient de la teneur en argile des sols et, plus précisément, de la teneur en eau de l'argile que nous prélevons dans les sacs de 25 kg et qui peut être exposée à l'humidité ambiante. Le passage à l'étuve d'échantillons d'argile sortie du sac révèle une teneur en eau d'environ 3 %. Au moment de la préparation des sols, on a les relations du tableau 7.

$$M_{TH} = M_s + M_a + M_w$$

avec $\begin{cases} M_{TH} \text{ la masse totale de sol humide} \\ M_s \text{ la masse de sable} \\ M_a \text{ la masse d'argile} \end{cases}$

$$M_a = M'_a + M_{w_a}$$

avec $\begin{cases} M'_a = 0.97M_a \text{ la masse réelle d'argile sèche} \\ M_{w_a} = 0.03M_a \text{ la masse d'eau contenue dans l'argile} \end{cases}$

$$\implies M_{TH} = M_s + M'_a + M'_w$$

avec $M'_w = M_w + M_{w_a}$ la masse réelle d'eau présente dans le sol.

On obtient l'expression de la teneur en eau réelle :

$$w_{\text{réel}} = (M'_w) / (M_s + M'_a) = (M_w + 0,03M_a) / (M_s + 0.97M_a)$$

On pose c la teneur en argile du sol et $s=1-c$ sa teneur en sable, pour obtenir

$$w_{\text{réel}} = (w_0 + 0.03c) / (1 - 0.03c)$$

Table 7 – Expression de la masse réelle d'eau dans le sol en fonction de sa teneur en eau de préparation et de sa teneur en argile.

En considérant que l'argile contient 3 % d'eau, on peut estimer l'erreur commise en fonction de la teneur en argile du sol. Nous avons en outre mesuré la teneur en eau du sable sorti du sac, qui est quasiment nulle. En raisonnant sur une teneur en eau de préparation $w_0 = 14$ %, on obtient les teneurs en eau réelles du tableau 8. Il semble donc que l'humidité naturelle de l'argile représente un biais dans la préparation des sols, bien que d'autres phénomènes tels que la perte d'eau par évaporation ou durant la compaction ne tempèrent cette influence, qui est naturellement plus marquée lorsque la teneur en argile augmente.

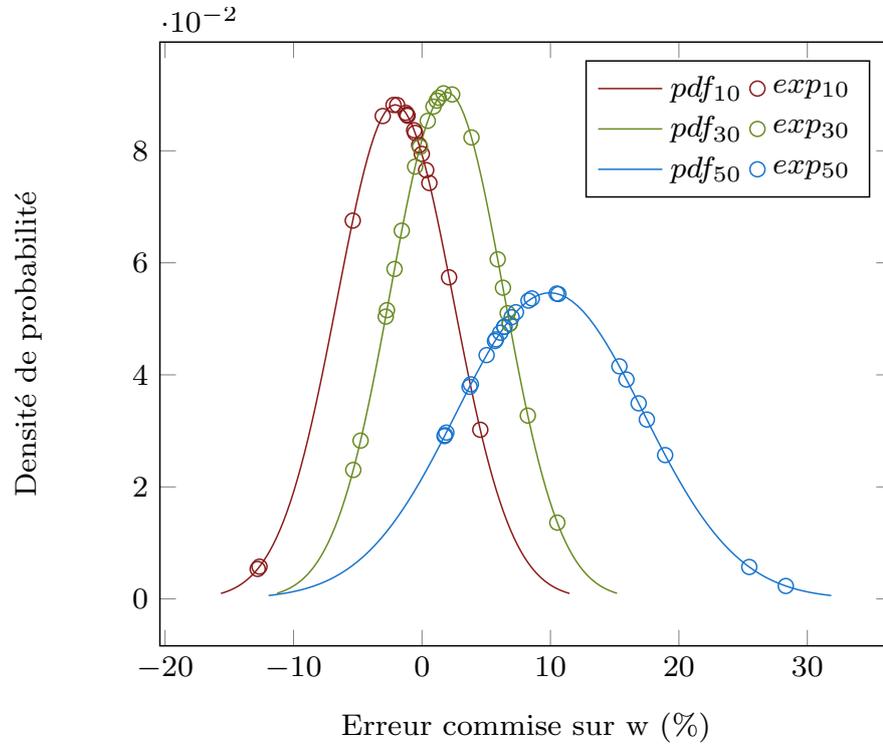


Figure 91 – Distribution de l'erreur sur w pour les trois sols.

Teneur en argile (%)	w_0	$w_{\text{réel}}$	Erreur relative	Erreur moyenne expérimentale
10	14	14,34	+2,45	-2,08
30	14	15,04	+7,40	+1,95
50	14	15,74	+12,40	+9,96

Table 8 – Evolution de $w_{\text{réel}}$ en fonction de la teneur en argile, c (toutes les grandeurs sont exprimées en %).

CRUMB TEST

10.1 PRINCIPE DES ESSAIS ET MATÉRIEL UTILISÉ

Le crumb test est souvent utilisé en premier recours pour juger la dispersivité d'une argile ou plus généralement d'un sol cohésif. Le principe est simple et consiste, dans les essais *in situ*, à immerger une miette ('*crumb*') de sol non remanié durant quelques heures. Alors que l'échantillon s'hydrate, on peut observer la mise en suspension de particules éventuellement colloïdales. On distingue généralement trois types de comportement :

- pas de réaction : l'échantillon peut se dégrader mais l'eau n'est pas troublée par des colloïdes en suspension,
- réaction légère à modérée : traces plus ou moins marquées de colloïdes en suspension, qui peuvent rester à la surface de l'échantillon ou s'étendre modérément.
- réaction forte : des nuages de colloïdes couvrent le fond du récipient et peuvent troubler la totalité de l'eau du récipient.

Nous utiliserons les mêmes sols que pour les essais de compaction, en comparant la réaction à un crumb test 'maison' d'échantillons compactés à différentes teneurs en eau.

Pour chaque sol, nous disposons trois échantillons compactés dont un l'est à l'optimum de teneur en eau w_{opt} et les deux autres à environ $w_{opt} \pm 3\%$, dans un récipient où ils seront immergés. Le dispositif est simple : après avoir placé les échantillons sur une planche munie de repères visuels (figure 92), nous ferons monter délicatement le niveau d'eau jusqu'à dépasser légèrement le sommet des échantillons. Ensuite, si la turbidité de l'eau le permet, nous prendrons des photos pour estimer l'évolution des échantillons et donc l'effet d'une saturation statique sur nos sols. De nouvelles images seront prises après une nuit d'immersion, puis l'essai sera considéré comme terminé.

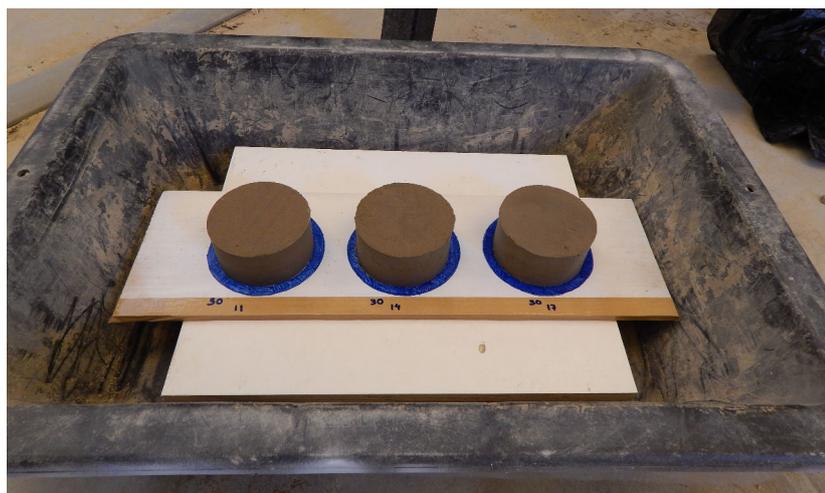


Figure 92 – Echantillons prêts à subir un crumb test. Sur les photos, nous représenterons toujours l'échantillon le plus sec à gauche, le plus humide à droite et celui à l'optimum au centre.

10.2 COMPORTEMENT DES ÉCHANTILLONS DURANT LES ESSAIS

10.2.1 Sol à 50 % d'argile

Les teneurs en eau utilisées sont 11, 14 et 17 %, ce qui nous situe autour de l'optimum de 14,3 % obtenu précédemment. On peut remarquer que l'aspect de l'échantillon à $w = 11$ % est différent de celui des deux autres, avec une surface plus grenue. Les deux échantillons plus humides ont une texture plus pâteuse, ce qui améliore leur état de surface. En outre, les jonctions inter-couches présentes sur les échantillons semblent mieux réalisées dans ces deux cas (figure 93), ce qui est important sur des digues construites par couches successives.



Figure 93 – Aspect initial des échantillons à 50 % d'argile ($w=11, 14$ et 17 %, de gauche à droite).

La dispersion s'amorce presque immédiatement sur l'échantillon à $w = 11$ %, puis, après environ 20 minutes, sur les deux autres. Durant 5 heures, les échantillons se dégradent par détachement de fragments aplatis, à une vitesse qui décroît lorsque w augmente. Ensuite, les échantillons à $w = 14$ et 17 % rattrapent celui à 11 %. Une heure après, la tendance s'est inversée et c'est l'échantillon compacté à $w=17$ % qui s'est le plus dispersé. Une nuit passe, la cuve est vidangée après 19 h environ (figure 94). On distingue sur les échantillons une partie centrale qui reste consistante et une partie périphérique où des particules de tailles diverses se sont déposées. Selon ce critère, c'est bien l'échantillon à $w = 17$ % qui s'est le plus dispersé.

10.2.2 Sol à 30 % d'argile

Les échantillons sont compactés aux mêmes w que dans le paragraphe précédent et on ne note pas de différence d'aspect flagrante selon la teneur en eau. L'état de surface est plutôt bon, et les jonctions entre couches sont peu visibles.

La dispersion s'amorce d'emblée sur les trois échantillons, toujours plus rapidement du côté sec de l'optimum. Durant environ trois heures, les échantillons se dégradent de nouveau par détachement de fragments aplatis, à une vitesse qui décroît lorsque w augmente. Une nuit passe, la cuve est vidangée après un peu plus de 17 h (figure 95). Les rayons finaux des échantillons sont équivalents mais on note, de

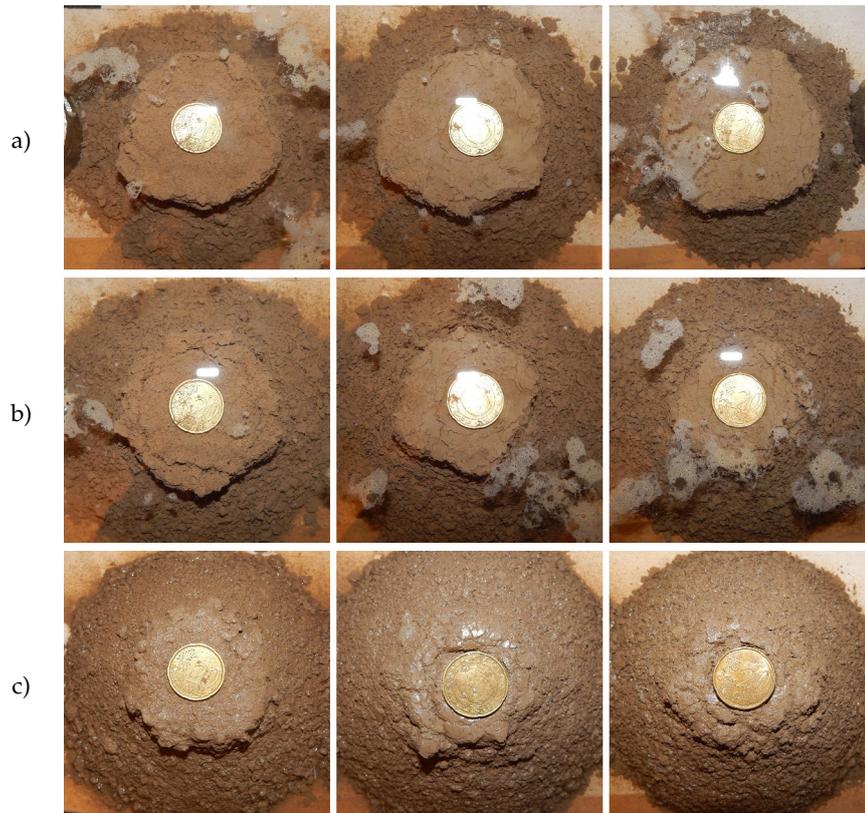


Figure 94 – Échantillons à $t = 110$ (a), 220 (b) et 1140 min (c) (50 % d'argile, $w = 11, 14$ et 17 %).

même qu'à 50 % d'argile, l'apparition de petites fissures superficielles au sommet des échantillons, plutôt du côté humide de l'optimum.

10.2.3 Sol à 10 % d'argile

A 10 % d'argile, l'aspect des échantillons change sensiblement. La consistance est moins cohésive et les parois sont beaucoup plus fragiles.

La dispersion s'amorce très rapidement sur les trois échantillons, et la réaction de ce sol est telle qu'il est difficile de prendre des images. Nous décidons donc de vider la cuve après 30 minutes pour prendre des images, puis de reprendre l'essai. L'essai est arrêté après 20 h (figure 96) et on ne note pas de différence particulière entre les échantillons. Leur profil final est plus aplati, se rapprochant plutôt de celui d'un dépôt de sable que ceux de celui des deux autres sols.

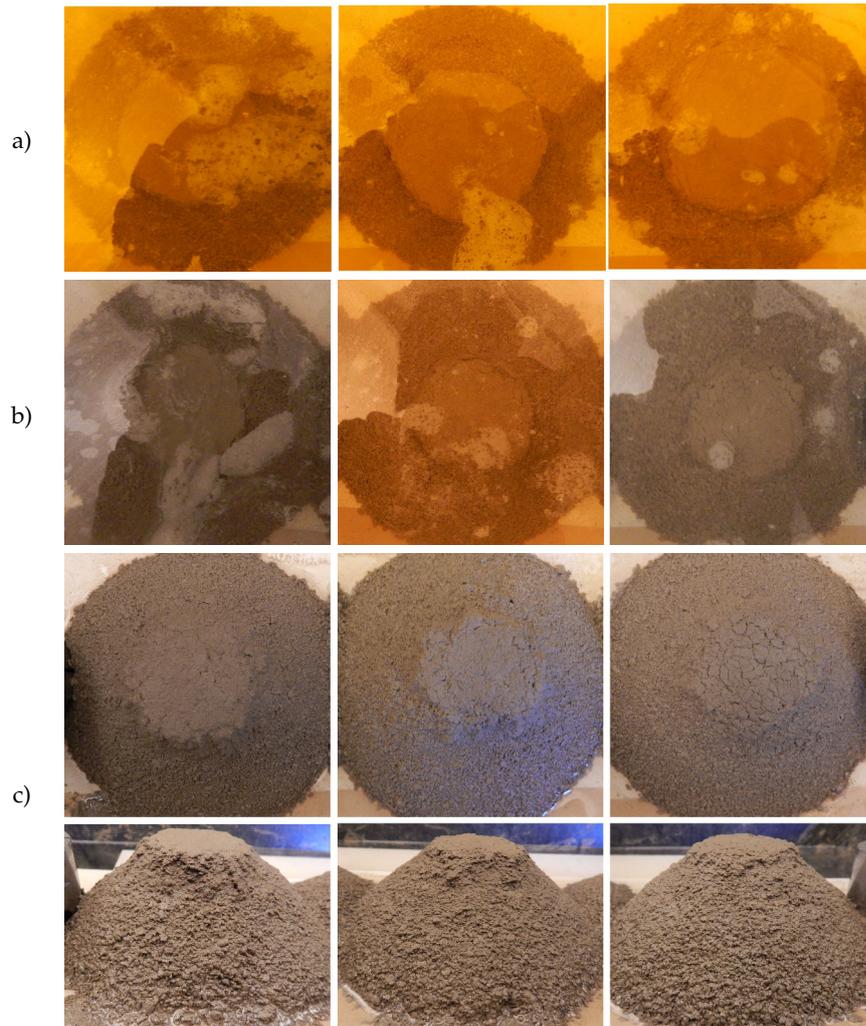


Figure 95 - Echantillons à t = 80 (a), 155 (b) et 1030 min (c) (30 % d'argile, w = 11, 14 et 17 %)

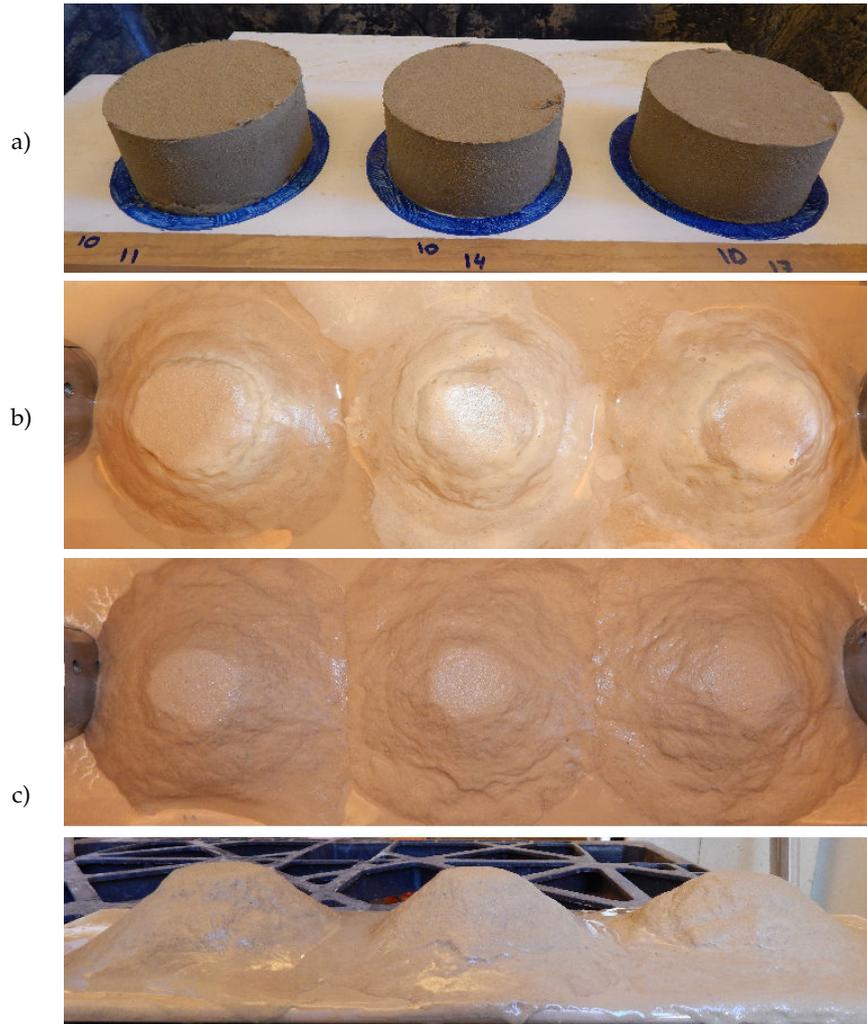


Figure 96 – Echantillons à $t = 0$ (a), 40 (b) et 1230 min (c) (10 % d'argile, $w = 11,14$ et 17 %)

10.3 EVOLUTION DU RAYON DU COEUR SOLIDE DES ÉCHANTILLONS

Comme nous l'avons dit plus haut, il est toujours possible de distinguer un centre et une périphérie des échantillons, que ce soit sur les photos ou en jugeant la consistance des échantillons après l'arrêt de l'essai. Nous avons estimé le rayon de ce 'cœur solide' au cours des essais. Nous avons ensuite ajusté une somme d'exponentielles décroissantes de la forme

$$\frac{R}{R_0}(t) = A_1 e^{-A_2 t} + A_3 e^{-A_4 t} \quad (111)$$

sur nos points expérimentaux (figure 97). Dans tous les cas, l'initiation de la dispersion est plus rapide du côté sec de l'optimum de teneur en eau. A 10 et 30 % d'argile, le rayon final des échantillons est équivalent à toutes les teneurs en eau. Par contre, à 50 %, l'initiation est plus rapide à $w = 11$ %, mais c'est finalement l'échantillon à $w = 17$ % qui a le plus diminué en rayon au terme de l'essai. Ceci semble indiquer que, dans le sol à 50 % d'argile, la saturation a des effets à court terme mais peut également avoir des effets à des temps plus longs et ceci en fonction de la teneur en eau au moment du compactage (fissures superficielles en fin d'essai). Pour finir, nous tenons à préciser que la mesure des rayons comporte une marge d'erreur assez importante, mais nous disposions de séquences de plusieurs photos pour chaque étape, ce qui nous a permis de moyennner les mesures obtenues, qui n'en restent pas moins des estimations, à quelques millimètres d'indétermination sur 40 mm de rayon.

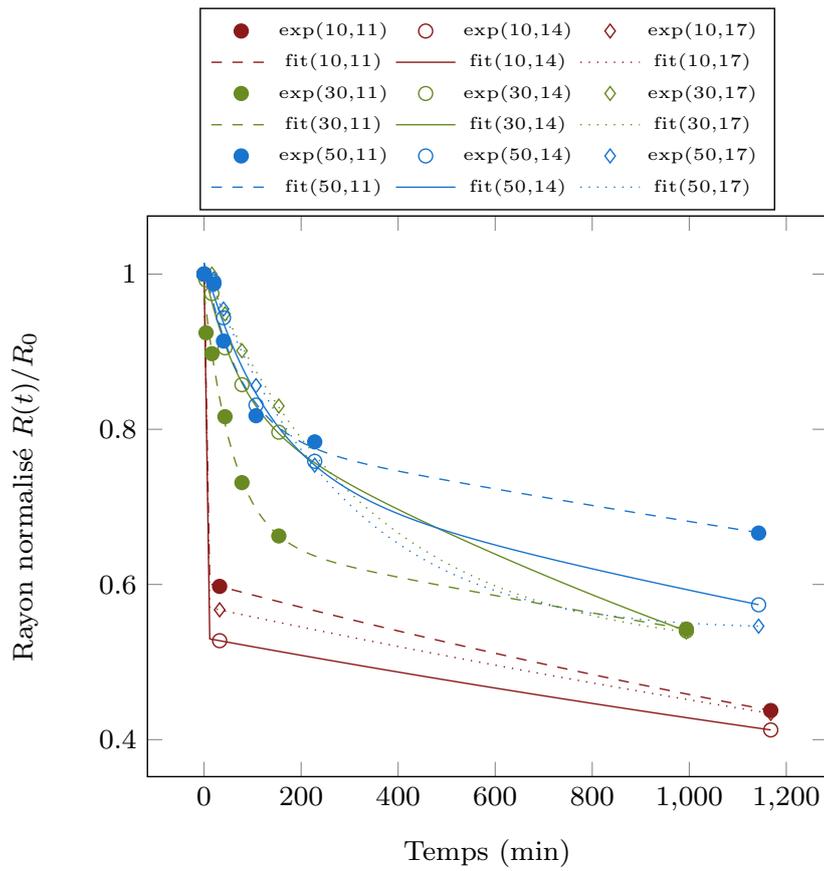


Figure 97 – Evolution du rayon normalisé des échantillons au cours du temps. Les marqueurs représentent les points expérimentaux ('exp(c,w)'), ajustés par les courbes en trait plein ('fit(c,w)'), c étant la teneur en argile du sol et w sa teneur en eau initiale.

Les crumb tests ont permis d'étudier l'effet de la saturation sur des échantillons de sol compactés à différents teneurs en eau. Il nous a alors semblé intéressant d'étudier la réponse d'échantillons similaires à une sollicitation hydraulique dynamique, comme dans des essais HET ou JET. L'idée de base du rain test, comme son nom l'indique, est d'exposer nos cylindres compactés à une averse continue et contrôlée, et d'observer les différences en fonction des teneurs en argile et en eau au moment de la compaction.

11.1 PRINCIPE DE L'ESSAI ET DISPOSITIF

Nous avons conçu un réservoir doté d'un fond criblé qui délivre une pluie soutenue lorsqu'il est en charge. Sa construction s'est organisée autour de la plaque en plexiglas perforée, qui est une récupération. Les parois sont taillées dans de la mousse d'isolation, collées et rendues étanches avec de la résine époxy. Un support en bois permet d'obtenir une hauteur de chute de 50 cm. Enfin, un dispositif sommaire de récupération de l'eau est mis en place grâce à une pompe. Nous ne faisons pas apparaître toutes les cotes sur la figure 98, mais pour donner son échelle spatiale, le support sur lequel repose le modèle 3D est un carré de 1 m de côté, et sa hauteur totale est 62,5 cm. On peint des cercles concentriques sur la planche qui accueille les échantillons, afin de se doter de repères visuels fiables pour estimer les longueurs sur les photos (figure 99).

Les sols sont toujours compactés selon le même protocole, puis ils sont positionnés sous la cuve de manière à recevoir la pluie sans être immergés comme lors d'un crumb test. Les échantillons sont ainsi soumis à trois types de sollicitation :

- l'impact des gouttes, qui est discret et aura tendance à creuser localement la surface des échantillons,
- la contrainte de cisaillement due au ruissellement de l'eau à leur surface qui pourra donner lieu à de l'érosion de surface grain par grain ou par blocs,
- la saturation progressive.

11.1.1 Qualification de l'averse générée par le dispositif

Nous avons voulu donner une première approximation de la sollicitation à laquelle seront soumis les échantillons. A cette fin, nous avons chronométré le remplissage de récipients placés dans la zone qui reçoit la pluie. Le débit surfacique moyen ainsi estimé, Q , vaut $0,53 \text{ g.cm}^{-2}.\text{s}^{-1}$, l'aire du fond perforé mesure $44 \times 17,5 \text{ cm}^2$ avec une densité de 0,64 trou par cm^2 , le débit par trou vaut donc $0,83 \text{ g.s}^{-1}$. Le diamètre des trous étant de 1,5 mm, on peut estimer la vitesse à laquelle l'eau débute sa chute : $V_0 = Q_{\text{trou}}/A_{\text{trou}} = 0,47 \text{ m/s}$. Un calcul balistique élémentaire nous donne une vitesse d'impact de 2,84 m/s pour une chute de 40 cm. Cette valeur peut paraître élevée mais reste largement en-deçà des vitesses limite de chute pour des gouttes d'eau de diamètre équivalent (figure 100). De plus, pour une chute libre de moins de deux secondes, l'approximation $V = -gt + V_0$ reste bonne pour la plupart des rayons entre 0,5 et 2mm. En outre, l'aire de la surface des échantillons vaut $4^2\pi \simeq 50 \text{ cm}^2$, on peut donc s'attendre à ce que chaque échantillon subisse 32 impacts en moyenne. Enfin nous précisons que la pluie ainsi générée s'apparente plus à une multitude de petits

jets ou de très grosses gouttes qu'à une pluie modérée goutte par goutte, ce qui suggère une dynamique de pluie hybride, entre gouttes tombantes et gouttes pendantes.

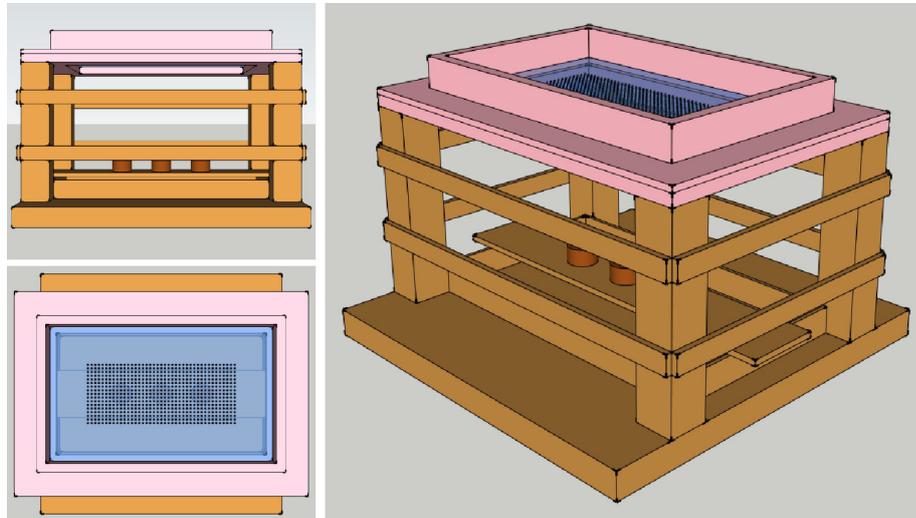


Figure 98 – Modèle 3D préliminaire



Figure 99 – Vue générale du dispositif.

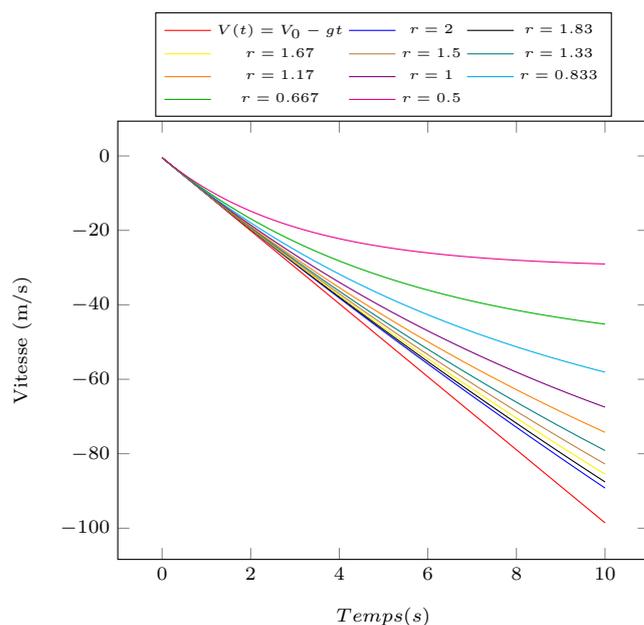


Figure 100 – Vitesse de chute d’une goutte d’eau en fonction de son rayon. Les petites gouttes s’éloignent plus rapidement du régime $V = V_0 - gt$, pour atteindre leur vitesse limite $V_L = mg/(6\pi\eta r)$

11.2 ESSAI À 30 % D'ARGILE

Les échantillons sont compactés à $w = 11, 14$ et 17% , ce qui nous situe autour de la teneur en eau optimale de $13,3\%$, déterminée par les essais de compactage. Ces sols sont assez homogènes au malaxage et la jonction entre les couches de construction sont peu visibles sur la paroi des échantillons (figure 101).



Figure 101 – Aspect initial des trois échantillons (80 mm de diamètre pour 40 mm de haut à $w = 11, 14, 17\%$, 30 % d’argile).

11.2.1 Comportement des échantillons durant l’essai à 30 % d’argile

Durant les 30 premières minutes, on assiste à une érosion superficielle des échantillons. C’est celui à $w = 11\%$ qui se dégrade le plus rapidement. Après 50 minutes, sa hauteur est diminuée de moitié, alors que les deux autres échantillons se maintiennent, avec un avantage notable pour l’échantillon à 14% (figure 102).

Après 1h30, la surface de l’échantillon à $w = 11\%$ a adopté une forme concave, ce qui suggère une érosion de la périphérie vers le centre. Dans les deux autres cas,

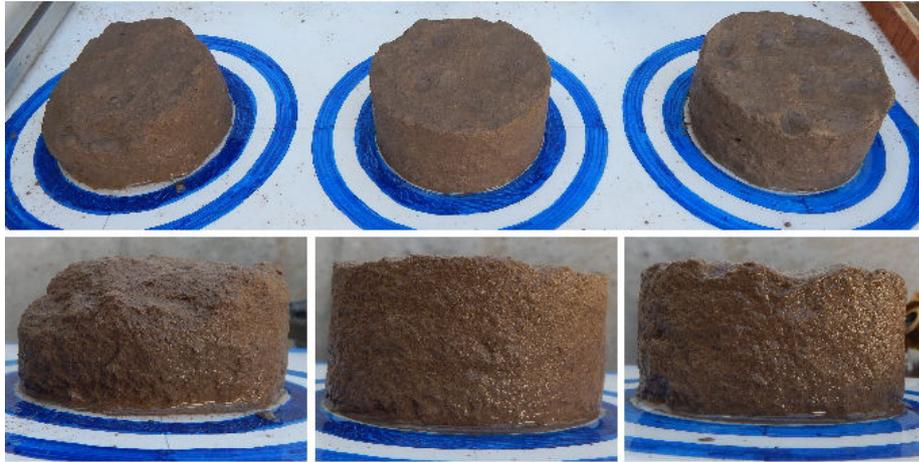


Figure 102 – Vues générale et latérale des échantillons à $t = 40$ min ($w = 11, 14, 17 \%$, 30% d'argile).

la surface reste horizontale en moyenne, avec une localisation de l'érosion aux points d'impact des jets, ce qui modifie la surface de manière plus hétérogène (figure 103).

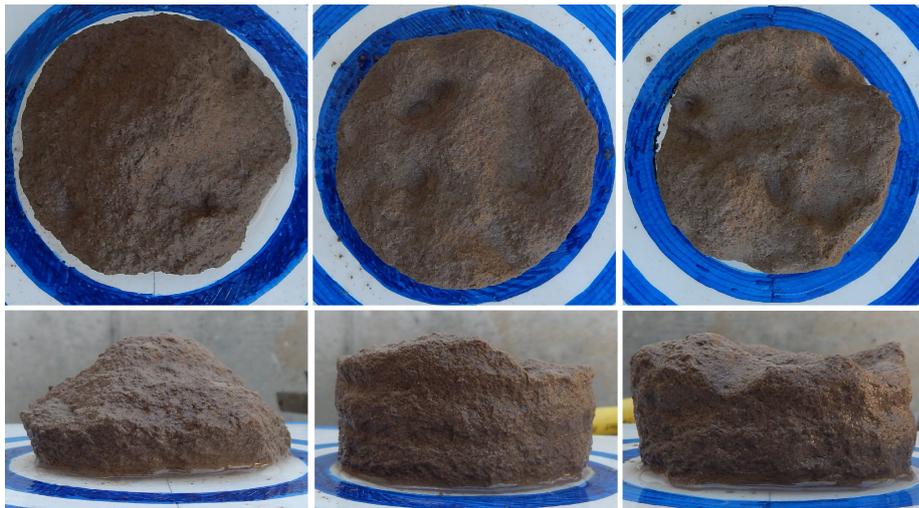


Figure 103 – Echantillons vus de dessus et de côté à $t = 110$ min ($w = 11, 14, 17 \%$, 30% d'argile).

Ces tendances se confirment, si bien qu'à $t = 2h20$, la hauteur des échantillons à $w = 11$ et 17% varie entre une et deux couches de compactage (15 à 30 mm), alors que la couche supérieure est encore partiellement présente sur l'échantillon à 14% . Le rayon des échantillons a également diminué sensiblement à $w = 11$ et 17% . Les vitesses d'érosion radiale moyennes varient d'un échantillon à l'autre et sont hétérogènes au sein d'un échantillon donné (figure 104).

A l'issue de $3h30$ d'essai ne subsistent que des reliquats de l'échantillon à 11% . Celui à $w = 17 \%$ a mieux résisté, présentant un 'rayon équivalent' réduit de moitié et une hauteur d'environ une couche de compactage (~ 15 mm). L'échantillon à $w = 14 \%$ possède encore une hauteur d'environ 30 mm, avec cependant une moitié plus endommagée que l'autre. Son rayon a peu évolué (figure 105).

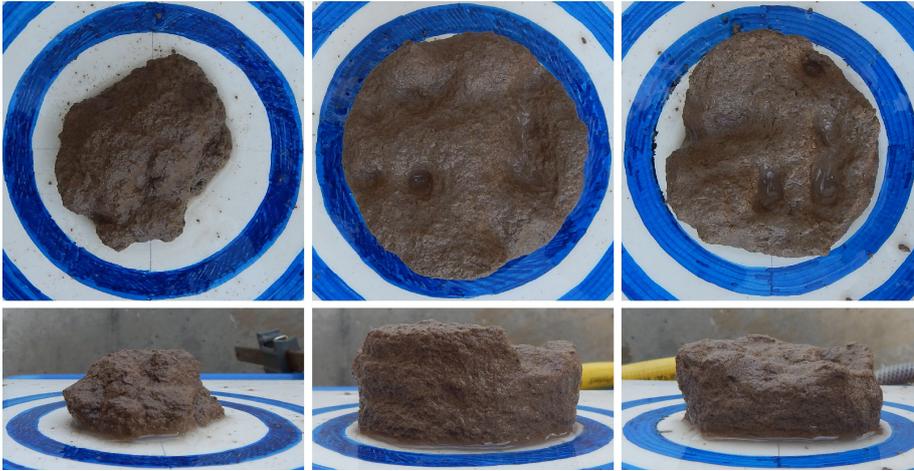


Figure 104 – Echantillons vus de dessus et de côté à $t = 140$ min ($w = 11, 14, 17, 30$ % d'argile).

Nous mesurons le rayon moyen final équivalent des échantillons, R_f ¹, afin de les placer sur un diagramme ($w, \frac{R_f}{R_0}$) (figure 106) et d'estimer une vitesse moyenne d'érosion (\bar{V}), de la périphérie vers le centre des échantillons :

w (%)	$w_{\text{réel}}$ (%)	R_f (mm)	\bar{V} (mm/h)
11	11,13	20	7,14
14	13,77	36,2	1,36
17	17,22	27,2	4,57

Ces points peuvent être approchés par un polynôme du second degré. On peut alors extrapoler la teneur en eau qui donnerait une résistance optimale et vaut 14,59 %. La teneur en eau optimale obtenue pour ce sol lors des essais de compaction était de 13,2 %. L'écart relatif entre ces deux valeurs est d'environ 10 %, ce qui, sans être négligeable, est une différence acceptable dans les standards de la préparation de sols. Nous vérifions donc que la teneur en eau déterminée par les essais de compaction, ou du moins son voisinage, correspond à un optimum de résistance au rain test pour ce sol.

1. Le rayon équivalent est calculé comme le rayon d'un cercle de surface égale à la surface délimitée par le périmètre réel final de l'échantillon (accidenté, et mesuré sur les photos grâce à une ligne polygonale).



Figure 105 – Echantillons vus de dessus et de côté à $t = 210$ min ($w = 11, 14, 17 \%, 30 \%$ d'argile).

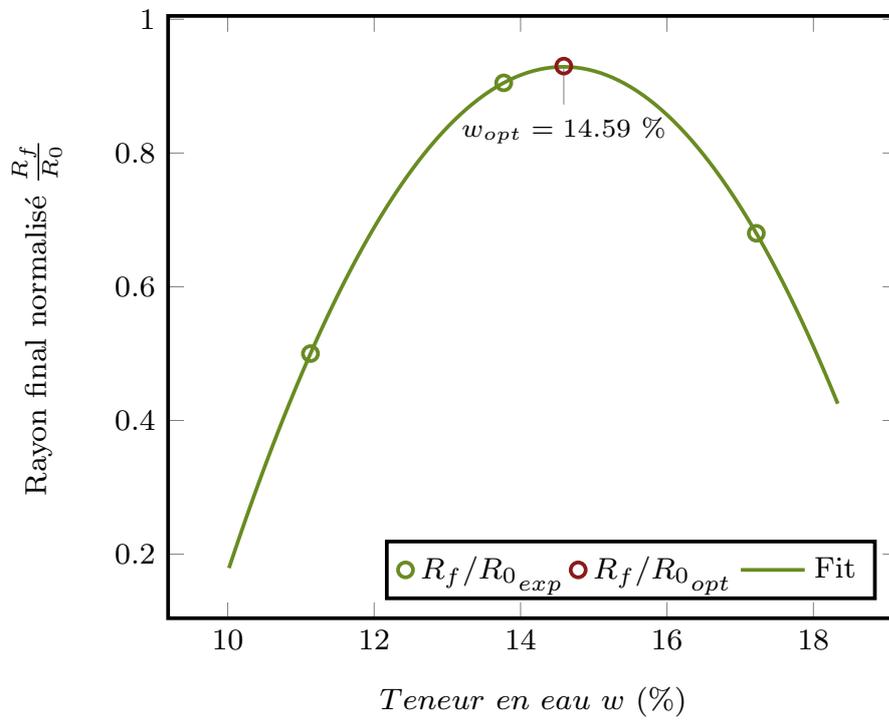


Figure 106 – $\frac{R_f}{R_0}$ en fonction de w (30 % d'argile). On obtient $w_{opt} = 14.59 \%$.

11.3 ESSAI À 50 % D'ARGILE

Cet essai est en fait le premier que nous avons réalisé et les teneurs en eau utilisées au moment du compactage étaient 12, 16 et 20 %, ce qui donne deux sols de part et d'autre de l'optimum de 14,3 %, déterminé grâce aux essais de compaction et un très décalé vers le côté humide.

11.3.1 Comportement des échantillons durant l'essai

Durant les premières minutes, l'échantillon à 12 % d'humidité subit une érosion de surface par petits blocs ($\varnothing < 2$ mm) sur le dessus et sur ses parois, ce qui met au jour des défauts présents à la jonction entre les différentes couches de l'échantillon. Des traces d'érosion superficielle apparaissent également sur les autres échantillons, mais dans une mesure largement moindre (figure 107).



Figure 107 – Vue des échantillons à $t = 5$ min ($w = 12, 16, 20 \%$, 50 % d'argile).

Après environ 40 minutes, le diamètre des échantillons est peu modifié, mais la différence de comportement se confirme. Cependant que la hauteur de l'échantillon 'sec' ($w = 12 \%$) diminue lentement, les autres se maintiennent, bien que leur surface soit déformée d'une part par l'impact des gouttes, ce qui montre une certaine plasticité de ces sols, et ensuite par le ruissellement de l'eau. En outre, des fissures horizontales apparaissent aux jonctions inter-couches sur l'échantillon à $w = 14 \%$, auxquelles s'ajoutent des fissures verticales sur son homologue à $w = 20 \%$ (figure 108).

A $t = 140$ min, les fissures existantes se sont élargies et des blocs de taille importante ($\varnothing \sim 20$ mm) commencent à se déchausser sur les deux échantillons les plus humides, sans pour autant être charriés par l'écoulement. La surface des échantillons se détériore peu à peu; on peut notamment observer la formation d'une cavité à la surface de l'échantillon à $w = 12 \%$, au point d'impact d'un des jets (figure 109).

Durant environ 40 minutes (figure 111), les fissures se propagent dans les échantillons à $w = 16$ et 20% et des blocs de taille importante ($\varnothing \sim$ cm) commencent à se détacher. On voit apparaître des plans de rupture sur l'échantillon à $w = 20 \%$, qui semblent fixer la taille des blocs érodés (figure 110). L'érosion de l'échantillon à 12% se poursuit, quelques blocs sont mobilisés, mais de dimension inférieure. Nous



Figure 108 – Vue des échantillons à $t = 40 \text{ min}$ ($w = 12, 16, 20 \%$, 50 % d'argile).



Figure 109 – Vue des échantillons à $t = 140 \text{ min}$ ($w = 12, 16, 20 \%$, 50 % d'argile).

poursuivons l'essai durant 2 h, pour atteindre un total de 5 h. Durant cette dernière période, c'est l'échantillon à $w = 20 \%$ qui se dégrade le plus rapidement, par blocs et parfois sur toute sa hauteur. A $w = 16 \%$, des blocs continuent de se détacher, mais leur hauteur semble limitée par l'épaisseur des couches de compactage (environ 15 mm) et la cinématique de l'érosion suggère que les couches inférieures ne sont pas érodées avant que la couche supérieure ne le soit. L'érosion de l'échantillon à 12 % d'humidité reste graduelle, sans défaillance de masse. Les volumes finaux des échantillons à $w = 12$ et 16 % sont comparables et sensiblement supérieurs au volume de l'échantillon à $w = 20 \%$ (figure 112).

Cet essai réalisé sur le sol à 50 % d'argile montre bien la sensibilité importante de ce type de matériau, *a priori* très cohésif, à la teneur en eau au moment du compactage. A $w = 12 \%$, l'érosion



Figure 110 – Détail de l'échantillon à $w = 20 \%$, à $t = 5 \text{ min}$ (50 % d'argile). Mise à jour de plans de rupture.

est progressive, et s'amorce dès le début de l'essai. De petits blocs peuvent apparaître mais nous sommes dans un mode d'érosion de surface, où la stabilité de l'échantillon n'est globalement pas menacée. Les échantillons à $w = 16$ et 20 % ont mieux résisté à l'écoulement au début de l'essai, puis des fissures sont apparues, d'abord le long des couches de compactage (fissures horizontales), auxquelles se sont ajoutées des fissures verticales sur l'échantillon à $w = 20$ %. L'érosion de ces deux échantillons se fait surtout par blocs dont la taille importante ($\varnothing \sim \text{cm}$) semble modulée par le cheminement interne des fissures qui sont apparues progressivement. A $w = 16$ %, les blocs ont pour hauteur maximale l'épaisseur de la couche de compactage en cours d'érosion. Cette dernière remonte de la périphérie vers le centre de l'échantillon, puis l'érosion de la couche suivante débute. A $w = 20$ %, la présence de fissures verticales provoque la défaillance de blocs parfois sur toute la hauteur de l'échantillon. En outre, et ce malgré une initiation lente de sa dégradation, c'est l'échantillon qui aura été le plus endommagé à l'issue de l'essai.

Nous mesurons de nouveau le rayon moyen final (R_f) des échantillons pour déterminer une vitesse moyenne d'érosion radiale (\bar{V}) :

w (%)	$w_{\text{réel}}$ (%)	R_f (mm)	\bar{V} (mm/h)
12	12.1	35,5	0,9
16	16.4	37,5	0,5
20	19.8	27,1	2,58

Nous pouvons maintenant estimer la teneur en eau optimale, qui vaut $14,76$ %, ce qui est proche de celle révélée par les essais de compaction, $w_{\text{opt}} = 14,6$ %. Ce résultat tend à montrer que, de même que pour le sol à 30 % de fines, l'optimum de densité sèche correspond à un optimum de résistance au rain test (figure 113).

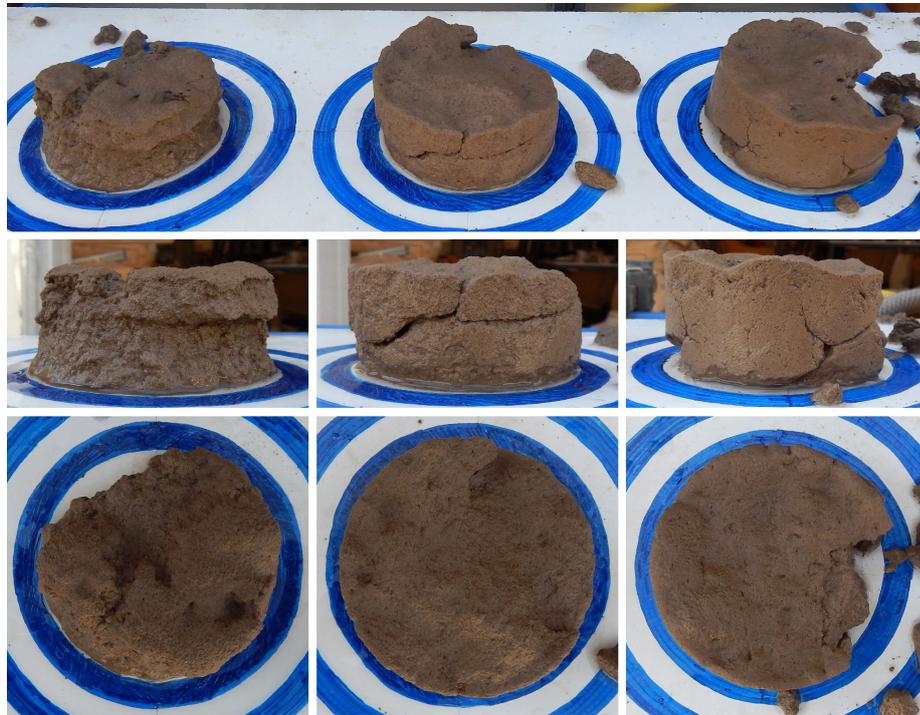


Figure 111 – Vue des échantillons à $t = 180 \text{ min}$ ($w = 12, 16, 20 \%$, 50 % d'argile).



Figure 112 – Vue des échantillons à $t = 300 \text{ min}$ ($w = 12, 16, 20 \%$, 50 % d'argile).

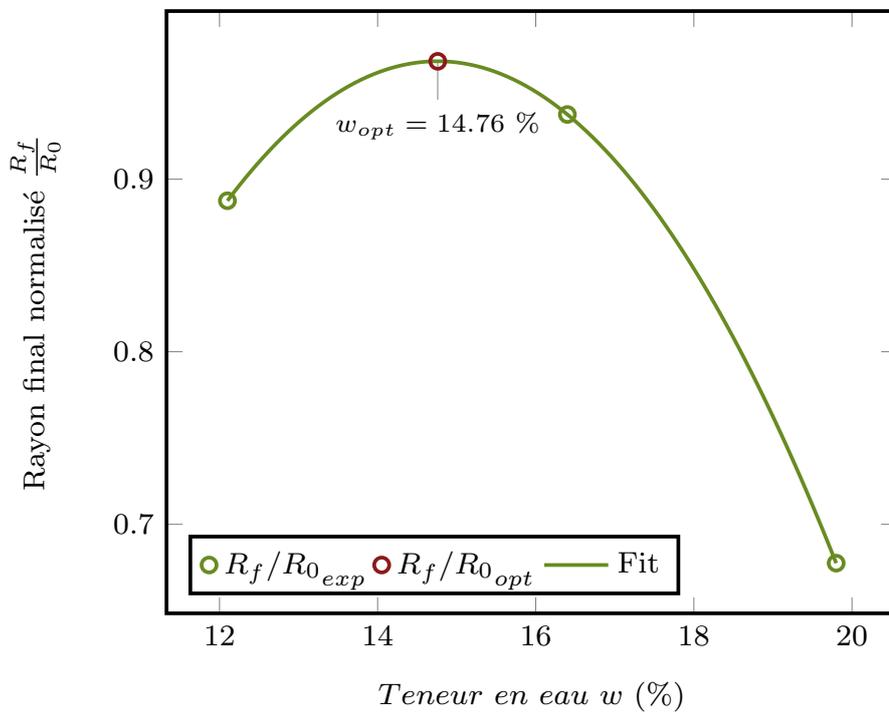


Figure 113 – $\frac{R_f}{R_0}$ en fonction de w (50 % d'argile). On obtient $w_{opt} = 14.76\%$.

11.4 ESSAI À 10 % D'ARGILE

Nous compactons de nouveau trois échantillons à $w = 11, 14$ et 17% (figure 114), la teneur en eau optimale déterminée par les essais de compaction étant $w_{opt} = 14.9\%$. Ce sol est très différent des deux autres en texture, avec notamment un aspect pulvérulent beaucoup plus prononcé. La description de cet essai sera succincte car il n'aura duré que quelques minutes.



Figure 114 – Vue des échantillons à $t = 0$ min ($w = 11, 14, 17\%$, 10% d'argile).

11.4.1 Comportement des échantillons durant l'essai

Après seulement 2 minutes, les trois échantillons sont très endommagés. On distingue les différentes couches de compactage sur les trois échantillons, qui perdent rapidement en hauteur aux points d'impact des jets. On n'assiste pas au détachement de blocs, mais à une érosion de particules de taille minime (grains de sable). La dégradation des échantillons est hétérogène, en témoigne la topographie accidentée de leur surface où l'on voit apparaître des créneaux de taille importante (figure 115).

En moins de 5 minutes, les échantillons à $w = 11$ et 17% étaient complètement lessivés tandis que subsistait une fraction de celui à $w = 14\%$ (figure 116). Il est donc délicat, pour ce sol, d'estimer la vitesse moyenne d'érosion à la fin de l'essai, comme nous l'avons fait précédemment. Nous pouvons néanmoins mesurer le rayon des échantillons à $t = 2$ min, alors que les trois échantillons n'avaient pas encore été complètement dispersés. Nous obtenons les vitesses moyennes d'érosion suivantes :

w (%)	$w_{réel}$ (%)	R_f (mm)	\bar{V} (mm/h)
11	10.8	36.5	110
14	13.92	38.0	60
17	16.8	35.3	140

La teneur en eau extrapolée correspondant à une résistance optimale vaut $13,38\%$ pour ce sol. La teneur en eau optimale obtenue pour ce sol lors des essais de compaction était de $15,0\%$, soit une différence d'environ 10% (figure 117). De nouveau, ces

deux teneurs en eau sont proches et montrent le lien entre densité atteinte au moment du compactage et résistance à l'érosion.



Figure 115 – Vue des échantillons à $t = 2$ min ($w = 11, 14, 17 \%$, 10 % d'argile).

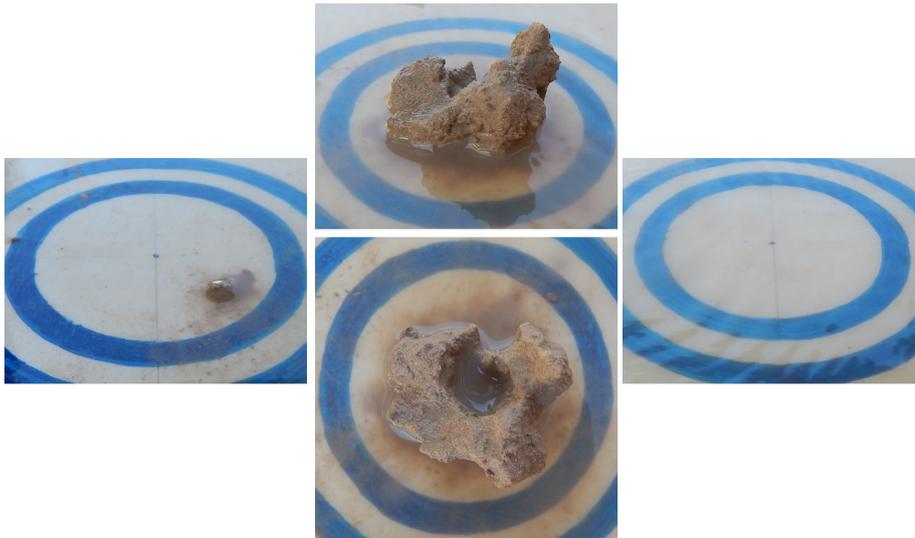


Figure 116 – Vue des échantillons à $t = 5$ min ($w = 11, 14, 17 \%$, 10 % d'argile).

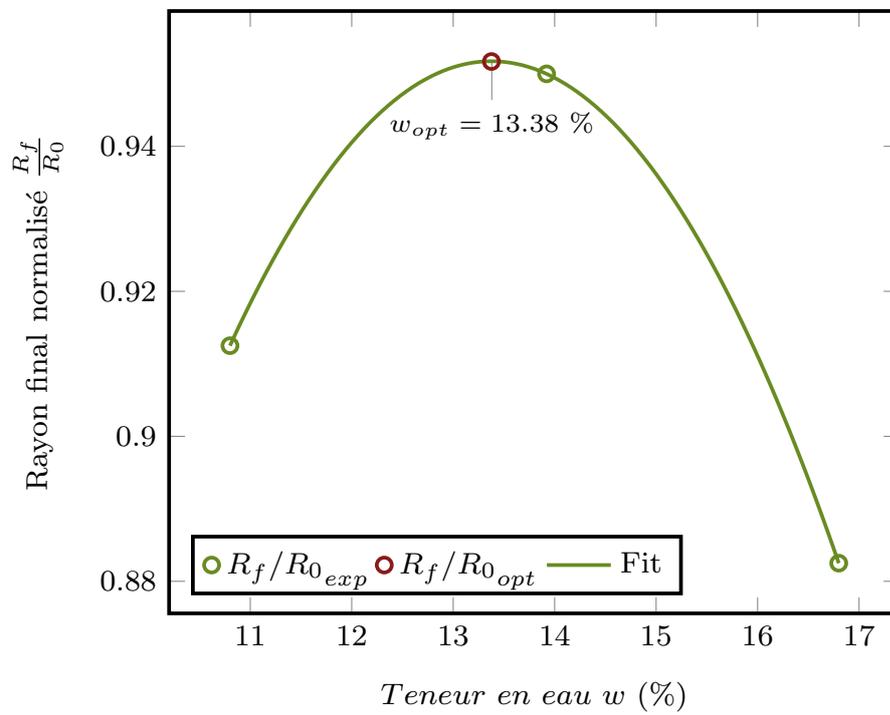


Figure 117 - $\frac{R_f}{R_0}$ en fonction de w . On obtient $w_{opt} = 13,38\%$.

CONCLUSION SUR LES ESSAIS GÉOTECHNIQUES

L'objectif de ces essais était de donner un cadre rigoureux à nos essais sur modèles physiques de digues, tant du point de vue de leur préparation et de leur exécution, que de leur interprétation. Trois sols artificiels ont été utilisés, à des teneurs en fines de 10, 30 et 50 % qui, par leur composition, encadrent les sols couramment utilisés pour ériger des digues de protection.

En premier lieu, nous devons déterminer les teneurs en eau optimales à mettre en œuvre lors de la préparation des sols. Ce sont des essais de compaction, dont le protocole est inspiré de l'essai Proctor, qui ont répondu à cette attente.

Les courbes de poids volumique sec atteint ρ_s en fonction de la teneur en eau de compactage présentent bien un maximum, qui correspond à des teneurs en eau de 15,0, 13,2 et 14,6 % pour les sols à 10, 30, et 50 % d'argile. Il est intéressant de rappeler que l'essai Proctor réalisé à l'Irstea sur le sol à 50 % d'argile avait révélé un optimum de teneur en eau d'environ 23 %. La différence entre ce résultat et celui de nos essais peut provenir du protocole de compactage des échantillons, qui sort du cadre normalisé du Proctor mais est sûrement beaucoup plus proche de la méthode que nous employons pour construire nos digues. Ces optima sont donc à considérer comme propres aux sols testés, évidemment, mais aussi au protocole de réalisation des essais¹.

Nous avons ensuite préparé des échantillons selon le même principe, à différentes teneurs en eau (généralement $w_{opt} - 3\%$, w_{opt} et $w_{opt} + 3\%$) afin de les soumettre à un crumb test, qui permettrait de juger de leur réaction à une submersion complète et statique.

La première constatation est que les échantillons se sont systématiquement dégradés de leur périphérie vers le centre, par fragments aplatis, en conservant un cœur solide. Nous ne nous attarderons pas sur le sol à 10 % d'argile, qui s'est dégradé extrêmement rapidement à toutes les teneurs en eau et dont l'évolution fut la plus difficile à suivre. Les sols à 30 et 50 % d'argile présentent des performances assez proches, bien que légèrement meilleures à 50 %. Dans les deux cas, c'est l'échantillon le plus sec qui se dégrade le plus rapidement aux temps courts. Cependant, en fin d'essai, les trois échantillons à 30 % d'argile possédaient quasiment le même rayon, alors qu'à 50 % c'est finalement l'échantillon le plus humide initialement ($w = 17\%$) qui s'était le plus dispersé. Ceci illustre à nos yeux l'influence qu'a la teneur en eau de compactage sur la réaction de ces sols à la saturation, le fait le plus marquant étant, hormis la performance absolue des sols, cette inversion de tendance entre temps courts et temps longs.

L'observation de fissures superficielles en fin d'essai sur les échantillons les plus humides initialement va également dans le sens d'un effet à long terme, déstabilisant, de la saturation sur les sols cohésifs compactés du côté humide de l'optimum.

Nous avons enfin imaginé un dispositif permettant de soumettre les échantillons compactés à une averse continue, permettant de comparer la réaction des sols à une sollicitation hydraulique dynamique.

De nouveau, le sol à 10 % d'argile montre des performances très en-deçà des deux autres sols, et la brièveté de l'essai (5 min) a rendu délicats son suivi et son interprétation. La vitesse d'érosion radiale moyenne \bar{V} des échantillons que nous avons estimée

1. Les facteurs clés étant la géométrie des échantillons et l'énergie de compactage appliquée.

est de l'ordre de 100 mm/h. A l'issue des essais, c'est le sol K50S50 qui résiste le mieux à l'érosion induite par la pluie ($\bar{V} \sim \text{mm/h}$), bien que le sol K30S70 le talonne ($\bar{V} \sim 5 \text{ mm/h}$).

C'est par leur mode d'érosion que ces sols se sont le plus notablement démarqués. A 10 % d'argile, le sol offre une très faible résistance à l'érosion, et les particules érodées sont typiquement du diamètre des grains de sable ($\varnothing < 1 \text{ mm}$). L'érosion est extrêmement rapide au point d'impact des gouttes et des créneaux apparaissent à la surface des échantillons.

Pour les autres sols, plus cohésifs, l'érosion s'opère plutôt par phénomènes collectifs à diverses échelles. Dans l'hypothèse où les sols cohésifs compactés peuvent développer des structures à différentes échelles, nous supposons que la taille des blocs érodés dépend de la sollicitation hydraulique, mais également de la structure du sol.

Sur les échantillons K30S70 (à tous les w) et K50S50w12, la dégradation se fait par blocs de taille millimétrique, selon un mécanisme qui semble se dérouler localement en deux étapes. En effet, on observe au cours des expériences que ce mode d'érosion débute par le transport de particules le long des jonctions entre des petits blocs dont les contours apparaissent peu à peu à la surface des échantillons (structure due au compactage), ce qui désolidarise petit à petit ces blocs du corps de l'échantillon, permettant finalement leur mobilisation par le ruissellement en surface. Ces sols n'auront pas été les plus résistants, mais ils offrent une performance correcte et une érosion 'prévisible', couche après couche, de la moins profonde à la plus profonde.

Par opposition, les sols K50S50w16 et K50S50w20 ont démontré une résistance à l'érosion de surface encore supérieure, mais des défaillances de masse, parfois à l'échelle intégrale des échantillons, sont intervenues aux temps longs. L'effondrement de ces grands blocs est précédé de l'apparition de fissures qui suivent les limites des 3 couches de compactage des échantillons, auxquelles s'ajoutent des fissures verticales sur l'échantillon K50S50w20. Cette nuance est sensible lorsqu'on décrit la cinématique de détérioration de ces deux échantillons. Sur l'échantillon K50S50w16, la hauteur des blocs est limitée par la couche en cours d'érosion, alors que sur K50S50w20, on assiste parfois à la défaillance successive de blocs dans les différentes couches.

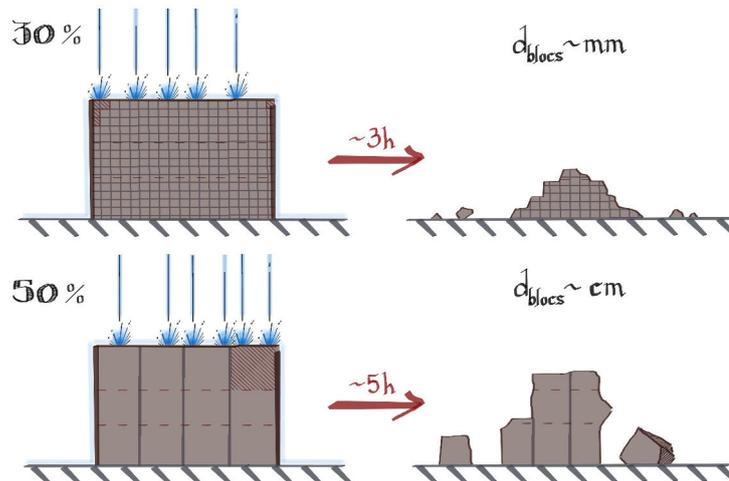


Figure 118 – Schématisation des deux modes d'érosion observés à 30 et 50 % d'argile. Les lignes grisées représentent l'échelle de structuration que nous avons typiquement constatée sur ces sols.

Enfin, et comme lors des crumb tests, l'érosion s'amorce plus rapidement du côté sec, mais des phénomènes de fracturation peuvent intervenir aux temps longs dans les sols très cohésifs et menacer la stabilité complète des échantillons. De plus, et pour tous les sols, nous avons vérifié qu'en termes de vitesse d'érosion radiale, les optima de teneur en eau correspondent assez bien aux optima de performance de nos sols face au rain test.

13.1 INTRODUCTION

Dans cette partie, nous proposons des essais sur des digues de 40 cm de long construites dans notre profilé de digue en bois, ceci afin d'alléger le travail de préparation des essais. Nous utiliserons une méthode de construction différente, et les teneurs en eau utilisées lors de la préparation des sols seront les optima obtenus grâce aux essais de compaction. Nous avons pu réaliser un essai à l'optimum pour chaque sol, et un essai supplémentaire à 50 % d'argile et $w = 18\%$.

Chacun de ces essais a été réalisé sur plusieurs jours, nous avons donc décidé de présenter leur contenu en plusieurs paragraphes dont chacun illustre un ou plusieurs éléments d'intérêt dans la compréhension des ruptures de digues. Nous détaillerons la chronologie de chaque essai, et tenterons de tisser le lien entre ces résultats sur des modèles de digues et nos essais géotechniques, ainsi que d'apporter des éléments permettant d'expliquer les différences entre les sols. Dans les chapitres suivants, t_t désignera le temps total que la digue aura passé dans l'eau sans qu'on impose forcément une différence de hauteur d'eau entre le côté rivière (CR) et la zone protégée (ZP), t_s sera le temps effectif de surverse, où une différence de hauteur d'eau est maintenue entre la rivière et la ZP, ce qui se traduit par un débit de fuite dans la brèche, et t_c , le cumul des périodes où nous avons imposé un écoulement longitudinal à la digue, côté rivière.

13.2 MÉTHODE DE CONSTRUCTION DU MODÈLE DE DIGUE

Nous allons détailler le protocole de construction du modèle de digue pour l'essai à 30 % d'argile, le premier dans cette configuration. Les dimensions à respecter pour pouvoir placer la digue dans le châssis en bois sont une longueur $L=40$ cm, une largeur en pied $l=40$ cm et une hauteur de 10 cm. Nous adaptons le coffrage de 80×40 cm² utilisé précédemment pour réaliser deux étages de 5 et 3 cm de haut¹ et deux bandes supplémentaires dont les dimensions s'inscrivent dans la géométrie du support en bois en pied de digue (figure 119). Le sol est préparé à $w = 14\%$ et le compactage se fait toujours en trois couches par étage, à l'aide d'un maillet et de cales en bois. Les grands blocs ainsi obtenus sont découpés en pavés plus faciles à manipuler et à mettre en place. La construction dans le canal débute ensuite et on favorise l'adhésion entre les 'briques' par l'humidification de leurs parois et une légère scarification. Une fois les deux étages posés, la digue possède un profil en gradins dont les parements sont compactés, ce qui permet de pousser le sol excédentaire vers les bords de la digue et vers la zone protégée. On obtient ainsi la pente des parements sans les araser et risquer de les fragiliser. La digue est ensuite recouverte d'une fine couche d'argile pure très humide pour favoriser la résistance à l'immersion du parement côté rivière et réaliser la jonction entre le profilé en bois et le corps de digue (figure 120). Enfin, après avoir découpé en crête un créneau de section carrée ($\simeq 30 \times 30$ mm) où s'initiera la surverse, nous pouvons faire monter le niveau d'eau jusqu'à $h=9$ cm environ pour débiter l'essai.

1. Le profilé en bois possède une "fondation" de 2 cm d'épaisseur, il faut donc limiter la hauteur de digue érodable à 8 cm.

Il sera maintenu en ré-injectant le débit latéral dans l'écoulement principal par l'aval du canal.

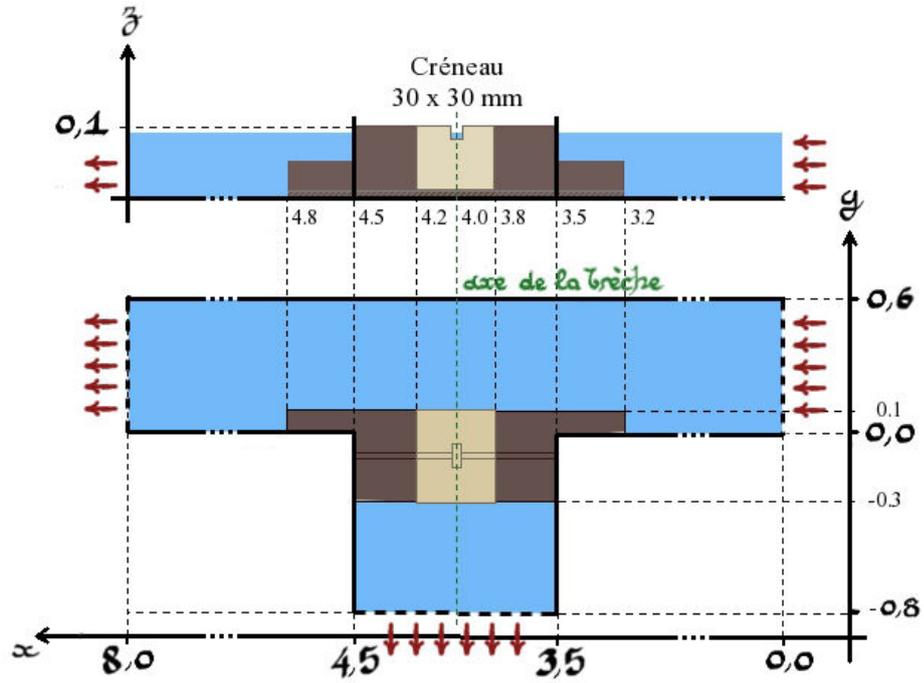


Figure 119 – Dans cette configuration, on dispose d'une digue érodable de 40 cm de long, 10 cm de hauteur en crête et arborant des pentes d'environ 1 : 2, construite dans notre profilé de digue en bois. Ici, la fondation inérodable n'est plus au niveau 0 du canal mais à +20 mm.



Figure 120 – Phases de construction d'une digue. Préparation des éléments compactés, construction par étages puis réalisation de la pente du parement (sur la photo, le parement côté rivière n'a pas encore reçu sa couche d'argile pure).

13.3 CHRONIQUE DE L'ESSAI

13.3.1 *Initiation* : $t_s = 0 - 11$ h

Nous débutons cet essai sans imposer de courant côté rivière. La surverse localisée² provoque rapidement des traces d'érosion au pied du parement côté zone protégée, si bien qu'après environ 2 h 30, un front d'érosion apparaît en pied de digue puis régresse vers la crête (figure 121). On constate que le sol s'érode par petits blocs dont la taille n'excède pas quelques millimètres.

Le chenal d'érosion évolue ensuite très peu et nous décidons, après 7h30 de surverse, de scarifier légèrement la partie du parement côté ZP où l'érosion s'est amorcée. Ce procédé est répété plusieurs fois sur une période de trois heures et s'accompagne systématiquement d'un transport de sol visible durant quelques minutes, puis d'un retour à un état plus stable, où on assiste rarement au détachement de particules. Nous atteignons 11 h de surverse alors que le chenal d'érosion achève à peine de se former. A ce stade, nous constatons que cette digue, compactée à la teneur en eau optimale fournie par les essais de compaction, a offert une meilleure résistance à la phase d'initiation de la brèche que le sol à 50 % d'argile, utilisé lors de notre premier essai dans le canal, mais dans des conditions de mise en œuvre sensiblement différentes. Cette variabilité peut être due aux méthodes de construction employées et à la géométrie

2. environ 10 mm sur le créneau initial



Figure 121 – Vues de la digue à $t_s = 30$ min et $t_s = 2h30$. Le côté rivière est en haut des images, et la zone protégée en bas. L'amont du canal est à l'est des photos, et l'aval à l'ouest (idem sur toutes les photos, sauf mention contraire).

modifiée en raison de l'utilisation du profilé en bois. Toujours est-il que jusqu'ici c'est surtout la résistance à l'érosion de surface de la digue qui a été éprouvée, et non sa stabilité globale, et ce sol à 30 % d'argile a démontré une endurance remarquable face à ce type d'érosion. La fondation en PVC gris est mise au jour en pied de digue côté ZP et si on admet qu'un front d'érosion de type headcut s'est formé, on peut estimer une vitesse moyenne de progression de 1,2 mm/h depuis le début de l'essai (figure 122).

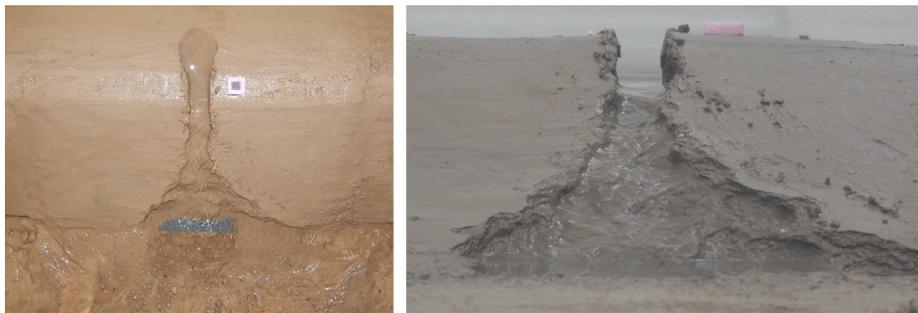


Figure 122 – Vues de la digue à $t_s = 11h10$. Le chenal d'érosion est à peine ouvert sur tout le parement malgré les scarifications. La vitesse moyenne de progression de l'érosion du pied vers la crête de digue est alors estimée à 1,2 m.m/h.

13.3.2 Approfondissement du chenal d'érosion : $t_s = 11 - 23$ h

Nous continuons de scarifier ponctuellement le fond et les parois du chenal d'érosion, dont nous voyons lentement le fond s'éroder alors que les parois ne semblent pas subir de dégradation. La fondation en bois apparaît peu à peu et on peut de nouveau estimer la vitesse moyenne du front d'érosion, côté ZP. La vitesse maximale, atteinte au centre de la brèche, vaut 3,8 mm/h, alors que la vitesse moyenne pour un ensemble de points pris autour de l'axe de la brèche vaut 2,6 mm/h. S'il est certain que nous avons accéléré le processus d'approfondissement en scarifiant la digue, la forme que prend le chenal d'érosion durant cette période semble bien due à l'hydraulique ; considérant la géométrie d'une brèche, il est aisé de vérifier que les vitesses maximales sont atteintes sur l'axe central du chenal d'érosion, ce qui s'est traduit par une avancée plus rapide du front d'érosion sur le parement côté ZP (figure 123).



Figure 123 – Vue de la digue à $t_s = 16\text{h}10$. L'érosion a progressé lentement de la ZP vers la crête, à une vitesse moyenne de $2,6 \text{ m m/h}$. On note un début de fosse d'érosion au droit de la brèche.

Après 23 heures de surverse, le front d'érosion a atteint le centre de la crête, et on note que l'entrée de la brèche côté rivière a adopté une forme arrondie. Les parois n'ont pas évolué. La vitesse moyenne de l'érosion régressive du parement est alors estimée à $4,6 \text{ mm/h}$ au point le plus rapide (figure 124). Durant cette période, nous avons mesuré plusieurs fois le débit dans la brèche qui était de $3,7 \text{ m}^3/\text{h}$ en moyenne. On constate l'apparition d'une fosse d'érosion au droit de la brèche, qui commence à peine à se creuser.

13.3.3 Brèche complète ($L_{\text{brèche}} = 40 \text{ mm}$) : $t_s = 25 - 45 \text{ h}$

A $t_s = 25 \text{ h}$, nous ouvrons la brèche sur toute la hauteur, jusqu'à la fondation en bois. Le débit dans la brèche est désormais situé autour de $6 \text{ m}^3/\text{h}$ en moyenne. Au vu de la résistance de notre digue, nous décidons de la laisser dorénavant 'pieds dans l'eau' durant les nuits. Il y a alors environ 5 cm d'eau dans tout le canal et dans la zone protégée et par conséquent pas de débit dans la brèche.

La digue passe ainsi trois jours au repos, puis l'essai reprend. La largeur de la brèche en crête est d'environ 40 mm et sa hauteur 80 mm (100 mm moins les 20 mm de la fondation en bois), pour un débit de fuite estimé à environ $7 \text{ m}^3/\text{h}$. Nous décidons maintenant d'activer le courant longitudinal côté rivière, pour apprécier son effet sur cette brèche qui ne semble pas prête à s'élargir. Nous imposons donc un débit amont Q_A variable, compris entre 40 et $120 \text{ m}^3/\text{h}$, toujours pour une hauteur d'environ 9 cm au niveau de la digue. Nous mesurons le débit dans la brèche Q_B à différentes valeurs de Q_A sur une nouvelle période de 13 h de surverse environ, réparties sur trois jours, à l'issue desquels une ultime mesure de Q_B sans courant amont donne la même valeur qu'à $t_s \simeq 25 \text{ h}$, ce qui montre qu'aucun changement sensible n'est intervenu dans la



Figure 124 – Vue de la digue à $t_s = 23\text{h}10$. L'érosion a atteint la position de la crête, à une vitesse moyenne de 4,6 mm/h depuis le début de l'essai.

géométrie de la brèche durant ce laps de temps. Le débit dans la brèche décroît en fonction du débit amont, représentant entre 5 et 16 % de Q_A (tableau 9).

Q_A (m ³ /h)	Q_B (m ³ /h)	Q_B/Q_A (%)
0	7,1	/
40	6,6	16,4
80	6,1	7,4
100	5,5	5,6
110	5,4	4,9

Table 9 – Récapitulatif des mesures du débit de fuite dans la brèche ($L_{\text{brèche}} = 40$ m.m).

L'essai se poursuit jusqu'à $t_s = 45$ h, sans changement visible, que ce soit sur la géométrie de la brèche ou sur le débit latéral que nous mesurons. Nous remarquons que, durant cette phase, le courant longitudinal a rapidement provoqué l'endommagement

ment du parement côté rivière, en particulier autour de l'entrée de la brèche ainsi qu'à son aval (figure 125).



Figure 125 – Vues de la digue à $t_s = 38$ h. La largeur de la brèche n'a pas évolué en dépit du courant amont. On constate que les parois de la brèche sont restées verticales et que le parement côté rivière (sur la dernière photo) a été sérieusement endommagé sous l'effet du courant longitudinal.

13.3.4 Elargissement de la brèche ($L_{\text{brèche}} = 80$ mm) : $t_s = 45 - 53$ h

Nous coupons les parois de la brèche jusqu'à obtenir $L_{\text{brèche}} = 80$ mm afin de pouvoir observer le comportement du système pour une largeur de brèche plus importante. Nous avons laissé les débris dans le chenal d'érosion (figure 126) et, dès la reprise de l'essai ces fragments de taille importante (quelques cm) ont été charriés par le débit de fuite dans la brèche, avant de se déposer un peu plus loin, dans la zone protégée. Ce fait montre que la capacité de transport de l'écoulement dans la brèche est importante et le danger potentiel que cela représente. En effet, à une échelle réaliste (1/50), un cube d'1 cm de côté dans notre essai devient un cube de 50 cm de côté, soit un volume de 0.125 m^3 . Etant donné un poids volumique sec maximal de $18,6 \text{ kN/m}^3$ pour ce sol, la masse du cube serait d'environ 240 kg, transporté sur plusieurs dizaines de mètres.

Dans cette géométrie, les parois de la brèche ne semblent pas se dégrader davantage. On observe de manière très nette la déformation de la surface libre côté rivière en fonction du débit amont Q_A . Aux forts débits ($Q_A > 120 \text{ m}^3/\text{h} \Rightarrow V_A > 0,55 \text{ m/s}$ et $Fr_A > 0,55$), la hauteur d'eau augmente brutalement le long de la brèche,



Figure 126 – Ouverture de la brèche jusqu'à $L_{\text{brèche}} = 80 \text{ m}$ à $t_s = 45 \text{ h}$. On a laissé les débris se déposer sur le fond du chenal d'érosion avant de reprendre l'essai.

ce qui cause une surverse généralisée sur le parement à l'aval de la brèche. Nous avons observé ceci dans nos essais hydrauliques avec la digue en bois, et il semble que le courant amont puisse ici amener un danger supplémentaire au cours de la formation d'une brèche. Dans cette expérience, le créneau au travers duquel est déclenchée la surverse est bien défini, de sorte que la longueur initiale de surverse est contrôlée. Dans des cas réels, les surverses se déclenchent au niveau de points bas dans le linéaire de digue, mais les différences d'altitude entre points hauts et points bas sont en général faibles. Dans ce cas, un courant longitudinal semble pouvoir accroître significativement la longueur de surverse, et donc la largeur initiale du chenal d'érosion.

La recirculation observée en entrée de brèche lors de nos essais en brèche fixe est bien présente et d'autant plus marquée que le débit amont est important. Sur la photo 127, on a ajusté la hauteur d'eau dans le canal pour éviter cette surverse généralisée à $Q_A = 120 \text{ m}^3/\text{h}$. La différence de hauteur d'eau entre les parois amont et aval de la brèche est d'environ $+30 \text{ mm}$, et la recirculation génère une zone 'stagnante' au centre de la digue. La figure 128 permet d'apprécier la différence de ligne d'eau lorsque $Q_A = 40 \text{ m}^3/\text{h}$. On obtient une hauteur d'eau presque symétrique par rapport à l'axe de la brèche, si ce n'est que le débit de fuite est légèrement orienté dans le sens du courant. De nouvelles mesures du débit dans la brèche sont effectuées. Q_B varie entre $12,5 \text{ m}^3/\text{h}$ à $Q_A = 0$ et $7,5 \text{ m}^3/\text{h}$ lorsque Q_A atteint $120 \text{ m}^3/\text{h}$. Au-delà, une surverse généralisée apparaît et Q_B augmente de nouveau jusqu'à environ $9,5 \text{ m}^3/\text{h}$.

In fine, les courtes périodes de surverse généralisée à l'aval ne semblent pas avoir eu de conséquences majeures sur l'état du parement côté ZP. Par contre, le courant a continué son œuvre côté rivière et l'érosion initiée durant la phase précédente a progressé de l'entrée de la brèche vers les extrémités de la digue (à contre-courant pour la partie amont et dans le sens du courant pour la partie aval). Finalement, l'expérience est stoppée après plus de dix jours d'essai, pendant lesquels la digue a totalisé 170 h dans l'eau, pour une durée de surverse effective de 53 h, au cours desquelles le courant côté rivière a été actif pendant 12 h.

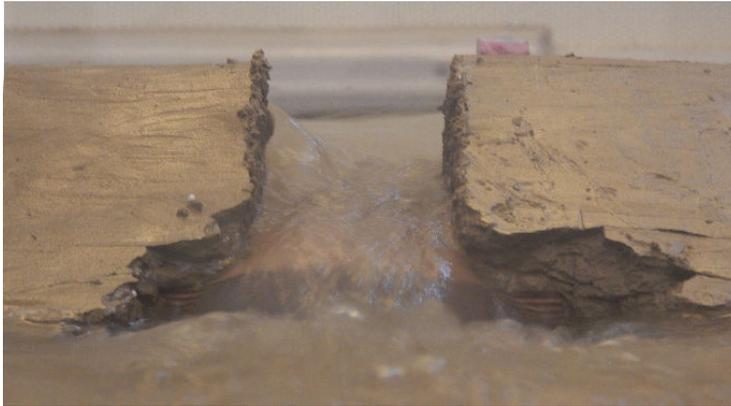


Figure 127 – Ligne d'eau le long de la brèche pour $Q_A \simeq 120 \text{ m}^3/\text{h}$. La différence de hauteur d'eau entre les parois amont et aval est d'environ 30 mm.



Figure 128 – Ligne d'eau le long de la brèche pour $Q_A \simeq 40 \text{ m}^3/\text{h}$. On obtient une ligne d'eau presque symétrique, avec un débit sortant orienté dans le sens du courant. Le risque de surverse généralisée à l'aval est en tout cas écarté à ce débit.

13.4 BILAN DE L'ESSAI

Dans son état final (figure 132), la brèche ne s'est pas élargie depuis notre dernière intervention. La verticalité des parois est quasi-parfaite, ce qui montre que l'écoulement dans la brèche, malgré une capacité de transport solide qui semble importante, n'a pas suffi à provoquer l'élargissement. En parallèle, le courant longitudinal amont n'a pas eu d'effet aggravant sur l'élargissement de la brèche, que ce soit à $L_{\text{brèche}} = 40 \text{ mm}$ ou à $L_{\text{brèche}} = 80 \text{ mm}$. Le parement côté ZP hors brèche est en bon état dans la mesure où il a été peu sollicité (figure 130). En outre, aucune fissure importante n'est apparue sur les parements ou dans le corps de digue.

Le seul effet apparent du débit de fuite sur la paroi aval est une légère déflexion qui semble suivre approximativement la hauteur d'eau dans la brèche (figure 129). Par contre, le parement et le corps de digue côté rivière ont été fortement endommagés durant la dernière période et ont régressé de plusieurs centimètres aux endroits les plus touchés, sans intervention aucune de notre part (figure 131).

Enfin, on peut deviner, via la granulométrie des dépôts dans la zone protégée et la forme des zones qui ont été creusées, l'allure des iso-vitesses maximales qui y ont été atteintes (figure 133) et semblent correspondre à des ellipses centrées sur l'axe de la brèche, ce qui est la répartition communément admise et vérifiée dans le cadre de la modélisation des écoulements dans les brèches et en zone proche. La zone protégée a été creusée au droit de la brèche, mais la fosse d'érosion ne s'est pas

développée outre-mesure, en tout cas nettement moins que lors de notre expérience sur la digue entièrement érodable. Nous avons comblé et compacté la ZP entre ces essais, ce qui implique une meilleure résistance du sol à la submersion. Cependant, nous avons obtenu des différences de hauteur de plus de 10 cm dans la bathymétrie de la ZP lors de notre premier essai, ce qui peut laisser penser que les dimensions et la profondeur de la fosse d'érosion dépendent beaucoup plus de la taille finale de la brèche (~ 30 cm durant 1 ou 2 h pour le premier essai), que de la durée de la submersion ($L_{\text{brèche}} = 80$ mm durant plusieurs dizaines d'heures). De plus, et malgré la présence d'un courant dans le canal durant plus de 13 heures, la figure d'érosion de la zone protégée est quasiment symétrique par rapport à l'axe de la brèche. Ceci corrobore l'observation faite durant le premier essai dans le canal, où l'asymétrie de la fosse d'érosion provoquée par le courant amont n'est apparue qu'à partir d'une largeur de brèche plus importante.



Figure 130 – Le parement côté ZP est en bon état à la fin de l'essai, et les parois de la brèche sont restées verticales



Figure 131 – Côté rivière, le corps de digue a été substantiellement érodé dès la mise en route du courant amont et plus fortement durant la dernière phase de cet essai.



Figure 132 – Etat final de la digue. $t_t = 173$ h, $t_s = 53$ h, $t_c = 12$ h.



Figure 129 – Détail de la paroi aval de la brèche. Une déflexion d'environ 10 mm sous la ligne d'eau dans le canal d'érosion semble être le seul effet du débit latéral sur les parois.

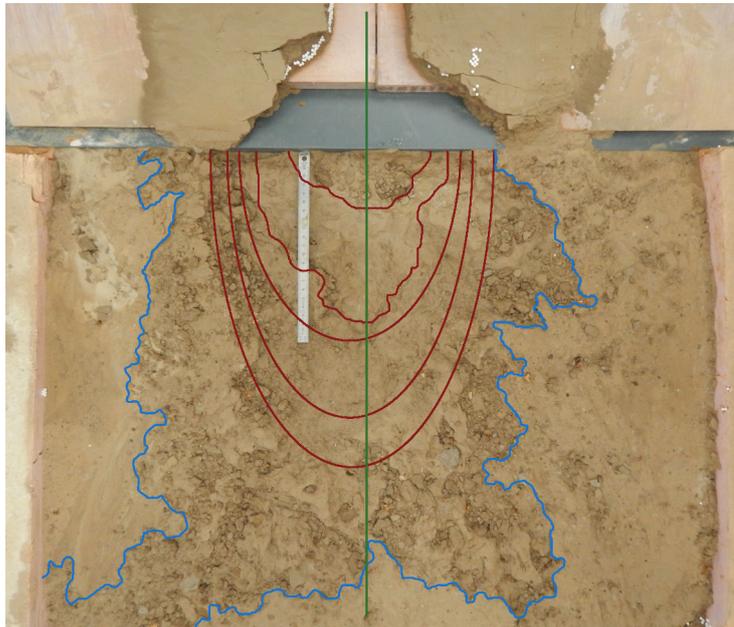


Figure 133 – Etat de la zone protégée à la fin de l'essai à 30 % d'argile. Nous avons relevé approximativement différentes zones en fonction de leur profondeur (en rouge) autour de l'axe de la brèche (en vert). La ligne bleue délimite l'extension maximale de l'érosion dans la zone proche, le tout étant légèrement asymétrique vers l'aval du canal (à gauche sur la photo).

14.1 INTRODUCTION

Nous proposons maintenant un essai avec le sol à 10 % d'argile, dont l'aspect, la texture et les performances s'étaient franchement démarqués des deux autres sols durant les essais géotechniques. La méthode de préparation de la digue est la même que dans le chapitre précédent, mais l'application de la couche d'argile pure à la fin de la construction s'est avérée délicate, tant il fut ardu d'obtenir de l'adhérence entre cette dernière et le corps de digue. Comme nous allons le voir, cet essai a été beaucoup plus bref que le précédent ; il a donc été réalisé entièrement sans courant longitudinal à l'amont.

14.2 CHRONIQUE DE L'ESSAI

14.2.1 *Initiation* : $t_s = 0 - 25$ min

Un front d'érosion apparaît après environ 15 min de surverse en pied côté ZP (figure 134). On remarque alors, au niveau du créneau initial, que le corps de digue s'affaisse légèrement sous l'effet de la saturation et se détache de la couche supérieure en argile pure (figure 135).



Figure 134 – Vue supérieure de la digue à $t_s = 20$ min et début d'érosion en pied, côté ZP.

Ensuite, on assiste en moins de 15 min à l'ouverture du chenal d'érosion le long du parement côté ZP. L'érosion ne progresse pas du pied vers la crête, mais débute en sortie du créneau initial par les effets conjugués du transport, aisé, du sol comportant le corps de digue et de l'écoulement qui s'établit entre le corps de digue et la couche d'étanchéité, qui se dégrade selon un motif défini par les fissures superficielles qui apparaissent rapidement (figure 136).

14.2.2 *Approfondissement du chenal d'érosion* : $t_s = 25 - 44$ min

Une fois le chenal d'érosion ouvert sur tout le parement côté ZP, l'érosion du corps de digue débute et régresse rapidement vers la crête, sur toute la hauteur de la digue, tandis que les parois restent verticales et que la largeur de la brèche n'a pas encore évolué (figure 137). La section d'entrée de la brèche, côté rivière, n'a jusque-là été que très peu modifiée, et le débit dans la brèche reste très limité. Aussi la hauteur d'eau dans le chenal d'érosion n'est-elle que de 20 ou 30 mm et n'affecte que le bas du



Figure 135 – Détail de l'entrée de la brèche à $t_s = 25$ min. Le sol s'est tassé sous l'effet de la saturation et se détache de la couche d'argile pure.



Figure 136 – Ouverture du chenal d'érosion en quelques minutes, de la crête vers le pied, par détachements successifs de blocs du parement en argile pure.

corps de digue, qui commence alors à être emporté par l'écoulement dans la brèche. Notons que les sédiments transportés sont typiquement de la taille du grain de sable ($\varnothing < 1$ mm).



Figure 137 – L'érosion du corps de digue débute en pied, côté ZP, et remonte rapidement vers la crête (photos prises à $t_s = 38$ min et $t_s = 41$ min).

14.2.3 *Élargissement de la brèche* : $t_s = 44 - 90$ min

Le faible débit dans la brèche suffit à éroder le bas des parois amont et aval de la brèche, et leur moitié supérieure se retrouve en surplomb (figure 138). Le corps de digue côté rivière commence à s'éroder à l'entrée de la brèche, car le débit a alors la forme d'un jet plongeant qui rencontre la fondation inérodable en bois et, nous l'avons vu, érode vers l'avant et sur les côtés, mais également vers l'arrière. A $t_s = 44$ min, nous assistons à un premier effondrement massif sur la paroi aval de la brèche, qui marque le début de son élargissement (figure 138).



Figure 138 – Le bas des parois est rapidement érodé, malgré la faible hauteur d'eau dans le chenal d'érosion et certaines parties se retrouvent en surplomb. Un bloc s'effondre en crête, sur la paroi aval, à $t_s = 44$ min.

Côté rivière, le parement en argile n'est plus soutenu par le corps de digue qui a été érodé à l'entrée de la brèche. Il commence alors à céder sous l'effet de la pression de l'eau, ce qui provoque une évolution rapide de la section de la brèche côté rivière. On vérifie que chaque accroissement sensible de cette section s'accompagne d'une franche augmentation du débit de fuite. On note l'apparition, à $t_s = 47$ min, de fissures parallèles à la paroi amont de la brèche qui atteignent une amplitude de plusieurs millimètres en moins d'une minute, jusqu'à ce qu'un bloc de plus de 50 mm de long ne se détache (figure 139).



Figure 139 – Des fissures apparaissent à l'amont de la brèche à $t_s = 47$ min puis s'amplifient, jusqu'à ce qu'un bloc de plus de 50 mm de long ne s'effondre, le tout en moins d'une minute.

Ainsi débute une période où des pans entiers de digue se détachent subitement à l'amont et à l'aval de la brèche et durant laquelle le débit augmente rapidement par paliers importants. On constate que plusieurs fragments de digue de dimensions centimétriques sont transportés sur plus de 50 cm dans la zone protégée. A échelle réaliste, cela représenterait des blocs pouvant atteindre des masses de plusieurs centaines de kilogrammes, charriés sur des dizaines de mètres et montre de nouveau la vigueur et la dangerosité de l'écoulement dans la brèche et en zone proche. La brèche atteint une largeur de 200 mm en crête seulement 13 min après le début de l'élargissement (figure 140). En l'absence de courant longitudinal à l'amont, l'ouverture s'est faite de manière symétrique. Le débit dans la brèche est alors d'environ $20 \text{ m}^3/\text{h}$, et le ressaut établi au droit de la brèche a un effet considérable sur le transport solide dans la zone protégée. Les dernières parties de la digue subsistent encore durant quelques minutes, puis l'essai est arrêté ; 1h30 de surverse seulement auront eu raison de l'ensemble de la digue. Durant l'élargissement de la brèche, la ZP a été rapidement modifiée, et la fosse d'érosion, si elle n'a pas eu le temps de s'étendre en longueur, a bien commencé à se creuser au droit de la brèche et ce sur toute sa largeur. Ceci tend de nouveau à montrer que la modification de la zone protégée dépend davantage de la taille finale de la brèche que de la durée de la crue.



Figure 140 – La brèche passe de sa largeur initiale (35 mm) à une largeur de 200 mm en moins de 15 min. L'ouverture se fait de manière symétrique.

14.3 BILAN DE L'ESSAI

Le contraste est saisissant entre cette digue et celle à 30 % d'argile. Cet essai n'aura duré qu'une centaine de minutes, au cours desquelles nous avons pu observer les phases classiques de l'ouverture d'une brèche s'enchaîner à une vitesse surprenante. La raison principale semble en être la faible résistance de ce sol à l'érosion et sa réaction à la saturation (tassement). En effet, aussitôt que la couche d'étanchéité a été emportée, le corps de digue a commencé à se déliter et on peut estimer la vitesse d'érosion du pied vers la crête, au moment de l'approfondissement du chenal d'érosion, à environ $1,7 \text{ m/h}$, ce qui est trois ordres de grandeur au-dessus des vitesses estimées pour la digue à 30 % d'argile. Une fois la brèche ouverte, le bas des parois, soumis à l'écoulement, s'est promptement érodé, créant des surplombs qui ne tardèrent pas à s'effondrer. La vitesse moyenne d'élargissement était alors de $0,75 \text{ m/h}$, ce qui est grand comparé à la vitesse d'élargissement de notre première digue de 1 m de long,

à 50 % d'argile, que nous avons estimée à 0,11 m/h. Enfin, la zone protégée a été affectée sur toute la largeur de la brèche, malgré la brièveté de l'essai.

MODÈLES PHYSIQUES DE DIGUE À $w=14$ ET 18 %, 50 % D'ARGILE

15.1 INTRODUCTION

La première digue construite avec le sol à 50 % d'argile préparé à 23 % de teneur en eau, d'1 m de long et construite à même le canal, avait fourni un essai d'une durée d'environ 13 h, au cours desquelles nous avons pu observer l'initiation et le creusement de la brèche en environ 9 h, puis son élargissement en 3 h. Ceci est peu comparé à la durée de l'essai à 30 % d'argile et nous voulons voir si, en utilisant notre nouvelle technique de construction, nous conservons la même durée d'ouverture ou si cette durée 'diverge', comme dans l'essai à 30 % d'argile. Nous avons donc construit deux digues, l'une compactée à l'optimum $w = 14$ % et l'autre à $w = 18$ %, pour compléter et achever cette campagne d'essais.

De surcroît, c'est ce sol qui a démontré la meilleure résistance mais les comportements les plus variables au moment des essais géotechniques, ce que nous imputons principalement à la structure qui apparaît dans les sols cohésifs compactés, et nous nous demandons par quels biais cette caractéristique se manifestera à l'échelle de notre modèle de digue.

15.2 CHRONIQUE DE L'ESSAI À L'OPTIMUM DE TENEUR EN EAU $w=14$ %

15.2.1 *Initiation et approfondissement du chenal d'érosion* : $t_s = 0 - 72$ h

De même que précédemment, l'érosion débute rapidement en pied de digue côté ZP puis amorce une lente remontée vers la crête. Après 6h30 de surverse (sans courant longitudinal), le front d'érosion a progressé à une vitesse de 1,5 mm/h en moyenne (figure 141). Le débit dans la brèche estensemencé avec du sable d'Hostun pour repérer, grâce au motif de dépôt des sédiments, les zones de fortes vitesses. Les petits blocs ($\varnothing \sim$ quelques mm) issus de l'érosion de la digue se répartissent au droit de la brèche tandis que les grains de sable isolés ($d_{50} = 120 \mu\text{m}$) sont charriés sur plus de 10 cm. En outre, un gradin apparaît peu à peu à la limite entre les deux étages de la digue.

Après 10h30 de surverse, le chenal d'érosion semble avoir atteint un certain équilibre concernant son érosion et a adopté une pente sensiblement plus forte qu'à l'origine. Le front d'érosion a alors régressé de 30 mm vers la crête, soit une vitesse moyenne de 2,9 mm/h (figure 142). Le créneau initial n'a par contre pas évolué côté rivière, le débit de fuite demeure par conséquent très restreint. Nous commençons alors à scarifier le chenal d'érosion afin de hâter son ouverture. De même que pour la digue à 30 % d'argile, chaque scarification s'accompagne d'un bref emballement du transport solide dans la brèche, avant le retour à un calme presque frustrant. A ce régime, l'érosion continue de progresser vers la crête, et la fondation en bois apparaît peu à peu.

Après plus de 7 jours au contact de l'eau, et une cinquantaine d'heures de surverse, l'érosion côté ZP a atteint la crête, moyennant des scarifications de plus en plus vigoureuses et répétées du fond et des parois de la brèche. Si la brèche a atteint verticalement la fondation en bois, ses parois n'ont pas évolué et demeurent remarquablement



Figure 141 – On peut constater la lente remontée de l'érosion vers la crête, après 6h30 d'essai. Le dépôt formé au droit de la brèche permet de se figurer les vitesses maximales atteintes en fonction de la distance au pied de digue.



Figure 142 – Vue de la digue à $t_s = 10h30$. L'évolution du chenal d'érosion a ralenti puis s'est stabilisée.

verticales. L'entrée de la brèche s'est également approfondie et le débit de fuite est désormais un peu plus soutenu (figure 143).



Figure 143 – Plus de 50 h de surverse et des scarifications auront été nécessaires pour obtenir une ouverture du créneau initial sur toute la hauteur, côté ZP.

15.2.2 Brèche de 35 mm : $t_s = 72 - 150$ h

De longues périodes avec ou sans courant amont montrent que la brèche n'évolue plus, c'est pourquoi nous laisserons désormais la surverse active durant les nuits, pour augmenter sensiblement le temps d'essai avec une surverse effective. A l'aube des 72 h de surverse, nous achevons d'ouvrir la brèche côté rivière (figure 144), et vérifions de nouveau qu'une modification importante de la section d'entrée de la brèche correspond à une augmentation brutale du débit de fuite, qui passe d'environ 3 à 6 m³/h. Le courant longitudinal à l'amont est alors activé durant la plupart des heures de journée, et les débits de fuite estimés varient alors entre 6,5 m³/h à $Q_A = 0$ m³/h et 5 m³/h, à $Q_A = 80$ m³/h, ce qui est cohérent avec les mesures effectuées lors des essais précédents.

15.2.3 Brèche de 100 mm : $t_s = 150$ h – $t_s = 210$ h

Après 150 h de surverse, dont 20 h avec $Q_A \neq 0$, la brèche ne s'était pas élargie. De même que pour son homologue à 30 % d'argile, nous la coupons pour atteindre $L_{\text{brèche}} = 100$ mm. Nous remarquons que l'augmentation soudaine du débit dans la brèche provoque alors immédiatement le creusement de la fosse d'érosion, dont la forme semble modulée par le ressaut qui est établi au droit de la brèche, dans la zone protégée (figure 145).



Figure 144 – A $t_s = 72$ h, la brèche est ouverte sur toute la hauteur de la digue. Sa géométrie n'évoluera pas durant les 70 h de surverse suivantes.



Figure 145 – Situation de la digue à $t_s = 150$ h. La géométrie précédente n'a pas évolué durant presque 100 h de surverse, nous avons donc ouvert la brèche sur 100 mm. C'est la position du ressaut créé au droit de la brèche qui semble déterminer l'avancée de la fosse d'érosion. Sur cette photo, le débit longitudinal est nul, et on peut apprécier la belle symétrie du débit sortant.

De nouveau à cet ordre de largeur de brèche, les débits supérieurs à $120 \text{ m}^3/\text{h}$ engendrent une surverse généralisée sur le parement aval, côté ZP. Ces périodes sont ultra-minoritaires sur l'étendue de l'essai, et la hauteur de surverse n'excède jamais

quelques millimètres. Nous observons cependant, vers $t_s = 160$ h, l'apparition d'une fissure horizontale qui parcourt le parement aval de la paroi de la brèche jusqu'au profil de digue en bois et semble suivre la jonction entre les deux étages de la digue. Les parements ont pu être fragilisés compte-tenu de la durée de l'essai (effet de la saturation progressive du corps de digue), toujours est-il que l'on constate dans les heures suivantes l'aggravation de cette fissure, au cours des périodes de légère surverse généralisée. Finalement, un bloc à l'échelle intégrale de la digue se détache du parement aval et le corps de digue ainsi mis au jour présente une face plus pentue que la pente initiale du parement (semblable à l'angle qu'a adopté le fond du chenal d'érosion durant la phase d'initiation), à la surface lisse (figure 146). Cette défaillance de masse suggère que, comme lors des essais géotechniques, ce sol à 50 % d'argile peut démontrer des faiblesses à grande échelle qui se manifestent au temps longs, par des fracturations que nous imputons à la déformation du corps de digue sous l'effet de la saturation. La géométrie du pan qui vient de s'effondrer semble liée à la structure du corps de digue et émanerait donc de l'histoire de chargement, de solidification et de structuration du sol qui le constitue.

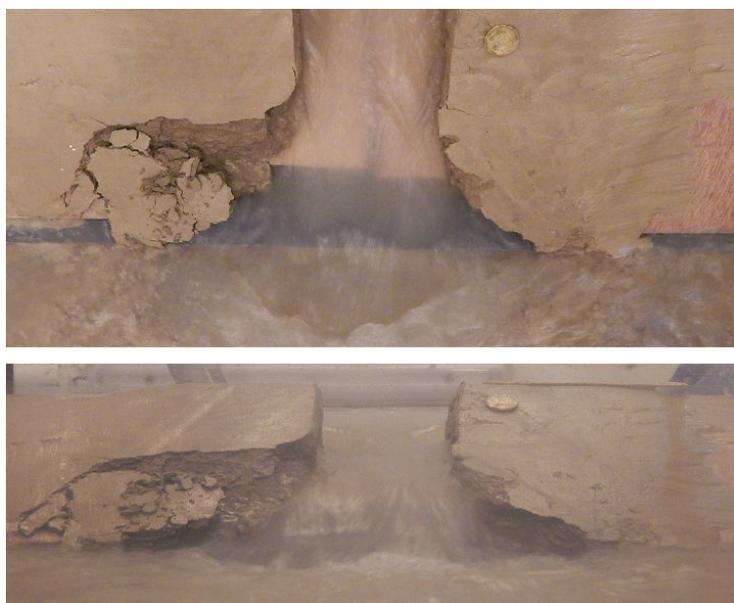


Figure 146 – Une fissure s'est formée sur le parement aval sous l'effet d'une légère surverse généralisée à l'aval de la brèche. Son aggravation s'est soldée par une défaillance de masse de la partie inférieure du parement, sur une longueur d'environ 100 m.m.

15.3 BILAN DE L'ESSAI

Nous achevons cet essai par une période répartie sur trois jours où nous avons imposé un fort débit longitudinal et des situations de surverse généralisée fréquentes à l'amont et à l'aval de la brèche. Finalement, la géométrie de la brèche a peu évolué depuis notre dernière 'coupe drastique'; le débit de fuite maximal dans la brèche vaut environ $14 \text{ m}^3/\text{h}$, en accord avec les $12,5 \text{ m}^3/\text{h}$ mesurés sur la digue à 30 % d'argile mais pour une largeur de brèche légèrement inférieure. Les parois de la brèche sont toujours remarquablement verticales et l'endommagement du corps de digue côté rivière est nettement moindre que dans l'essai à 30 % (surtout à l'entrée de la brèche), malgré des périodes de courant longitudinal beaucoup plus étendues. Une fissure de taille importante apparue durant les surverses généralisées parcourt le parement

amont, côté ZP, mais nous avons mis un terme à l'essai avant qu'une défaillance de masse n'ait eu lieu. Après séchage, il est intéressant de noter que plusieurs fissures importantes (plusieurs millimètres d'amplitude) sont apparues, ce qui trahit la sensibilité de ce sol, le plus riche en fines, au retrait et plus généralement au cycle de l'eau qui peut prendre place au sein d'un corps de digue en terre. Elles sont principalement localisées à l'aval de la brèche, côté rivière, qui est également la région où le corps de digue fut le plus érodé. Cette digue a donc montré une résistance remarquable, mais semble plus vulnérable à l'alternance crue/période sèche que celle à 30 % d'argile, où de telles fissures ne s'étaient pas manifestées, malgré un temps de séchage équivalent.

15.4 CHRONIQUE DE L'ESSAI À W=18 %

Nous présenterons une chronique succincte de cet essai, dont le déroulement fut en grande partie analogue au précédent.

15.4.1 Initiation et approfondissement du chenal d'érosion : $t_s = 0 - t_s = 220 \text{ h}$

Nous constatons une fois de plus une légère érosion superficielle sur toute la partie du parement qui reçoit la surverse, qui s'accompagne bien d'un début d'érosion en pied de digue, côté ZP. Durant les 16 premières heures de surverse, l'érosion progresse très lentement du pied vers la crête, selon un front bien défini, le chenal d'érosion adoptant une pente plus forte qu'à l'origine (figure 147).

L'essai est arrêté durant trois jours, mais la digue est laissée en eaux et nous constatons, à la reprise, l'apparition d'une fissure au centre du créneau initial qui semble correspondre à la jonction entre deux des blocs préfabriqués utilisés pour construire la digue (figure 148, a).

Au cap des 100 h de surverse (dont 36 h avec le courant longitudinal actif côté rivière), la brèche n'était toujours pas ouverte sur toute la hauteur de la digue, malgré des scarifications répétées du chenal d'érosion (figure 148, b). Durant cette période, un bref moment de surverse généralisée provoque la défaillance d'un pan entier du parement aval côté ZP, d'environ $20 \times 150 \text{ mm}^2$ (figure 149), de manière analogue à ce que nous avons pu observer sur la digue précédente. Après 130 h effectives d'essai, un nouveau bloc se détache du parement aval (figure 150), toujours durant une période de surverse généralisée. Finalement, nous ouvrons complètement la brèche au tournant des 170 h de 'crue'.



Figure 147 – Allure du chenal d'érosion à $t_s = 16 \text{ h}$. Alors que l'érosion adopte une forme plus diffuse sur le parement côté ZP, l'entrée de la brèche n'a pas évolué.

On remarque ensuite l'apparition progressive de fissures, notamment sur la paroi aval de la brèche, dont un bloc de taille plus modeste que précédemment se détache à $t_s = 206$ h. Notons qu'à ce stade, la digue n'a été que très peu endommagée côté rivière, et seulement autour de l'entrée de la brèche.

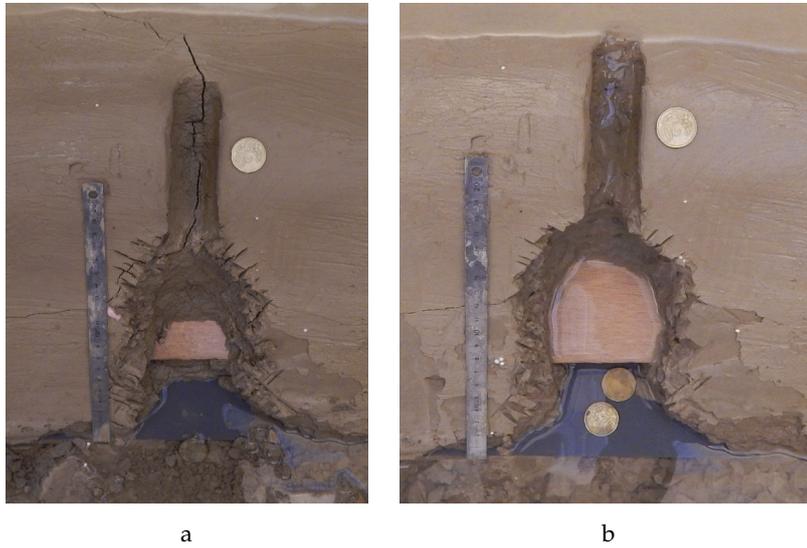


Figure 148 – a) Apparition d'une fissure à la jonction entre deux 'briques' élémentaires du corps de digue après 3 jours passés en eaux mais sans débit dans la brèche ($t_s = 24$ h).
b) Progression de l'érosion à $t_s = 96$ h.



Figure 149 – Première défaillance de masse en pied de digue à $t_s = 120$ h



Figure 150 – Poursuite de la défaillance de masse en pied de digue aval à $t_s = 130$ h

15.4.2 Brèche de 50, 70 et 90 mm : $t_s = 230$ h – $t_s = 300 + h$

Les heures de surverse s'accumulent mais la brèche n'évolue pas, nous la coupons donc jusqu'à $L_B = 50$ mm à $t_s \sim 230$ h. A cette largeur, on commence à observer l'effet du courant longitudinal sur les parois et la signature de l'écoulement dans la brèche se dessine sur la paroi aval, sous la ligne d'eau dans la brèche, et plus fortement côté rivière, où l'incidence du courant longitudinal, souvent soutenu, provoque la plus forte érosion, sans pour autant déclencher un effondrement de la paroi. La paroi amont, quant à elle, conserve parfaitement sa verticalité.

La brèche fut ensuite élargie à 70 mm. Le débit transitant par la brèche est alors estimé à $14 \text{ m}^3/\text{h}$, ce qui est toujours cohérent avec les mesures effectuées lors des précédents essais. Après une trentaine d'heures dans cette configuration, et aucun changement notable sur la brèche, nous passons à $L_B = 90$ mm.

Dans cette géométrie, le ressaut qui s'établit au droit de la brèche dans la zone protégée décrit approximativement une ellipse dont le demi grand-axe mesure environ 25 cm. La hauteur d'eau au niveau du ressaut est de 40 mm environ. A échelle réaliste, cela correspondrait à un rouleau de 2 m d'amplitude, localisé à environ 12 m du pied de digue, côté ZP. Cette remarque est à inscrire au volet des aspects de cette étude liés aux dangers de la submersion en zone protégée.

La brèche ne s'élargit pas davantage durant cette phase, mais un autre bloc s'effondre durant une surverse généralisée. Il est intéressant de noter que cette défaillance de masse ne s'est pas produite selon un plan plus incliné que le parement, par le glissement de la totalité du talus de pied jusqu'à une certaine hauteur. Dans ce cas, le bloc avait plutôt une forme de pavé et s'est détaché sur toute la hauteur de la digue, ce qui suggère que sa forme a pu être dictée par la structure du corps de digue, plus que par la sollicitation hydraulique subie. Cependant, on obtient le même résultat quelque temps après avec toujours ce même forçage de la pente du parement (figure 151).

Convaincus de la résistance de cette digue, la phase finale de cet essai a comporté des périodes de surverse généralisée de plus en plus longues. L'écoulement dans la brèche (sans surverse généralisée à l'aval) ne suffit toujours pas à provoquer son élargissement mais une nouvelle fissure apparaît en crête, délimitant un autre grand bloc ($\sim 3 \times 5 \times 8$ cm) qui finit par s'effondrer de la paroi aval. Finalement, cette dernière n'est plus verticale, la défaillance s'étant produite selon un plan incliné, et la brèche se retrouve plus large en crête qu'au niveau de la fondation (figure 152). Encore une fois, la forme de ce bloc semble dictée par les effets conjoints de la structure et de l'état de saturation du corps de digue plus que par la sollicitation hydraulique, qui pourrait ne jouer qu'un rôle auxiliaire dans certaines de ces mobilisations massives.



Figure 151 – Mobilisation d'un bloc sur toute la hauteur de la digue, mais pas jusqu'au pied côté rivière (ce qui est différent des défaillances de masse 'classiques' observées jusqu'alors), puis régularisation de la pente du parement aval ($t_s \sim 270$ h).



Figure 152 – Effondrement de la paroi aval à $t_s \sim 300$ h, ce qui modifie la forme de la brèche.

15.5 BILAN DE L'ESSAI

Finalement, on ne saurait objectivement dire si cette digue est plus résistante que la précédente. Nous avons vu que sur les digues K30S70w14, K50S50w14 et K50S50w18, le débit de fuite dans la brèche n'a jamais suffi à provoquer seul son évolution, que ce soit pendant l'initiation ou une fois la brèche complètement formée.

Cependant, pour les deux digues à 50 % d'argile, des défaillances de masse se sont produites durant les courtes périodes de surverse généralisée sur le parement aval. La différence entre les deux sols se situe, comme dans les rain tests, dans le cheminement des fissures qui sont apparues peu à peu et dans la géométrie des pans de digue déstabilisés. Pour K50S50w14, nous avons vu un bloc se détacher du parement aval, du pied jusqu'à la limite entre les deux étages de la digue, selon une pente plus forte que celle des parements. En outre, des périodes de surverse généralisée plus soutenues en fin d'essai n'ont pas provoqué d'autre défaillance. Ce phénomène a également été observé sur K50S50w18, mais la propagation des fissures a atteint le cœur du corps de digue selon plusieurs directions (et pas seulement selon la jonction entre les étages de la digue), ce qui a généré d'autres défaillances collectives dont la géométrie semble dictée par la structure du corps de digue. Ceci fait écho aux observations sur la fragmentation des échantillons K50S50w16 et K50S50w20 lors des rain tests.

Par ailleurs, les photos prises quelques jours après l'essai montrent que la digue K50S50w18 a beaucoup plus souffert du retrait des eaux, que les deux autres digues 'résistantes'. L'auscultation du corps de digue confirme le cheminement des fissures dans tout le corps de digue. On s'aperçoit également que le parement côté rivière est peu érodé à l'entrée de la brèche. Nous sommes donc de nouveau en présence d'une digue très résistante à l'érosion de surface, mais qui peut faillir par sa sensibilité à la

saturation et par l'effet de la structuration qui existe dans les sols cohésifs compactés. Cet effet semble d'ailleurs avoir été exacerbé par la teneur en eau de compactage, 4 points au-dessus de l'optimum que nous avons déterminé pour ce sol.



Figure 153 – Etat des digues K50S50w14 (en haut) et K50S50w18 (en bas) cinq jours après l'arrêt de l'essai. Les fissures parcourent l'ensemble du corps de digue dans le second cas.

CONCLUSIONS DE LA CAMPAGNE D'ESSAIS SUR DES MODÈLES PHYSIQUES DE DIGUES

Nous voici au terme de notre campagne de cinq essais sur des modèles physiques de digue, qui a démontré la grande diversité de comportements que l'on peut rencontrer lorsqu'une digue homogène est soumise à une surverse localisée et éventuellement à un courant longitudinal.

Pour commencer, rappelons les observations faites lors du premier essai K50S50, sur une digue d'un mètre de long compactée à $w = 23\%$, qui est la valeur de l'optimum Proctor pour ce sol, obtenue grâce à un essai réalisé à l'Irstea d'Aix-en-Provence.

Nous avons pu identifier les phases classiques de l'apparition d'une brèche sur une digue soumise à une surverse. L'érosion s'initie en pied de digue, côté zone protégée, au droit du créneau de surverse initial. Ensuite, l'érosion régresse sur le parement du pied vers la crête par érosion de blocs ($1\text{ mm} < \varnothing < 5\text{ mm}$ typiquement). Ce mode d'érosion s'oppose, par l'intermittence du transport solide, à une érosion granulaire classique 'grain par grain' et continue. En outre, une modulation du chenal d'érosion à une échelle plus importante (sensiblement la hauteur des étages de la digue, soit quelques cm) émerge ensuite et résulte en l'apparition de gradins, ce qui est le signe d'une dynamique d'érosion inhomogène dans la brèche en formation. Cette cinématique d'approfondissement s'identifie plutôt à la formation de marches lors de l'érosion de pentes par *headcutting*, où la répartition locale des contraintes hydrauliques et la cohésion des sols provoquent une progression de l'érosion par mouvements collectifs et discontinus dans le temps. L'érosion par petits blocs semble émaner de la structure du sol compacté à cette échelle ; la surverse érode plus facilement les jonctions entre ces petits blocs, ce qui finit par les désolidariser de la masse du corps de digue. L'apparition de disparités à plus grande échelle dans l'érosion du chenal d'érosion semble tenir de la structure en étages et en sous-couches de la digue. Ces remarques, analogues à celles qui peuvent être faites sur les digues réelles, illustrent bien la complexité de l'érosion des sols cohésifs compactés durant la phase d'initiation d'une brèche.

Après 8h30, la brèche était ouverte sur toute la hauteur de la digue. A ce moment, sa largeur n'avait pas évolué, ses parois demeurant verticales et quasiment exemptes de traces d'érosion. De plus, le courant longitudinal appliqué à l'amont ($80\text{ m}^3/\text{h}$, soit $\bar{V} \simeq 0,37\text{ m/s}$) n'avait jusque là pas eu d'effet notable. A $t_s = 9\text{ h}$, l'élargissement de la brèche débute et c'est à partir de ce moment que l'effet du courant amont s'est révélé. En effet, l'orientation du débit dans la brèche, conséquence du sens du courant amont, provoque un élargissement complètement asymétrique, où la paroi amont de la brèche a peu évolué, tandis que la paroi aval s'est déplacée de plus de 35 cm en environ 3h .

Finalement, la courbe de la largeur de la brèche en fonction du temps montre bien une accélération de l'élargissement durant la période où nous avons observé l'alternance de deux processus :

- le sapage de la paroi aval sous la ligne d'eau dans la brèche (certainement accru par l'orientation du débit sortant),
 - suivi de l'effondrement des parois ainsi placées en situation de surplomb.
- C'est ce mécanisme qui semble être le moteur de l'élargissement, en accord avec nos observations expérimentales. De plus, nous observons en fin d'essai un net ralentis-

sement de l'élargissement, ce qui traduit le fait qu'une brèche peut atteindre une taille limite bien que l'hydrogramme amont soit 'constant'.

Comme dit plus haut, le courant longitudinal provoque un élargissement asymétrique de la brèche, asymétrie que l'on retrouve dans la fosse d'érosion qui s'est creusée au droit de la brèche. Le transport solide dans la zone protégée nous a semblé fortement corrélé à la largeur de la brèche à l'instant considéré puisque la modification la plus importante de sa bathymétrie est intervenue en fin d'essai, alors que la largeur de la brèche avait dépassé les 20 cm. Les dimensions de la fosse d'érosion étaient par ailleurs impressionnantes, puisqu'elle s'étendait sur près de 40 cm, pour une différence d'altitude d'environ 10 cm entre le point le plus haut et le point le plus bas (soit une fosse de 20 m de long sur 5 m de profondeur à échelle réaliste).

Suite à ce premier essai qui a permis de reproduire plusieurs aspects connus de l'ouverture d'une brèche dans une digue en sol cohésif, nous avons passé nos sols au crible des essais géotechniques décrits auparavant. Les teneurs en eau optimales ainsi obtenues nous ont permis de poursuivre nos investigations via une campagne de quatre essais sur des modèles de digues mettant en œuvre les sols K30S70W14, K10S90W14, K50S50W14 et K50S50W18.

Les différences entre ces essais et la première digue résident dans la méthode de construction des digues, puisque nous montons les digues avec des briques élémentaires compactées hors du canal, ainsi que dans leur géométrie car nous étudions maintenant des modèles érodables sur 40 cm de long, inscrits dans le profilé de digue en bois que nous avons construit.

La première information intéressante est la durée de ces essais. Tandis que la digue à 10 % d'argile a très peu résisté à la surverse, le linéaire érodable de 40 cm étant totalement détruit en 1h30, les trois autres sols se sont révélés beaucoup plus résistants (comme durant les rain tests), à tel point que nous avons dû scarifier le chenal d'érosion ou couper des parties de digue à certains moments pour poursuivre l'étude du développement de la brèche.

Au cours de la phase d'initiation, on constate une analogie entre toutes les digues, si l'on occulte la cinétique d'érosion. En effet, l'érosion débute toujours sur le parement côté zone protégée, au droit du créneau initial de surverse, et de manière plus intense en pied de digue, où les vitesses les plus importantes sont atteintes.

Ensuite, le front d'érosion ainsi créé régresse vers la crête à des vitesses très faibles à 30 et 50 % d'argile (1 mm/h) mais beaucoup plus élevées à 10 % (~ m/h). On peut noter que l'ordre de grandeur relatif des vitesses est similaire à celui obtenu pour les vitesses d'érosion radiales des rain tests. Ici encore, le sol K10S90 est à distinguer, car le chenal d'érosion s'est plutôt formé de la crête vers le pied, alors que le parement en argile pure était dégradé par soulèvements successifs (*uplifting*), causé par l'écoulement qui s'était établi entre le corps de digue et la couverture en argile. Néanmoins, le chenal d'érosion a ensuite progressé selon la dynamique régressive décrite avant.

À 30 et 50 % d'argile, des heures voire des jours de surverse n'ont pas suffi à ouvrir complètement la brèche, et nous dûmes couper les digues pour étudier les phases de brèche complète. Précisons également que les parois sont toujours restées verticales durant la phase d'initiation, quelle que soit sa durée.

Sur la digue K10S90, l'ouverture du chenal d'érosion jusqu'à la crête a sonné le début de l'élargissement de la brèche. Le courant longitudinal amont n'avait pas été activé pour cet essai, et la brèche s'est développée de manière symétrique entre l'amont et l'aval, toujours suivant l'alternance de phases 'sapement des parois sous la ligne d'eau/effondrement', mais beaucoup plus rapidement que sur la première digue. Les parois sont de plus restées verticales en moyenne durant cette phase.

Par contre, dans les trois autres cas, la seule évidence d'un endommagement des parois est une légère érosion systématique de la paroi aval, sous la ligne d'eau dans la brèche. Ceci semble être une signature de l'effet du courant longitudinal amont, et plus précisément de la modification de la sollicitation des parois (la paroi aval est plus sollicitée que la paroi amont) lorsque le débit augmente côté rivière. Ce phénomène n'a cependant jamais conduit à l'effondrement de la paroi, contrairement à ce que nous avons pu observer sur la digue K10S90 et sur la première digue K50S50w23.

Cette performance plus élevée pourrait selon nous résulter de trois causes. Premièrement, les teneurs en eau de compactage des sols (14 et 18 %) sont différentes des 23 % déterminés pour ce sol par un Proctor et utilisés lors du premier essai. Les rain tests ont en outre montré que dans le cadre d'une compaction manuelle, nos optima correspondent bien à la meilleure résistance à l'érosion. Nous pouvons donc penser que les sols K50S50 à $w = 14$ et 18 % sont plus résistants au débit de fuite dans la brèche que le sol K50S50w23, ce qui a limité le sapement des parois sous la ligne d'eau. Ensuite, et dans l'hypothèse où le processus dominant de l'élargissement est l'alternance de phases d'érosion locale des parois et d'effondrements, la présence de la nouvelle fondation inérodable en bois 20 mm au-dessus du fond du canal a limité la hauteur de digue érodable, ce qui a pu ralentir voire empêcher l'élargissement. Enfin, et de manière moins palpable, l'expérience croissante de l'opérateur a sûrement permis l'amélioration de la qualité de la préparation des sols et des compactages appliqués.

La résistance du chenal d'érosion et des parois de la brèche au débit de fuite donne du poids à la notion de géométrie finale d'une brèche, puisque sur des temps longs, même comparés aux durées typiques des vraies crues, les brèches ne se sont pas élargies, la hauteur d'eau amont restant constante. L'évolution de la taille de la brèche aura donc été dictée, pour ces essais, par les propriétés de résistance à la submersion des sols. D'une très lente érosion lors de l'initiation (et qui a ralenti au cours du temps), nous sommes passés à quasiment aucune érosion des parois en géométrie de brèche complète, ce qui tend à montrer qu'à débit disponible à l'amont quasiment constant, la sollicitation du fond et des parois de la brèche n'est rapidement plus suffisante à provoquer leur érosion, et on se dirige nécessairement vers une taille finie, qui dépendra du débit maximum atteint dans la brèche.

Un pendant intéressant des essais K50S50w14 et K50S50w18 est l'émergence de phénomènes de fracturation à grande échelle et de défaillances de masse, qui peuvent être rapprochés du mode d'érosion des échantillons K50S50w16 et K50S50w20 au cours des rain tests. Rappelons que ces phénomènes collectifs se sont exclusivement manifestés durant de courtes périodes de surverse généralisée sur le parement à l'aval de la brèche, provoquée par la déformation de la ligne d'eau le long de l'entrée de la digue lorsque le débit longitudinal dépassait $120 \text{ m}^3/\text{h}$. De plus, ces constatations ont toujours eu lieu à des moments avancés des essais, ce qui laisse penser que l'état de saturation du corps de digue (qui varie lentement au cours du temps) est une des causes de ces défaillances. En effet, si les quelques millimètres de surverse généralisée suffisaient seuls à provoquer ces effondrements, nous aurions pu les observer également durant la phase d'initiation, sur toute l'aire du parement qui recevait la surverse localisée initiale. Or, il n'en est rien, bien que la hauteur de surverse initiale soit sensiblement plus importante que la hauteur de surverse généralisée, qui n'a d'ailleurs été maintenue que durant des laps de temps courts à l'échelle des essais.

Des défaillances générales étaient survenues lors des rain tests, dont nous avons noté qu'elles ne s'étaient manifestées qu'aux temps longs, sur le sol à 50 % d'argile compacté du côté humide de l'optimum. A $w = 16$ %, on assiste à l'érosion de l'échantillon couche après couche (trois couches de compactage), de la périphérie vers le centre. Le sol est transporté par blocs de quelques millimètres et parfois centimétriques. A $w = 20$ %, le sol semble encore plus résistant à l'érosion de surface, mais des fractures apparaissent dans toute la masse de l'échantillon et le détachement des blocs s'opère

parfois sur toute la hauteur. Ces observations nous avaient conduit à envisager la fragmentation des échantillons sous l'effet conjoint de la saturation progressive et de leurs propriétés structurelles, induites par leur état de compaction et leur composition. En outre, ces effets collectifs semblent être l'apanage des sols très cohésifs.

Le même genre de distinction peut se faire entre les digues K50S5ow14 et K50S5ow18. Dans le premier cas, nous avons vu un glissement du parement à l'aval de la brèche, du pied de digue jusqu'à mi-hauteur environ, selon un plan plus incliné que la pente initiale du parement, similaire à la pente 'd'équilibre' que tend à adopter le fond du chenal d'érosion durant l'initiation. En outre, des périodes de surverse généralisée plus longues en fin d'essai n'ont pas conduit à d'autres défaillances. Sur la digue compactée à $w = 18\%$, non seulement avons-nous assisté au même type de glissement que précédemment, mais également au détachement de blocs sur toute la hauteur de la digue, dont les formes suggèrent un effet supplémentaire de la structure du corps de digue à cette teneur en eau, de même que dans les rain tests. Ces observations nous conduisent à considérer la sollicitation hydraulique externe comme auxiliaire dans ces mobilisations massives, qui seraient donc régies par le cheminement de fissures dans le corps de digue lorsque le corps de digue se déforme, sous l'effet notamment de l'augmentation de la pression intersticielle au cours de la saturation.

L'état final de nos digues nous renseigne dans un premier temps sur la résistance à l'érosion de surface des sols utilisés. Sur les trois digues les plus performantes, on remarque que l'entrée de la brèche est sensiblement plus érodée sur la digue K30S7ow14 que sur les deux digues à 50 % d'argile. Ceci rejoint de nouveau les résultats des rain tests, puisque nous avons constaté une durée globale de l'essai inférieure sur le sol K30S70 mais du même ordre de grandeur (~ 3h30 contre 5 h pour K50S50).

Notre seconde remarque finira peut-être de convaincre le lecteur du lien entre la structure d'une digue (qui émane de sa composition et de son état de compaction) et sa performance globale en situation opérationnelle. Les digues fluviales ont souvent la particularité de n'être en eaux qu'au moment des crues, c'est à dire lors de périodes très minoritaires sur une année. Aussi le corps de digue est-il le siège de cycles de saturation/désaturation, qui peuvent avoir des effets divers et importants selon la sensibilité des sols au retrait et au gonflement. Nous pouvons lier cette caractéristique de la vie des digues réelles à nos essais au vu des photos prises quelques jours après la fin des essais. Tandis que sur la digue à 30 % d'argile, les fissures se font rares et superficielles, les deux digues K50S50 en sont lézardées. A $w = 14\%$, on note que leur cheminement semble suivre les grandes lignes de la structure du corps de digue : compactage par couches horizontales, puis compactage des parements pour obtenir la pente désirée. A $w = 18\%$, on retrouve ces directions de propagation, mais on décèle également des fissures dans des directions supplémentaires, principalement verticales.

Ce dernier développement permet de nuancer la résistance d'un sol soumis à différentes contraintes hydrauliques. La meilleure performance semble se situer à la croisée entre la résistance à l'érosion de surface, qu'elle advienne par grains ou par petits blocs, et le risque de défaillance de masse et de forte sensibilité au gonflement que semble amener la cohésion. De surcroît, ces observations nous amènent à considérer désormais le cycle de l'eau dans les digues comme un phénomène pouvant s'opérer de manière réversible ou irréversible en fonction de la teneur en fines et de l'état de compaction du sol. L'assèchement de la digue la laisse dans un certain état de précontrainte. Nous avons vu que ceci s'est traduit, dans les deux cas à 50 %, par l'apparition de fissures, mais pas à 30 %. En parallèle, nous avons réalisé un crumb test un peu particulier sur des échantillons K30S7ow14 et K50S5ow14. Après avoir rempli le récipient d'eau (la surface libre étant environ à 5 mm du sommet des échantillons), nous l'avons placé dans notre étuve jusqu'à ce que l'eau se soit évaporée. A ce point, le constat était le même que sur les autres crumb tests ; l'échantillon à 30 % était un peu plus dispersé et quelques fissures étaient apparues au sommet des échantillons. Nous avons ensuite ré-

pété l'opération. Après le deuxième séchage, nous constatons des réactions différentes à ce 'cycle forcé'. Des fissures étaient visibles à la surface dans les deux cas, mais la taille des fragments ainsi dessinés était de nouveau plus importante à 50 % d'argile, de même que l'amplitude des fissures, ce qui trahit de nouveau une structuration à plus grande échelle et une sensibilité beaucoup plus importante au gonflement.

Pour finir, nous nous sommes intéressés à plusieurs aspects liés à la dangerosité de la submersion de la zone proche. Tout d'abord, l'ensemencement du débit de fuite avec du sable a permis de tracer une sommaire cartographie des conditions hydrauliques au droit de la brèche durant la phase d'initiation, où une langue de dépôts apparaît : les premiers blocs millimétriques érodés se déposent près du pied de digue, au fond de la fosse d'érosion dont le creusement débute, et les grains de sable individuels en périphérie, suivant les hauteurs d'eau et les vitesses atteintes dans la zone protégée.

Concernant la modification de la zone protégée, deux paramètres semblent d'importance : la durée de la crue et la taille maximale de la brèche. D'un côté, nous avons les essais K50S50W23, sur la première digue d'un mètre et K10S90W14, qui ont eu des durées de 13h30 et 1h30, au cours desquelles nous assistâmes au développement complet d'une brèche, dont la taille en fin d'essai avoisinait les 40 cm dans les deux cas.

Lors du premier essai, la zone protégée n'avait pas été compactée au même degré que les digues et la bathymétrie de la zone protégée fut grandement modifiée durant la dernière période de l'essai. De plus, l'asymétrie de l'ouverture de la brèche se retrouve dans la forme de la fosse d'érosion, ce qui montre l'importance particulière du débit longitudinal côté rivière dans son développement.

Pour les autres essais, la ZP avait été compactée plus soigneusement. En dépit de cela, et malgré une durée d'1h30 seulement, nous avons constaté le début de creusement la ZP sur toute la largeur de la brèche à la fin de l'essai à 10 % d'argile. De plus, cet essai nous a permis de vérifier que chaque augmentation franche du débit dans la brèche a été suivie d'une incrémentation des dimensions de la fosse d'érosion, puis du retour à la stabilité, un peu de la même manière que, durant l'initiation des brèches, la pente du chenal d'érosion s'adapte au débit de fuite et tend vers l'équilibre lorsque la résistance du sol est suffisante et que la géométrie de l'entrée de la brèche et le débit qui s'y engouffre restent constants.

L'autre facette de cette campagne est constituée des essais dont la durée a excédé celle des précédents de plusieurs ordres, le développement de la brèche ayant dû être provoqué. Les dimensions atteintes par les fosses d'érosion de ces essais n'ont rien en commun avec leur durée. En largeur, la fosse est toujours limitée peu ou prou à celle de la brèche, tandis que son extension selon l'axe de la brèche semble de nouveau régie par le débit maximal qui a transité dans la brèche à l'instant considéré. Dans ces essais, la largeur des brèches n'a jamais dépassé 10 cm, d'où des débits maximaux atteints beaucoup moins importants que dans les deux autres, et une modification de la zone proche beaucoup moins marquée. De plus, à ces largeurs de brèche, l'effet du courant longitudinal côté rivière ne s'est manifesté que marginalement au travers de la forme des dépôts ou du transport solide dans la zone proche.

Enfin, la capacité de transport du débit dans la brèche et la dangerosité potentielle de la submersion de la zone protégée ont été démontrées au travers de deux aspects :

- le transport sur plus de 40 cm de blocs centimétriques qui correspondraient, à échelle réelle, à des pavés de plus 50 cm de côté et plusieurs centaines de kilogrammes, transportés sur quelques dizaines de mètres,
- l'établissement d'un ressaut de forme "ellipsoïdale" dans la zone protégée, dont la mise à l'échelle donnerait un rouleau de plus de 1,5 m établi à environ 12 m du pied de digue.

Quatrième partie

SIMULATIONS NUMÉRIQUES

INTRODUCTION

Très tôt dans ce projet, notre partenaire principal, l'Irstea, nous a proposé d'utiliser le logiciel de calcul hydraulique RUBAR2o afin de compléter les axes expérimentaux de notre étude. Si l'hydraulique des canaux à surface est désormais bien modélisée, son couplage avec la mécanique des sols et la modélisation du transport solide restent problématiques. La posture que nous avons adoptée a consisté en la modélisation de cas avec et sans transport solide, à la même échelle que nos essais expérimentaux, afin de juger des convergences et des divergences entre ces deux sources de résultats, la finalité étant de s'assurer que ce type de calcul est adapté à la description du fonctionnement hydraulique d'une brèche, mais également que la cinétique du transport solide peut être décrite de manière satisfaisante par les formules existantes pour peu que les paramètres d'érosion employés soient pertinents, et ce en éludant totalement le mode d'érosion du sol, qui peut être cohésif ou non.

17.1 PRÉSENTATION DU LOGICIEL RUBAR2O

Ce code de calcul hydraulique a été développé par M^r André Paquier, qui a eu la gentillesse de nous initier à son utilisation. Initialement conçu pour le calcul de propagation d'ondes de rupture de barrages en deux dimensions, RUBAR permet d'effectuer tout calcul émanant des équations de Barré de S^t-Venant :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = P \quad (112)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q_x}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q_x^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \frac{Q_x Q_y}{h}}{\partial y} &= -gh \frac{\partial Z}{\partial x} - g \frac{Q_x \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{C^2 h^2} \\ &+ \frac{\partial}{\partial x} Kh \frac{\partial (Q_x/h)}{\partial x} \\ &+ \frac{\partial}{\partial y} Kh \frac{\partial (Q_x/h)}{\partial y} + F_x(W) + P_x \end{aligned} \quad (113)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q_y}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q_y^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right)}{\partial y} + \frac{\partial \frac{Q_x Q_y}{h}}{\partial x} &= -gh \frac{\partial Z}{\partial y} - g \frac{Q_y \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{C^2 h^2} \\ &+ \frac{\partial}{\partial x} Kh \frac{\partial (Q_y/h)}{\partial x} \\ &+ \frac{\partial}{\partial y} Kh \frac{\partial (Q_y/h)}{\partial y} + F_y(W) + P_y, \end{aligned} \quad (114)$$

où h est la hauteur d'eau, Z la cote de fond, $Q_i = \bar{V}_i * h$ est le débit unitaire selon l'axe i , produit de la vitesse moyenne par la hauteur d'eau, K est le coefficient de viscosité, C est le coefficient de Chézy pour le frottement au fond¹, W est la vitesse du vent à

1. Ou le coefficient de Strickler, à un facteur $h^{1/6}$ près.

10 m du sol, P_x et P_y sont les composantes du frottement à la paroi et P est l'apport local de pluie.

Le code de calcul utilise la méthode des volumes finis sur un maillage constitué de quadrilatères et de triangles. A chaque pas de temps, on résout un problème de Riemann dans la direction normale à l'arête. Toutes les données du calcul sont décrites indépendamment du maillage puis des interpolations sont réalisées aux sommets ou au centre des mailles.

Rubarzo a d'abord été validé par M^r Paquier dans (Paquier, 1995), où la myriade de cas traités compte des problèmes hydrauliques de référence (échelon de Riemann, rupture de pente dans un canal, présence d'un seuil...), des problèmes usuels de l'ingénierie hydraulique (piles de pont, rétrécissement de canal, bifurcations...) et des études de terrain (rupture de barrage, modélisation d'une plaine d'inondation...).

A partir de 1998, L'Irstea (alors Cemagref) s'engage dans les projets internationaux CADAM² (voir (Paquier, 1998a), (Paquier et al., 1998), (Paquier, 1998b) et (Paquier, 1999)) et IMPACT³ (voir (IMPACT, 2004c), (Paquier and Recking, 2002) et (Paquier and Mignot, 2004)). Des lois d'érosion ont notamment été implémentées pour simuler des ruptures progressives d'ouvrages par surverse ou renard hydraulique. L'analyse des efforts conjoints des participants à ces projets montre qu'en ce qui concerne les défaillances de barrages en remblai, les modèles les plus simples donnent souvent des résultats aussi acceptables que les modèles les plus sophistiqués, sans chercher à représenter le détail des processus physiques. L'onde de rupture est bien représentée pour peu que la topographie du val protégé soit bien décrite. La simulation d'expériences sur modèles physiques a de même révélé que l'approche unidimensionnelle reste souvent acceptable si les pertes de charge locales sont bien estimées (voir (Paquier, 2001)).

En 2002, une étude de cas a été proposée pour la crue de l'Agly de 1999, durant laquelle plusieurs surverses s'étaient produites, dont l'une avait provoqué la rupture soudaine d'une digue, générant une vague de 2 m de haut qui détruisit une station d'épuration (voir (Paquier et al., 1999)). RUBAR est également utilisé en complément de méthodes de télédétection visant à déterminer la répartition des hauteurs d'eau en cas de crue dans (Raclot, 2003).

En 2003, Le Coz et al. ont présenté dans (Le Coz et al., 2006) des résultats encourageants en hydrodynamique fluviale sur les phénomènes complexes qui peuvent apparaître à l'embranchement entre une rivière et un de ses bras morts (recirculations) et résultent en une dynamique sédimentaire particulière. La même année, une étude sur les mesures de mitigation des inondations a impliqué la simulation de plaques rugueuses disposées le long des rivières (voir (Ghavasieh et al., 2006)). Dans une étude de 2007, RUBAR a également permis de reproduire en partie la dynamique de banc de galets (voir (Jodeau, 2007)).

Faisons enfin mention d'un article de 2009 dans lequel RUBAR a permis d'étudier la propagation de crues éclairs en milieu urbain (voir (El Kadi Abderrezak et al., 2009)). On a notamment bien reproduit l'effet d'un immeuble isolé (ressaut et sillage) et l'effet de la disposition d'un groupe de bâtiments (alignés ou en quinconce).

Cette brève revue, loin d'être exhaustive, nous aura convaincus de la versatilité et de la robustesse de RUBAR dans des situations qui s'étendent des cas de validation standards à l'évaluation opérationnelle des risques liés à la submersion. Les simulations que nous allons présenter sont des modélisations de deux aspects que nous avons abordés expérimentalement : l'hydraulique et la phase d'initiation des brèches. RUBAR semble particulièrement adapté à nos besoins puisqu'il permet :

- de modéliser des bathymétries très irrégulières,

2. Concerted Action on DAM break Modelling

3. Investigation of extreme flood processes and uncertainty

- de capturer des phénomènes hydrauliques complexes tels que des ressauts hydrauliques et des recirculations,
 - de prendre en compte le transport solide,
- qui sont trois caractéristiques nécessaires pour espérer reproduire fidèlement les phénomènes que nous avons rencontrés au cours de essais en canal.

17.2 DÉROULEMENT D'UNE ÉTUDE

La topographie du domaine d'étude est en général décrite via des sections en travers, reliées entre elles par des lignes directrices. On obtient ainsi des semis de points qu'il faut interpoler au pas d'espace désiré. Ce travail de préparation peut s'avérer ardu et très technique pour la modélisation de crues dans des espaces urbains réels. En ce qui nous concerne, les domaines utilisés auront une géométrie simple, composée de plusieurs rectangles. Aussi avons-nous pu écrire une routine MATLAB qui, sous réserve d'avoir correctement préparé le maillage, permet d'obtenir directement les fichiers de maillage (.ima), de bathymétrie (.cox) et éventuellement de cote de fond (.zfn) et de fond inérodable (.dur), pour les simulations avec prise en compte de l'érosion. En outre, RUBAR génère des fichiers texte en format fixe, ce qui facilite grandement l'écriture et la relecture des fichiers. Il faut finalement s'assurer que le rapport de la grande dimension des mailles sur la petite n'est pas trop important sous peine de gréver le temps de calcul. A ce point de l'étude, nous utilisons le pré-processeur FUDAA⁴ pour implémenter les conditions initiales et définir les paramètres de la simulation : temps de calcul, pas de temps de sauvegarde des données, frottement aux parois, contrainte critique et coefficient d'érosion, densité des sédiments...

17.3 PRISE EN COMPTE DU TRANSPORT SOLIDE

Nous l'avons dit, RUBAR20 (dans sa version 'TS') permet de modéliser le transport de sédiments par le couplage entre l'hydraulique et une équation de convection-diffusion :

$$\frac{\partial(Ch)}{\partial t} + \frac{\partial(Chu_s)}{\partial x} + \frac{\partial(Chv_s)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x}(hD_x \frac{\partial C}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(hD_y \frac{\partial C}{\partial y}) + E - S, \quad (115)$$

où C est la concentration dans l'eau (en m^3/m^3 ou kg/m^3), h la hauteur d'eau en mètres, $D_x = \sigma v_x$ et $D_y = \sigma v_y$ les coefficients de diffusion suivant les directions x et y en m^2/s , avec σ le nombre de Schmidt, compris en général entre 0 et 1 et mesurant le rapport entre la diffusion visqueuse et la diffusion massique. Les vitesses des sédiments u_s et v_s sont supposées égales aux vitesses liquides u et v dans le cas du transport en suspension et définies par $u \frac{u_{ch}}{\sqrt{u^2+v^2}}$ et $v \frac{u_{ch}}{\sqrt{u^2+v^2}}$ pour le charriage, où u_{ch} est la vitesse des sédiments charriés. Enfin, S est le taux de sédimentation et E le taux d'érosion. Dans les simulations avec transport, ce sera évidemment le terme d'érosion E qui présentera le plus d'intérêt ; il est défini comme

$$E = \begin{cases} M(\frac{\tau}{\tau_c} - 1) & \text{si } \tau > \tau_c \\ 0 & \text{si } \tau < \tau_c, \end{cases}$$

où M est le coefficient d'érosion (m/s) et τ_c (Pa) la contrainte critique d'érosion, donnée par $\tau_c = \tau_c^* D_{50} (\rho_s - \rho) g$, τ_c^* étant la contrainte critique adimensionnelle, donnée par l'utilisateur ou calculée à partir du D_{50} et du diagramme de Shields selon l'option de calcul choisie, parmi les 16 disponibles dans RUBAR.

4. Développé par le CETMEF.

Rapidement après avoir commencé à utiliser RUBAR, nous nous sommes placés dans l'optique d'un enrichissement de notre travail expérimental par des simulations qui pourrait s'avérer réciproque en permettant une analyse plus fine de certains phénomènes hydrauliques. Dans cette première étude, nous tâcherons d'étudier l'hydraulique des brèches de manière très analogue à la méthode que nous avons développée au cours du chapitre expérimental correspondant. Le domaine d'étude reprend la géométrie du canal HERODE, en limitant la longueur de la veine d'essai à 3 m. La topographie suit les cotes de nos modules de digue bois et nous avons fixé cinq largeurs de brèche L_B différentes, 5, 10, 20, 30 et 40 cm.

Les calculs sont menés sans transport solide et les débits unitaires q_a de référence sont 0.001, 0.01, 0.03, 0.05 et 0.07 m^2/s pour des hauteurs d'eau de 10 cm, soit, pour un canal de 60 cm de large, des débits compris entre 2 et 150 m^3/h , ce qui est similaire aux conditions employées lors de nos essais expérimentaux. Nous choisissons sept sections particulières pour contrôler débits et vitesses. S_A et S_S sont les sections amont et aval, situées directement en entrée et juste avant la sortie du canal. Les sections S_{AB} et S_{SB} sont situées dans le canal, respectivement à -10cm de la paroi amont de la brèche et à +10 cm de sa paroi aval, ce qui correspond aux sections d'entrée et de sortie des particules de notre étude hydraulique des brèches. Enfin, les sections S_B , S_{B5} et S_{B10} sont parallèles à la direction principale du canal et permettent de contrôler l'écoulement dans la brèche au niveau de la crête ainsi qu'à +5 cm et +10 cm vers la zone protégée (figure 154).

Nous pouvons visualiser les champs de débit, vitesse et hauteur d'eau sous tous les angles et également tracer les iso-contours correspondants. Si FUDAA est un outil aussi performant qu'accessible, l'extraction des résultats et leur rendu graphique sont de nouveau obtenus sous MATLAB, directement au format *eps* pour les instantanés des champs et au format *tex* pour les courbes.

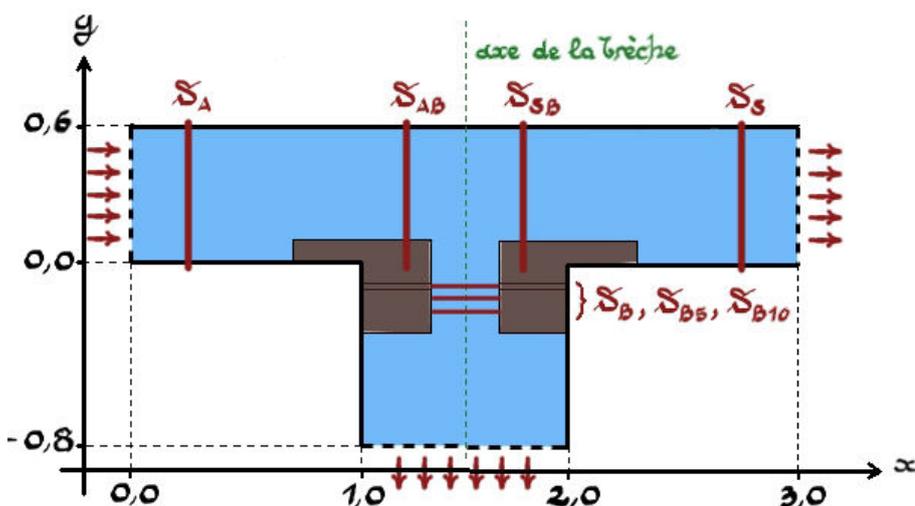


Figure 154 – Géométrie du domaine de calcul et position des sections de contrôle. L'orientation des images de ce chapitre sera toujours celle-ci.

18.1 CONDITIONS AUX LIMITES ET CONTRÔLE DES DÉBITS

Pour ces calculs, nous avons choisi de contrôler le débit par l'aval du canal en ne fixant que la hauteur d'eau en entrée et en régulant le débit sortant à l'aval par une loi de tarage linéaire du type $q = Ah$ (en m^2/s), A s'identifiant à la vitesse moyenne \bar{V} sur la colonne d'eau au point considéré. Ceci permet de contrôler la vitesse longitudinale incidente, le débit amont s'adaptant à la condition de sortie aval et au débit de fuite dans la brèche (condition amont "non-torrentielle"). La sortie de l'extension latéral (zone protégée) est laissée libre. Finalement, après quelques dizaines de secondes d'oscillations, la somme des débits sortant par la brèche et par l'aval du canal converge vers le débit entrant pour toutes les conditions d'écoulement employées (figure 155). Le tableau 10 ci-après résume les résultats obtenus pour ce qui est des débits, pour toutes les largeurs de brèche (les débits sont tous exprimés en m^3/h). ΔQ est la différence relative (en %) entre le débit entrant moyen et la somme des débits sortants¹ :

$$\Delta Q = \left| \frac{\bar{Q}_A - (\bar{Q}_B + \bar{Q}_s)}{\bar{Q}_A} \right|$$

Remarquons que le débit amont Q_A semble saturer dans tous les cas autour de $120 m^3/h$. Cela s'explique par les conditions aux limites employées. Nous avons dit qu'à largeur de brèche constante, nous faisons varier la loi de tarage aval $q = Ah$, avec $q \in [0.001, 0.07]$ en m^2/s et on vérifie que le débit de sortie augmente en conséquence. Pour des hauteurs d'eau comparables, c'est donc bien la vitesse moyenne de l'écoulement qui augmente ce qui entraîne dans tous les cas une diminution du débit dans la brèche. Finalement, par ce jeu de vases communicants, le débit amont moyen peut être en valeur proche pour des simulations qui ne le sont pas en termes de conditions hydrauliques. C'est pourquoi nous présenterons par la suite des images où les débits amont indiqués sont parfois quasiment égaux tandis que leur commentaire indiquera des différences notables. Nous parlerons d'ailleurs souvent d'augmentation de la vitesse incidente plutôt que du débit.

Ces relevés permettent de finalement tracer, comme lors de nos essais expérimentaux en brèche fixe, le débit sortant par la brèche en fonction du débit amont (figure 156). Nous remarquons que si les valeurs des débits dans les brèches calculés ici sont supérieurs aux débits que nous avons pu estimer expérimentalement, les tendances globales sont bien reproduites. Cette surestimation peut être due à une légère différence de topographie entre les simulations, à savoir une fondation de 20 mm présente sur les modules de digue en bois, ce qui a pu avoir tendance à limiter la hauteur d'eau dans la brèche et donc le débit de fuite.

La diminution du débit de fuite est sensible lorsque la vitesse d'approche longitudinale augmente, particulièrement marquée pour $L_B = 0.2, 0.3,$ et 0.4 m, où \bar{Q}_B peut être divisé par trois par rapport à sa valeur maximale, toujours atteinte au plus faible débit amont. La valeur vers laquelle semblent converger les courbes est également comparable à celle obtenue expérimentalement, soit entre 15 et $20 m^3/h$ pour les largeurs de brèche les plus importantes. Enfin, les débits de fuite pour les petites largeurs ($L_B = 50$ et 100 mm), sont presque indépendants de \bar{Q}_A , ce qui est toujours en bon accord avec les débits expérimentaux. En outre, nous proposons une représentation alternative de \bar{Q}_B cette fois en fonction de V_S , la vitesse moyenne à l'aval du canal, qui nous a semblé plus illustrative de l'effet qu'ont les conditions d'écoulement côté rivière sur le débit dans la brèche (figure 157). Cependant, on constate que, pour les largeurs $L_B = 300$ et 400 mm, la vitesse aval n'est pas celle attendue (environ 0.7 m/s), mais qu'elle est plus élevée (0.88 m/s). L'emprise importante de la brèche sur l'écoulement principal à ces largeurs et le type de conditions aux limites pourraient expliquer cette accélération générale côté canal.

1. \bar{X} représentant la moyenne temporelle de la grandeur X .

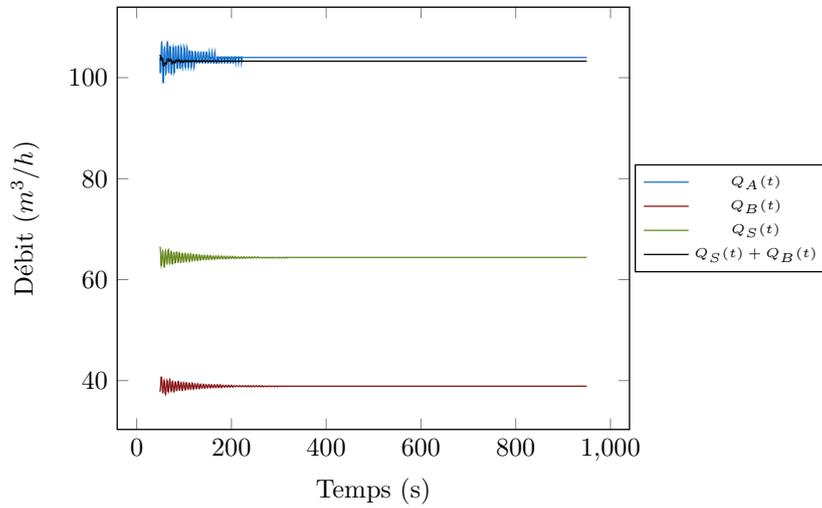


Figure 155 – Exemple d'évolution des débits entrant (Q_A), sortant par le canal (Q_S), et sortant par la brèche (Q_B).

L_B	$\overline{Q_A}$	$\overline{Q_S}$	$\overline{Q_B}$	ΔQ	L_B	$\overline{Q_A}$	$\overline{Q_S}$	$\overline{Q_B}$	ΔQ
0.05	9.38	1.95	7.17	2.76	0.2	115.72	97.92	17.58	0.19
0.05	26.87	19.51	7.12	0.9	0.2	119.39	110.59	8.84	0.02
0.05	65.11	58.2	6.77	0.23	0.3	47.28	1.98	44.61	1.45
0.05	99.4	93.4	5.86	0.12	0.3	65.2	20.89	43.91	0.61
0.05	116.7	112.23	4.51	0.03	0.3	103.8	64.37	38.84	0.6
0.1	15.44	1.96	13.18	1.93	0.3	122.27	100.57	21.46	0.2
0.1	33.0	19.61	13.12	0.79	0.3	122.29	109.71	12.53	0.04
0.1	71.22	58.92	12.18	0.17	0.4	62.44	2.091	59.65	1.13
0.1	104.88	95.06	9.79	0.03	0.4	80.24	21.0	58.207	1.27
0.1	118.15	112.69	5.49	0.03	0.4	117.35	66.86	49.08	1.2
0.2	31.95	2.0	29.56	1.22	0.4	122.27	98.09	23.85	0.3
0.2	49.447	20.018	29.198	0.47	0.4	122.286	105.213	16.81	0.21
0.2	87.53	61.1	26.17	0.3					

Table 10 – Tableau récapitulatif des débits moyens. L_B est exprimée en mètres, les débits en m^3/h et ΔQ en pourcents.

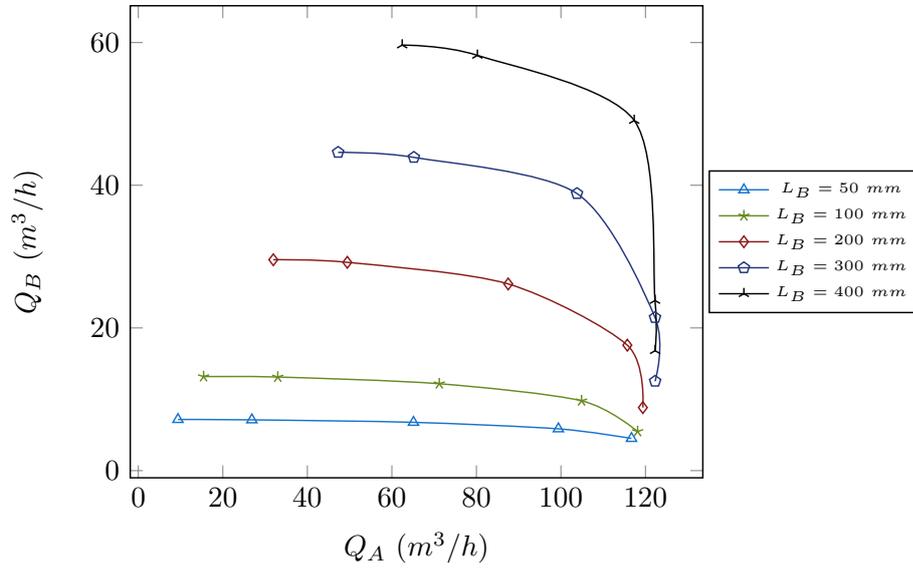


Figure 156 – Débit moyen de fuite dans la brèche $\overline{Q_B}$ (m^3/h) en fonction du débit moyen amont $\overline{Q_A}$ (m^3/h).

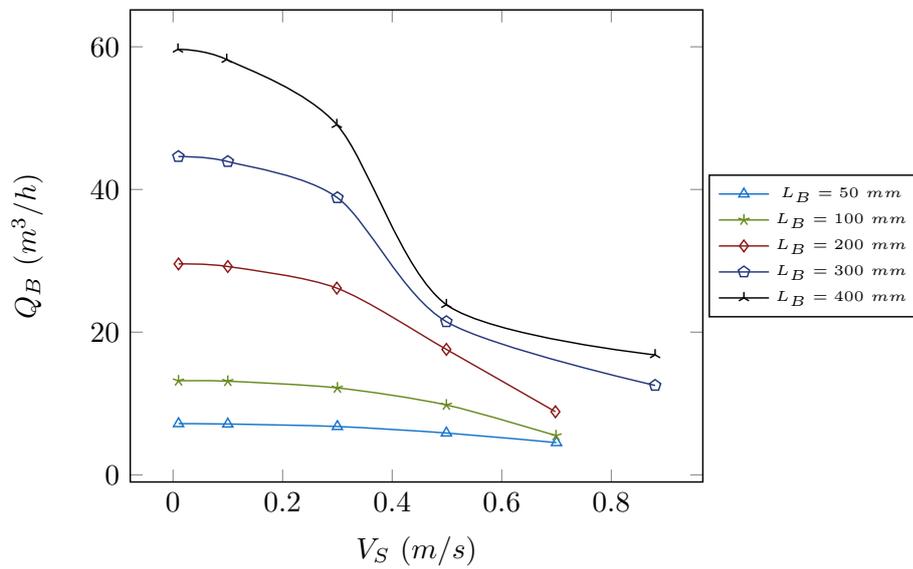


Figure 157 – Débit moyen de fuite dans la brèche $\overline{Q_B}$ (m^3/h) en fonction de la vitesse moyenne aval V_S (m/s).

18.2 FORME DE LA SURFACE LIBRE

Le pendant expérimental de ces simulations a montré que la ligne d'eau le long de la brèche est grandement modifiée lorsque le débit amont augmente. De plus, un des faits marquants du premier essai sur un modèle de digue, réalisé à un débit amont de 80 m³/h, est la forte asymétrie vers l'aval de l'élargissement de la brèche mais également de la forme de la fosse d'érosion. Nous avons alors conclu que l'accroissement de la vitesse incidente amont conduisait à la déformation de la surface libre, phénomène bien connu des hydrauliciens, mais également à une augmentation de la contrainte subie par la paroi aval qui expliquerait l'asymétrie de la brèche, ce qui serait à prendre en compte pour toute modélisation de ce phénomène.

Nous disposons de champs instantanés des hauteurs d'eau pour toutes les simulations, mais faisons d'abord un bref rappel de la topographie des écoulements près de la brèche rencontrés lors de nos essais expérimentaux. Aux faibles débits amont (jusqu'à 40 m³/h environ), la surface libre dans le canal est peu perturbée bien qu'on note des zones d'accélération en entrée de brèche et des zones plus calmes juste à l'aval de la paroi aval. Le débit de fuite dans la brèche est quasiment symétrique par rapport à son axe et on n'observe jamais de surverse généralisée sur le parement aval. Quand le débit amont augmente, le débit de fuite s'oriente de plus en plus dans le sens du courant, pour frapper la paroi aval de la brèche. On observe alors l'apparition d'un ressaut oblique qui part de la paroi aval et se prolonge parfois sur presque la totalité de la largeur du canal, provoquant un ralentissement de l'écoulement, notamment près de la brèche. Les trajectoires des traceurs de surface avaient d'ailleurs révélé une chute de vitesse et une stagnation spatiale à la croisée de cette zone. Au-delà de 100 m³/h (soit une vitesse moyenne supérieure à 0.5 m/s et un nombre de Froude du même ordre²), la surface libre dans le canal est très perturbée et une circulation peut apparaître entre les deux parois de la brèche, où des particules se retrouvent piégées parfois durant plusieurs secondes. Sur les vitesses moyennes, nous avons remarqué qu'aux faibles débits amont la vitesse dans la brèche était nettement supérieure à la vitesse incidente amont et que la vitesse côté rivière, à proximité de la paroi aval de la brèche, était amoindrie en regard de la vitesse amont.

18.2.1 Brèche de 50 mm

A cette largeur de brèche, les différences sont minimales lorsque Q_A varie. La surface libre est peu perturbée côté rivière et on n'observe une légère déflexion du débit de fuite vers la paroi aval qu'aux plus forts débits unitaires (0.05 et 0.07 m²/s). Nous montrerons ici les isolignes de hauteur d'eau qui sont la représentation qui nous semblait le mieux permettre de déceler les différences entre les cas. Le débit de fuite dans la zone proche reste néanmoins symétrique par rapport à l'axe de la brèche pour tous les débits amont (figures 158 et 159).

18.2.2 Brèches de 100, 200, 300 et 400 mm

Pour des brèches plus grandes, les lignes d'eau le long de la brèche adoptent une forme typique selon la vitesse incidente. Les vues zénithales des figures 160 et 161 montrent que dorénavant, pour les forts débits amont, les hauteurs d'eau dans la brèche ne varient plus seulement dans l'axe de la brèche mais également selon la direction principale de l'écoulement amont. Les hauteurs d'eau (mais également les débits) établies dans la brèche sont non uniformes mais quasi-stationnaires et les vitesses

2. Pour $h = 0.1$ m, $Fr = V.(g * h)^{-1/2} \simeq 0.9904.V$

incidentes amont qui rencontrent la paroi aval de la brèche provoquent une brusque élévation du niveau d'eau dans le voisinage de cette dernière. Le débit de fuite est réfléchi sur la paroi aval puis sur la paroi amont, ce qui donne un motif particulier pour chaque largeur. Aux faibles débits, les hauteurs d'eau dans la brèche se répartissent de manière symétrique par rapport à son axe ou légèrement asymétrique vers l'aval, les hauteurs dans la zone proche pouvant quant à elles demeurer symétriques (figures 160, 162 et 164).

A partir de $L_B = 200\text{mm}$ et aux forts débits, on note que l'élévation de la surface libre près de la paroi aval se propage obliquement sur presque toute la largeur du canal et on relève parfois des différences de hauteur d'eau de plusieurs centimètres entre deux points espacés de moins d'1 cm (figure 163), ce qui délimite une zone plus à l'aval où, nous le verrons, les vitesses sont inférieures à la moyenne, ce qui est précisément une autre des observations faites lors des essais en canal. Ce phénomène est particulièrement marqué à $L_B = 400\text{ mm}$, où ce ressaut forme un angle de presque 45° avec l'axe de la brèche (figure 165). En outre, cette brusque élévation du niveau d'eau peut provoquer une surverse généralisée sur le parement côté zone protégée, à l'aval de la brèche, de la même manière que ce que nous avons observé lors de nos essais d'hydraulique et des essais sur les modèles de digue érodables. Le débit de fuite supplémentaire occasionné par cette surverse généralisée est cependant toujours négligeable.

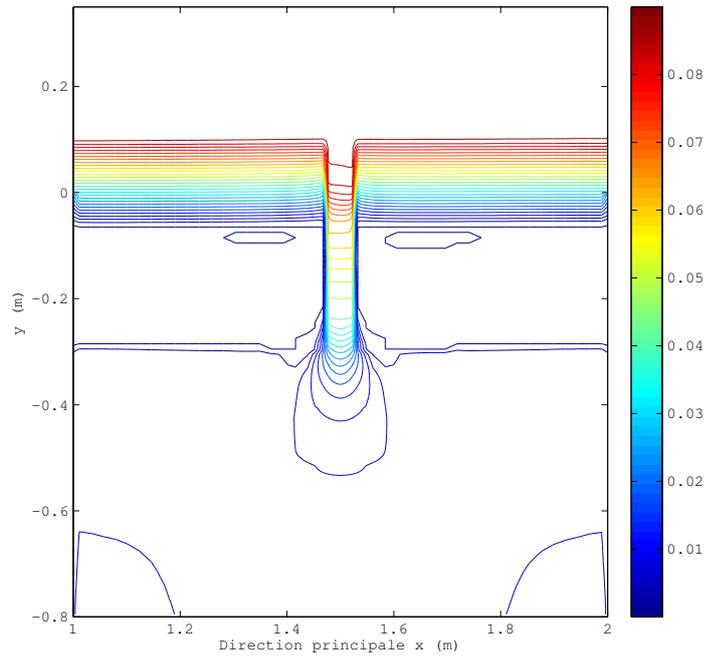


Figure 158 – Isolignes des hauteurs d'eau (en m) pour $L_B = 50$ mm et $\overline{Q_A} = 9.4$ m³/h.

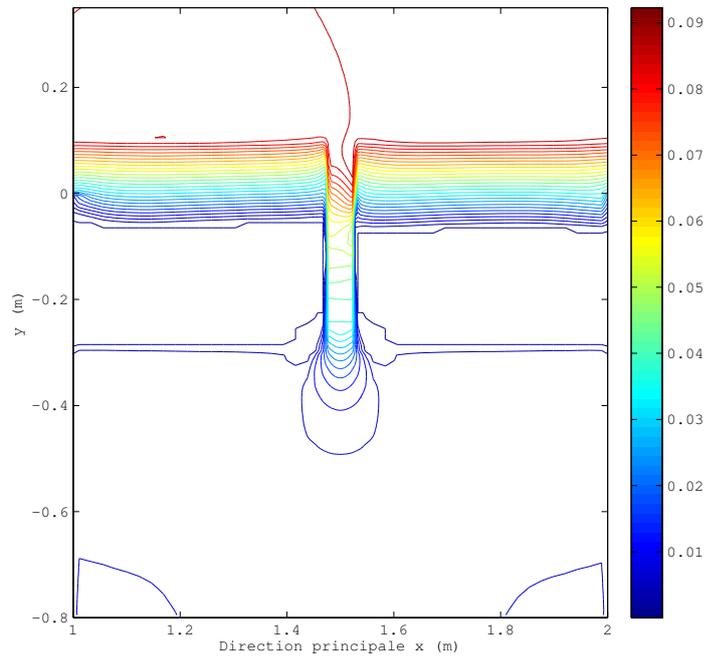


Figure 159 – Isolignes des hauteurs d'eau (en m) pour $L_B = 50$ mm et $\overline{Q_A} = 99.4$ m³/h.

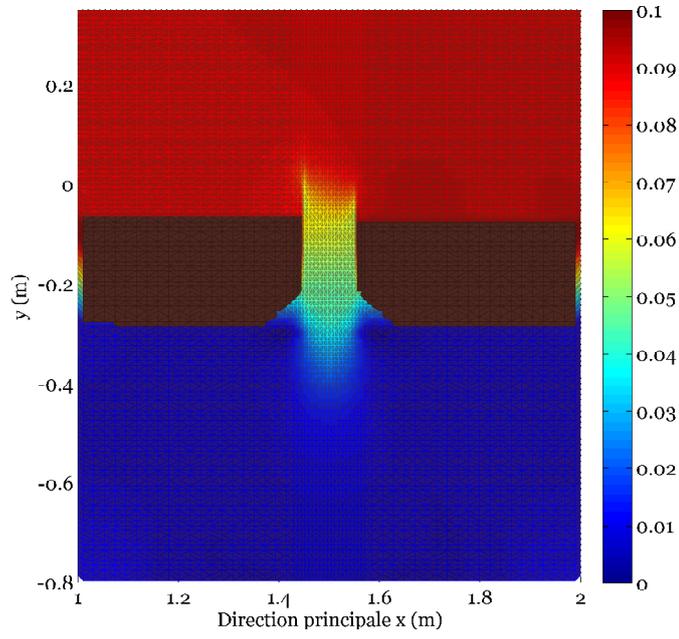


Figure 160 – Surface libre (en m) pour $L_B = 100$ m m et $\overline{Q_A} = 33$ m³/h.

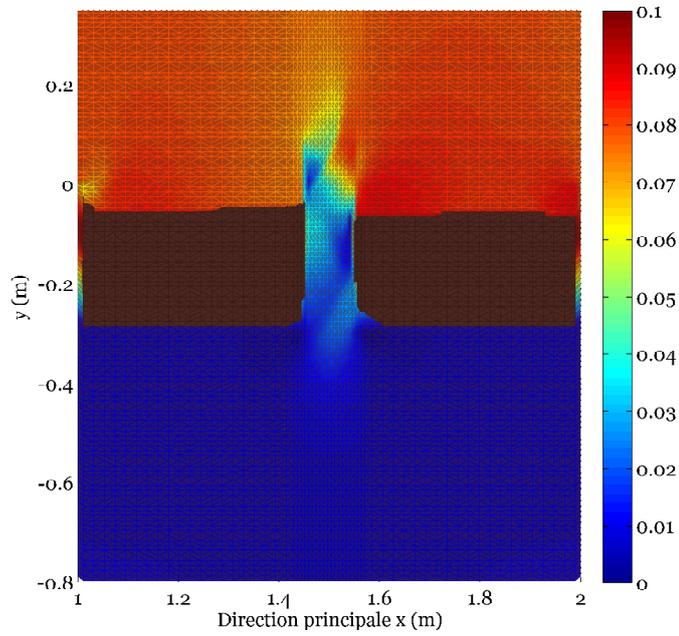


Figure 161 – Surface libre (en m) pour $L_B = 100$ m m et $\overline{Q_A} = 118$ m³/h.

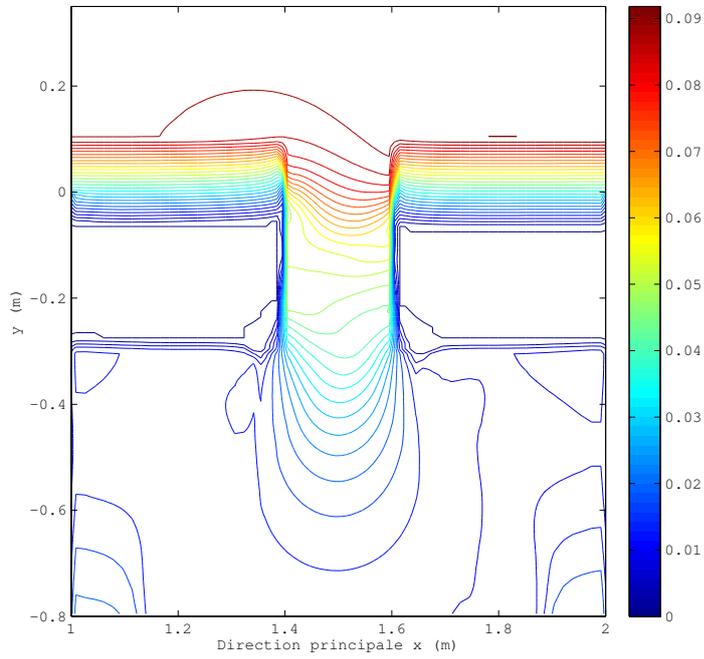


Figure 162 – Isolignes des hauteurs d'eau (en m) pour $L_B = 200$ mm et $\overline{Q_A} = 49.5$ m³/h.

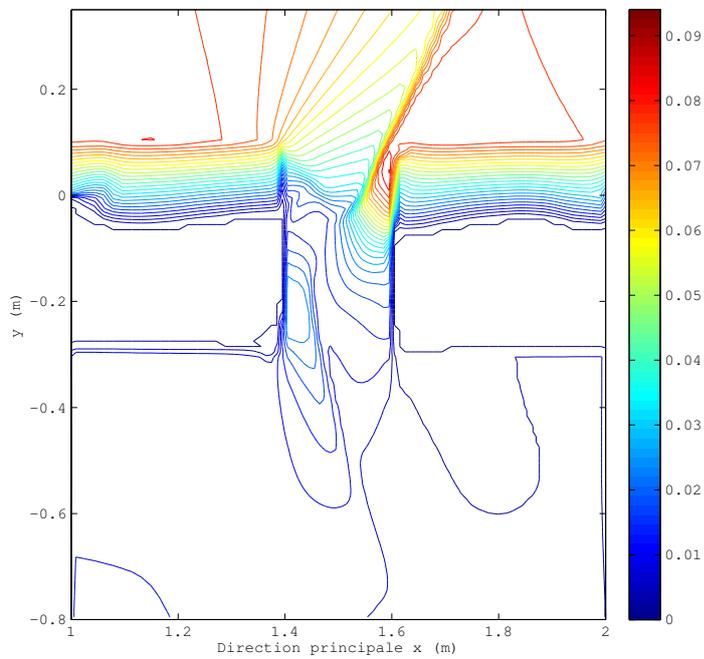


Figure 163 – Isolignes des hauteurs d'eau (en m) pour $L_B = 200$ mm et $\overline{Q_A} = 119.4$ m³/h.

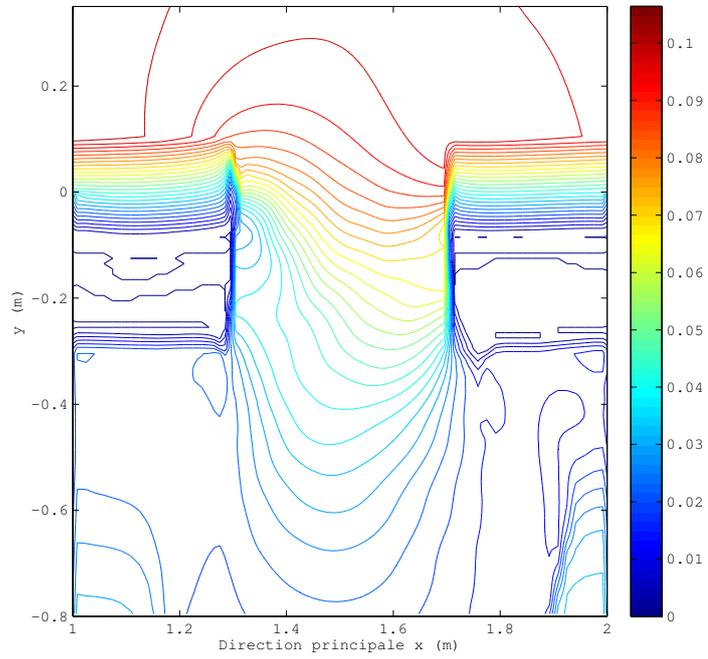


Figure 164 – Isolignes des hauteurs d'eau (en m) pour $L_B = 400$ mm et $\overline{Q_A} = 80.2$ m³/h.

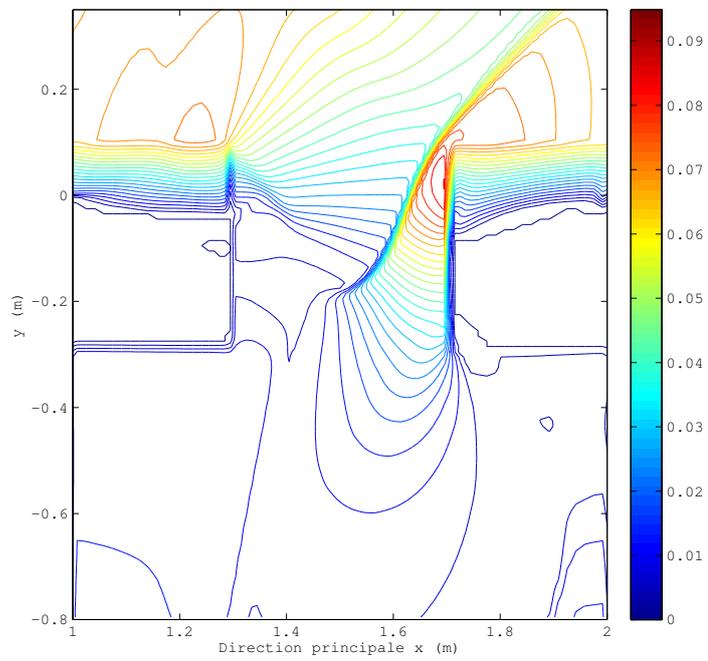


Figure 165 – Isolignes des hauteur d'eau (en m) pour $L_B = 400$ mm et $\overline{Q_A} = 122.3$ m³/h.

18.3 RÉPARTITION ET PROFILS DE VITESSE

Nous avons tâché de traiter les résultats de ces simulations de manière analogue aux mesures faites sur les trajectoires expérimentales de nos particules en polystyrène. Comme nous l'avons dit en introduction, nous avons défini 7 sections de contrôle qui nous ont semblé intéressantes, dont 4 situées dans le canal (S_A, S_S, S_{AB}, S_{SB}) et 3 dans la brèche (S_B, S_{B5} et S_{B10}). Les profils présentés sont tracés le long de la largeur du canal ($y \in [0, 0.6]$) pour les sections côté rivière et le long de la brèche pour les trois autres (les sections joignent les deux parois), donc pour des abscisses comprises entre $x_1 = -L_B/2$ et $x_2 = +L_B/2$ (figure 154) et des ordonnées $y = -0.1$ m (crête de la digue), $y = -0.15$ m et $y = -0.20$ m. Nous commencerons par montrer l'évolution des champs de vitesse autour de la brèche en fonction de l'intensité du courant longitudinal et de la largeur de la brèche, puis nous décrirons plus finement ces variations par l'étude des profils de vitesse dans la largeur du canal et dans la brèche.

18.3.1 Répartition des vitesses

En commençant ce commentaire par la brèche de 50 mm, nous pouvons dire que si l'augmentation de la vitesse incidente perturbe l'écoulement côté rivière, dans une zone restreinte proche de la digue, la forme du champ de vitesses en zone proche ne semble pas impactée. Les isolignes de vitesse y adoptent des formes ellipsoïdales, mais il aurait fallu prolonger le domaine de calcul dans les y négatifs pour capter l'extension spatiale de cette répartition dans son entier. Les vitesses atteintes au droit de la brèche semblent cependant dépendre de la vitesse incidente, atteignent leurs valeurs maximales autour de 60 cm/s au plus faible débit amont ($9.37 \text{ m}^3/\text{h}$) contre près d'1 m/s pour $\overline{Q_A} = 116.7 \text{ m}^3/\text{h}$ (figures 166, 167 et 168).

Au passage à $L_B = 100$ mm apparaissent des comportements plus tranchés. Soulignons d'abord qu'au débit amont le plus faible ($31.9 \text{ m}^3/\text{h}$, figure 169), la répartition des vitesses est symétrique en zone proche mais également côté rivière, où elle comportait toujours, à $L_B = 50$ mm, des indices discriminant l'amont de l'aval. Le débit médian $\overline{Q_A} = 71.2 \text{ m}^3/\text{h}$ marque une transition où le maximum de vitesse local dans la brèche est atteint plus près de la paroi aval et la symétrie en zone proche devient un peu moins évidente (figure 170). Nous avons observé expérimentalement la réflexion du débit de fuite sur la paroi aval de la brèche et la "déstabilisation" de la forme de la nappe d'eau en zone proche. Cette tendance s'amplifie avec la vitesse incidente, mais reste assez limitée au vu de la figure 171.

La brèche de 200 mm est la première à adopter toutes les sortes de comportements que nous observerons ici. L'angle entre le débit dans la brèche et l'axe principal diminue jusqu'à $\overline{Q_A} = 87.5 \text{ m}^3/\text{h}$ (figure 173), mais sans que la réflexion sur la paroi aval ne soit sensible, c'est-à-dire que le débit de fuite dans la zone protégée est également orienté dans le sens du courant. Aux débits amont supérieurs, la perte de symétrie en zone protégée devient évidente (figure 174). De plus, les vitesses maximales atteintes au droit de la brèche semblent ne plus dépendre de la vitesse incidente amont et se situent autour d'1 m/s pour toutes les conditions d'écoulement côté rivière.

Ces tendances sont encore amplifiées à $L_B = 300$ et 400 mm et les variations de vitesse dans la brèche peuvent être très brutales. Aux fortes vitesses incidentes, la réflexion sur la paroi aval est néanmoins moins marquée du fait de l'élargissement de la brèche (figures 176 et 177), ce qui tend à montrer que l'angle moyen formé par le débit de fuite avec l'axe de la brèche dépend du rapport entre vitesse incidente et

largeur de brèche et pas seulement de la vitesse incidente, ce qui est un résultat assez intuitif.

Nous avons étudié comment se répartissaient les vitesses autour de la brèche en représentant les isolignes du module de la vitesse, qui n'est pas signé. Nous allons maintenant discuter de l'allure des profils de vitesse mesurés au travers des sept sections caractéristiques décrites en introduction de ce chapitre, où nous avons représenté la vitesse selon x pour les profils dans le canal et la vitesse selon y dans la brèche. Nous obtenons donc des profils où peuvent apparaître, dans une même section, des vitesses de sens opposé à celui du sens attendu dans cette section, ce qui nous ferait sortir de la conception habituelle du fonctionnement hydraulique des brèches et des déversoirs en général. En outre, nous proposerons plus loin une description des répartitions du nombre de Froude.

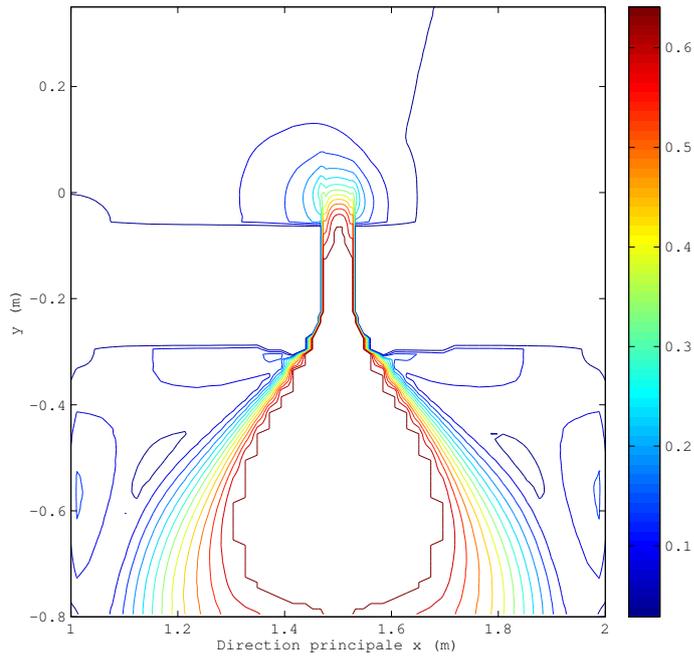


Figure 166 – Isolignes des vitesses (en m/s) pour $L_B = 50$ mm et $\overline{Q_A} = 9.4$ m³/h.

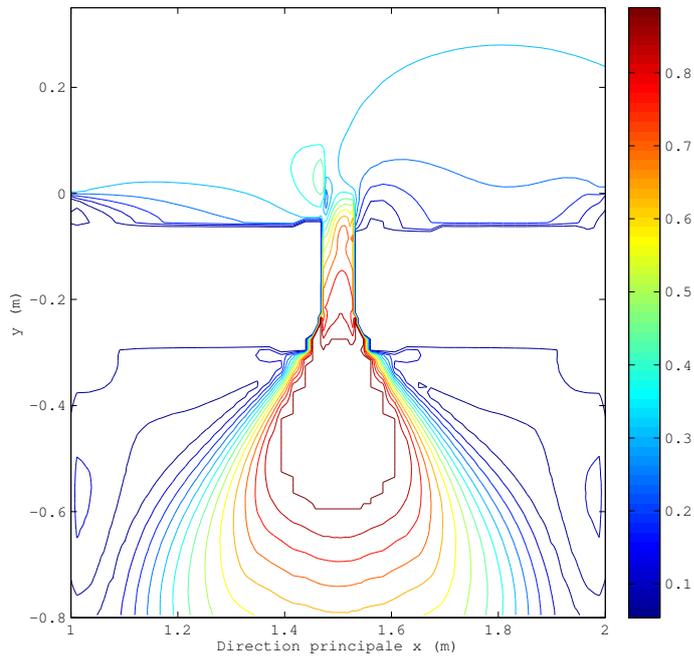


Figure 167 – Isolignes des vitesses (en m/s) pour $L_B = 50$ mm et $\overline{Q_A} = 65.1$ m³/h.

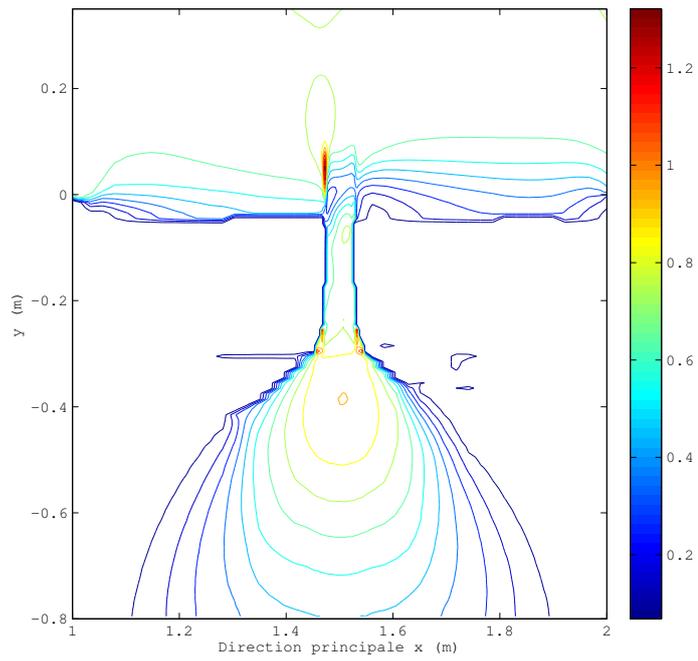


Figure 168 – Isolignes des vitesses (en m/s) pour $L_B = 50 \text{ mm}$ et $\overline{Q}_A = 116.7 \text{ m}^3/\text{h}$.

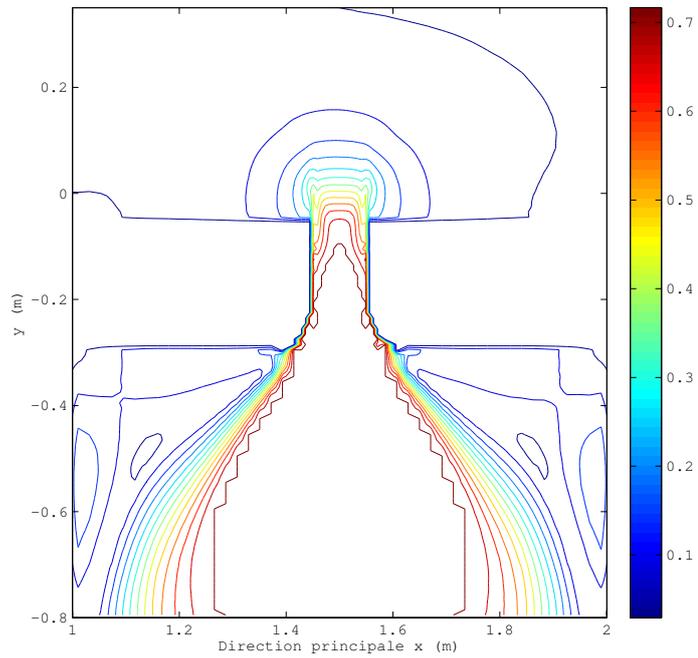


Figure 169 – Isolignes des vitesses (en m/s) pour $L_B = 100 \text{ mm}$ et $\overline{Q}_A = 15.4 \text{ m}^3/\text{h}$.

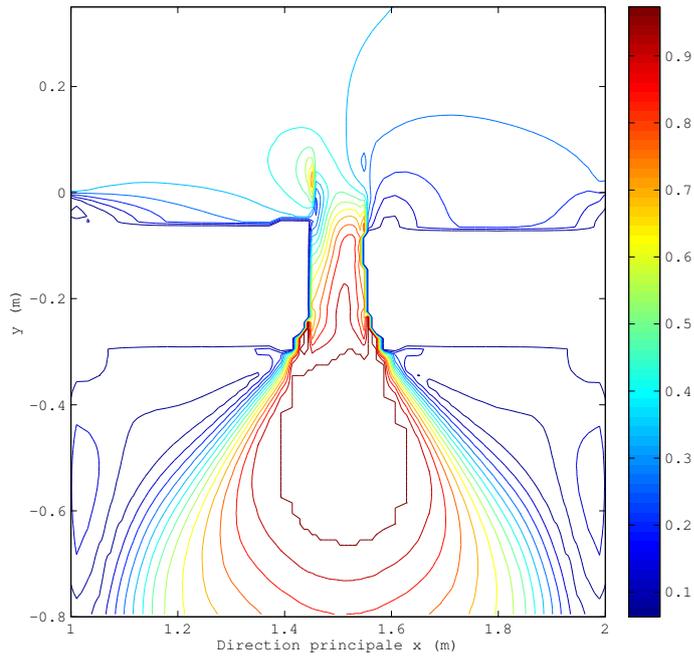


Figure 170 – Isolignes des vitesses (en m/s) pour $L_B = 100$ mm et $\overline{Q_A} = 58.9$ m³/h.

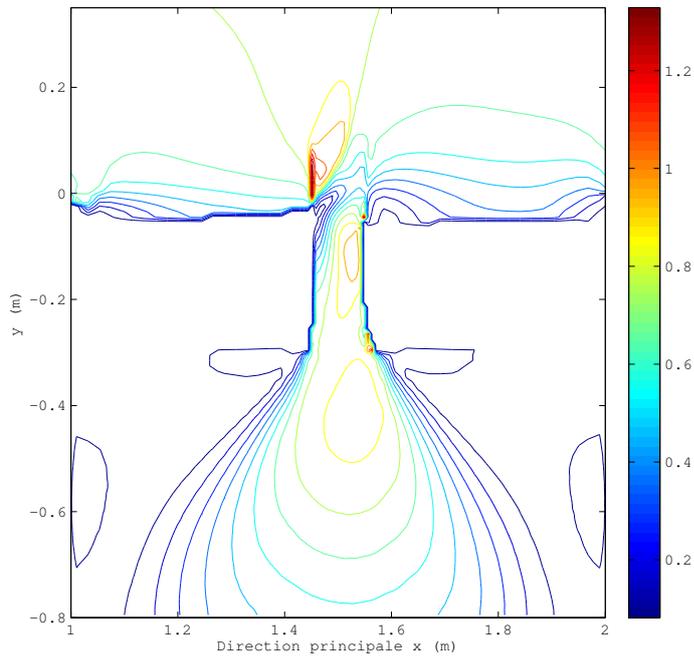


Figure 171 – Isolignes des vitesses (en m/s) pour $L_B = 100$ mm et $\overline{Q_A} = 112.7$ m³/h.

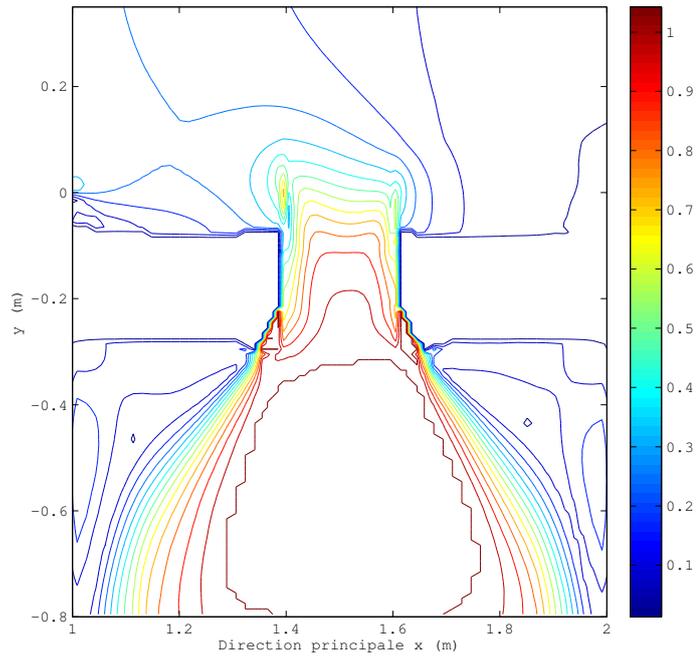


Figure 172 – Isolignes des vitesses (en m/s) pour $L_B = 200$ mm et $\overline{Q}_A = 31.9$ m³/h.

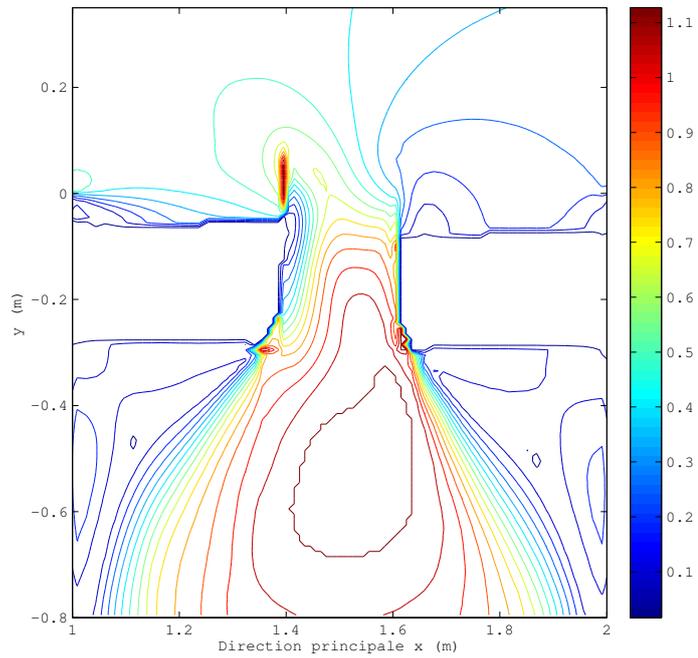


Figure 173 – Isolignes des vitesses (en m/s) pour $L_B = 200$ mm et $\overline{Q}_A = 87.5$ m³/h.

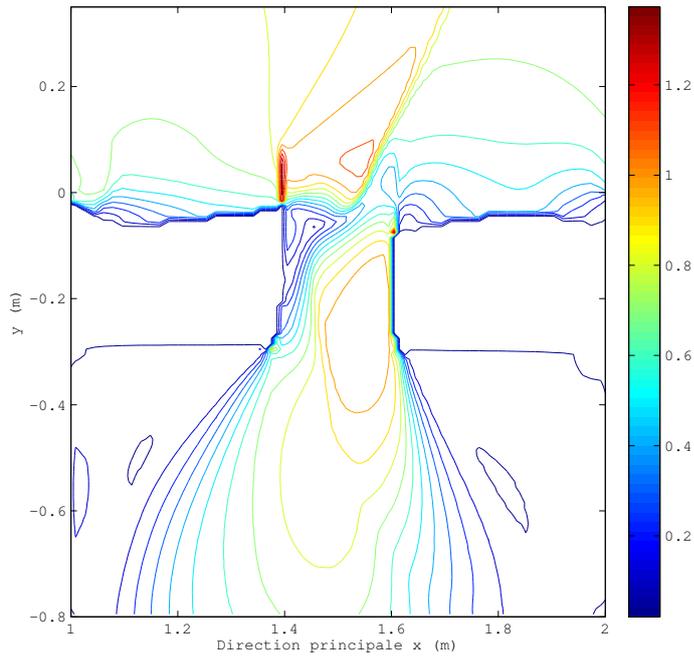


Figure 174 – Isolignes des vitesses (en m/s) pour $L_B = 200$ mm et $\overline{Q}_A = 119.4$ m³/h.

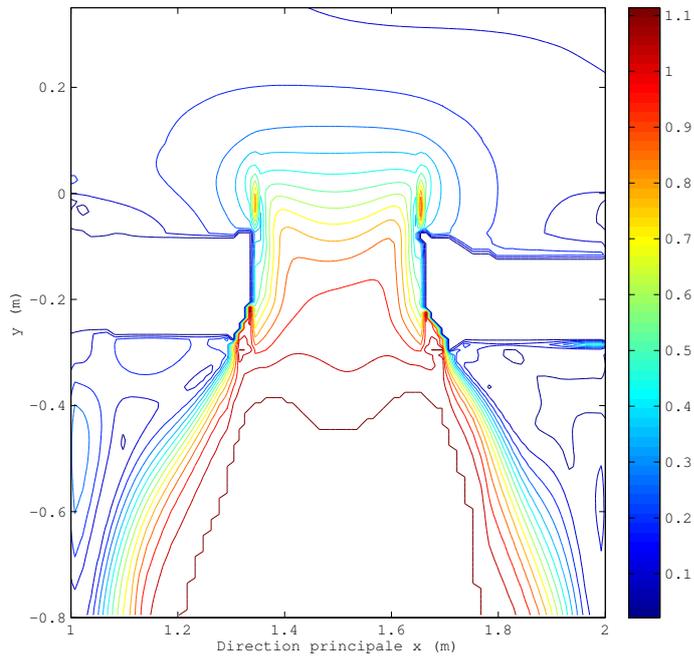


Figure 175 – Isolignes des vitesses (en m/s) pour $L_B = 300$ mm et $\overline{Q}_A = 47.3$ m³/h.

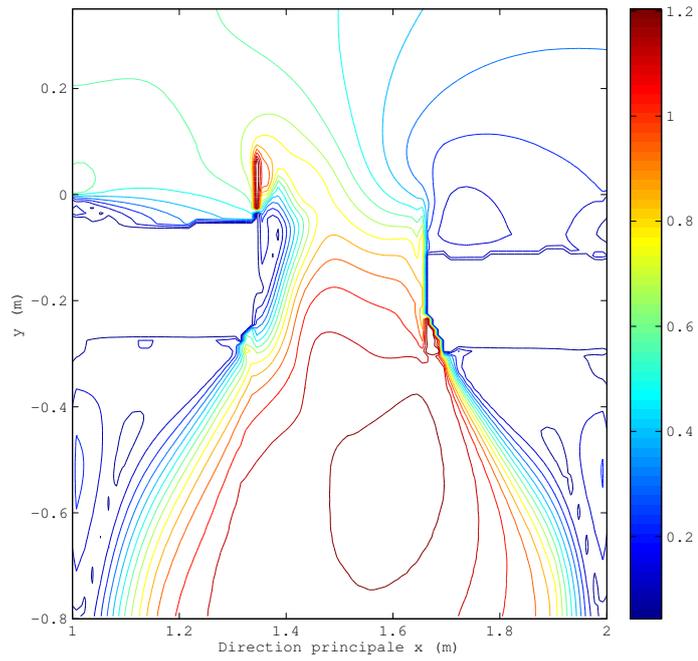


Figure 176 – Isolignes des vitesses (en m/s) pour $L_B = 300$ m m et $\overline{Q}_A = 103.8$ m³/h.

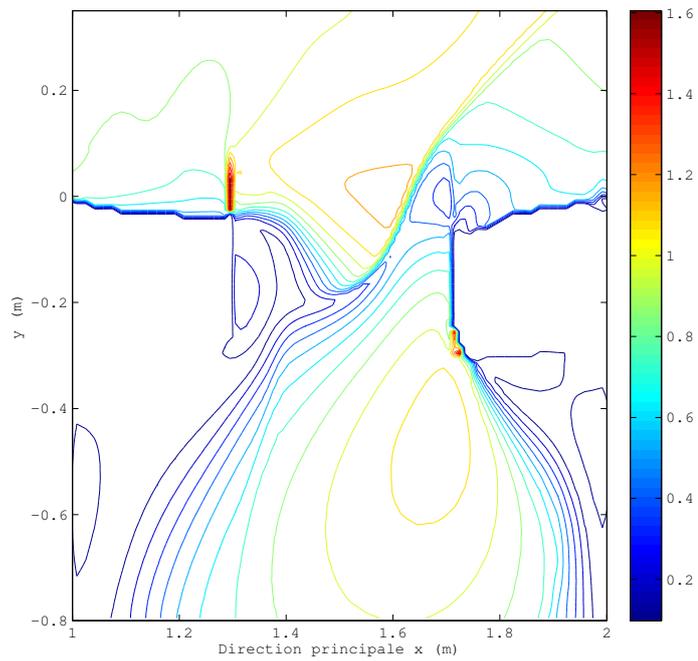


Figure 177 – Isolignes des vitesses (en m/s) pour $L_B = 400$ m m et $\overline{Q}_A = 122.3$ m³/h.

18.3.2 *Profils de vitesse dans le canal*

Le premier constat que nous formulons est que les vitesses sont perturbées près de la paroi $y = 0$, jusqu'à une certaine distance qui dépend de la vitesse incidente et de la largeur de la brèche. A l'inverse, près de la paroi $y = 0.6$, la vitesse dépend peu de y mais reste légèrement croissante en général. Nous allons maintenant tâcher de dresser un portrait systématique des profils que nous avons obtenus.

Aux faibles débits, les profils dans les sections d'entrée S_A et de sortie S_S sont quasiment constants et la vitesse à l'aval est plus faible qu'à l'amont. Dans les sections près de la brèche, S_{AB} et S_{SB} , par contre, on mesure des profils assez symétriques l'un par rapport à l'autre. Tandis que l'écoulement dans le canal est accéléré en entrée de brèche, la zone située à l'aval direct de la brèche subit un ralentissement. Aussi la vitesse décroît-elle en fonction de y dans S_{AB} , alors qu'elle est croissante dans S_{SB} . On note également la possibilité de vitesses négatives dans la section S_{SB} aux très faibles débits amont, signe que le sens de l'écoulement longitudinal près de l'aval de la brèche peut changer si le débit de fuite dans la brèche est suffisant (figures 178 et 179).

Lorsque le débit augmente, les différences entre zones de basses vitesses et les zones accélérées s'amplifient et on constate que les profils S_{AB} et S_{SB} sont modifiés (figures 180 et 181). Il existe désormais un ralentissement également au niveau de S_{AB} , alors que l'écoulement y était auparavant accéléré. Le fonctionnement hydraulique de la brèche semblait grandement altéré au forts débits lors de l'analyse des hauteurs d'eau, ce que nous confirmons ici, en nous assurant qu'en présence d'une vitesse incidente suffisante, le débit de fuite dans la brèche ne peut plus être modélisé comme une surverse où l'accélération du fluide n'est due qu'à la pesanteur. Dans les sections S_A et S_S , les profils demeurent presque constants, bien qu'une zone lente près de la paroi $y = 0$ ne puisse persister jusqu'en sortie du canal, 1.5 m en aval du centre de la brèche. Dans la section S_{AB} , si la vitesse est plus importante qu'à l'amont, nous avons vu que la zone proche de $y = 0$, qui subissait auparavant une accélération est désormais ralentie. La vitesse augmente rapidement en s'éloignant de la paroi $y = 0$, jusqu'à des valeurs nettement supérieures aux vitesses d'entrée (jusqu'à +100 %). C'est par contre au travers de S_{SB} que nous mesurons les vitesses les plus faibles, près de $y = 0$, qui augmentent ensuite pour atteindre des valeurs systématiquement supérieures aux vitesses de sortie (jusqu'à +30 %).

Nous retrouvons donc ici les mêmes tendances qu'expérimentalement, principalement le décalage entre les vitesses à l'amont et à l'aval directs de la brèche. L'existence d'une zone de faibles vitesses près de l'aval de la brèche est également confirmée, ce que nous avons constaté expérimentalement à l'aide des traceurs de surface en polystyrène.

Enfin, les profils obtenus aux débits les plus importants³ (figures 182 et 183) se distinguent de ceux décrits précédemment via deux aspects :

- désormais, les vitesses mesurées au travers de S_S sont en moyenne supérieures à celles mesurées au travers de S_A ,
- aux largeurs supérieures à 200 mm, le profil S_{SB} comporte un "palier" alors qu'il était monotone croissant auparavant.

Cette dernière particularité semble pouvoir être corrélée à la forte augmentation de hauteur d'eau dans le sillage de la paroi aval. Nous avons vu qu'elle délimite l'entrée d'une zone de faibles vitesses, plus à l'aval, d'autant plus marquée que la vitesse incidente est importante. Nous soulignons également que cette frontière formait un angle avec l'axe de la brèche, qui pouvait atteindre 45° et qu'elle se prolongeait côté rivière. Dans certains cas, elle peut donc rencontrer la section S_{SB} (située 10 cm après

3. Nous devrions plutôt dire "aux vitesses incidentes les plus fortes"

la paroi aval), ce qui permet de comprendre la présence de ce plateau dans les profils correspondants.

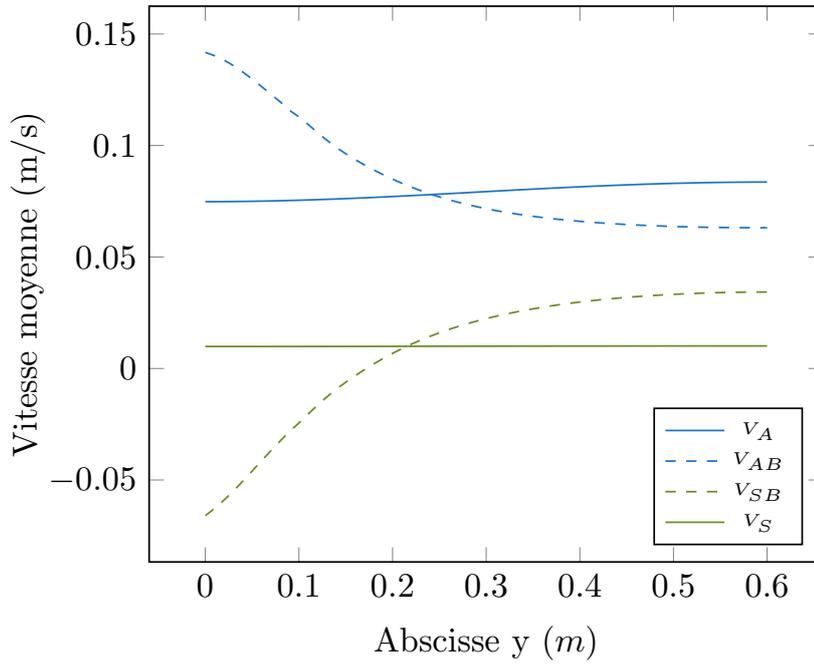


Figure 178 – Profils de vitesse dans le canal pour $L_B = 100 \text{ mm}$ et $\overline{Q}_A = 15.4 \text{ m}^3/\text{h}$

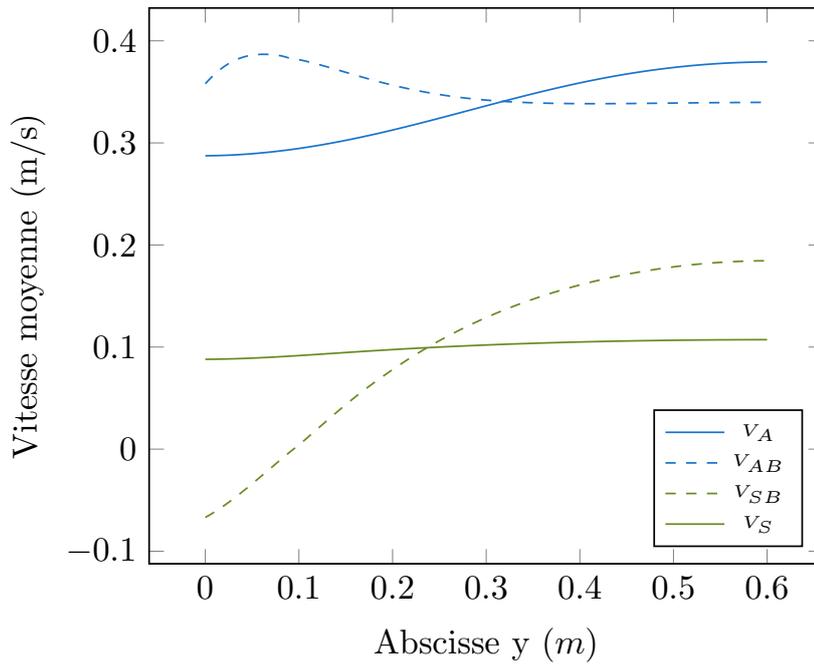


Figure 179 – Profils de vitesse dans le canal pour $L_B = 300 \text{ mm}$ et $\overline{Q}_A = 65.2 \text{ m}^3/\text{h}$

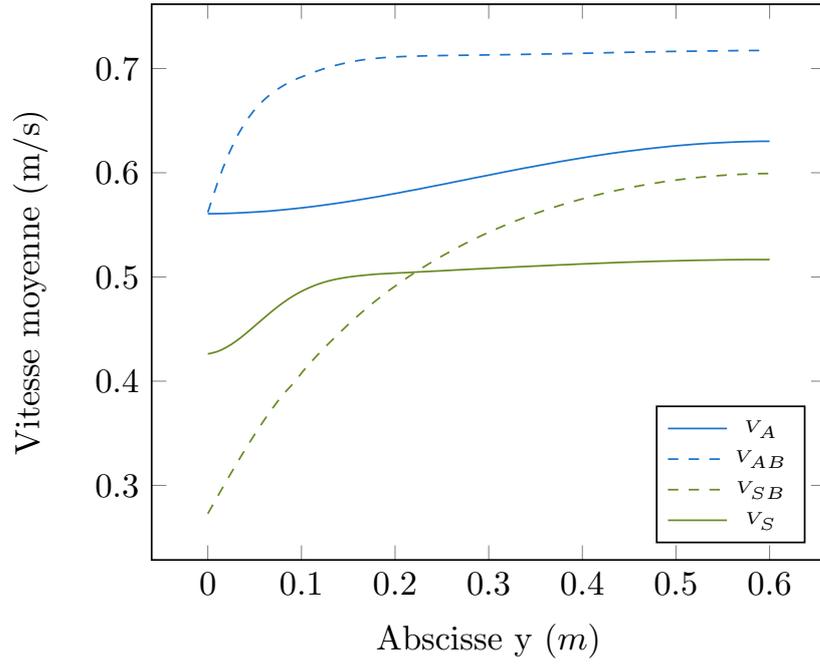


Figure 180 – Profils de vitesse dans le canal pour $L_B = 200$ mm et $\overline{Q}_A = 115.4$ m³/h

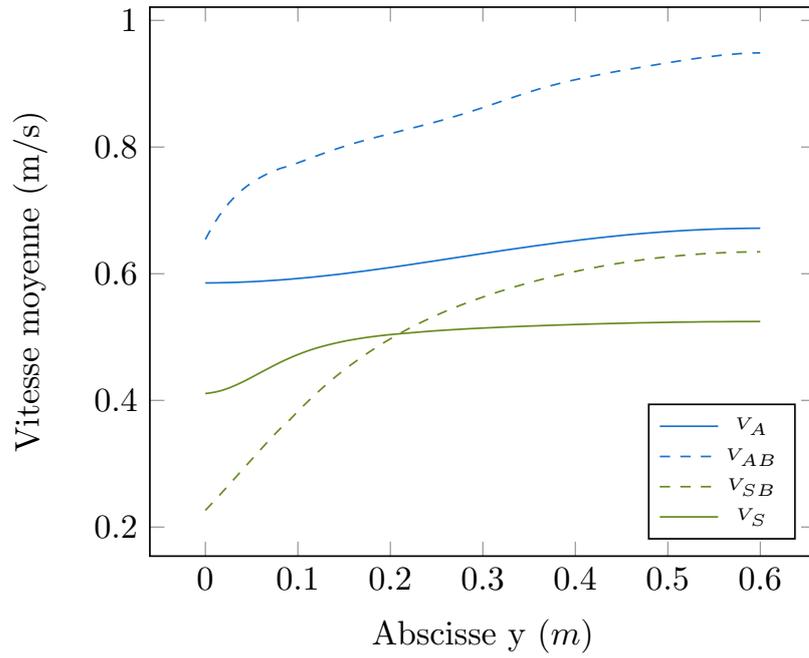


Figure 181 – Profils de vitesse dans le canal pour $L_B = 300$ mm et $\overline{Q}_A = 103.8$ m³/h

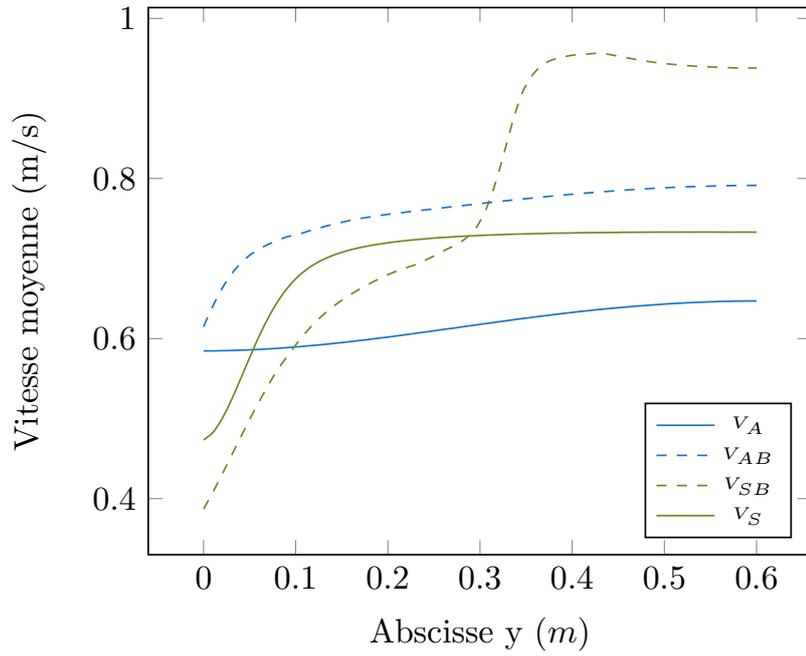


Figure 182 – Profils de vitesse dans le canal pour $L_B = 200$ mm et $\overline{Q}_A = 122.3$ m³/h

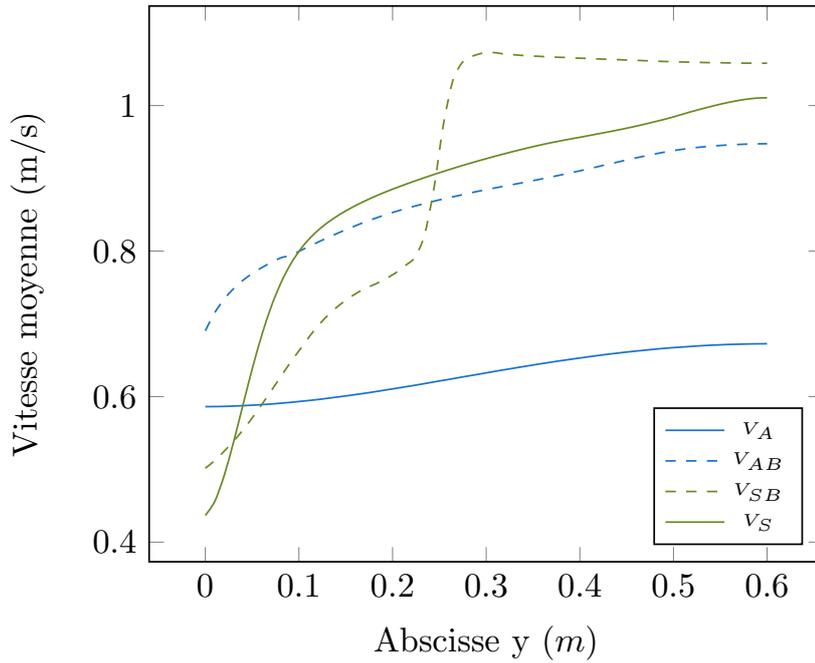


Figure 183 – Profils de vitesse dans le canal pour $L_B = 400$ mm et $\overline{Q}_A = 122.3$ m³/h

18.3.3 *Profils de vitesse dans la brèche*

Nous mesurons ici les vitesses selon la largeur de la brèche, dans les sections S_B , S_{B5} et S_{B10} . De nouveau, nous allons tenter de dépeindre de manière systématique les profils obtenus. D'emblée, les résultats observés nous semblent dans la ligne directe de ceux présentés jusqu'ici, au travers des variations du comportement hydraulique qui se manifestent toujours au gré de l'augmentation de la vitesse incidente amont et de la largeur de la brèche.

Pour $L_B = 50$ mm et pour des vitesses incidentes faibles, les profils sont symétriques par rapport à l'axe de la brèche, adoptant une allure parabolique, et atteignent un maximum près de son centre (figure 184). De plus, les vitesses vérifient en moyenne $V_B < V_{B5} < V_{B10}$. Cette symétrie est rompue lorsque la vitesse incidente augmente, le maximum se déportant vers l'aval. Au plus fort débit amont ($116.7 \text{ m}^3/\text{h}$, figure 186), les vitesses vérifient désormais $V_B > V_{B10} > V_{B5}$, ce qui montre que même à cette largeur modeste, l'écoulement peut être ralenti dans la brèche puis réaccélééré en sortie.

A une largeur de 100 mm, les profils sont assez similaires à ceux que nous venons de décrire mais on peut noter dans certains cas que, si le maximum de vitesse est atteint près de la paroi aval dans la section S_B , il se déplace vers le centre de la brèche dans les sections S_{B5} et S_{B10} , ce qui montre que l'écoulement dans la brèche peut changer de direction en frappant la paroi aval (figures 185 et 187). Ce phénomène se produit même à des débits modérés dans le canal et nous avons d'ailleurs souligné cette réflexion lors du premier essai sur un modèle de digue érodable, durant la phase d'élargissement de la brèche.

A partir d'une largeur de 200 mm, l'allure des profils évolue sensiblement. S'ils conservent leur symétrie aux bas débits, ils comptent désormais deux maxima atteints près des parois et un minimum au centre (figures 188 et 189). La symétrie disparaît lorsque la vitesse amont augmente, jusqu'à trouver de nouveau des profils quasi-linéaires (figures 190 et 191). Enfin, et seulement pour les grandes brèches (300 et 400 mm), les vitesses incidentes importantes donnent des profils comportant une signature typique, à savoir un double changement de signe de l'accélération de l'écoulement, ce qui suggère l'établissement d'un mouvement de rotation entre les deux parois à ces régimes d'écoulement (figures 192 et 193). Par ailleurs, si l'on n'observe pas cette topographie aux largeurs moins importantes, on peut remarquer la présence de vitesses opposées au sens principal du débit de fuite, situées toujours près de la paroi amont. Ces deux observations convergent de nouveau vers nos essais en canal où, sous certaines conditions de (fort) débit amont et de largeur de brèche, des traceurs se retrouvaient piégés au centre de la brèche ou près de sa paroi amont, parfois durant plusieurs secondes, ce qui est énorme comparé au temps passé dans la brèche par une particule "non-entravée", typiquement de l'ordre de quelques dixièmes de seconde.

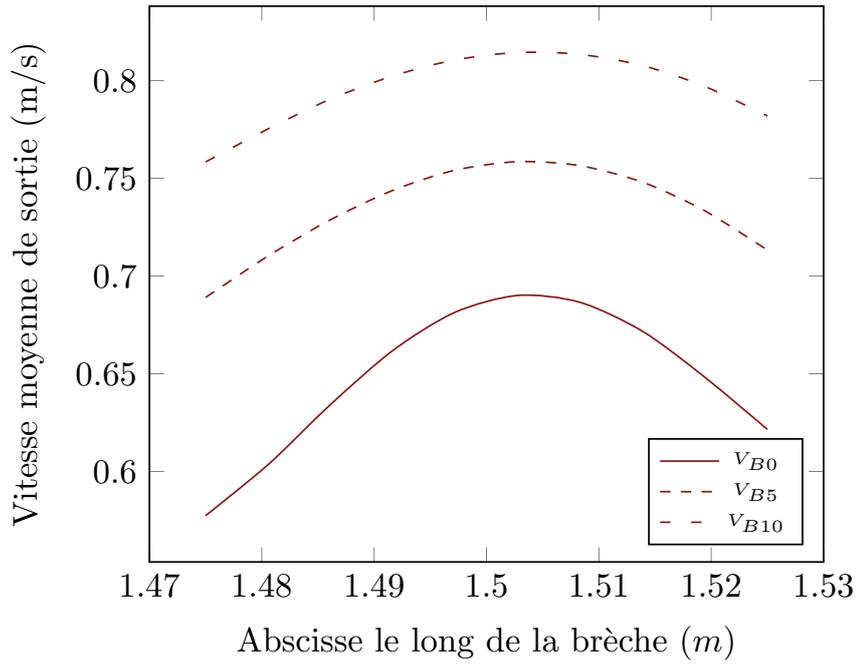


Figure 184 – Profils de vitesse dans la brèche pour $L_B = 50$ mm et $\overline{Q_A} = 26.9$ m³/h

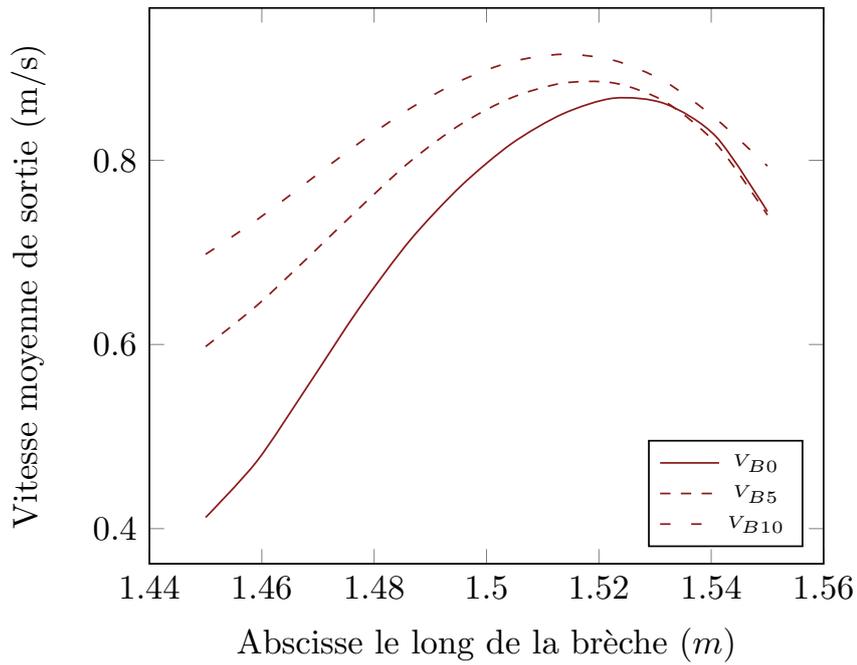


Figure 185 – Profils de vitesse dans la brèche pour $L_B = 100$ mm et $\overline{Q_A} = 71.2$ m³/h

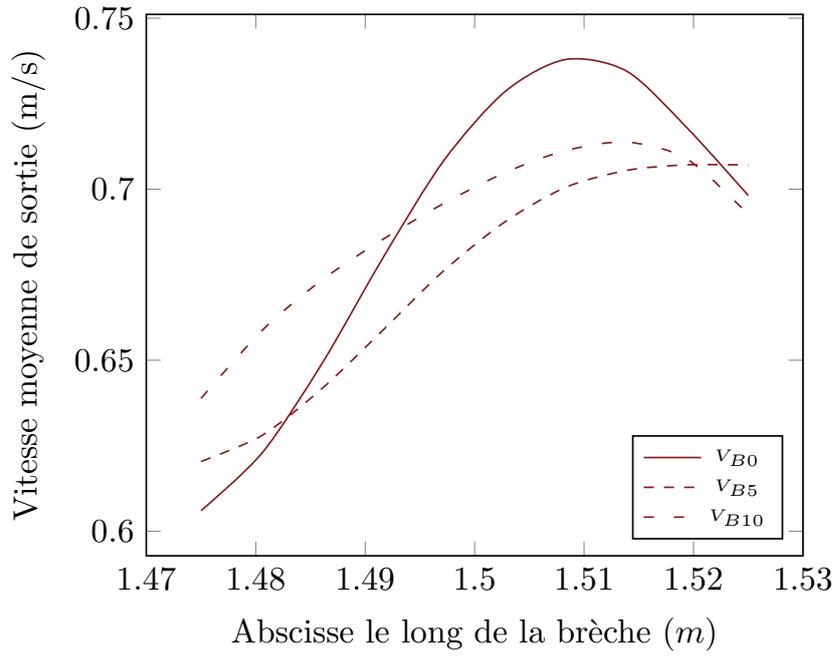


Figure 186 – Profils de vitesse dans la brèche pour $L_B = 50$ mm et $\overline{Q}_A = 116.7$ m³/h

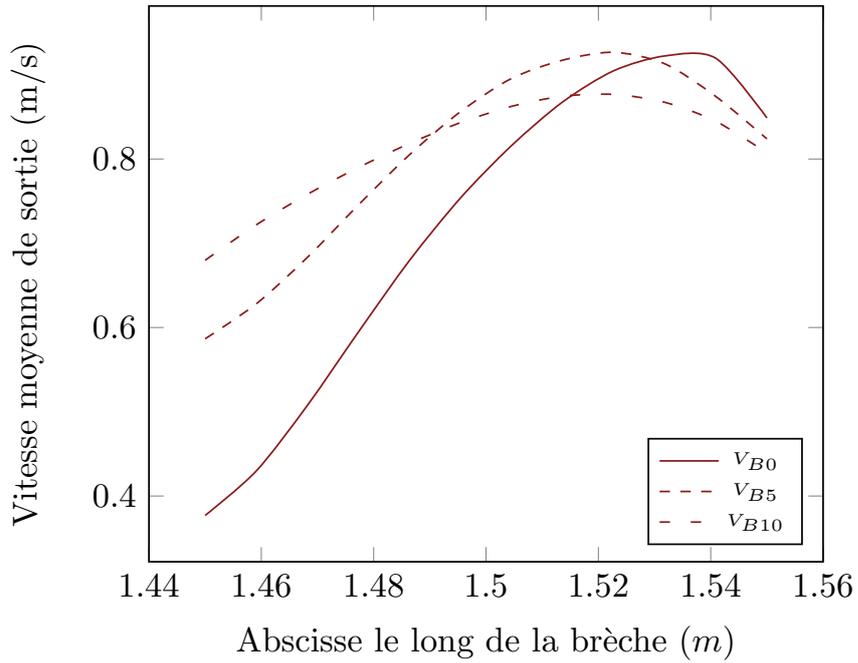


Figure 187 – Profils de vitesse dans la brèche pour $L_B = 100$ mm et $\overline{Q}_A = 104.9$ m³/h

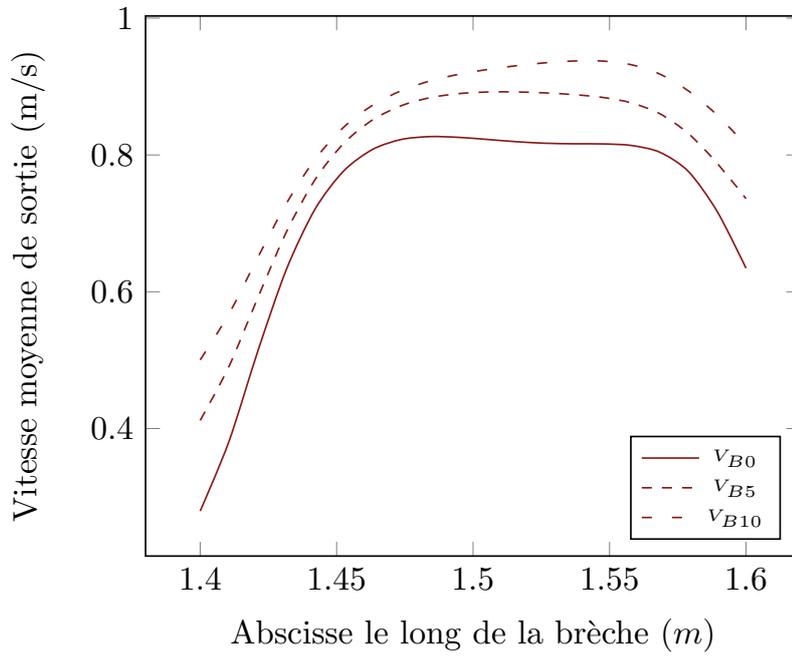


Figure 188 – Profils de vitesse dans la brèche pour $L_B = 200 \text{ m m}$ et $\overline{Q_A} = 49.5 \text{ m}^3/\text{h}$

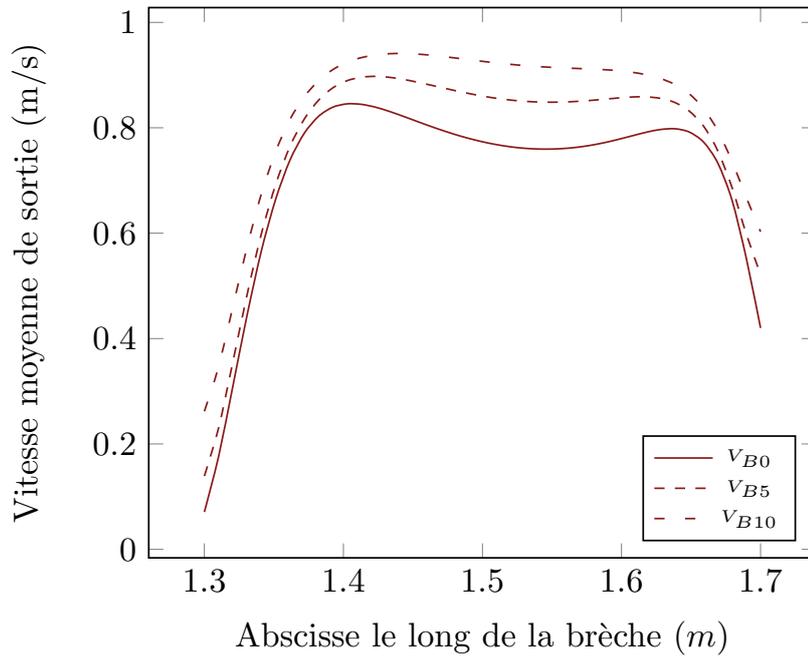


Figure 189 – Profils de vitesse dans la brèche pour $L_B = 400 \text{ m m}$ et $\overline{Q_A} = 62.4 \text{ m}^3/\text{h}$

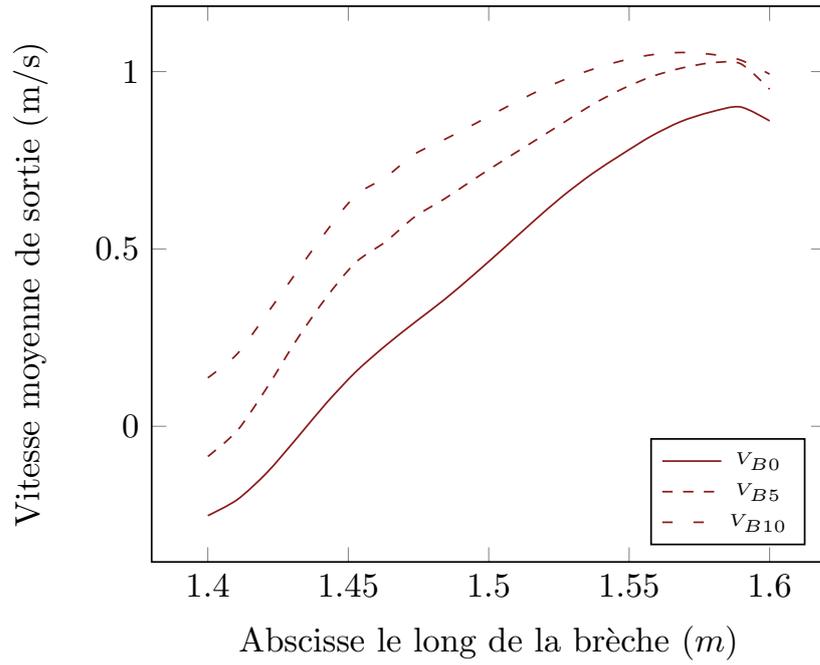


Figure 190 – Profils de vitesse dans la brèche pour $L_B = 200 \text{ mm}$ et $\overline{Q_A} = 119.4 \text{ m}^3/\text{h}$

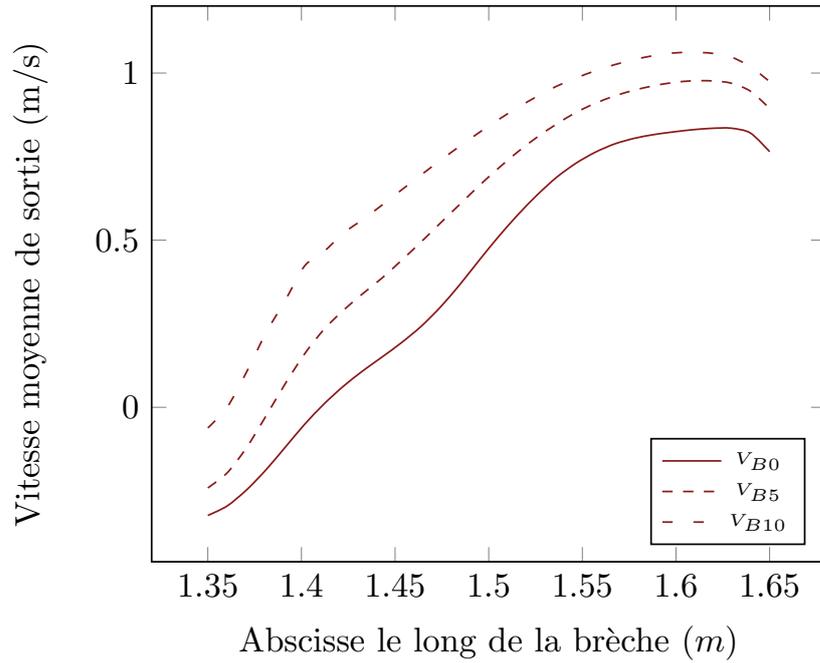


Figure 191 – Profils de vitesse dans la brèche pour $L_B = 300 \text{ mm}$ et $\overline{Q_A} = 122.3 \text{ m}^3/\text{h}$

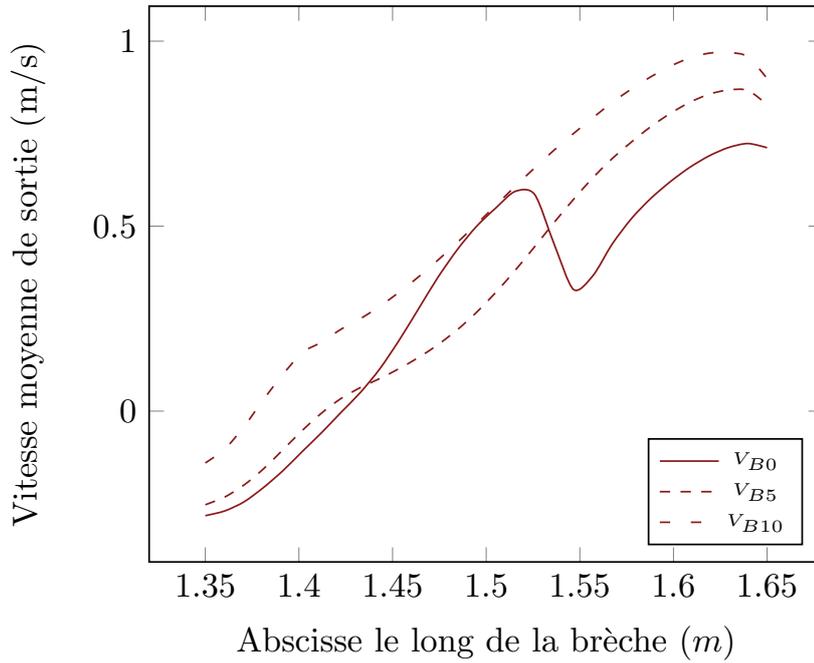


Figure 192 – Profils de vitesse dans la brèche pour $L_B = 300$ mm et $\overline{Q_A} = 122.3$ m³/h

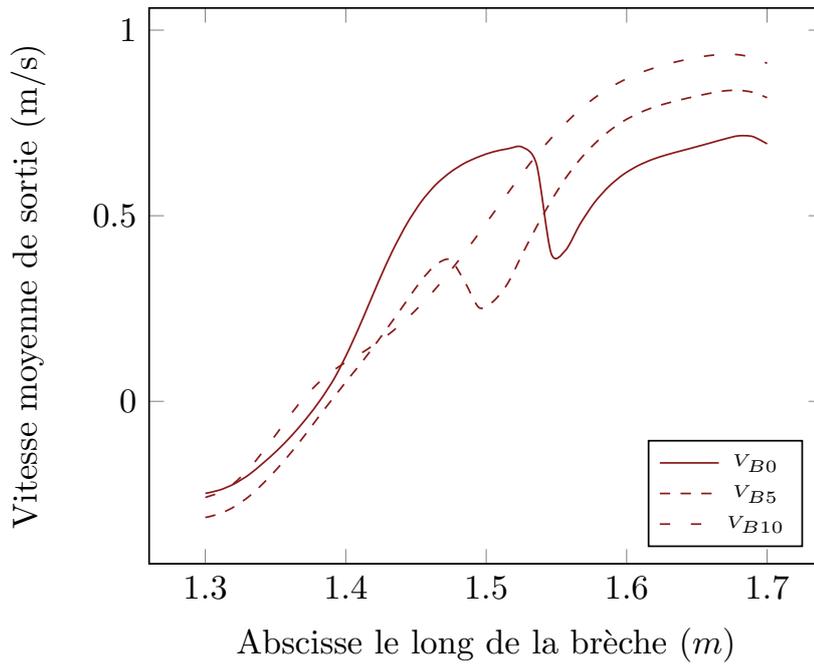


Figure 193 – Profils de vitesse dans la brèche pour $L_B = 400$ mm et $\overline{Q_A} = 122.3$ m³/h

18.4 DISTANCE DE PARTITION

Par analogie à la distance de partition que nous avons définie comme la distance par rapport à la crête de la digue jusqu'à laquelle on pouvait être quasiment sûr que le traceur partirait dans la brèche, nous pouvons définir une distance y_{part} par rapport à la crête de la brèche $y = -0.1$ m, telle que la somme des débits moyens transitant par les mailles appartenant à la section et vérifiant $y \leq y_{\text{part}}$ est égale au débit moyen transitant par la brèche. Nous vérifions que, pour les débits amont les plus faibles, toute la largeur du canal ou presque est affectée par le débit de fuite latéral. La décroissance de y_{part} est rapide lorsque la vitesse d'approche augmente, puis toutes les courbes semblent converger, de même que celles des débits dans la brèche, vers les valeurs très faibles (figure 194). Nous représentons de nouveau cette longueur en fonction de la vitesse aval, ce qui permet de mieux différencier les cas. Ces courbes sont assez analogues à celles obtenues expérimentalement, tant par l'allure que par les valeurs prises par y_{part} . Comme pour les débits de fuite, nous représentons cette distance en fonction de la vitesse imposée par l'aval du canal, qui permet de mieux différencier les cas (figure 195). Précisons que, sur ces figures, la distance est exprimée par rapport à la crête de la digue ($y = -0.1$ m), ce qui explique certaines distances d'influence de plus de 65 cm tandis que la largeur du canal n'est que de 60 cm.

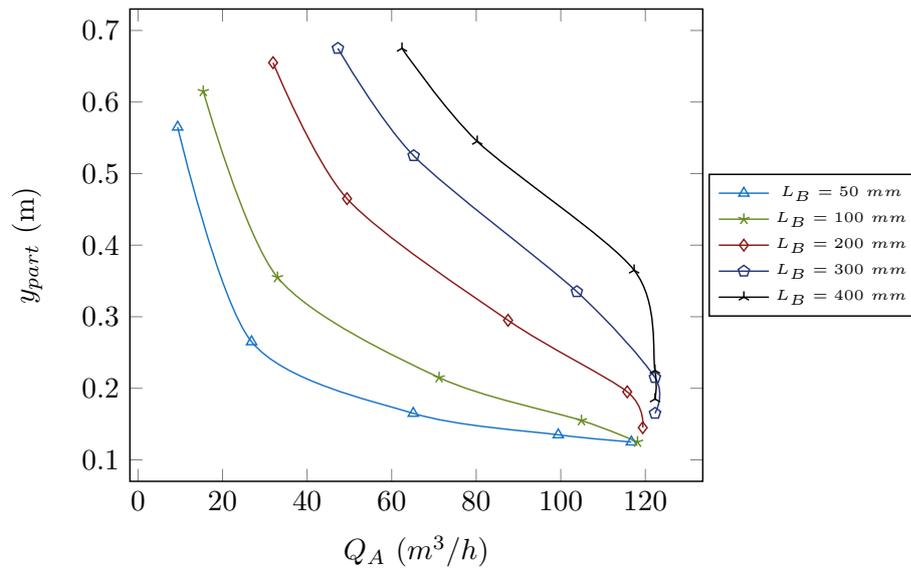


Figure 194 – Distance de partition y_{part} en fonction du débit amont moyen $\overline{Q_A}$, pour les différentes largeurs de brèche.

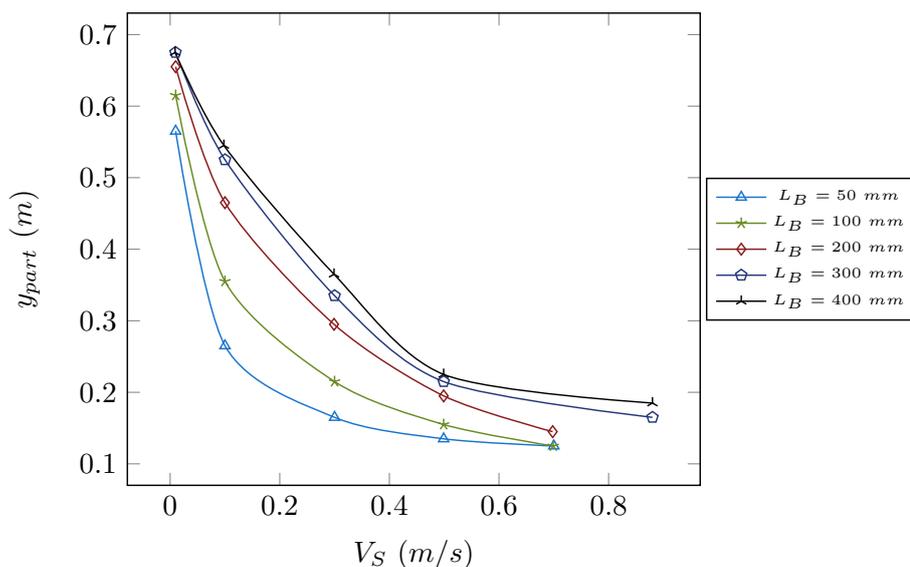


Figure 195 – Distance de partition y_{part} en fonction de la vitesse aval V_S , pour les différentes largeurs de brèche.

18.5 RÉPARTITION DU NOMBRE DE FROUDE

Le nombre de Froude est souvent évoqué dans les discussions autour des brèches pour deux raisons. En cas de surverse, l'accélération de l'eau le long du parement, ou dans le chenal d'érosion si la brèche est formée, provoque en général une transition vers un écoulement torrentiel ($F_r > 1$). *A priori*, la section critique est localisée dans la brèche et constitue de fait une section de contrôle du débit de fuite qui va inonder le val protégé. De plus, l'écoulement subit un retour au régime subcritique au droit de la brèche, ce qui se traduit par un ressaut hydraulique près du pied de digue côté zone protégée et semble être l'initiateur de la fosse d'érosion souvent observée lors des défaillances de digues. Sur les images que nous allons commenter, F_r pouvait prendre des valeurs très nettement supérieures à l'unité, ce qui nous a obligé à seuller ces champs à $F_r < 2$ afin de pouvoir observer également les variations de F_r côté rivière.

Ici encore, les simulations à $L_B = 50$ mm serviront de témoin dans la mesure où, pour cette largeur de brèche, l'écoulement dans le canal est peu impacté par le débit de fuite latéral. Dans le canal, les valeurs de F_r restent globalement comprises entre 0.05 et 0.6 environ, ce qui représente des conditions fluviales même si $F_r = 0.6$ est une valeur somme toute élevée pour des écoulements en rivière (figure 196). Pour $\bar{Q}_A = 116.7 \text{ m}^3/\text{h}$, le nombre de Froude approche même de l'unité dans le canal, ce qui est rare dans la réalité bien qu'envisageable lors de crues importantes.

A vitesse incidente modérée ($V \lesssim 0.5$ m/s), F_r augmente en entrée de brèche et l'on peut situer la transition $Fr = 1$ près de la crête de la digue. Dans les deux cas les plus rapides, on constate une chute du nombre de Froude en entrée de brèche, puis la transition a lieu, toujours près de la crête. On note qu'aux forts débits, la longueur des axes des ellipsoïdes formées par la zone $F_r > 1.9$ est nettement moindre qu'aux faibles.

Dans la zone protégée, on ne retrouve pas dans l'axe de la brèche un régime $Fr < 1$, qui aurait provoqué l'apparition d'un ressaut hydraulique. Ceci peut être dû au coefficient de frottement utilisé sur tout le domaine ($K = 100$) censé être en verre comme le canal HERODE, qui limite la perte de charge dans la zone protégée. Nous avons par

ailleurs observé la formation dudit ressaut dans notre zone protégée expérimentale érodable, dont l'état de surface n'était certainement pas celui d'une plaque de verre.

Les observations sur la brèche de 100 mm sont assez analogues, si ce n'est à $\overline{Q_A} = 118.1 \text{ m}^3/\text{h}$, où l'on voit poindre une répartition du Froude dans la brèche qui fait écho aux remarques formulées sur la ligne d'eau le long de la brèche et sur les vitesses, à savoir un partage entre des zones torrentielles $Fr > 1$ et des zones fluviales $Fr < 1$. De nouveau, les zones $Fr > 1.9$ présentes dans la zone protégée sont plus étalées spatialement aux faibles vitesses incidentes (figure 197).

Aux largeurs supérieures (figures 198 et 199), la transition se fait toujours dans la brèche tant que la vitesse incidente est modérée. Dans les cas les plus véloces, et d'autant plus facilement que la brèche est large, la section critique se déplace vers le canal, tandis que le motif particulier de la répartition du Froude se caractérise toujours par la coexistence de valeurs très élevées et très faibles au sein même de la brèche. Apparaît de plus, à l'aval de l'axe de la brèche côté rivière, une nouvelle transition $Fr > 1 \rightarrow Fr < 1$, marquant le ressaut hydraulique évoqué lors du commentaire des hauteurs d'eau.

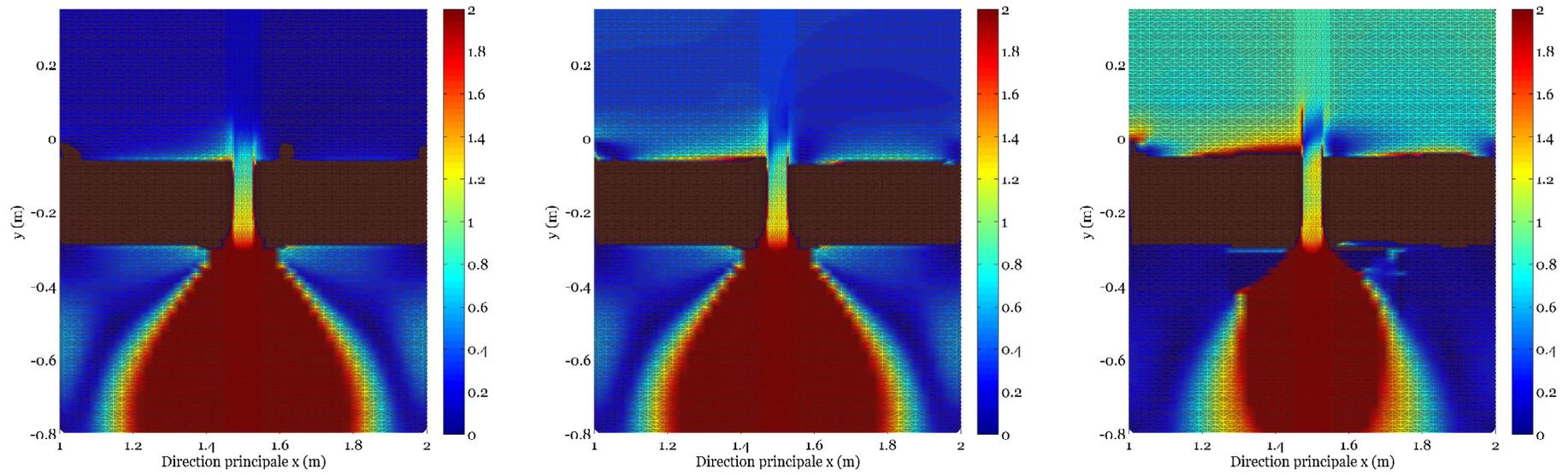


Figure 196 – Répartition du nombre de Froude pour $L_B = 50$ mm et $\overline{Q_A} = 26.9, 65.1$ et 116.7 m³/h

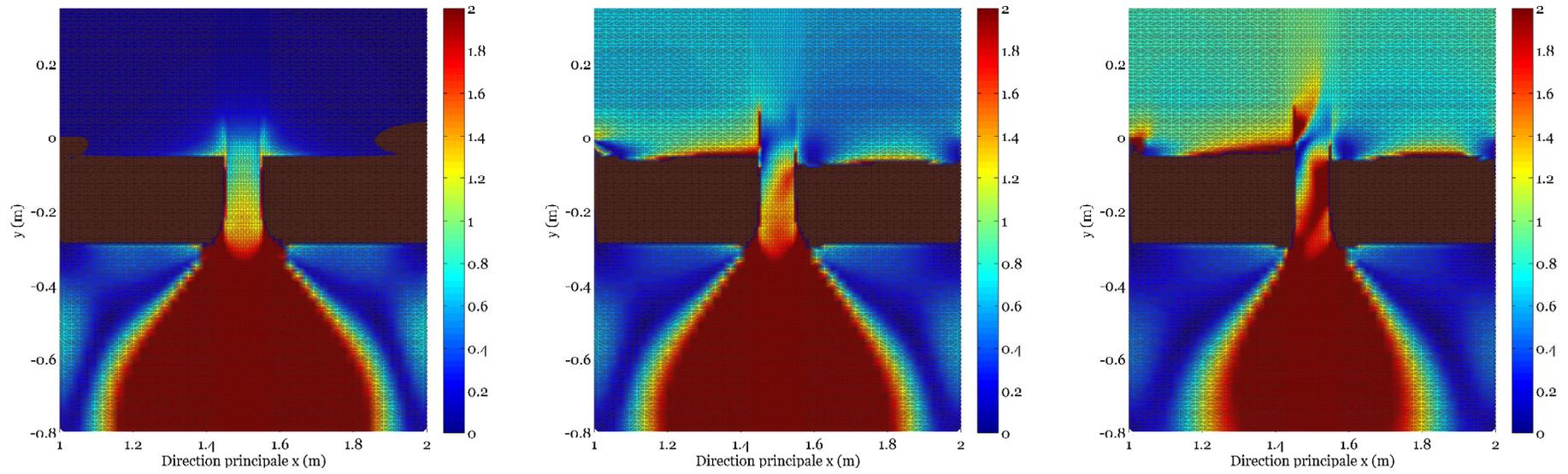


Figure 197 – Répartition du nombre de Froude pour $L_B = 100$ mm et $\overline{Q_A} = 15.4, 104.9$ et 118.1 m³/h

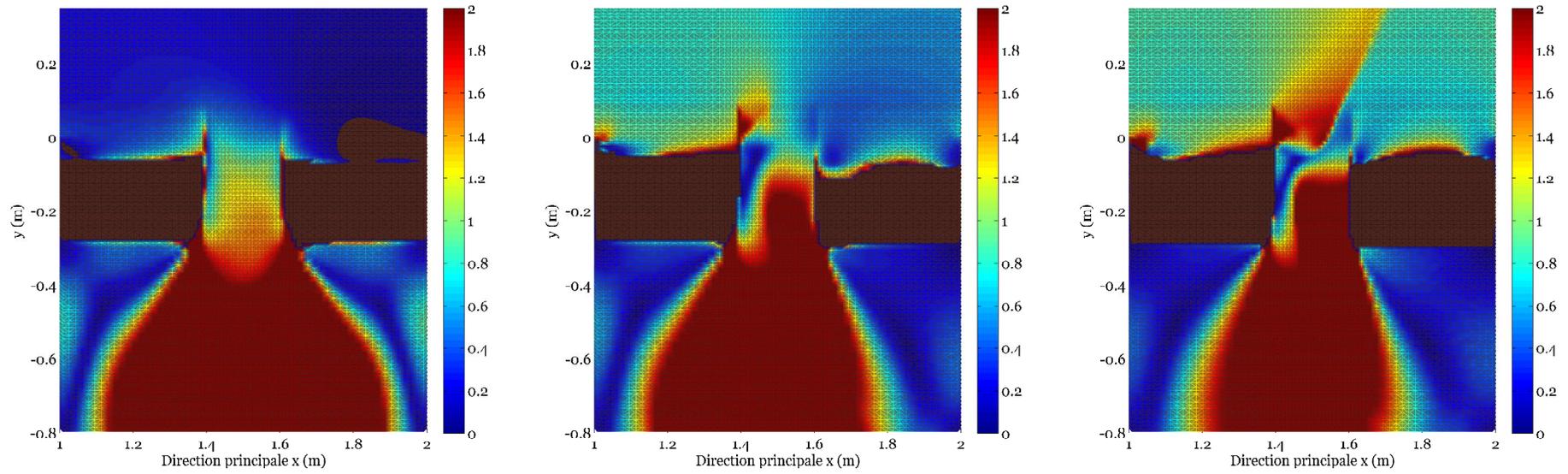


Figure 198 – Répartition du nombre de Froude pour $L_B = 200$ mm et $\overline{Q_A} = 49.5, 115.7$ et 119.4 m³/h

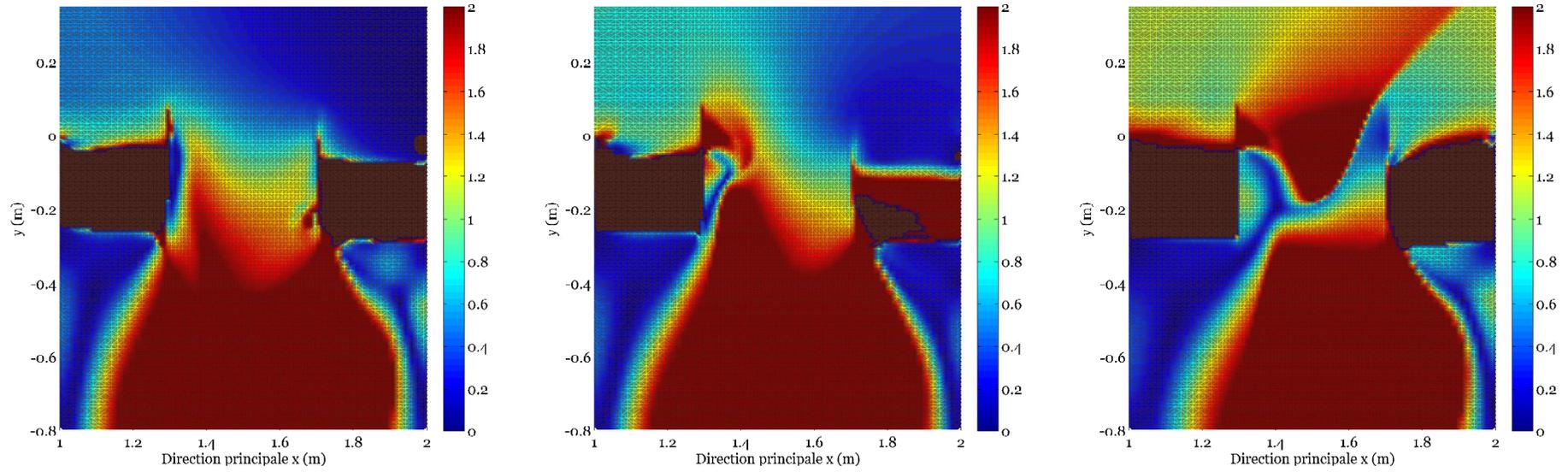


Figure 199 – Répartition du nombre de Froude pour $L_B = 400$ mm et $\overline{Q_A} = 80.2, 117.4$ et 122.3 m³/h

18.6 CALAGE DES SIMULATIONS SUR LES ESSAIS EN CANAL

Nous avons remarqué que les débits latéraux moyens $\overline{Q_B}$ calculés sous RUBAR20 étaient systématiquement supérieurs aux mesures expérimentales. Deux facteurs semblent jouer un rôle dans cette surestimation. Le premier est l'utilisation d'un coefficient de Strickler K égal à 100, sensé reproduire la rugosité des parois de verre d'HERODE mais certainement trop élevé par rapport à la rugosité réelle du canal. Ensuite, un détail de la géométrie de nos digues, à savoir leur fondation en bois surélevée de 20 mm par rapport au fond du canal, n'est pas représenté dans les simulations précédentes. Sa présence devrait avoir tendance à réduire les débit calculés numériquement.

18.6.1 Effet de la rugosité

Nous avons mené des simulations pour des largeurs de brèche $L_B = 200$ mm et $L_B = 400$ mm, à des coefficients de Strickler $K=25$ et $K=50$. La réduction de K engendre une diminution des vitesses et une modification de hauteurs d'eau dans tout le domaine, qui peuvent devenir non négligeables à $K=25$. Les vitesses moyennes dans les sections de contrôle sont en particulier moins élevées que pour $K=100$.

La figure 200 montre l'évolution de $\overline{Q_B}$ en fonction de la vitesse débitante côté rivière des points expérimentaux et des débit calculés sous RUBAR20. Nous constatons que la diminution du coefficient de rugosité a permis d'améliorer l'accord entre numérique et expérimental.

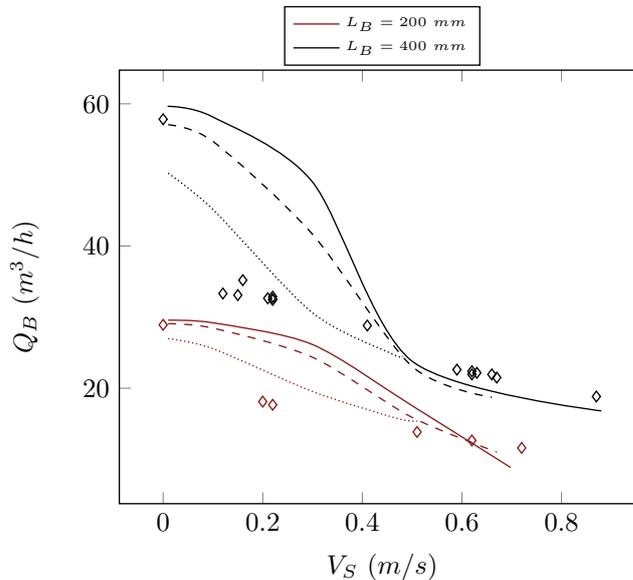


Figure 200 – Evolution du débit latéral pour $L_B = 200$ et 400 mm et des coefficients de Strickler de 100 (lignes pleines), 50 (tirets) et 25 (points). Les marqueurs losanges représentent les mesures expérimentales du débit.

18.6.2 Effet de la fondation en bois

Ici, nous avons laissé un coefficient de rugosité de 100 mais nous avons implémenté la bathymétrie réelle de nos digues en bois. La présence de la fondation de 20 mm

va limiter la hauteur déversante, ce qui devrait rapprocher nos débits simulés des débits expérimentaux. La modification de domaine de calcul entraîne de nouveau des perturbations hydrauliques et peut engendrer une surverse généralisée à l'aval de la brèche, aux débits amont les plus importants, tel qu'observé expérimentalement. La figure 201 permet de vérifier que la modification de la fondation a conduit à une diminution importante du débit dans les brèches, dont l'accord avec l'expérimental est amélioré pour des vitesses longitudinales amont modérées ($V_S < 0.4$ m/s) mais se dégrade aux vitesses plus importantes en sous-estimant les débits dans les brèches.

Il est en outre assez intéressant de noter que les marqueurs losanges de la figure 201 situés en $V_S = 0$, issus des formules de déversoirs, sont en bon accord avec les débits simulés aux vitesses amont les plus faibles et sans fondation en bois supplémentaire (simulations originelles à $K=100$), alors que nous avons tenu compte, lors de l'application des formules de déversoirs, de la fondation située à $z = +0.02$ cm du fond du canal.

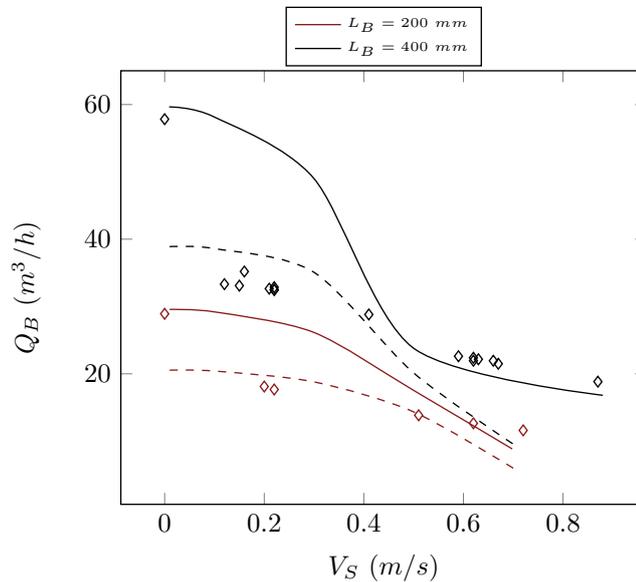


Figure 201 – Evolution du débit latéral pour $L_B = 200$ et 400 mm avec prise en compte de la fondation des digues en bois (pointillés) ou non (lignes pleines). Les marqueurs losanges représentent les mesures expérimentales du débit.

18.7 CONCLUSION

Cette tentative de modélisation du comportement hydraulique des brèches grâce au code de calcul RUBAR20 aura finalement permis de reproduire les nombreuses caractéristiques, parfois très complexes, des écoulements autour de brèches de différentes largeurs, à l'échelle de nos essais expérimentaux.

Les débits de fuite que nous avons pu relever sont plus élevés que dans nos essais en canal mais leur forte diminution aux vitesses amont les plus importantes est bien reproduite. Néanmoins, cette tendance est beaucoup moins sensible pour $L_B = 50$ et 100 mm, les débits de fuite étant presque indépendants de la vitesse incidente à ces largeurs de brèche.

L'augmentation de la vitesse incidente oriente également le débit de fuite vers l'aval et cela se traduit par l'asymétrie des hauteurs d'eau dans la brèche mais également

dans le canal. La ligne d'eau le long de la brèche peut se retrouver très cambrée et une brusque augmentation de la hauteur d'eau peut s'établir près de la paroi aval de la brèche et se prolonger vers l'aval du canal. Dans la zone proche, les hauteurs d'eau sont symétriques par rapport à l'axe de la brèche aux faibles vitesses incidentes mais la réflexion du débit de fuite sur la paroi aval déstabilise rapidement cette répartition dès lors que la brèche est suffisamment large, ce qui est de nouveau en accord avec l'expérience.

L'analyse des vitesses a montré que, dans des conditions calmes à modérées, l'écoulement est naturellement accéléré à l'amont direct de la brèche et ralenti à son aval, de manière assez symétrique, ce qui est certainement le comportement le plus typique que l'on peut attendre en cas de brèche. En forçant davantage le courant, les profils de vitesse dans le canal présentent systématiquement un minimum près de la paroi $y = 0$, puis augmentent plus ou moins rapidement lorsqu'on s'éloigne dans le canal. Dans la brèche peuvent apparaître des vitesses de sens opposé au sens général du débit de fuite, signe d'un mouvement de rotation horizontal établi entre les parois de la brèche, le même qui piégeait les traceurs en polystyrène lors des essais en canal.

La répartition du nombre de Froude, intéressante à l'égard de la prévision de l'hydrogramme de brèche (existence d'une section de contrôle du débit) et de la formation de la fosse d'érosion, a permis de consolider les observations faites sur les autres grandeurs caractéristiques de l'écoulement. Nous avons pu situer la section critique près de la crête de la brèche dans les cas où la vitesse amont est modérée. A forte vitesse incidente, les stigmates de la modification de fonctionnement de la brèche apparaissent de nouveau ; dans la brèche, les valeurs les plus fortes sont atteintes près de la paroi aval, ce qui laisse augurer un potentiel d'érosion plus important qu'à l'amont. Côté rivière, une transition $F_r > 1 \rightarrow F_r < 1$ peut se manifester et correspond à l'augmentation de hauteur d'eau évoquée plus haut. En zone proche, l'écoulement ne retrouve pas un régime fluvial dans l'axe de la brèche et le ressaut observé expérimentalement, important dans l'apparition de la fosse d'érosion, n'a pas été observé, ce qui peut éventuellement être imputé à un coefficient de rugosité inadéquat dans la zone protégée.

Nous avons enfin tâché de réconcilier expériences et simulations car les débits de brèche calculés sous RUBAR20 semblaient particulièrement élevés. La diminution du coefficient de rugosité de 100 à 50 puis 25 ainsi que la prise en compte de la fondation des digues en bois qui limite expérimentalement la hauteur déversante ont constitué de bons moyens pour se rapprocher des mesures de Q_B en canal.

EROSION DE DIGUES PAR SURVERSE LOCALISÉE SOUS RUBAR20 TS

Nous allons maintenant essayer d'exploiter la prise en charge du transport solide proposée par RUBAR20 dans sa version 'TS'. Dans ce chapitre, nous étudierons le développement de l'érosion sur des digues de 10 cm de haut par une surverse localisée au-dessus d'un créneau initial de $100 \times 15 \text{ mm}^2$ découpé en crête. Le domaine de calcul est un simple rectangle de $0.6 \times 1.4 \text{ m}^2$, où l'amont est séparé de l'aval par un remblai érodable de 40 cm en base et des pentes d'environ 1 : 2. La hauteur d'eau amont est fixée à 9 cm et la condition d'entrée est laissée non torrentielle, c'est-à-dire que le débit d'apport au cours du temps varie comme le débit de fuite dans la brèche en cours de formation. La sortie aval est laissée libre. De l'amont jusqu'au pied de digue aval, le fond inérodable se situe à $z = 0$, puis passe à $z = -0.2 \text{ m}$ dans la zone protégée, comme dans nos essais en canal. Si l'attention était précédemment portée sur l'effet du débit longitudinal amont, elle sera ici focalisée sur l'influence qu'ont la contrainte critique d'entraînement τ_c , prise sous sa forme adimensionnelle, et le coefficient d'érodabilité M , exprimé en m/s. Le taux d'érosion E est lié à ces paramètres par la relation $E = M(\tau/\tau_c - 1)$ lorsque la condition $\tau > \tau_c$ est vérifiée. Nous montrerons dans quelle mesure ces simulations ont permis d'observer plusieurs caractéristiques générales de la phase d'initiation des brèches de même que de retrouver des temps d'évolution caractéristiques et des hydrogrammes de brèche en bon accord avec l'expérimental.

Dans ces simulations, τ_c pris sous sa forme adimensionnelle¹ varie entre 0.05 et 0.8, tandis que M (en m/s) vaut 3.10^{-6} , 3.10^{-5} ou 3.10^{-4} m/s. Les valeurs par défaut de RUBAR20 sont $\tau_c = 0.05$ et $M = 3.10^{-6}$. Nous avons ensuite procédé à des simulations préliminaires afin de déterminer un intervalle de variation de ces paramètres en essayant de respecter deux critères :

- les ordres de grandeur de variation de τ_c et k_d observés sur des sols réels,
- les ordres de grandeur de la durée de nos essais en canal et des rain tests.

Nous verrons que les intervalles choisis pour τ_c et M ont conduit à des temps caractéristiques d'évolution du système qui varient au moins sur deux ordres (entre la minute et la dizaine d'heures) et que dans certains cas l'érosion s'est dirigée vers un équilibre avant que la brèche ne soit complètement formée. Ces deux arguments

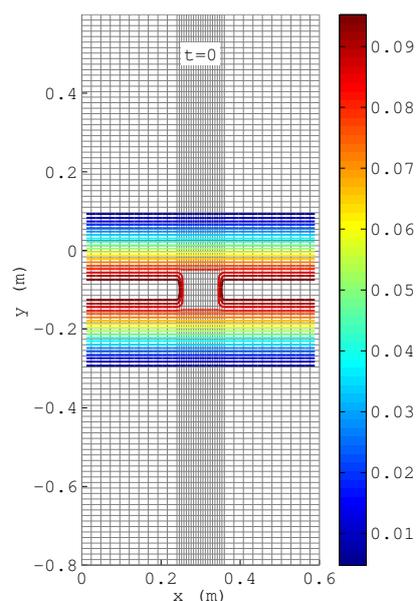


Figure 202 – Domaine de calcul et bathymétrie initiale. La hauteur d'eau amont (au nord) est maintenue à 9 cm et l'aval est libre avec une hauteur d'eau initiale nulle. La zone proche est érodable jusqu'à $z = -0.2 \text{ m}$.

1. La contrainte critique réelle est obtenue par $\tau_{c,\text{réel}} = \tau_c D_{50} (\rho_s - \rho) g$

préliminaires laissent penser que les intervalles choisis pour τ_c et k_d permettent de reproduire la gamme des résistances que nous avons rencontrées dans nos essais en canal.

Apportons une dernière précision avant de commenter les résultats en détail. Nous avons dit que cette étude visait initialement à n'étudier que la phase d'initiation des brèches. En effet, une limite des calculs bidimensionnels se manifeste lorsque la bathymétrie du domaine présente des changements brusques. Une maille peut se trouver partiellement immergée (centre de maille au-dessus du niveau d'eau mais certains sommets sous l'eau), ce qui provoque l'arrêt de son érosion. C'est bien cette configuration qui apparaît au cours de la formation d'une brèche, où l'altitude passe brusquement de zéro à la hauteur en crête au niveau des parois de la brèche. Ceci nous laissait l'opportunité d'éroder la digue sur toute la largeur de surverse initiale sans possibilité d'évolution ultérieure pour les centres de mailles au-dessus de la ligne d'eau. Pour pallier à cet inconvénient, RUBAR20 TS intègre un contrôle sur les mailles partiellement mouillées qui pondère et répartit l'érosion sur les nœuds, y compris les nœuds émergés. Cet élément a permis d'observer, dans les cas où la brèche a achevé sa formation assez rapidement, un élargissement rapide et important. Ce mécanisme d'élargissement n'est pas strictement physique mais dépend des paramètres d'érosion, ce qui est cohérent. Débutons dès à présent la synthèse de ces simulations en présentant l'évolution des bathymétries.

19.1 EVOLUTION DE LA BATHYMÉTRIE

Dans tous les cas, l'érosion provoquée par la surverse s'initie en pied de digue aval sur toute la largeur du chenal initial (figures 203, 204, 205 et 206). On retrouve ensuite l'évolution classique d'un front d'érosion qui progresse vers la crête à une vitesse qui dépend de τ_c et M . Nous pouvons définir un temps d'initiation t_i comme le temps où l'arête amont de la crête débute son érosion, ce qui se traduit par l'augmentation progressive du débit de fuite. Selon ce critère et au terme des 25000 s physiques calculées, l'initiation n'était achevée que pour les sols les moins résistants ($\tau_c = 0.05$ et 0.1) et sur des durées s'étendant de 2 min à 7 h. La sollicitation hydraulique n'a par contre pas conduit les autres sols ($\tau_c = 0.5$ et 0.8) à ce dénouement, leur évolution étant beaucoup plus lente. Le jeu ($\tau_c = 0.5$, $M = 3.10^{-4}$) a néanmoins permis d'observer une initiation assez rapide ($t_i = 1060$ s) mais sans évolution ultérieure importante (figure 205). Ce dernier point tend à montrer que la contrainte critique fixe l'évolution maximale (potentielle) de l'érosion tandis que l'érodibilité règle la vitesse à laquelle est atteint cet équilibre, qui se manifeste le plus souvent au cours de l'élargissement sur les cas réels mais peut intervenir dès la phase d'initiation sur des sols cohésifs résistants (voir (Hanson et al., 2005a)). Ces durées varient selon les mêmes proportions que celles de nos expériences, puisque la brèche était formée en moins de 30 min sur le sol à 10 % d'argile tandis qu'il nous fallut scarifier les parements à 30 et 50 % d'argile pour achever cette phase en quelques dizaines d'heures. Elles font également écho aux résultats des rain tests où les échantillons s'étaient maintenus environ 5 min, 3 h et 5 h selon la teneur en argile.

Ces premières remarques nous ont permis d'introduire les deux sous-groupes de simulations. Le premier est qualifié de 'rapide' et regroupe les sols les moins résistants ($\tau_c = 0.05$ et 0.1) pour lesquels la brèche a le temps de se former et de s'élargir dans la plupart des cas. Le second comprend les simulations où la brèche ne s'est pas complètement formée ($\tau_c = 0.5$ et 0.8); ce sera le groupe 'lent'.

Qualitativement, le talus s'érode sur toute la largeur du créneau initial dans les cas rapides (figures 203 et 204). Au contraire, le chenal s'approfondit préférentiellement au centre de la brèche, là où les vitesses sont les plus importantes, pour les sols résistants

(figures 205 et 206). Ceci est d'autant plus marqué que k_d est grand. Plus généralement, nous dirons que le front d'érosion délimité par le talus aval en cours d'érosion peut être représenté par un segment droit aux faibles τ_c mais que cette régularité se perd aux forts τ_c , où l'on observe une érosion au centre plus importante ou des tortuosités qui se maintiennent et se développent, résultant en des figures d'érosion très particulières. Il semble de plus que de légers déséquilibres hydrauliques peuvent engendrer la perte de symétrie du système par rapport à l'axe de la brèche. Ceci crée des disparités initiales dans l'érosion du fond de la brèche qui s'amplifient dans certains cas.

La forme de l'entrée de la brèche est également particulière. Durant la phase d'approfondissement de la section d'entrée, elle rappelle la forme en cloche souvent évoquée lors d'essais sur des modèles physiques. Dans les cas rapides, l'entrée de la brèche adopte une forme parabolique au cours de l'élargissement, ce qui est également une géométrie rencontrée expérimentalement.

Il est intéressant de noter que l'abaissement de la section d'entrée ne s'est jamais produit avant que le front d'érosion n'ait rejoint le voisinage de l'arête amont de la crête. Ceci est en accord avec le rapport de causalité assez généralement observé et reconnu qui conditionne le début de l'érosion verticale de l'entrée de la brèche à l'érosion (régressive) préalable de l'aval du talus. L'extraction des profils successifs au centre de la brèche confirme ce point (figure 207). On constate que la pente du talus aval forcé durant son érosion jusqu'à un angle limite qui ne dépend pas de l'érodibilité mais augmente avec τ_c . Dans certains cas, le fond de la brèche présente des variations d'altitude à l'aval du front d'érosion qui sont le signe de variations de la contrainte hydraulique le long de l'axe de la brèche. Pour les sols érodables, ces variations sont gommées ce qui suggère que la contrainte de fond est suffisante pour éroder le sol uniformément dans tout le chenal malgré des fluctuations de l'écoulement le long de l'axe de la brèche. Ce n'est plus le cas pour le groupe lent où ces irrégularités apparaissent et peuvent s'estomper au cours du temps ou se maintenir. Le profil au centre des sols à $\tau_c = 0.5$ montre que l'état final est le même en dépit d'un facteur 10 entre les coefficients d'érodibilité. Cet état d'équilibre a en outre été atteint en 2500 s pour $M = 3.10^{-4}$ m/s contre environ 19000 s pour $M = 3.10^{-5}$ m/s. Dans les deux cas on s'est donc bien dirigé vers le même équilibre, mais à des vitesses réglées par le coefficient d'érodibilité M . Nous avons volontairement laissé des profils assez éloignés en temps mais qui se superposent, ce qui peut diminuer la lisibilité mais illustre bien cette notion d'équilibre. Le lecteur intéressé pourra consulter (Hanson et al., 2005a), (Zerrouk and Marche, 2005), (Zhu, 2006) ou (Pickert et al., 2011) pour trouver des profils expérimentaux comparables.

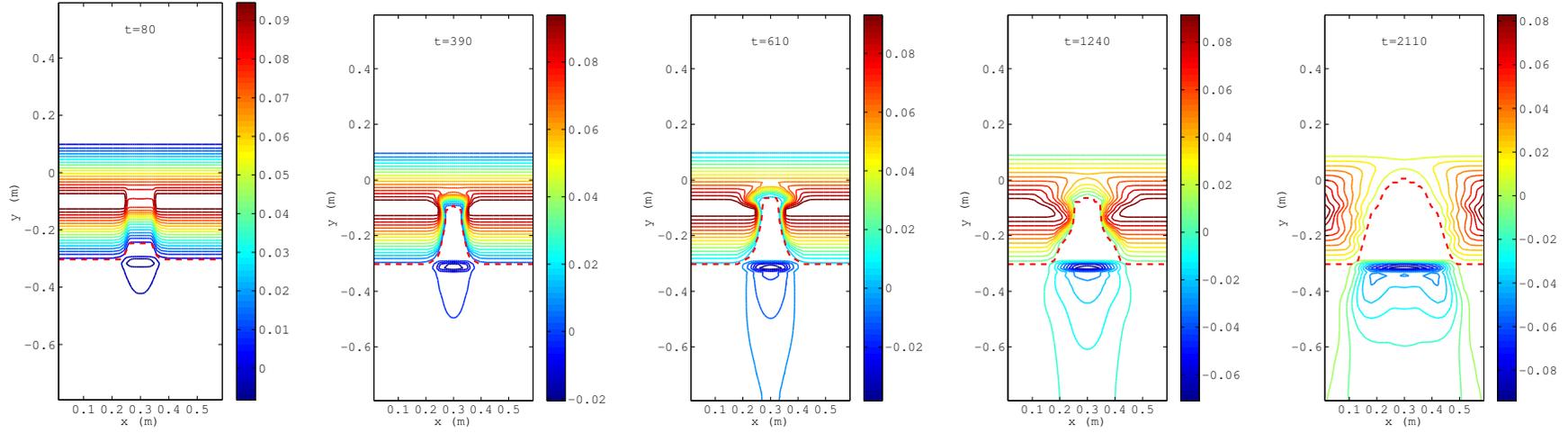


Figure 203 – Evolution de la bathymétrie pour $\tau_c = 0.05$ et $M = 3.10^{-5}$ m/s (z en m et t en s).

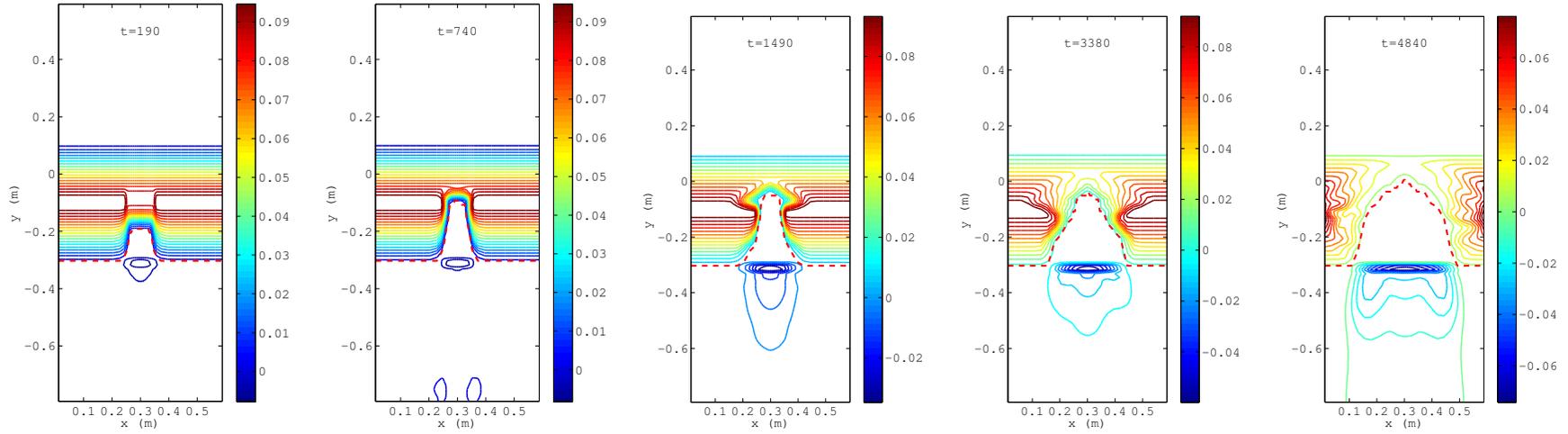


Figure 204 – Evolution de la bathymétrie pour $\tau_c = 0.1$ et $M = 3.10^{-5}$ m/s (z en m et t en s).

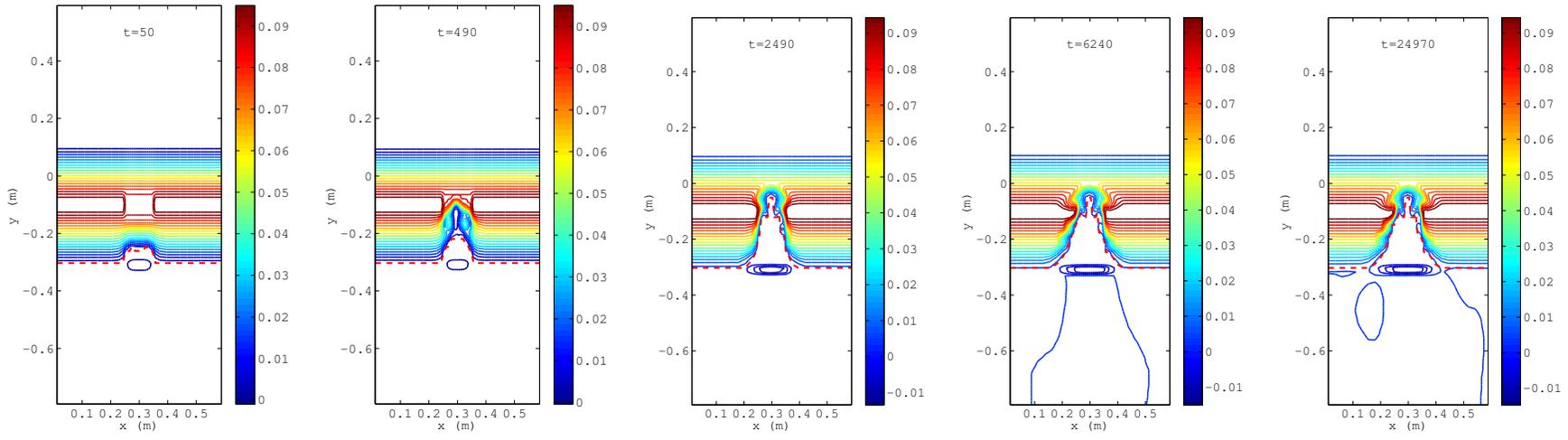


Figure 205 – Evolution de la bathymétrie pour $\tau_c = 0.5$ et $M = 3.10^{-4}$ m/s (z en m et t en s).

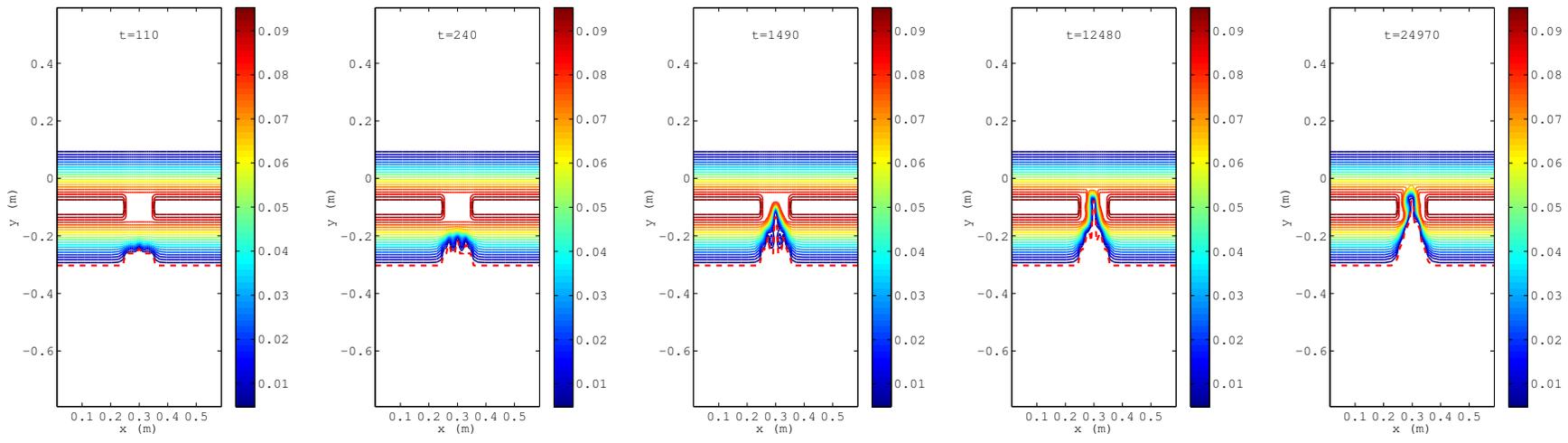
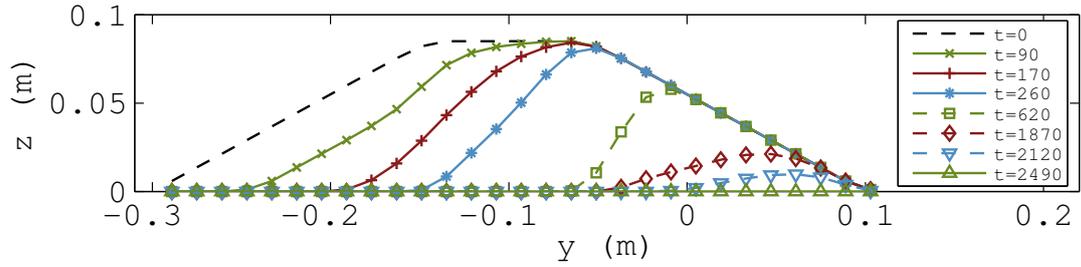
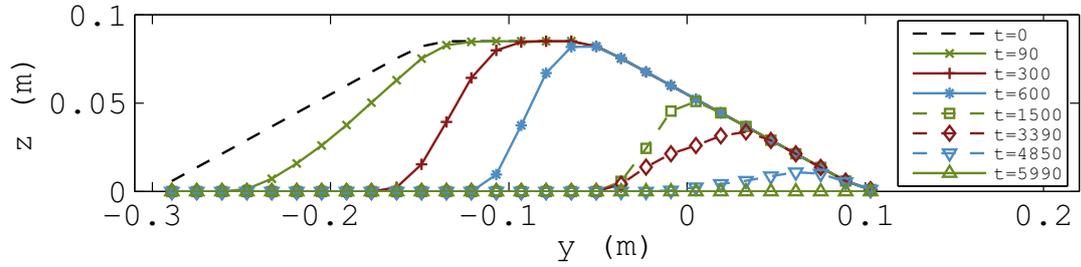


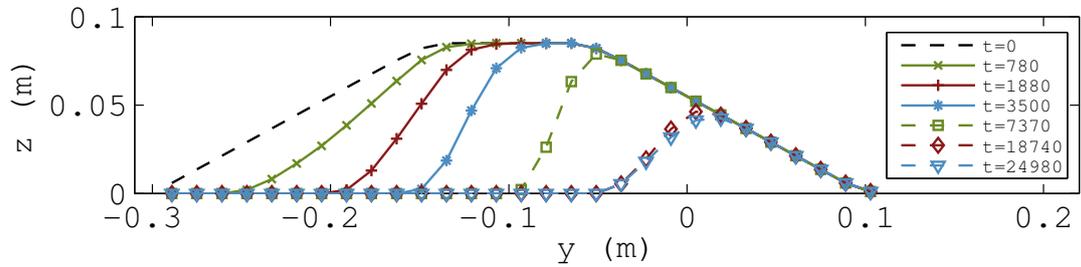
Figure 206 – Evolution de la bathymétrie pour $\tau_c = 0.8$ et $M = 3.10^{-4}$ m/s (z en m et t en s).



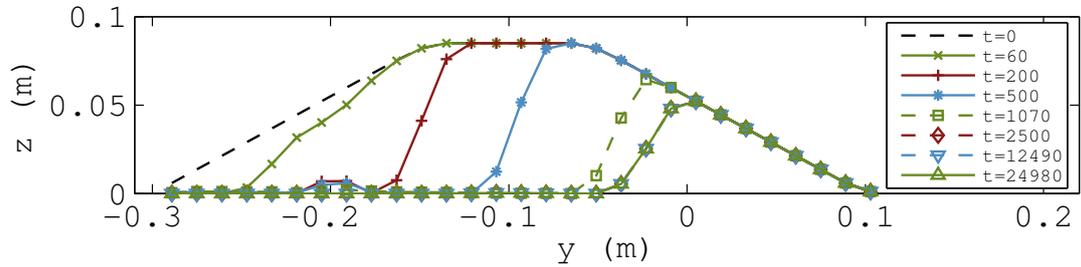
(a) $\tau_c = 0.05, M = 3.10^{-5} \text{ m/s}$



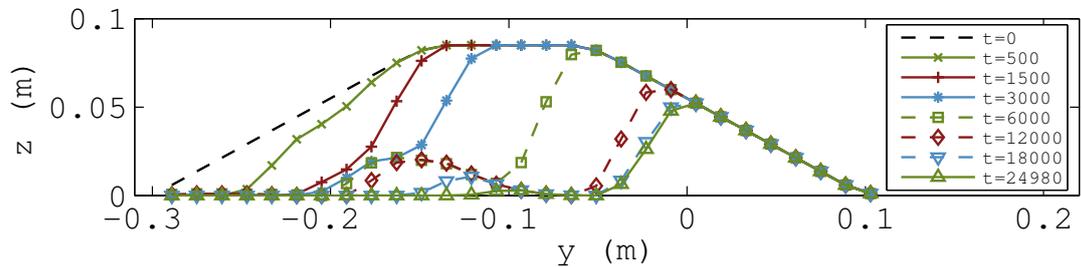
(b) $\tau_c = 0.1, M = 3.10^{-5} \text{ m/s}$



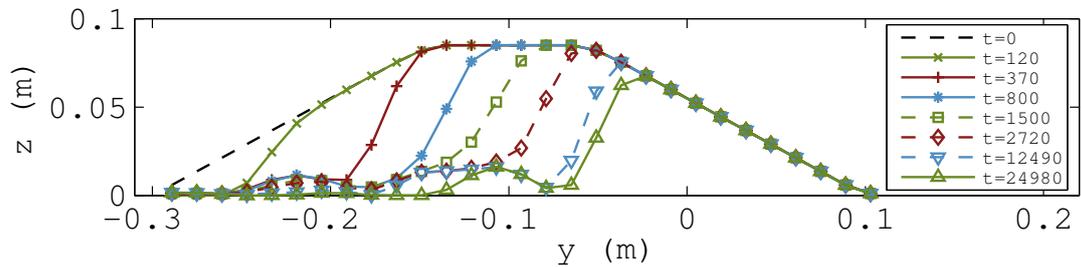
(c) $\tau_c = 0.1, M = 3.10^{-6} \text{ m/s}$



(d) $\tau_c = 0.5, M = 3.10^{-4} \text{ m/s}$



(e) $\tau_c = 0.5, M = 3.10^{-5} \text{ m/s}$



(f) $\tau_c = 0.8, M = 3.10^{-4} \text{ m/s}$

Figure 207 – Evolution du profil au centre de la brèche pour différents jeux de paramètres (z en m et t en s).

19.2 DÉVELOPPEMENT DES BRÈCHES ET HYDROGRAMME

La figure 208_a montre l'évolution du volume des digues au cours du temps. Celui-ci a diminué de près de 90 % dans les cas rapides, à des vitesses qui dépendent de M et τ_c . Le volume des digues plus résistantes a par contre peu évolué (pas plus de -20 %) et s'est stabilisé rapidement pour l'essai ($\tau_c = 0.5$, $M = 3.10^{-4}$ m/s), comme décrit dans la section précédente. La digue ($\tau_c = 0.1$, $M = 3.10^{-6}$ m/s) n'a pas atteint d'équilibre mais n'a été que modérément endommagée durant les 25000 s de calcul en raison de son coefficient d'érodibilité faible. L'échelle logarithmique de la figure suggère qu'à τ_c constant, un volume donné est atteint après un temps inversement proportionnel à M . On remarque également que les deux digues ($\tau_c = 0.05$, $M = 3.10^{-5}$ m/s) et ($\tau_c = 0.1$, $M = 3.10^{-5}$ m/s) connaissent la même évolution globale et que les temps nécessaires à atteindre un volume donné sont proportionnels à τ_c . Pour préciser ce lien entre l'état de la digue et les coefficients d'érosion, nous définissons le temps adimensionnel $t_* = t/t_{\max}$, où t_{\max} est le temps auquel la digue a atteint son volume minimal². Les courbes se regroupent remarquablement moyennant cette mise à l'échelle (figure 208_b). La digue ($\tau_c = 0.1$, $M = 3.10^{-6}$ m/s) n'avait pas achevé son érosion à la fin du calcul mais nous avons pu extrapoler simplement t_{\max} des simulations réalisées au même τ_c avec des coefficients d'érodibilité plus élevés pour obtenir une évolution similaire aux autres courbes.

L'élargissement de la brèche dépend des paramètres d'érosion dans la même mesure que le volume des digues (figure 208_c). Lorsque l'élargissement se produit, la normalisation temporelle permet de montrer que la durée de l'élargissement ($L_B > 0.1$ m) ne représente que 25 % environ du temps total de développement de la brèche. Ceci est en bon accord avec les durées relatives des phases d'initiation et d'élargissement décrites dans (Hanson et al., 2005a) en dépit du fait que le mécanisme d'élargissement n'est ici pas réellement physique.

Le débit de surverse initial est de l'ordre de $1 \text{ m}^3/\text{h}$ dans un créneau dont la section mouillée vaut $5 \times 100 \text{ mm}^2$. La figure 208_e montre que le débit évolue très peu ($< 10 \text{ m}^3/\text{h}$) durant la phase de formation des brèches. Pendant ce laps de temps relativement long, le débit augmente au gré de l'approfondissement de la section d'entrée de la brèche. La largeur est en outre mesurée au centre de la crête indépendamment de l'état du talus amont, ce qui explique la présence d'augmentations franches du débit alors que L_B est quasiment constante car la section de contrôle³ peut évoluer à largeur en crête constante.

Pour les cas rapides, le débit fait un bond lorsque L_B approche la largeur du créneau initial et atteint $60 \text{ m}^3/\text{h}$ pour des largeurs d'environ 0.12 m. L'évolution du débit aux largeurs plus importantes suggère une relation linéaire entre Q_B et L_B , où le débit vaut finalement $120 \text{ m}^3/\text{h}$ environ dans des brèches de 0.4 m. Sur la figure 208_f nous montrons le détail de $Q_B = f(L_B)$ aux largeurs supérieures à 0.1 m. Nous avons voulu comparer ces résultats au modèle simplifié issu de nos essais expérimentaux sur des brèches fixes et donnant Q_B en fonction de L_B et du débit amont Q_A :

$$Q_B \simeq e^{\alpha \frac{L_B}{B}} Q_A^\beta,$$

avec Q_A le débit longitudinal amont, $\alpha \simeq 5$ et $B = 0.6$ m la largeur du canal. Supposons que la contribution du débit amont disparaisse lorsque Q_A devient faible et que l'on puisse écrire :

$$Q_B \simeq e^{5 \frac{L_B}{B}}.$$

2. Différent pour chaque essai.

3. L'entrée de la brèche.

L'application directe de ce modèle simplifié conduit à une sous-estimation des débits calculés sous RUBAR20. Rappelons simplement que nos profils de digue en bois possèdent une fondation située 20 mm au-dessus du fond du canal. Selon ces considérations, les débits obtenus correspondraient à une hauteur déversante de 7 cm. En supposant que le débit est proportionnel à la hauteur d'eau, il suffit d'appliquer un facteur de correction de $9/7$ à notre modèle simplifié pour obtenir un bon accord avec les résultats numériques ⁴.

4. La hauteur d'eau amont dans les simulations est de 9 cm.

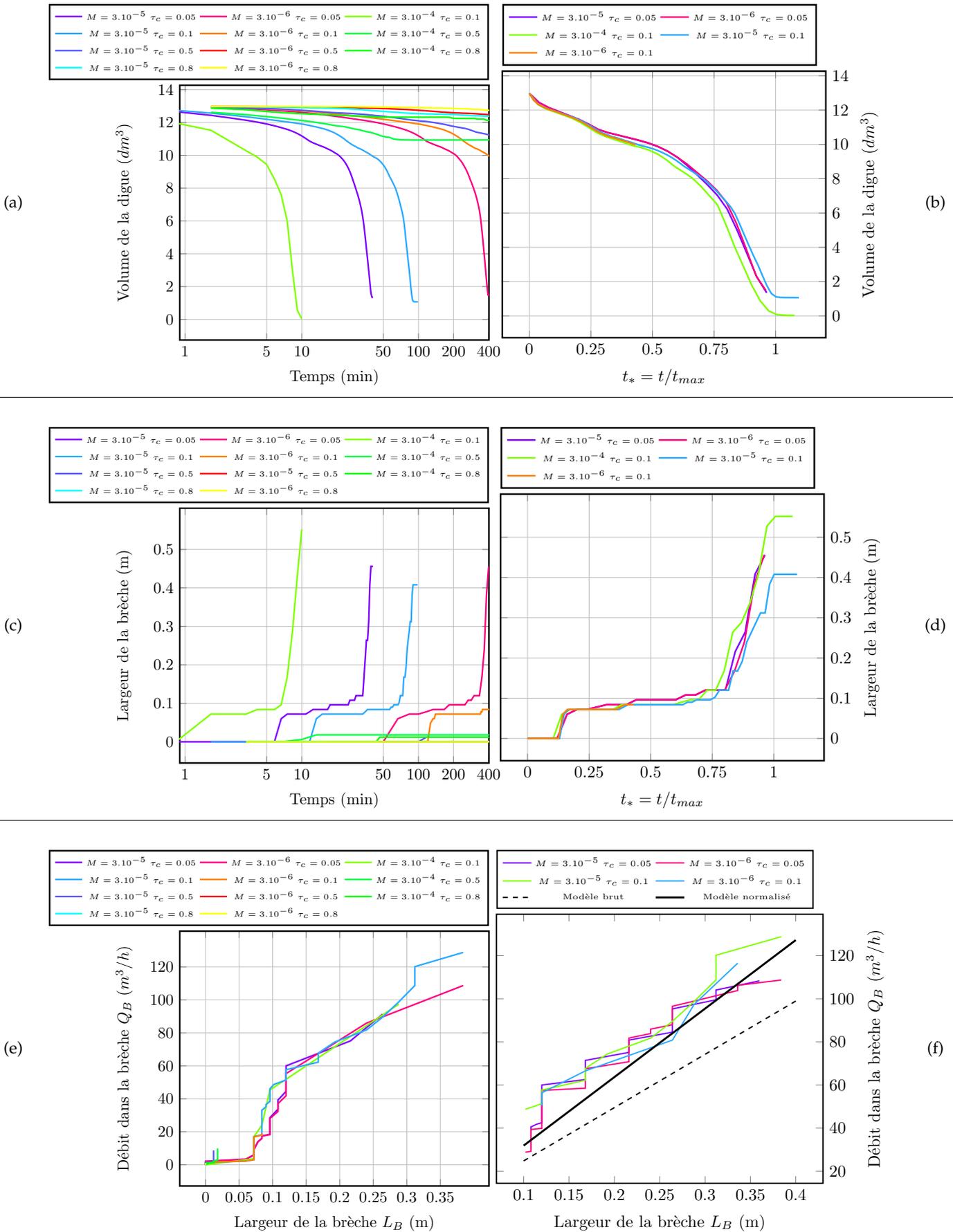


Figure 208 – Evolution du volume des digues (a, b), de la largeur des brèches (c, d) et des hydrogrammes (e, f). L'adimensionnement du temps par t_{max} permet regrouper les courbes des essais rapides. On remarque que la durée d'élargissement ($L_B > 0.1$ m) représente environ 25 % du temps total d'évolution. Les débits sont dispersés durant la phase d'initiation ($L_B < 0.1$) puis se regroupent pour varier linéairement en fonction de L_B et en bon accord avec le modèle issu d'essais en canal $Q_B = e^5 L_B / 0.6$.

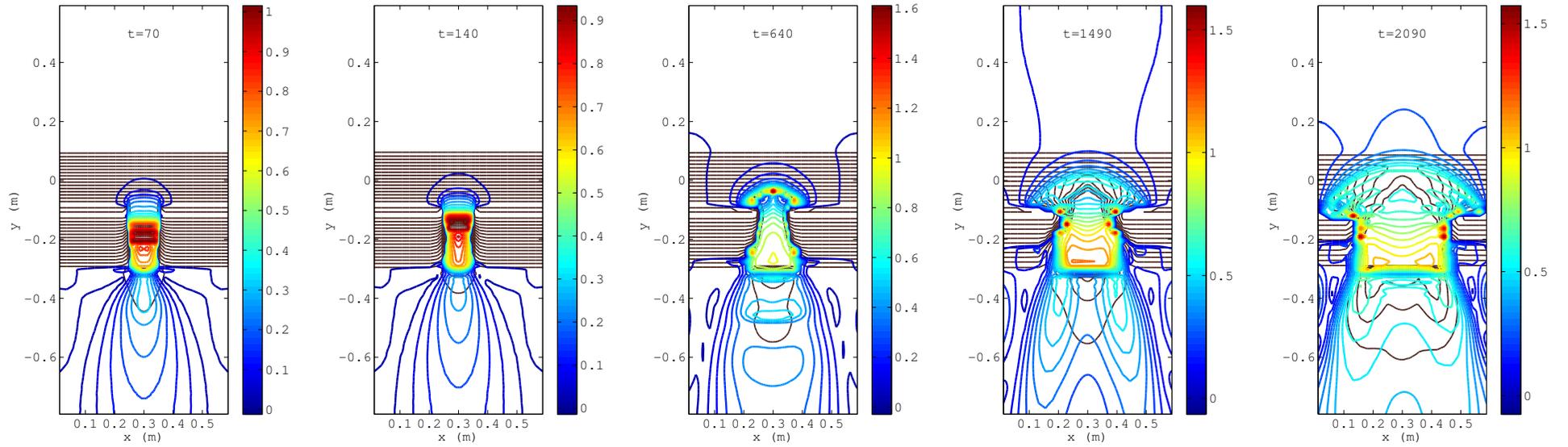
19.3 VITESSES ET NOMBRE DE FROUDE

Dans tous les calculs, on obtient des comportements hydrauliques équivalents pour une géométrie de brèche donnée indépendamment des coefficients d'érosion. Nous avons donc présenté les résultats d'une simulation où la brèche s'est complètement développée pour résumer en substance les comportements hydrauliques observés ($\tau_c = 0.1$, $M = 6.10^{-5}$ m/s). Ce cas fait partie des simulations complémentaires ajoutées récemment au jeu initial. On retrouve par ailleurs un rapport de 1/2 entre les temps caractéristiques de ce calcul et ceux de ($\tau_c = 0.1$, $M = 3.10^{-5}$ m/s), ce qui était un résultat attendu. Pour représenter la répartition du nombre de Froude, nous avons seuillé les champs à 1 car des valeurs sensiblement plus élevées peuvent apparaître, ce qui rend illisibles les lignes de niveau. Ce réglage permet cependant d'identifier clairement les zones de transitions entre $Fr < 1$ et $Fr > 1$.

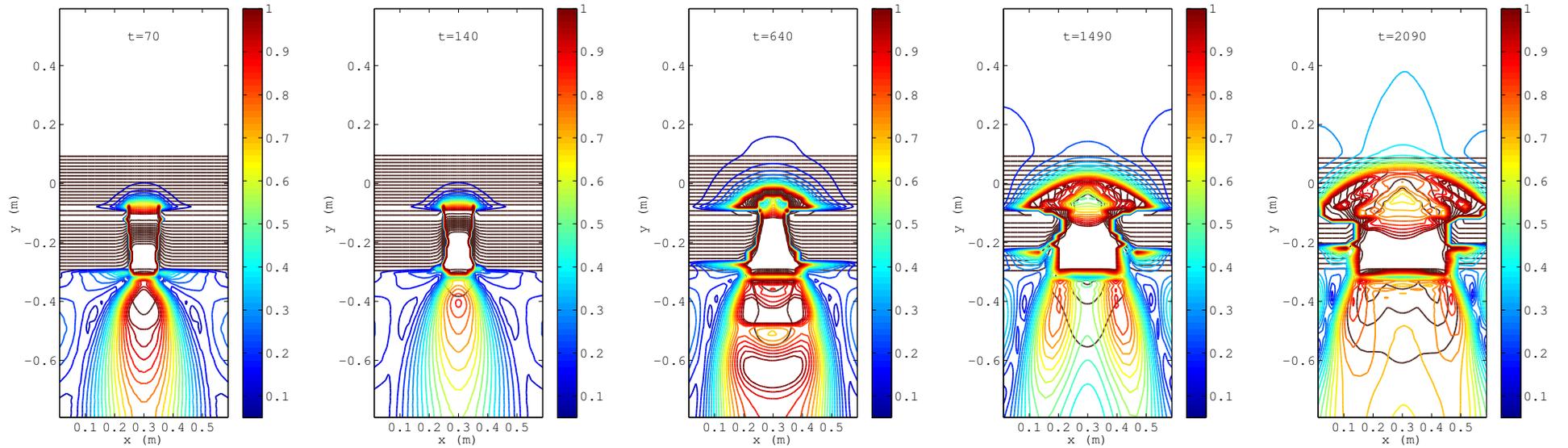
Durant l'érosion du parement, l'écoulement subit une forte accélération en entrée de brèche et les vitesses maximales (~ 1 m/s) sont atteintes en pied de talus aval. L'érosion très importante à la rencontre entre la fondation inérodable et la zone proche que nous avons évoquée plus tôt semble jouer un rôle hydraulique car l'écoulement est subitement ralenti dans cette zone puis réaccélère pour donner des vitesses comprises entre 0 et 0.5 m/s environ qui se répartissent selon des ellipses dans la zone proche (figure 209_a). Durant cette période, Fr est supérieur à 1 de l'entrée de la brèche jusqu'à l'arête aval de la fondation inérodable et en zone proche, au droit de la brèche.

Nous avons dit que l'entrée de la brèche prend peu à peu une forme évasée, ce qui se répercute sur la répartition des vitesses à l'amont tandis que la brèche achève sa formation. On observe éventuellement une alternance de régimes fluviaux (vitesses 'faibles') et torrentiels (vitesses 'élevées') dans la zone protégée. La forme des fosses d'érosion est en général influencée par les motifs hydrauliques qui se développent en zone proche.

En cours d'élargissement, les vitesses se répartissent plutôt selon deux ellipses symétriques par rapport à l'axe de la brèche (figure 209_b, $t = 1490$ s). Ce changement hydraulique semble pouvoir être dû à la forme qu'adopte l'entrée de la brèche durant cette phase. Finalement ces zones de vitesses élevées suivent les parois de la brèche et la zone moins rapide au centre s'élargit. De même que dans les essais présentés sur les figures 203 et 204 les points bas de la zone proche ne se trouvent pas dans l'axe de la brèche en fin de calcul mais se répartissent symétriquement par rapport à celui-ci, à une distance donnée de la fondation, ce que nous attribuons à l'hydraulique particulière qui se manifeste durant d'élargissement.



(a) Isolignes des vitesses (m/s).



(b) Isolignes du nombre de Froude (seuillé à 1).

Figure 209 – Répartition des vitesses et du nombre de Froude à différents stade du développement d'une brèche.

19.4 FOSSE D'ÉROSION

Lors d'épisodes réels, la forme et le volume de la fosse d'érosion qui peut apparaître au droit de la brèche dépendent des mécanismes d'endommagement de la digue et du sol en zone proche, de l'hydraulique côté rivière et en zone proche, des propriétés géotechniques du sol et du facteur temps (voir (Nagy and Tóth, 2003)). Dans nos simulations, on peut supposer que le volume de la fosse d'érosion dépend de la hauteur déversante, de la géométrie de la brèche et de l'érodibilité du sol, les autres paramètres étant soit fixés soit non pris en compte dans le calcul.

L'évolution du volume de la fosse $V_f(t)$ montre que toutes les simulations passent par une phase initiale de dépôt dans la zone proche ($V_f < 0$, figures 211_a, 211_b et 211_c). Remarquons que les cas où la brèche n'a pas achevé sa formation sont ici caractérisés par le maintien de ces dépôts car le débit de surverse n'est jamais assez important pour initier le creusement de la fosse. Dans les cas rapides, le volume de la fosse augmente selon les mêmes temps caractéristiques que diminue le volume de la digue pour les différents paramètres d'érosion. Nous pouvons tracer V_f en fonction du volume de la digue V_d pour confirmer le lien entre ces deux variables⁵. Nous retrouvons bien une phase initiale de dépôt durant laquelle le sol érodé du parement aval peut sédimenter au droit de la brèche car le débit est alors très limité (figure 211_b). On constate néanmoins que le volume de digue auquel s'amorce l'approfondissement de la fosse ($V_f > 0$) ne dépend pas de M mais dépend de τ_c . Ceci est assez intuitif, puisqu'en augmentant τ_c on augmente le débit de fuite minimum à atteindre pour provoquer de l'érosion en zone proche. Or, l'augmentation du débit est permise par la diminution du volume de la brèche, ce qui explique le décalage entre les courbes à $\tau_c = 0.05$ et $\tau_c = 0.1$.

Les fosses qui se développent atteignent des profondeurs maximales comprises entre 5 et 8 cm au droit de la fondation inérodable. Leur forme est ellipsoïdale au début de l'approfondissement avant d'évoluer vers un volume dont la largeur est celle de la brèche et qui atteint sa profondeur maximale au droit de la fondation comme nous l'avons dit. Pour faciliter la lecture des courbes, nous avons exprimé les volumes en dm^3 et non en m^3 , ce qui donne dans les cas rapides une variation de V_f d'environ 8 dm^3 pour une variation de V_d de -13 dm^3 (figure 211_c). Cette droite, que nous avons tracé en première approximation, semble s'ajuster parfaitement à la variation de V_f , à une ordonnée à l'origine près qui dépend du volume de digue à atteindre pour débiter l'érosion en zone proche (figure 211_c). Ce coefficient directeur $-8/13$ nous semblait peu avenant de prime abord mais nous avons pu le retrouver dans un contexte plus général. Les termes de la suite de Fibonacci (1175-1250) sont définis comme :

$$U_{n+2} = U_{n+1} + U_n,$$

avec $U_1 = U_2 = 1$. Cette suite est très liée au nombre d'or ϕ , défini comme l'unique solution positive de $x^2 = x + 1$:

$$\phi = \frac{1 + \sqrt{5}}{2} \simeq 1.618034\dots,$$

dont on trouve la trace dans l'art et l'architecture et qui représente un rapport idéal entre les dimensions (figure 210). C'est Johannes Kepler (1571-1630) qui remarqua que le taux de croissance de la suite de Fibonacci (*i.e.* U_{n+1}/U_n) tend vers ϕ (figure 210_b). Le rapport 13/8 apparaît ici et cela suggère que, dans nos simulations impliquant systématiquement des sols identiques dans la digue et la zone protégée et une hauteur d'eau amont quasi-constante, le volume de la fosse d'érosion a eu tendance à évoluer selon les proportions 'idéales' du nombre d'or en fonction du volume de la

5. L'axe des abscisses V_d a été inversé car le volume de la digue est initialement maximal

digue, pour les τ_c faibles (0.05 et 0.1). Des simulations plus récentes à $\tau_c = 0.2$ et 0.3 montrent que, pour ces contraintes critiques, le volume de la digue peut diminuer beaucoup plus qu'aux τ_c plus élevés sans que cela ne s'accompagne de l'approfondissement de la fosse. Nous avons vu que les vitesses maximales atteintes en zone proche valent environ la moitié des vitesses atteintes dans le chenal d'érosion (figure 209). Or, la contrainte de fond τ varie comme le carré de la vitesse de frottement. Une réduction d'un facteur 2 sur les vitesses induit donc un facteur $1/4$ entre les contraintes hydrauliques dans ces deux zones. Cette différence permet d'expliquer la possibilité d'une dégradation importante de la digue sans qu'une fosse d'érosion n'apparaisse pour des τ_c 'intermédiaires'. *In fine* nous postulons que le développement de la fosse dans les proportions évoquées plus tôt nécessite évidemment que la condition $\tau > \tau_c$ soit vérifiée, mais également que la différence $(\tau - \tau_c)$ soit du même ordre dans la brèche et dans la zone protégée, ce qui est de moins en moins évident au fur et à mesure que τ_c augmente.

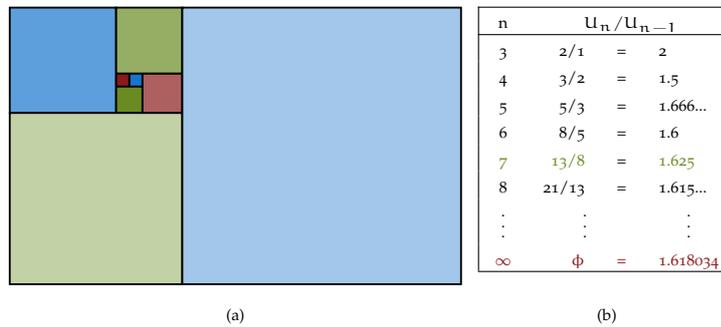


Figure 210 – (a) Représentation graphique de la suite de Fibonacci où l'on a successivement dessiné des carrés de côté égal au $i^{\text{ème}}$ terme de la suite. (b) Valeur des rapports U_n/U_{n-1} .

19.5 EXISTENCE DES ÉQUILIBRES ET ÉTAT FINAL DES DIGUES

Nous allons tenter de confirmer les indices présents dans l'évolution des bathymétries qui nous ont mené à penser que ces simulations reproduisent bien une caractéristique importante des ruptures d'ouvrages, à savoir qu'une brèche se développe tant que la contrainte hydraulique le permet et selon les propriétés géotechniques du sol, avant d'atteindre un équilibre. Dans les cas rapides, l'état ultime correspond à une brèche qui atteint presque la largeur totale du domaine de calcul. On ne peut donc pas parler d'équilibre strict. Les plus rapides des cas lents ($M = 3.10^{-4}$ m/s, $\tau_c = 0.5$ et 0.8) semblent par contre s'être dirigés vers un état figé, comme en attestent les figures 205 et 206, où des instantanés éloignés dans le temps montrent peu de changement dans la bathymétrie. L'évolution du volume de la digue pour ces paramètres montre également une stagnation de la dégradation de la digue. Nous avons réalisé de nouvelles simulations afin de vérifier que ces états sont bien des équilibres et pas des évolutions trop lentes pour que nous puissions les observer à l'échelle des temps calculés.

Nous fixons arbitrairement M à 3.10^{-2} m/s afin de discriminer totalement le facteur temps dans ces simulations complémentaires. Ceci permet de plus de réduire les temps de calcul car, si un équilibre (fixé par τ_c) existe, il sera atteint d'autant plus vite que M est grand. Les résultats obtenus montrent que les états ultimes sont désormais obtenus en moins de 5000 s physiques même pour $\tau_c = 0.8$. Passé cet équilibre, qui correspond à un minimum du volume de la digue, on observe trois comportements (figure 212). Si la brèche s'élargit suffisamment, la charge sédimentaire que représente le corps de digue érodé est lessivée grâce à l'augmentation du débit et la fosse d'érosion

se creuse, comme dans les cas rapides où M était plus faible. Les fosses d'érosion sont cependant beaucoup moins profondes à $\tau_c = 0.3$ et 0.4 (figures 212_a et 212_b), ce qui souligne de nouveau le différentiel d'érosion entre la digue et la zone proche que nous évoquions dans la section précédente. Par ailleurs, nous retrouvons pour $\tau_c = 0.3$ l'empreinte, en zone proche, de la répartition de vitesse décrite auparavant : l'alternance de zones de basses et de hautes vitesses se répercute sur l'évolution de la bathymétrie dans l'axe de la brèche. On note un cas limite pour $\tau_c = 0.15$ où la fosse d'érosion commence à se creuser ($V_f > 0$) lorsque le volume de la digue est réduit à 9 dm^3 environ. Dans les autres cas, il semble que la cinétique d'érosion joue un rôle, puisqu'un volume initial important est érodé mais que le développement de la brèche est rapidement interrompu. Cela permet la formation de dépôts en zone proche et même dans le chenal d'érosion (figures 212_c, 212_d et 212_e). Enfin, l'équilibre est rapidement atteint pour $\tau_c = 0.8$ (figure 212_f) mais à un stade si précoce que le volume déposé en zone proche ne modifie pas notablement la bathymétrie. Précisons tout de même que l'observation des dépôts que nous venons de décrire nécessite de calculer un temps très grand devant le temps où l'érosion de la digue s'interrompt.

Nous avons finalement compilé l'évolution du volume des digues (figure 211_e) dans les cas les plus rapides pour tous les τ_c . Nous nous attendions à une gradation plus importante des résultats en fonction de τ_c mais nous obtenons plutôt des groupes de courbes. A $\tau_c = 0.05$ et 0.1 , la contrainte de fond est suffisante au cours de l'essai pour éroder complètement le talus ($V_d \rightarrow 0$). On atteint des volumes d'environ 5 dm^3 pour $\tau_c = 0.15, 0.2, 0.3$ et 0.4 alors qu'on aurait prédit des résultats plus éloignés les uns des autres pour ces valeurs de τ_c . Aux τ_c les plus élevés, le volume de la digue diminue peu. On remarque que, pour $\tau_c = 0.5$, on obtient des volumes finaux équivalents (environ 11 dm^3) mais en suivant des chemins différents (figure 211_f). Ces courbes montrent de nouveau qu'après l'érosion très rapide de la digue jusqu'à un volume d'équilibre, V_d peut augmenter légèrement en raison des dépôts qui se forment dans certains cas. Pour finir sur cet aspect, on peut penser que la différence se joue sur la capacité de transport en suspension de l'écoulement. En effet, le volume total de sol érodé de la digue est sensiblement le même dans toutes ces simulations mais le taux auquel ces sédiments sont mis en suspension dépend de M . On obtient donc des charges sédimentaires beaucoup plus élevée dans la colonne d'eau aux M grands, ce qui augmente le taux de dépôt. Associé à cela, le débit dans la brèche reste faible ce qui favorise le maintien des sédiments dans la zone proche. Enfin, la forme du débit dans la brèche, alliée à la présence des parois latérales solides du domaine, permet l'apparition de deux recirculations le long des parois $y = 0 \text{ m}$ et $y = 0.6 \text{ m}$ qui ont tendance à piéger la fraction solide suspendue et à la ramener vers l'amont. Celles-ci constituent de même un argument pour expliquer la redéposition observée dans certaines brèches aux temps longs.

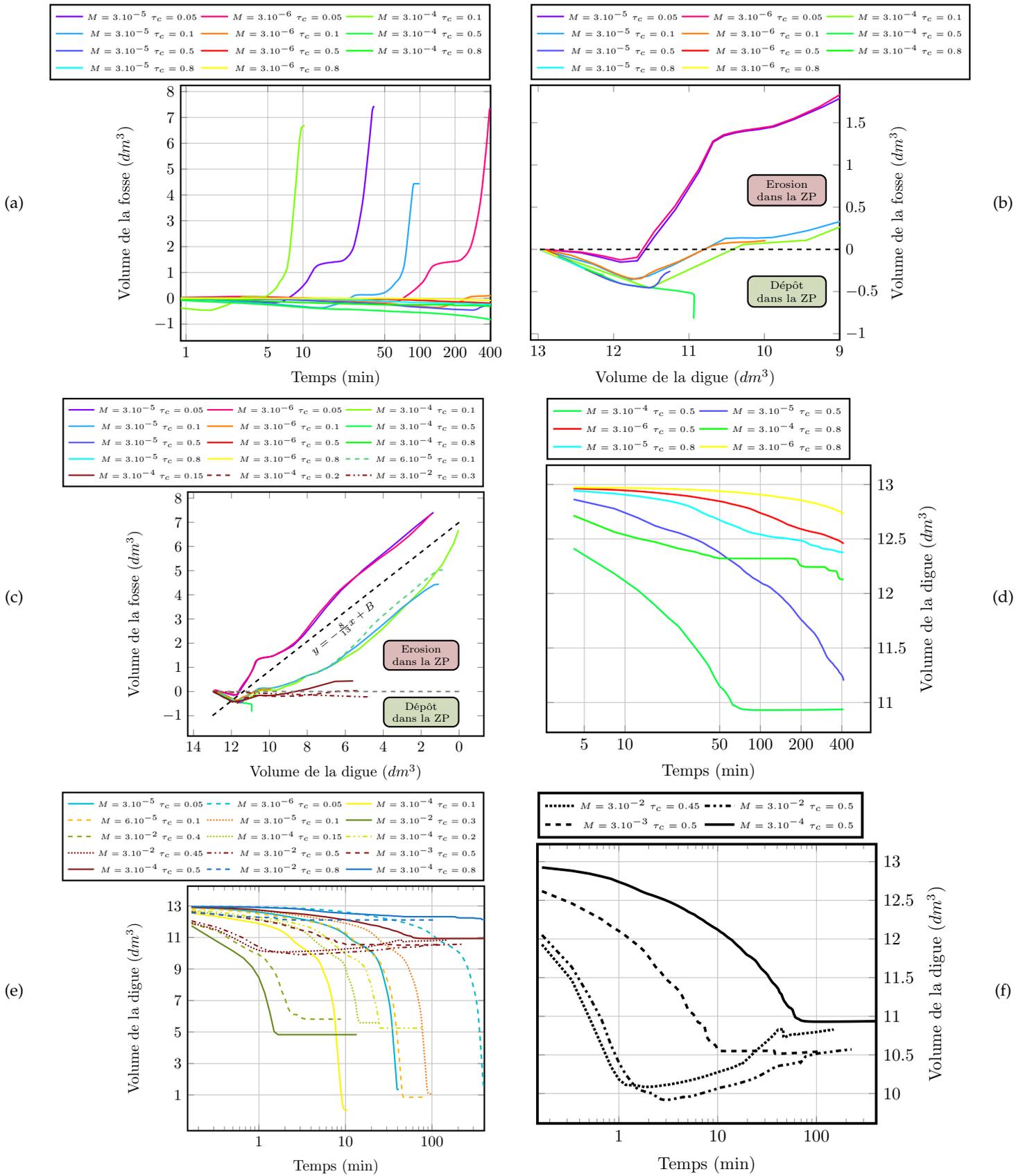


Figure 211 – Evolution du volume des fosses d'érosion V_f . (a) au cours du temps et (b, c) selon le volume des digues V_d . V_f augmente selon les mêmes temps caractéristiques que V_d pour les différents paramètres d'érosion. Dans tous les cas, l'initiation de la brèche correspond à une phase de dépôt de sédiments dans la zone proche. Ensuite, l'affouillement de la fosse s'amorce à partir d'un certain volume de digue érodé (soit à partir d'un certain débit de fuite) qui dépend de τ_c . (d) montre le ralentissement ($\tau_c = 0.8$) voire l'arrêt ($\tau_c = 0.5$) de la diminution de V_d avant la fin des calculs pour $M = 3.10^{-4}$ m/s. Sur (d) figure l'évolution de V_d pour les cas rapides et des cas complémentaires avec $M = 3.10^{-2}$ m/s. On a regroupé les essais à $\tau_c = 0.5$ sur (f) afin de montrer que si V_d se stabilise entre 10.5 et 11 dm^3 dans tous les cas, les chemins suivis par V_d varient selon le coefficient d'érodibilité M .

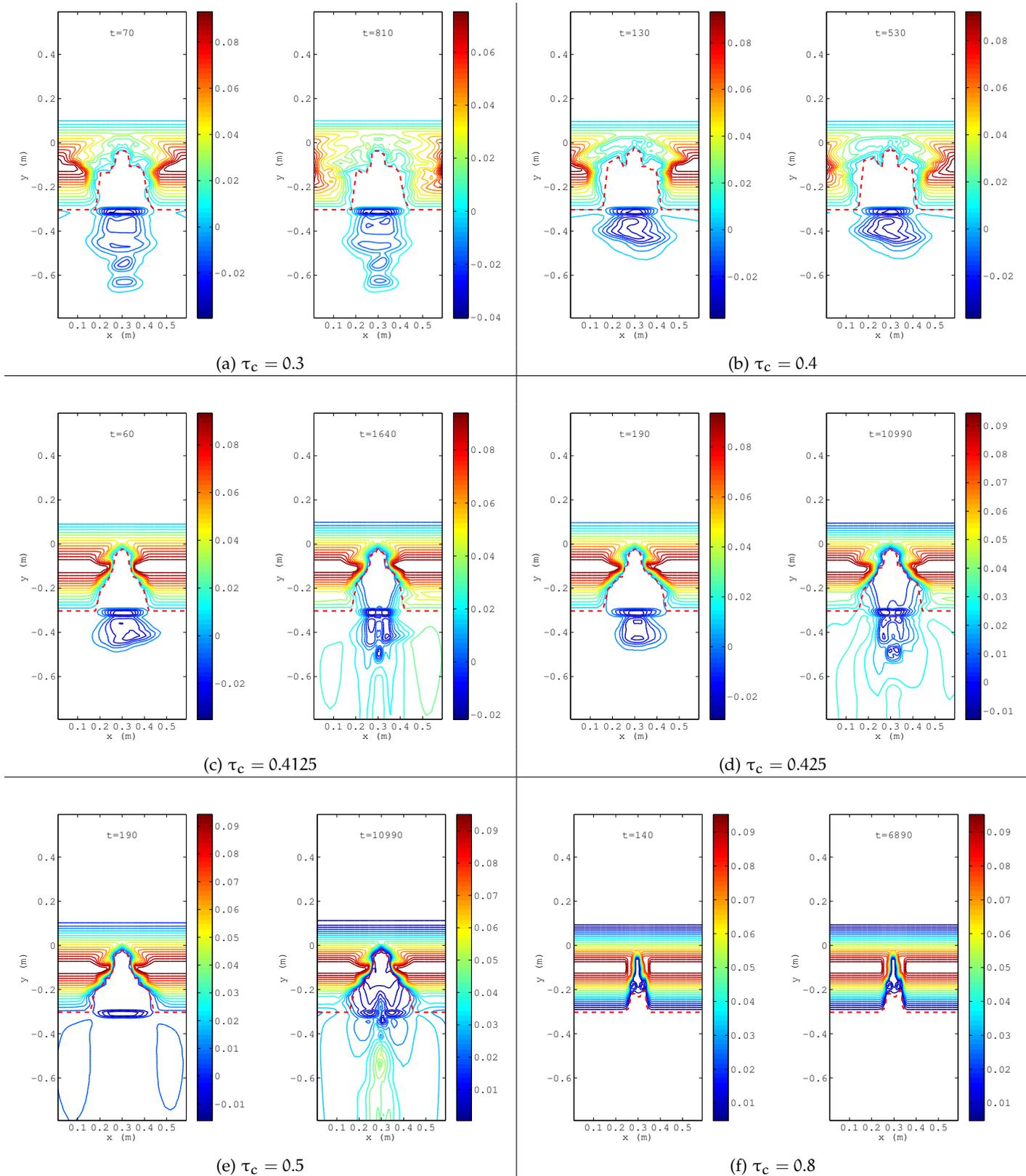


Figure 212 – L'équilibre est systématiquement atteint en quelques minutes pour $M = 0.03$ m/s à tous les τ_c . Ensuite, une longue période de redéposition permet à certaines digues de regagner légèrement en volume par sédimentation dans le chenal d'érosion (c, d et e).

19.6 CONCLUSION

Dans cette étude, nous avons tenté d'explorer les possibilités offerte par RUBAR20 TS pour la modélisation des ruptures progressives de digues par surverse localisée.

L'initiation des brèches se fait en bon accord avec les observations de cas réels ou de modèles physiques. L'érosion s'initie en pied de talus aval puis progresse à contre-courant vers la crête à un rythme qui dépend de la contrainte critique d'érosion τ_c et du coefficient d'érodibilité M . Nous vérifions en outre que la pente du talus forcé durant cette phase pour atteindre un angle limite qui croît avec τ_c . L'arête amont de la crête est atteinte en quelques minutes dans les cas rapides mais cette durée s'allonge considérablement pour les sols plus résistants. Ceux-ci atteignent d'ailleurs un équilibre avant que la brèche ne soit complètement formée. L'entrée de la brèche a également adopté des géométries observées expérimentalement.

De plus, l'érosion des mailles partiellement mouillées prévue dans RUBAR20 a permis d'observer l'élargissement de certaines brèches, qui s'est toujours produit en concordance avec les durées relatives caractéristiques observées lors d'épisodes réels. Les hydrogrammes obtenus montrent que le débit de fuite Q_B varie entre 0 et $120 \text{ m}^3/\text{h}$ selon la largeur de la brèche L_B , ce qui s'accorde bien avec la relation expérimentale entre L_B et Q_B établie lors de nos essais en canal.

Finalement, l'étendue des paramètres d'érosion utilisés a permis de restituer des cinétiques d'érosion qui varient au moins sur deux ordres de grandeur et de montrer que, pour une charge hydraulique amont donnée, τ_c agit naturellement sur la cinétique d'érosion via la valeur du terme $(\tau - \tau_c)$ mais surtout sur la géométrie d'équilibre vers laquelle la brèche va se diriger. On note également une influence plutôt qualitative de τ_c durant l'initiation puisqu'une valeur élevée a tendance à restreindre l'érosion au centre du créneau initial, là où sont atteintes les vitesses les plus élevées. Le coefficient d'érodibilité M permet quant à lui d'ajuster la vitesse à laquelle le système tend vers l'équilibre fixé par τ_c .

Les fosses d'érosion se sont développées en fonction des dimensions maximales des brèches et de τ_c . Pour $\tau_c \in [0.4, 0.8]$, la résistance des sols et les dimensions toujours très restreintes des brèches ne permettent d'observer que de la redéposition en zone proche, d'autant plus marquée que M est grand. Pour les sols intermédiaires ($\tau_c \in [0.15, 0.3]$), la phase de sédimentation initiale est suivie d'une érosion modérée qui peut creuser légèrement la fosse. Aux τ_c plus faibles (0.05 et 0.1), les brèches atteignent la largeur du domaine de calcul et le volume de la fosse d'érosion varie dans une proportion de $-8/13$ en fonction du volume de la digue.

Ces constatations mènent à penser que trois critères sont nécessaires dans la zone protégée pour que la fosse d'érosion se développe. Naturellement, la condition $\tau > \tau_c$ est indispensable pour que l'érosion se produise. La concentration en sédiments de l'écoulement doit également être inférieure en moyenne à la concentration critique au-delà de laquelle les grains de sable se déposent au fond. C'est M qui est important ici car il régit la vitesse à laquelle la colonne d'eau se charge en sédiments. Il faut enfin que $\tau - \tau_c$ soit du même ordre sur la digue et dans la zone protégée, ce qui n'est pas assuré au vu des différences de vitesses calculées entre le chenal d'érosion et la zone protégée.

Cinquième partie

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Durant ce projet de thèse, nous nous sommes attachés à apporter des éléments de réflexion autour des ruptures de digues fluviales par surverse. Trois questions initiales ont guidé notre démarche.

La première et certainement la plus centrale dans la problématique des digues est l'effet de la cohésion des sols naturels sur la cinétique de développement des brèches. Peut-on, dans le contexte d'une estimation rapide du risque, prédire la vitesse d'élargissement d'une brèche sur la base des caractérisations normalisées de la sensibilité des sols à l'érosion (HET, JET...) ou de tout autre indice de résistance ? Des progrès selon cet axe permettraient également une meilleure estimation des dimensions finales des brèches et du temps correspondant, ce qui améliorerait la prévision de l'hydrogramme de brèche pour un épisode de crue donné (en particulier du pic de débit).

La seconde interrogation émane de la configuration géométrique du système étudié, où une digue est placée parallèlement à la direction principale de l'écoulement. Cette vitesse longitudinale est responsable de l'érosion des berges et peut saper les digues côté rivière. Elle peut également jouer un rôle durant le développement des brèches qu'il faut éclaircir.

Le dernier axe de nos investigations est le développement de la fosse d'érosion dans la zone protégée. Ses conditions d'apparition restent discutées et résultent souvent du concours de divers mécanismes. Elles peuvent atteindre des dimensions très importantes qui semblent liées aux dimensions de la brèche, au débit disponible à l'amont et au type de sol présent en zone proche. De nouveau, une caractérisation efficace de l'interaction entre l'eau et le sol est nécessaire pour prévoir l'évolution de ces fosses qui peuvent avoir un effet sur la submersion du val protégé et représenter un danger supplémentaire pour les enjeux à proximité directe de la digue.

Nous avons voulu donner à notre programme expérimental des bases analogues, si elles ne sont pas strictement similaires, à l'analyse géotechnique en général et à la pratique de la caractérisation des sols en particulier. C'est pourquoi nous avons commencé par nous doter d'optima de teneur en eau et de poids volumique sec grâce à un protocole de compactage manuel. Les sols utilisés lors de tous nos essais contenaient 10, 30 et 50 % d'argile, complétés par du sable d'Hostun HN38 ($D_{50} = 125 \mu\text{m}$). Nous les évoquerons grâce à l'abréviation 'Kxx' ou 'KxxWyy', avec xx le pourcentage massique d'argile du sol et yy sa teneur en eau de préparation. Les optima obtenus sont $w = 15 \%$ pour le sol K10, 13.2 % pour K30 et 14.6 % pour K50. Ces résultats sont assez groupés mais on relève une forte différence sur les poids secs atteints qui passent de 16.4 kN/m^3 pour K10 à environ 18.5 kN/m^3 pour les deux autres sols. On est en outre proche des valeurs présentées dans (Regazzoni, 2009) pour des sols de composition comparable.

Nous avons ensuite comparé la réaction de ces sols, compactés à différentes teneurs en eau autour de l'optimum, à une submersion statique dans des essais de type crumb test. Ceux-ci ont permis d'observer que l'augmentation de la cohésion s'est accompagnée d'une diminution de la dispersion des échantillons. On note que, pour le sol K50, la dispersion a été initialement plus rapide du côté sec de l'optimum mais que cette tendance s'est inversée au cours de l'essai pour révéler finalement une dispersion plus rapide côté humide de l'optimum aux temps longs. L'augmentation de la cohésion semble également produire des dépôts plus grossiers au pied des échantillons.

Suite à ceci, les rain test nous ont demandé un effort de conception plus important pour réaliser un banc d'essai permettant de soumettre les échantillons compactés à une averse. Nous relevons des durées d'essai qui dépendent de la teneur en argile et s'étendent de 5 min à 5 h durant lesquelles les modes d'érosion observés dépendent également de la composition du sol et de la teneur en eau de compactage. A 10 % d'argile, les échantillons s'érodent rapidement et préférentiellement à l'apploimb des gouttes. Le transport solide se fait grain par grain. L'érosion devient beaucoup plus lente sur le sol K30 où l'on observe une dégradation de la périphérie des échantillons vers leur centre, par petit blocs ($\varnothing \sim \text{mm}$). Enfin, le sol K50 s'est illustré par une résistance très importante à l'érosion de surface mais a souffert de défaillances de masse aux temps longs et plutôt du côté humide de l'optimum. Les rain test ont permis de vérifier que les optima déterminés par nos essais de compactage donnent les échantillons les plus résistants, même si l'on peut nuancer cette remarque car les échantillons compactés du côté humide de l'optimum semblent moins sensibles à l'érosion de surface initiale. Ce décalage vers l'humide de l'optimum de résistance à l'érosion par rapport à l'optimum de poids sec est d'ailleurs évoqué dans (Hanson and Hunt, 2007).

Ces travaux préliminaires nous ont permis de lancer une campagne d'essais en canal sur des modèles physiques de digues. L'effet le plus notable de la cohésion est l'allongement sensible de la durée des essais, qui a varié entre 1h30 et plus de 250 h.

Dans tous les cas, les différentes étapes de développement de la brèche sont celles décrites dans la littérature. L'érosion due à la surverse s'inite en pied de talus aval puis régresse vers la crête à une vitesse qui dépend du sol et résulte en un forçissement de la pente du parement aval, qui peut devenir quasiment vertical. On retrouve alors la géométrie d'un headcut, dans laquelle une marche se forme sur le parement puis progresse par déstabilisations successives. Le sol K10 s'est érodé ainsi jusqu'à atteindre la crête où le headcut ainsi formé a persisté quelques instants avant que ne débute l'élargissement de la brèche. Dans les cas les plus résistants, le talus s'est toujours dirigé vers un équilibre avant que la brèche ne soit formée, ce qui nous a poussé à scarifier les chenaux d'érosion pour observer une érosion substantielle mais momentanée puis le retour à un nouvel équilibre, à un stade un peu plus avancé de l'initiation de la brèche. Les découpes effectuées dans ces digues pour les placer finalement en configuration de brèche formée n'ont pas donné lieu à une évolution ultérieure plus importante. Ceci tend à montrer que, pour une hydraulique donnée côté rivière, une brèche se dirige vers un équilibre géométrique d'autant plus précoce que le sol est résistant.

Il n'y a que deux cas au cours desquels la brèche s'est développée complètement. Le premier est l'essai K10W15, ce qui était attendu au vu des résultats du rain test. Le second est en fait le premier essai que nous avons réalisé sur le sol K50, à $w = 23\%$. Durant cette expérience, nous avons pu observer le développement de deux headcuts sur le parement aval durant une phase d'initiation de 8h30 écourtée par quelques scarifications. L'élargissement de la brèche s'était ensuite produit relativement rapidement, par des effondrements successifs des parois provoqués par le sapage du corps de digue sous la ligne d'eau, tout comme pour la digue K10W15. Ce mécanisme d'élargissement a été décrit dans de nombreux cas réels et sur des modèles réduits.

La teneur en eau de 23 % avait été choisie d'après les résultats d'un essai Proctor réalisé à l'Irstea en 2012 sur le sol K50. Ce résultat est différent de la teneur en eau optimale de 14.6 % déterminée par compactage manuel. La théorie du compactage prévoit des variations du poids sec maximal selon l'énergie de compactage employée et l'histoire de chargement du sol mais pas dans de telles proportions. Nos collègues de l'Irstea d'Aix-en-Provence ont bien voulu nous accueillir de nouveau au laboratoire de mécanique des sols afin d'éclaircir ce point. Un essai Proctor a été réalisé sur le sol K50, grâce auquel nous avons obtenu un maximum de poids sec de 17.95 kN/m³ pour une teneur en eau de 13.5 %, ce qui est proche des valeurs obtenues par compactage manuel sur le même sol. Nous avons pu progresser dans l'enquête grâce à M. Yves Grémeaux

qui avait réalisé le premier Proctor et s'est souvenu que le sol qu'il avait alors testé avait une consistance nettement plus pâteuse. Il s'avère que c'était de l'argile pure et qu'une erreur de libellé sur la feuille d'essai commise par votre serviteur nous a conduit à utiliser ces résultats pour la préparation de la première digue K50. De nouveaux points Proctor réalisés sur l'argile pure ont d'ailleurs permis de retrouver la teneur en eau optimale d'environ 23 %. Ces derniers éléments nous permettent de vérifier que les optima obtenus par compactage manuel sont cohérents avec les résultats d'un essai Proctor. Les essais en canal sur les digues faites du sol K50 construites à $w = 14, 18$ et 23 % montrent que le comportement d'un sol donné, et donc les conséquences d'une surverse, peuvent varier fortement selon la teneur en eau de compactage. L'initiation de la brèche a été quasiment aussi lente à $w = 23$ % que dans les autres cas, mais la brèche s'est ensuite développée latéralement pour atteindre une largeur d'environ 40 cm en moins de 1h30.

A ce point de la synthèse de nos résultats on pourrait croire qu'il suffit de construire des ouvrages suffisamment cohésifs et correctement compactés pour limiter le risque de brèche. Les observations menées aux temps longs sur les digues K50W14 et K50W18 mettent à mal ce postulat car des fissures sont apparues sur les modèles, suivies de défaillances de masse. Ce constat rejoint celui des rain tests sur les mêmes sols, durant lesquels l'érosion de surface est toujours restée très modérée mais où des déstabilisations par blocs se sont produites. Dans les deux types d'essai, ce phénomène est plus marqué du côté humide de l'optimum. Après la fin des essais, la sensibilité au retrait de ces sols s'est également manifestée. La brèche ne s'est pas élargie sur la digue K30W14, mais le parement côté rivière montrait des signes d'érosion, stigmatisés d'une résistance au frottement un peu moins importante. Cependant, aucune fissure importante ne s'était développée après le retrait des eaux. Le corps des digues K50W14 et K50W18 ne montrait pas de signe d'érosion externe important mais était lézardé de fissures profondes après quelques jours de séchage à l'air. Seulement entre les deux étages de la digue à $w = 14$ % et dans tout le volume pour $w = 18$ %. Un crumb test un peu particulier a été réalisé pour mimer ce phénomène. Nous avons préparé deux échantillons K30 et K50 à leurs optima respectifs avant de les plonger partiellement dans l'eau. Nous plaçons le tout à l'étuve pour permettre à l'eau de s'évaporer. Ce cycle est répété une fois puis l'essai est fini. Nous avons pu constater que quelques fissures mineures étaient apparues en périphérie de l'échantillon K30W14 tandis que des fissures d'amplitude beaucoup plus importante parcouraient l'échantillon K50W14 dans tout son volume. Nous avons en outre vérifié qu'aucune fissure n'apparaissait sur des échantillons compactés à l'optimum puis simplement séchés, sans quoi il serait impossible de fabriquer des briques. Ceci permet de conclure que le choix d'un sol très cohésif pour un talus homogène peut être satisfaisant dans des conditions optimales d'humidité et de structure du corps de digue mais s'avérer problématique si l'on prend en compte quelques éléments-clés de la vie des digues fluviales : saturations soudaines, périodes sèches, vieillissement, dont nous avons montré qu'ils peuvent modifier la structure des remblais via l'apparition de fissures et en diminuent la stabilité sans nécessairement modifier leur résistance du point de vue de la contrainte critique d'érosion.

Une partie de nos essais a été dédiée à l'étude de l'hydraulique des brèches. L'essai K50W23 a été réalisé avec un débit longitudinal amont Q_A de $80 \text{ m}^3/\text{h}$. Si son influence n'a pas été notable durant la phase d'initiation de la brèche, il s'est révélé durant la phase d'élargissement. En effet, la brèche s'est développée presque exclusivement vers l'aval, la position de la paroi amont étant quasiment la même en fin d'essai qu'initialement. La fosse d'érosion finale au droit de la brèche, complètement déportée vers l'aval, est un autre témoin de cette influence. Cet essai suggère donc que la présence d'une vitesse incidente longitudinale côté rivière peut induire une forte in-



Figure 213 – Etat des échantillons après deux cycles saturation/séchage. Des fissures à l'échelle intégrale étaient présentes dès la sortie de l'étuve sur l'échantillon K50 mais sont ne sont apparues que plusieurs jours après la fin de l'essai sur l'échantillon K30 (bas de l'image (a)), qui n'arborait initialement que des fissures mineures et périphériques (haut de l'image (a)). Cet essai simple a pour but d'illustrer l'effet de la teneur en argile sur la sensibilité au gonflement et au retrait des sols, suite aux observations réalisées en fin d'essai sur les digues K30W14, K50W14 et K50W18.

certitude sur la localisation de la brèche et sur l'emprise de la fosse d'érosion dont le volume était très important dans cet essai.

Nous avons choisi de construire des profils de digue en contreplaqué pour étudier l'hydraulique dans des brèches fixes de 5, 20, 25 et 40 cm de largeur. Nous avons pu observer différents comportements en faisant varier le débit amont de 30 à 130 m³/h. Nous retiendrons principalement que le fonctionnement hydraulique de la brèche n'est pas grandement modifié tant que le débit amont reste modéré. Le débit de fuite s'oriente néanmoins rapidement vers la paroi aval de la brèche et la ligne d'eau le long de la brèche peut être modifiée. Aux débits amont les plus soutenus, un ressaut oblique dû à l'interaction entre l'écoulement principal et la paroi aval s'établit côté rivière à l'aval de la brèche. Le débit de fuite se réfléchit sur la paroi aval ce qui provoque l'apparition d'une recirculation dans le plan xy entre les deux parois, observée en relevant la trajectoire de traceurs de surface. Le mécanisme de l'élargissement est la déstabilisation des parois provoquée par le sapage de leur base. Il semble que ce processus, qualifié d'érosion secondaire ou hélicoïdale dans le chenal d'érosion (voir (Zhao et al., 2014)), peut être déporté complètement vers l'aval et amplifié sous l'effet de l'augmentation de la vitesse longitudinale amont, dont atteste le développement asymétrique de la brèche sur le sol K50W23. De même, les parois aval des brèches qui ne se sont pas élargies étaient marquées d'une légère encoche, seul signe d'érosion, qui n'était pas présente sur la paroi amont. Durant ces essais, le courant amont était souvent coupé. Des signes d'érosion seraient donc apparus sur les deux parois si l'intensité du débit côté rivière n'avait pas d'effet. Ceci tend à montrer que l'augmentation de la vitesse longitudinale incidente redistribue non seulement la contrainte sur les parois mais apporte également un surplus d'énergie, supporté par la paroi aval, en comparaison d'une situation où le fluide amont est au repos.

Concernant l'hydrogramme de brèche, des mesures du débit latéral Q_B aux différentes largeurs montrent que l'augmentation du débit longitudinal amont a tendance à limiter le débit qui s'engouffre dans la brèche. Cet effet est difficilement mesurable pour $L_B = 50$ mm mais provoque une diminution du débit qui peut atteindre 50 % aux largeurs plus importantes. Nous avons finalement pu formuler un modèle où Q_B

est exprimé en fonction du débit amont Q_A , de L_B et de B , la largeur du canal, sous la forme :

$$Q_B = e^{A_2} \frac{L_B}{B} Q_A^{1+A_1},$$

avec $A_1 \simeq -1.35$ et $A_2 \simeq 5$. Par ailleurs, le suivi des traceurs de surface a permis de déterminer dans chaque situation une distance d'influence de la brèche, côté rivière. L'écart relatif entre ce critère géométrique et la largeur totale du canal $B = 0.6$ m varie comme l'écart relatif entre Q_B et Q_A .

L'Irstea nous a permis d'accoler un pendant numérique à notre travail expérimental en mettant à notre disposition le code de calcul hydraulique bidimensionnel RUBAR20. Nous avons rapidement décidé de réaliser des simulations proches de nos essais en canal. La première étude porte sur l'hydraulique des brèches à largeur fixe en présence d'un écoulement longitudinal à l'amont et a permis de retrouver les comportements observés expérimentalement :

- ligne d'eau le long de la brèche,
- établissement d'un ressaut à l'aval de la brèche côté rivière aux forts Q_A ,
- apparition d'une recirculation entre les parois,
- évolution de l'hydrogramme de brèche en fonction des conditions amont,
- distance de partition.

Le comportement hydraulique du système semble bien reproduit et les différences observées qualitativement et quantitativement peuvent à notre sens être attribuées à deux choses. Premièrement, les profils de digue en bois comportent une fondation de 20 mm qui n'est pas présente dans les calculs et peut expliquer des mesures expérimentales du débit de fuite systématiquement inférieures aux débits calculés sous RUBAR20. La valeur du coefficient de Strickler K a en outre été fixée à 100 pour représenter un canal très lisse. Ceci est représentatif de la veine d'essai du canal HERODE, en verre, mais pas de la digue ou de la zone protégée. Une prise en compte précise des pertes de charge répartie devrait permettre d'affiner nos résultats. Enfin, l'estimation précise des pertes de charges singulières et de la dissipation de l'énergie de l'écoulement au niveau d'un ressaut ou de la recirculation entre les parois reste un sujet ouvert mais central pour modéliser efficacement ces phénomènes dynamiques mais presque stationnaires en brèche de largeur fixe. Des simulations récentes à des coefficients de Strickler de 50 et 25 ont révélé des débits plus proches de la réalité, de même que l'implémentation de la bathymétrie réelle des brèches fixes, qui comprend une fondation de 20 mm au-dessus du fond du canal.

Ces simulations purement hydrauliques sont complétées par des essais de rupture progressive où le fluide est au repos à l'amont. La surverse est initiée dans un créneau découpé en crête comme dans les essais en canal, dans le but d'apprécier la sensibilité aux paramètres d'érosion (contrainte critique τ_c et érodibilité M) du développement des brèches par surverse localisée.

Nous avons retrouvé les phases classiques de la formation des brèches et l'élargissement qui est survenu dans certains cas s'est fait selon un timing qui s'accorde avec l'expérience. Durant l'initiation, la pente du parement en cours d'érosion forcit jusqu'à un certain angle qui se rapproche de la verticale lorsque τ_c augmente. L'érosion atteint ensuite la crête et la brèche peut soit se diriger vers un équilibre soit achever sa formation et s'élargir. Le temps d'initiation varie sur au moins deux ordres de grandeur en fonction des paramètres d'érosion. Nous avons en outre vérifié que l'état final des digues ne dépend que de la contrainte critique, l'érodibilité n'agissant que sur la cinétique de l'érosion.

Des fosses d'érosion importantes sont apparues avec les sols les moins résistants et leur volume est proportionnel au volume de digue érodé. Lorsque la contrainte critique augmente, un volume de digue important de digue peut être érodé sans qu'une

fosse n'apparaisse. Ceci s'explique par la différence entre les vitesses atteintes dans le chenal d'érosion et en zone protégée, qui implique qu'un sol donné peut être érodé dans la brèche mais pas dans la zone proche. L'évolution des digues les plus résistantes s'interrompt rapidement et le débit de fuite dans la brèche n'est jamais suffisant pour lessiver les sédiments mis en suspension durant l'érosion du parement aval qui finissent par se redéposer en zone proche et même dans le chenal d'érosion. Dans ces calculs, les conditions nécessaires d'apparition de la fosse d'érosion semble donc être que la valeur du terme $(\tau - \tau_c)$ soit du même ordre dans la brèche et dans la zone proche et que la brèche se développe suffisamment pour atteindre un débit de fuite suffisant à lessiver l'apport initial de sédiments issus de l'érosion du parement.

Au terme de ce travail, les éléments que nous avons pu avancer semblent valider l'approche expérimentale sur modèles réduits que nous avons développée. Jamais observation ne s'est faite en désaccord avec la précédente bien que l'échelle spatiale utilisée ne constitue une limite évidente à l'interprétation de ces résultats. A échelle réelle, les vitesses d'écoulement atteintes sont beaucoup plus élevées. Cela relativise la résistance observée sur les sols K₃₀ et K₅₀ car la similitude en termes de cohésion est une notion encore mal définie et dépend certainement du type d'argile employé. Le passage à une échelle intermédiaire, comme c'est le cas dans beaucoup de travaux récents, aurait permis de s'affranchir en grande partie de ce 'biais de similitude' mais le canal HERODE n'a pas été initialement conçu pour ce genre d'étude et sa veine d'essai de 8 m de long par 0.6 m de large le classent presque comme un canal de poche en comparaison des installations présentes dans certains laboratoires spécialisés. Un canal de dimensions plus importantes et spécifiquement destiné à la modélisation des ruptures de digues apporterait un gain d'ergonomie au moment de construire les modèles de digues et élargirait les possibilités d'instrumentation des essais.

Les rain tests semblent être un cadre intéressant, quoique simplifié, de l'étude de la cinétique et surtout des mécanismes d'érosion. Les modes de dégradation observés sont variés et vont du détachement de grains isolés aux défaillances de masse. Il serait intéressant de disposer d'un banc d'essai plus performant pour confirmer les résultats obtenus selon un protocole mieux défini, principalement à l'égard de la sollicitation hydraulique imposée aux échantillons.

Numériquement, les calculs bidimensionnels menés sous RUBAR₂₀ ont donné des résultats probants sur l'hydraulique, le développement des brèches et l'apparition de la fosse d'érosion. La question qui se pose désormais est : doit-on améliorer les modèles 2d via notamment des contrôles de la stabilité des parements et des parois de la brèche ou se diriger vers les modèles 3d plus récents mais infiniment plus nécessiteux en temps de calcul ?

BIBLIOGRAPHIE

- AFNOR (1992). *Norme NF P 94-057 : Analyse granulométrique des sols par sédimentation*. AFNOR.
- AFNOR (1993). *Norme NF P 94-051 : Détermination des limites d'Atterberg*. AFNOR.
- AFNOR (1996). *Norme NF P 94-056 : Analyse granulométrique des sols par tamisage*. AFNOR.
- AFNOR (1999). *Norme NF P 94-093 : Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor*. AFNOR.
- Ariathurai, R. and Arulanandan, K. (1978). Erosion rates of cohesive soils. *Journal of the Hydraulics Division*, 104(2).
- Arulanandan, K. and Perry, E. (1983). Erosion in relation to filter design criteria in earth dams. *Journal of Geotechnical Engineering*.
- Bambara, G., Benahmed, N., Mériaux, P., and Bellier, O. (2013). Première caractérisation du risque de liquéfaction sous sollicitation sismique d'ouvrages hydrauliques en remblai existants ou projetés en basse vallée du Rhône. In *Actes du 2^{ème} colloque national : Dignes maritimes et fluviales de protection contre les submersions*, Aix-en-Provence.
- Benahmed, N. (2001). *Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Benahmed, N., Chevalier, C., and Bonelli, S. (2012). *Erosion of Geomaterials*, chapter 5 : Concentrated leak erosion. Wiley.
- Benahmed, N., T.K., N., Hicher, P.-Y., and Nicolas, M. (2013). Caractérisation du comportement mécanique des mélanges sable/fines constitutif des digues. In *Actes du 2^{ème} colloque national : Dignes maritimes et fluviales de protection contre les submersions*, Aix-en-Provence.
- Bendahmane, F., Marot, D., and Alexis, A. (2008). Parametric study of suffusion and backward erosion. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(1).
- Béguin, R., Fry, J.-J., Picault, C., Courivaud, J.-R., Faure, Y.-H., and Philippe, P. (2013). Modélisation physique à grande échelle de la rupture d'une digue par érosion de contact : influence de la recharge granulaire. In *Actes du 2^{ème} colloque national : Dignes maritimes et fluviales de protection contre les submersions*, Aix-en-Provence.
- Béguin, R., Philippe, P., Faure, Y.-H., and Guidoux, C. (2012). *Erosion of Geomaterials*, chapter 4 : Contact erosion between two soils. Wiley.
- Blais, J.-P. (2005). Typologie de l'érosion interne : une courte revue bibliographique. *Ingénieries - Eau Agriculture Territoire*, Numéro spécial.
- Bonelli, S. (2013). Guide ERINOH : les essais de laboratoire. In *Actes du 2^{ème} colloque national : Dignes maritimes et fluviales de protection contre les submersions*, Aix-en-Provence.
- Bonelli, S., Benahmed, N., Philippe, P., Bernard, A., Grémeaux, Y., and Nunes, G. (2011). Evaluer le temps de rupture d'une digue en remblai érodée par conduit traversant. *Ingénieries - Eau Agriculture Territoire*, Numéro spécial.
- Bonelli, S., Brivois, O., Borghi, R., and Benahmed, N. (2006). On the modelling of piping erosion. *Comptes Rendus de Mécanique*, 8-9(334).
- Bonelli, S., Golay, F., and Mercier, F. (2012). *Erosion of Geomaterials*, chapter 6 : On the modelling of interface erosion. Wiley.

- Bos, M. (1976). Discharge measurement structures. Technical Report 4, Laboratorium voor Hydraulica en Afvoerhydrologie, Landbouwhogeschool, Wageningen, NL.
- Casagrande, A. (1932). Research on the Atterberg limits of soils. *Public Roads*, 13.
- Casagrande, A. (1948). Classification and identification of soils. *ASCE Transactions*, 113.
- Chinnarasri, C., Tingsanchali, T., Weesakul, S., and Wongwiess, S. (2003). Flow patterns and damage of dike overtopping. *International Journal of Sediment Research*, 18(4).
- de Loeff, H., Steetzel, H., and Kraak, A. (1996). Breach growth : experiments and modelling. In *Coastal Engineering Proceedings*.
- Degoutte, G. (2004). *Aide Mémoire d'hydraulique à surface libre*. Cours d'hydraulique, dynamique et morphologie fluviale de l'ENGREF.
- Degoutte, G. and Royet, P. (2009). *Aide mémoire de mécanique des sols*. Les publications de l'ENGREF.
- Dodge, R. (1985). *Overtopping flow on low embankment dams - Summary report of model tests*. U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation.
- Du Boys, P. (1879). Le Rhône et les rivières à lit affouillable. *Annales des Ponts et Chaussées, Série 5*(18).
- Dumas, F. (2002). Projet HERODE : conception et réalisation d'un canal hydraulique pour l'étude de l'érosion et du dépôt de sédiments. Collaboration IRPHE, COM et IRSN.
- E., P. (1965). Erosion and deposition of cohesive soils. *Journal of the Hydraulics Division*, 91.
- El Kadi Abderrezak, K., Paquier, A., and Mignot, E. (2009). Modelling flash flood propagation in urban areas using a two-dimensional numerical model. *Natural Hazards*, 50.
- Fauchard, C. and Mériaux, P. (2004). *Geophysical and geotechnical methods for diagnosing flood protection dikes*. Quae.
- Fell, R. and Fry, J.-J. (2007). *Internal erosion of dams and their foundations*. Taylor & Francis.
- Fritz, H. and Hager, W. (1998). Hydraulics of embankment weirs. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(9).
- Froehlich, D. (1995). Peak outflow from breached embankment dam. *Journal of Water Resources*, 121(1).
- Fry, J. (2012). *Erosion of Geomaterials*, chapter 1 : Introduction to the process of internal erosion in hydraulic structures : Embankment dams and dikes. Wiley.
- Fry, J.-J. and Courivaud, J.-R. (2013). Analyse de modes de rupture peu communs pouvant affecter des digues. In *Actes du 2^{ème} colloque national : Digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions*, Aix-en-Provence.
- Ghavasieh, A., Poulard, C., and Paquier, A. (2006). Effect of roughened strips on flood propagation : assessment on representative virtual cases and validation. *Journal of Hydrology*, 318.
- Gordon, L., Bennett, S., and Wells, R. (2010). Rills development, headcut migration and sediment efflux from an evolving experimental landscape. In *Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling*, Las Vegas, NV.
- Graf, W. and Altinakar, M. (1998). *Hydrodynamique - Une introduction*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- Graf, W. and Altinakar, M. (2000). *Hydraulique fluviale - Ecoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.

- Grim, R. (1959). Physico-chemical properties of soils : clay minerals. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 85(SM2).
- Guyon, E., Hulin, J., and Petit, L. (2001). *Hydrodynamique physique*. EDP Sciences/CNRS Editions.
- Hager, W. (1986). *Discharge measurement structure*. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Hager, W. (1987). Lateral outflow of side weirs. *Journal Hydraulic Engineering*, 113(4).
- Hager, W. (1994). Breikroniger Überfall. *Wasser, Energie, Luft*, 86(11/12).
- Hager, W. and Schleiss, A. (2009). *Constructions hydrauliques*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- Hager, W. and Volkart, P. (1986). Distribution channels. *Journal Hydraulic Engineering*, 112(10).
- Hanson, G., Cook, K., and Hunt, S. (2005a). Physical modelling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments. *Transactions of ASAE*, 48(5).
- Hanson, G. and Hunt, S. (2007). Lessons learned using laboratory JET methods to measure soil erodibility of compacted soils. *ASABE Applied Engineering in Agriculture*, 23(3).
- Hanson, G. and Hunt, S. (2010). Coherence of erodibility for erosion processes and different scales. In *Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling*, Las Vegas, NV.
- Hanson, G., Robinson, K., and Cook, K. (2001). Prediction of headcut migration using a deterministic approach. *Transactions of ASAE*, 44(3).
- Hanson, G., Robinson, K., Cook, K., and Temple, D. (2004). *Modeling of erosion from headcut development in channelized flow*, volume VI. University of Mississippi Press.
- Hanson, G., Temple, D., Morris, M., and Hassan, M. (2005b). Simplified breach analysis model for homogeneous embankments, part II : Parameter inputs and variable scale model comparisons. In *25th Annual USSD Conference*, Salt Lake City, Utah, USA.
- Hanson, G. J. and Cook, K. R. (2004). Apparatus, test procedures and analytical methods to measure soil erodibility in situ. *Engineering in Agriculture*, 20(4). ASAE.
- Hassan, M. and Morris, M. (2008). IMPACT Project field tests data analysis. Projet FLOODsite. Understanding and predicting failure modes.
- Hay, N. and Markland, E. (1958). The determination of the discharge over weir by the electrolytic tank. In *Institution of Civil Engineers*, volume London 10.
- Hénensal, P. (1983). Recherches qui pourraient être entreprises en génie civil dans le domaine de l'érosion et de l'érodabilité hydrique des sols. *Rapport interne LCPC*, FAER 1.04.03.3.
- Hicher, P.-Y. (2013). Instabilité et rupture des sols érodés par suffusion. In *Actes du 2^{ème} colloque national : Dignes maritimes et fluviales de protection contre les submersions*, Aix-en-Provence.
- Holtz, R. and Kovacs, W. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal.
- Hunt, S., Hanson, G., Cook, K., and Kadavy, K. (2005). Breach widening observations from earthen embankments. *Transactions of ASAE*, 48(3).
- IMPACT (2003). Breach formation : Field and laboratory data. Projet IMPACT.
- IMPACT (2004a). Breach formation : Technical report, Section 4. Projet IMPACT.
- IMPACT (2004b). Breach formation : Technical report, Section 5. Projet IMPACT.
- IMPACT (2004c). Breach formation : Technical report, Section 6. Projet IMPACT.

- Jodeau, M. (2007). *Morphodynamique d'un banc de galets en rivière aménagée lors de crues*. PhD thesis, U. Claude Bernard-Lyon I.
- Kosinsky, V. (1968). Etude expérimentale de déversoir latéraux. *Revue Universelle des Mines*, 111(7).
- Lambe, T. (1953). Soil testing for engineers. *ASCE Proceedings*, 75.
- Le Coz, J., Hauet, A., Védie, F., Dramais, G., Chastan, B., and Paquier, A. (2006). Re-circulating flow assessment from aDcp, LS-PIV and 2Dh modelling. In *River Flow*, Lisbonne.
- Le Hir, P. (2008). Aide-mémoire de dynamique sédimentaire. Ifremer, Laboratoire PHYSED.
- Lefebvre, G., Rohan, K., and Douville, S. (1985). Erosivity of natural intact structured clay : evaluation. *Canadian Geotechnical Journal*, 22.
- Lopes Saraiva Alves Bente, A. (2013). Characterization of dam breaching following overtopping. Master's thesis, Técnico Lisboa.
- MacDonald, T. and Landgridge-Monopolis, J. (1984). Breaching characteristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(5).
- Marot, D. and Benamar, A. (2012). *Erosion of Geomaterials*, chapter 2 : Suffusion, transport and filtration of fine particles in granular soil. Wiley.
- Marot, D., Regazzoni, P.-L., Nguyen, H., and Bendahmane, F. (2013). Etude paramétrique et statistique de la sensibilité de sols fins à l'érosion d'interface. In *Actes du 2^{ème} colloque national : Digués maritimes et fluviales de protection contre les submersions*, Aix-en-Provence.
- Mercier, F. (2013). *Numerical modelling of erosion of a cohesive soil by a turbulent flow*. PhD thesis, Aix-Marseille Université.
- Meyer-Peter, E. and Müller, R. (1948). Formulas for bed-load transport. In *Proceedings of the Second Meeting of IAHR*.
- Moffat, R. (2005). *Experiments on internal stability of widely graded cohesionless soils*. PhD thesis, University of British Columbia, Vancouver.
- Moore, W. L. and Masch, F. D. (1962). Experiments on the scour resistance of cohesive sediments. *Journal of Geophysical Research*, 67(4).
- Morris, M. (2005). Final technical report. Projet IMPACT.
- Morris, M., Hassan, M., Kortenhaus, A., and Visser, P. (2009a). Breaching processes : A state of the art review. Projet FLOODsite.
- Morris, M., Hassan, M., Kortenhaus, A., and Visser, P. (2009b). Modelling breach initiation and growth. Projet FLOODsite. Task 6 Executive Summary.
- Morris, M., Hassan, M., and Vaskinn, K. (2005). Conclusions and recommendations from the IMPACT Project WP2 : Breach formation. Projet IMPACT.
- Nadesamoorthy, T. and Thomson, A. (1972). Spatially varied flow over side weirs. *ASCE Journal of the Hydraulics Division*, 98(12).
- Nagy, L. and Tóth, S. (2003). Detailed technical report on the collation and analysis of dike breach with regards to formation process and location factors. Projet 2002-481.
- Paquier, A. (1995). *Modélisation et simulation de l'onde de rupture de barrage*. PhD thesis, Cemagref Lyon.
- Paquier, A. (1998a). 1D and 2D models for simulating dam-break waves and natural floods. In *CADAM*, Wallingford.
- Paquier, A. (1998b). Test cases of dam breach simulation. In *CADAM*, Munich.
- Paquier, A. (1999). Computations performed by Cemagref on the Malpasset test case. In *CADAM*, Milan.

- Paquier, A. (2001). Rupture de barrage : validation des modèles numériques du Cemagref dans le cadre de CADAM. *Ingénieries*, 28.
- Paquier, A., Fang, Z., Rouch, B., and Vidal, J.-P. (1999). Assessment of flood risks in areas protected by dykes (example of Agly river). In *CADAM*, Milan.
- Paquier, A. and Mignot, E. (2004). The flooding of Sumacárcel after Tous dam break Cemagref's modelling. *Projet IMPACT*.
- Paquier, A., Nogues, P., and Herledan, R. (1998). Model of piping in order to compute dam-break waves. In *CADAM*, Munich.
- Paquier, A. and Recking, A. (2002). Advances on breach models by Cemagref during IMPACT project. *Projet IMPACT*.
- Philippe, P., Béguin, R., and Faure, Y.-H. (2013). Construction d'un modèle stochastique pour l'érosion de contact à partir de mesures hydrodynamiques locales. In *Actes du 2^{ème} colloque national : Digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions*, Aix-en-Provence.
- Pickert, G., Weitbrecht, V., and Bieberstein, A. (2011). Breaching of overtopped river embankments controlled by apparent cohesion. *Journal of Hydraulic Research*, 49(2).
- Powledge, G., Ralston, D., Miller, P., Chen, Y., Clopper, P., and Temple, D. (1988). Mechanics of overflow erosion on embankments, part I : Research activities. *Journal of the Hydraulic Engineering*, 115(8).
- Proctor, R. (1933). Fundamental principles of soil compaction. *Engineering News-Record*, 111.
- Pugh, C. (1985). *Hydraulic model studies of fuse plug embankments*. U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation.
- Raclot, D. (2003). *Méthodologie d'exploitation quantitative des photographies aériennes d'inondation de plaine*. PhD thesis, Cemagref/ENGREF Montpellier.
- Regazzoni, P. (2009). *Confrontation et analyse d'érodimètres et caractérisation de la sensibilité à l'érosion d'interface*. PhD thesis, Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique, GEM - UMR CNRS 6183.
- Rehbock, T. (1929). Wassermessung mit scharfkantigen Überfallwehren. *Zeitschrift VdI*, 73(24).
- Rieke-Zapp, D. and Nichols, M. (2011). Headcut retreat in a semiarid watershed in the southwestern united states since 1935. *Catena*, 87.
- Robinson, K. (1992). Predicting stress and pressure at an overfall. *Transactions of ASAE*, 35(2).
- Robinson, K., Bennett, S., Casali, J., and Hanson, G. (2000). Processes of headcut growth and migration in rills and gullies. *International Journal of Sediment Research*, 15(1).
- Robinson, K. and Hanson, G. (1994a). A deterministic headcut advance model. *Transactions of ASAE*, 37(5).
- Robinson, K. and Hanson, G. (1994b). Large-scale headcut erosion testing. *Transactions of ASAE*, 38.
- Rosquoët, F., Bendahmane, F., Marot, D., and Alexis, A. (2005). Caractérisation expérimentale des phénomènes d'érosion interne sur des échantillons sablo-argileux. In *Actes des XXIII^{ème} Rencontres Universitaires de Génie Civil*, Grenoble.
- Schmocker, L. (2011). *Hydraulics of dike breaching*. PhD thesis, ETH Zürich.
- Schmocker, L. and Hager, W. (2010). Overtopping and breaching of sea dikes - Breach profile and breach flow. In *Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics*.
- Seed, H. and Chan, C. (1959). Structure and strength characteristics of compacted clay. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 85(SM5).

- Sherard, J. and Dunnigan, L. (1989). Critical filters for impervious soils. *Journal of Geotechnical Engineering*.
- Shields, A. (1936). Anwendung der Aenlichkeitsmechanik und der turbulenzforschung auf die geschiebbewegung,, berlin, germany. In *Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt fur Wasserbau und Schiffbau*. translated to English by CalTech, Pasadena.
- Silberman, E. (1963). Friction factors in open channels. In *American Society of Engineers*, volume 89, USA.
- Soulsby, R. (1997). *Dynamics of marine sands : a manual for practical applications*. Thomas Telford, London.
- Subramanya, K. and Awasthy, S. C. (1972). Spatially varied flow over side weirs. *ASCE Journal of the Hydraulics Division*, 98(1).
- Temple, D., Hanson, G., Neilsen, M., and Cook, K. (2005). Simplified breach analysis model for homogeneous embankments, part 1 : Background and model components. In *25th Annual USSD Conference*, Salt Lake City, Utah, USA.
- Ternat, F. (2007). *Erosion des sédiments cohésifs en autoconsolidation*. PhD thesis, IRPHE et IRSN.
- Terzaghi, K. (1941). General wedge theory of earth pressure. *Proc. of ASCE Trans.*, 67(8).
- Tinney, E. and Hsu, H. (1961). Mechanics of washout of an erodible fuse plug. *Journal of the Hydraulic Division*, 87(HY 3).
- Turnbull, W. and Foster, C. (1956). Stabilization of materials by compaction. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 82(SM2).
- Vaskinn, K., Løvoll, A., and Høeg, K. (2003). Breach formation : Large scale embankment failure. Projet IMPACT.
- Vazquez, J. and al. (1996). *Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'ouvrages*. ENGEES et Anjou Recherche.
- Visser, P. (1998). *Breach growth in sea dikes*. PhD thesis, Delft University of Technology.
- Wahl, T. (2010). A comparison of the Hole Erosion Test and Jet Erosion Test. In *Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling*, Las Vegas, NV.
- Wahl, T. and Lentz, D. (2012). Experimental methods for studying canal breach processes. In *Hydraulic Measurements and Experimental Methods Conference*, Snowbird, UT.
- Wahl, T., Lentz, D., and Feinberg, B. (2011). Physical hydraulic modelling of canal breaches. In *Dam Safety Conference*, Washington, D.C.
- Wan, C. and Fell, R. (2004a). Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 30(4).
- Wan, C. and Fell, R. (2004b). Laboratory tests on the rate of piping erosion of soils in embankment dams. *Geotechnical Testing Journal*, 27(3).
- Warshaw, C. and Roy, R. (1961). Classification and a scheme for the identification of layer silicates. *Geotechnical Society of America Bulletin*, 72.
- White, W. (1977). Thin plate weirs. In *Institution of Civil Engineers*, volume London 63(2).
- Yalin, M. (1977). *Mechanics of sediment transport*. McGraw-Hill, 3rd edition.
- Yen, B. (1973). Open channel flow equations revisited. In *ASCE*, volume J. Engineering Mechanics Division 99.
- Yen, B. and Wenzel, H. (1970). Dynamic equations for steady spatially variable flow. In *ASCE*, volume J. Hydraulics Division 96.

- Yu, M. and Wei, H. (2013). Investigation of non-cohesive levee breach by overtopping flow. *Science Direct - Journal of Hydrodynamics*, 25(4).
- Zerrouk, N. and Marche, C. (2005). Une contribution expérimentale à l'étude de l'érosion d'une digue par submersion et son analyse. *Revue des sciences de l'eau*, 18(3).
- Zhang, J., Guo, Z., Cao, S., and Yang, F. (2012). Experimental study on scour and erosion of blocked dams. *Water Science and Engineering*, 5(2).
- Zhao, G., Visser, P., and Peeters, P. (2014). Large scale embankment breach experiment in flume. Changjiang River Scientific Center and Delft University of Technology.
- Zhao, G., Visser, P., Peeters, P., and Vrijling, H. (2012). Prediction of headcut erosion development on the breach slope. In *ICSE 6*, Paris.
- Zhao, G., Visser, P., Peeters, P., and Vrijling, H. (2013). Headcut migration prediction of the cohesive embankment breach. *Engineering Geology*, 164.
- Zhu, Y. (2006). *Breach growth in clay dikes*. PhD thesis, Delft University of Technology.
- Zhu, Y., Visser, P., and Vrijling, J. (2006). Laboratory observations of embankment breaching. In *7th Int. Conf. on Hydroscience and Engineering*.
- Zhu, Y., Visser, P., Vrijling, J., and Wang, G. (2011). Experimental investigation on breaching of embankments. *Science China*, 54(1).

ETUDE EXPERIMENTALE DES RUPTURES DE DIGUES FLUVIALES PAR SURVERSE

Résumé : Les ruptures de digues fluviales par surverse sont des phénomènes difficiles à prédire en raison des caractéristiques hydrauliques complexes de la surverse et des écoulements dans les brèches auxquelles s'ajoutent les effets du courant dans les rivières et l'incertitude importante quant à la résistance à l'érosion des sols cohésifs, largement employés sur ces ouvrages.

Nous proposons une réflexion autour de cinq essais en canal réalisés sur des modèles réduits de digue qui ont permis d'observer les phases classiques de développement d'une brèche ainsi que les effets de la teneur en argile et en eau des sols sur leur résistance à l'érosion et du courant longitudinal côté rivière.

Ces essais ont été conçus et analysés grâce à des caractérisations géotechniques originales puis complétés par une approche numérique (RUBAR20, St-Venant 2d) orientée vers l'étude de l'effet des conditions d'écoulement amont sur l'hydrogramme de brèche et la cinétique d'ouverture de brèche en fonction des paramètres d'érosion (contrainte critique de charriage et érodibilité).

Mots-clés : Digues ; Brèches ; Hydraulique fluviale ; Prévention des risques de submersion ; Erosion ; Sols cohésifs ; Géotechnique, Simulations hydrauliques 2d ; Fosse d'érosion

Abstract : Breaching of overtopped earthen river dams is a difficult phenomenon to predict because of the complex hydraulic features that arise during overtopping and breach development as well as the uncertainty around the erosion resistance of compacted cohesive soils.

Our contribution is based on a campaign of five open channel tests performed on scaled dikes models which allowed us to observe the usual stages of breach development together with the effects of the soils' clay and water contents and of the longitudinal riverside flow.

Design and interpretation of these tests were both achieved thanks to geotechnical characterisations and original erosion tests. Numerical approach (RUBAR20, St-Venant 2d) first provided coherent results on breaches hydrographs and hydraulic features and later on breaching kinetics as a function of the soils' erosion parameters (critical shear stress and erodibility).

Key words : River dams ; Breaching ; Hydraulics ; Flood risk assessment ; Erosion ; Cohesive soils ; Geotechnics, 2d hydraulic simulations ; Scour pit