

# Évolution de l'érosion interne dans un barrage en remblai suite au franchissement de noyau

par

Audrey BEAUDOIN

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE LA MAÎTRISE  
AVEC MÉMOIRE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION  
M. Sc. A.

MONTREAL, LE 10 JANVIER 2020

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC



Audrey Beaudoin, 2019



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

**PRÉSENTATION DU JURY**

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. François Duhaime, directeur de mémoire  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Yannic A. Éthier, codirecteur de mémoire  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Jean-Sébastien Dubé, président du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Michel Vaillancourt, membre du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 12 DÉCEMBRE 2019

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE





## REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mon directeur François Duhaime ainsi que mon codirecteur Yannic A. Éthier pour leur confiance, leurs disponibilités (lorsque j'en ai eu besoin) ainsi que leur patience (à temps partiel, c'est plus long).

J'aimerais également remercier les techniciens de laboratoire qui m'ont aidée à réaliser mes essais, soit Michael Dubois, Alexis Vadeboncoeur, Maxime St-Jean et, particulièrement, Sébastien Ménard qui m'a aidée à réaliser le montage expérimental (sans qui j'aurais eu de la difficulté à compacter les sols).

Merci également à Hydro-Québec pour le financement de ce projet ainsi que les diverses rencontres qui ont permis d'échanger des idées sur le sujet.

Finalement, je tiens à remercier ma famille. Merci à mes parents et à mes beaux-parents qui sont toujours prêts à nous aider. Merci Éthan pour ta compréhension (« Maman fait sa maîtrise lorsque je fais dodo») et merci Chloé pour tes beaux sourires tous les jours. Il est à noter que ce projet n'aurait pas été possible sans le support et la patience de mon conjoint Julien Beaulieu.



# **Évolution de l'érosion interne dans un barrage en remblai suite au franchissement de noyau**

Audrey BEAUDOIN

## **RÉSUMÉ**

La sécurité des digues et barrages est un enjeu important. En cas d'évènements météorologiques exceptionnels, il est possible que le niveau d'eau du réservoir s'élève au-dessus du niveau d'opération maximal de conception. Si le niveau d'eau dépasse la crête du noyau et si les matériaux en contact à la crête du barrage ont des granulométries incompatibles, le phénomène d'érosion interne peut être observé. Ce projet de maîtrise a comme objectif d'étudier l'évolution dans le temps de l'érosion interne suivant le franchissement de noyau, en tenant compte des forces d'écoulement et des conditions non saturées. L'hypothèse principale est qu'en présence de matériaux granulaires sensible à l'érosion interne d'un point de vue granulométrique, l'érosion interne sera initiée là où les forces d'écoulement sont plus grandes.

Afin de vérifier cette hypothèse, une modélisation numérique ainsi que deux essais ont été effectués dans une cuve. Pour chaque essai, un noyau de forme trapézoïdale entouré d'un matériau granulaire grossier ne respectant pas les critères de filters ont été mis en place. Les niveaux d'eau ainsi que les suctions ont été suivis à l'intérieur du noyau à l'aide de piézomètres et de capteurs de pression. Les essais ont été filmés et les sédiments ont été recueillis dans une colonne de sédimentation. En présence d'érosion, le prélèvement d'échantillons pour l'analyse des solides totaux dans le temps a également été effectué. Ensuite, le logiciel d'éléments finis *COMSOL* a été utilisé afin de modéliser l'écoulement d'eau en régime transitoire en considérant des conditions non saturées.

Les essais en cuves filmés combinés à la modélisation numérique permettent d'effectuer le lien entre les niveaux d'eau, les gradients hydrauliques, les vitesses d'écoulement, le taux d'érosion ainsi que l'évolution de la géométrie du noyau dans le temps. Finalement, les mécanismes d'initiation de l'érosion interne, soit dans le cas présent l'érosion de contact ainsi que l'érosion régressive, ont été évalués. Il est recommandé de pousser plus loin l'analyse des séquences d'images combinée à la modélisation numérique.

**Mots clés :** franchissement de noyau, érosion de contact, érosion régressive, barrage en remblai, corrélation d'images numériques, méthode des éléments finis, COMSOL



# Evolution of internal erosion in embankment dams following core overtopping

Audrey BEAUDOIN

## ABSTRACT

Dam security is an important issue. During extreme weather events, the maximal conception level of the reservoir can be exceeded. If the water level overtops the core of a dam and if the materials in contact at the crest have incompatible grain size distributions, internal erosion can occur. The objective of this Master's thesis is to study the evolution in time of internal erosion following core overtopping with consideration for seepage force and unsaturated seepage conditions. The main hypothesis is that internal erosion will occur where seepage forces are larger in presence of granular materials with incompatible grain size distributions.

To verify this hypothesis, numerical modelling and two tests in a tank were conducted. For each test, a trapezoidal core was put in place and surrounded by a permeable filter. Water levels and suctions were measured in the core with piezometers. The tests were filmed and sediments were collected in a sedimentation column. Water samples for the determination of the total solid content were taken when erosion occurred. Subsequently, the finite element code *COMSOL* was used to model transient groundwater seepage considering unsaturated conditions.

The relationship between groundwater levels, hydraulic gradients, seepage velocities, erosion rate, and the evolution of the core geometry in time was studied by combining the analysis of video sequences with numerical modelling. The initiation mechanisms of internal erosion, in this case contact erosion and regressive erosion, were evaluated. It is recommended to refine the analysis of image sequences combined with numerical modelling.

**Keywords:** core overtopping, contact erosion, regressive erosion, earth dam, digital image correlation, finite element method, COMSOL



# TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE 1    REVUE DE LITTÉRATURE.....	3
1.1    Composantes des barrages en remblai .....	3
1.2    Propriétés et mise en place des matériaux des barrages en remblai .....	6
1.2.1    Noyau .....	7
1.2.1.1    Propriétés granulométriques et mise en place .....	7
1.2.1.2    Propriétés hydrauliques .....	10
1.2.2    Filtres .....	21
1.2.2.1    Propriétés granulométriques (critères de filtres) et mise en place.....	23
1.2.2.2    Propriétés hydrauliques .....	26
1.2.3    Remblai grossier ou enrochements .....	27
1.2.3.1    Propriétés granulométriques et mise en place .....	28
1.2.3.2    Propriétés hydrauliques .....	28
1.3    Érosion interne .....	29
1.3.1    Suffosion.....	31
1.3.2    Érosion de contact.....	36
1.3.3    Érosion régressive.....	41
1.4    Essais de laboratoire existants pour l'érosion interne.....	44
1.5    Modélisation numérique d'écoulement en conditions non saturées .....	47
1.6    Synthèse et objectifs .....	51
CHAPITRE 2    MÉTHODOLOGIE – VOLET EXPÉRIMENTAL.....	55
2.1    Objectif et choix des essais .....	55
2.2    Description du montage expérimental et instrumentation .....	57
2.2.1    Montage expérimental .....	57
2.2.2    Capteurs de pression et piézomètres .....	59
2.2.3    Caméras, projecteurs et boîtes de diffusion .....	60
2.3    Caractérisation initiale des matériaux.....	61
2.3.1    Homogénéisation .....	62
2.3.2    Analyses granulométriques et teneurs en eau .....	63
2.3.3    Essai de compactage .....	64
2.4    Procédure expérimentale.....	64
2.4.1    Saturation pierres poreuses et capteurs .....	65
2.4.2    Préparation du montage .....	66
2.4.3    Préparation et mise en place du noyau et du filtre .....	66
2.4.4    Mise en place de l'instrumentation et des tuyaux .....	68
2.4.5    Réalisation des essais.....	71
2.4.6    Récupération des sédiments, démontage et prélèvement d'échantillons ..	74
2.5    Caractérisation post-expérimentale des matériaux .....	77
2.5.1    Bilan de masse .....	77
2.5.2    Solides totaux.....	77

2.5.3	Analyses granulométriques .....	78
2.6	Corrélation d'images numériques .....	78
CHAPITRE 3 RÉSULTATS – VOLET EXPÉRIMENTAL .....		81
3.1	Caractérisation initiale des matériaux .....	81
3.1.1	Analyses granulométriques .....	81
3.1.2	Teneur en eau et essai de compactage .....	83
3.2	Débits, observations en cours d'essai et niveaux d'eau .....	85
3.2.1	Débits et observations en cours d'essai .....	85
3.2.2	Niveaux d'eau .....	91
3.3	Bilan de masse et solides totaux .....	94
3.4	Caractérisation post-expérimentale des matériaux .....	96
3.5	Corrélation d'images numériques .....	97
CHAPITRE 4 MÉTHODOLOGIE - MODÉLISATION NUMÉRIQUE .....		103
4.1	Logiciel et théorie .....	103
4.2	Géométrie et maillage .....	104
4.3	Conditions aux frontières et propriétés des matériaux .....	106
CHAPITRE 5 RÉSULTATS - MODÉLISATION NUMÉRIQUE .....		113
5.1	Débits, niveaux d'eau et lignes d'écoulement .....	113
5.2	Pressions, charges hydrauliques et vitesses de Darcy .....	116
5.3	Gradients hydraulique .....	119
5.4	Vitesses en relation avec l'évolution de la forme du noyau .....	122
CHAPITRE 6 DISCUSSION .....		125
6.1	Granulométrie et mise en place des matériaux .....	125
6.2	Débits et niveaux d'eau .....	128
6.3	Bilan de masse, solides totaux et analyse des séquences d'images .....	133
6.4	Vitesse simulée et déplacement vertical moyen .....	134
6.5	Mécanismes d'initiation de l'érosion interne .....	135
CONCLUSION .....		139
RECOMMANDATIONS .....		141
ANNEXE I PROGRAMMES LABVIEW .....		143
ANNEXE II NIVEAU D'EAU POUR L'ENSEMBLE DE L'ESSAI N° 2 .....		145
ANNEXE III MAILLAGE UTILISÉ POUR LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE .....		147
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....		149



## LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Fonction des différentes composantes d'un barrage en remblai avec un noyau .....5
Tableau 1.2	Propriétés physiques du till .....12
Tableau 1.3	Critères de filtres .....24
Tableau 2.1	Volume des couches, masse volumique et teneur en eau désirée .....67
Tableau 2.2	Coordonnées de l'emplacement des capteurs et des piézomètres .....71
Tableau 2.3	Paliers de niveau d'eau prévus pour chaque essai .....72
Tableau 3.1	Résultats des analyses granulométriques avant les essais .....82
Tableau 3.2	Masse volumique maximale, teneur en eau optimale et conditions de mise en place .....85
Tableau 3.3	Débits et observations essai n° 1 .....86
Tableau 3.4	Débits et observations essai n° 2 .....88
Tableau 3.5	Bilan de masse pour les deux essais .....95
Tableau 3.6	Images pour l'analyse du champ de déformation .....100
Tableau 3.7	Exemple du champ de déformation de la vue générale .....101
Tableau 3.8	Évolution dans le temps des images de la vue générale .....102
Tableau 4.1	Paramètres pour l'estimation de la courbe de rétention capillaire et la conductivité hydraulique relative .....110



## LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1 Composantes d'un barrage avec un noyau central.....	4
Figure 1.2 Croquis du franchissement de noyau .....	5
Figure 1.3 Courbes granulométriques de till des régions de la Baie-James et de la Romaine .....	8
Figure 1.4 Influence de la masse volumique sur la courbe de rétention capillaire ...	11
Figure 1.5 Teneur en eau et masse volumique sèche des essais effectués .....	12
Figure 1.6 Conductivité hydraulique saturée en fonction de l'indice des vides.....	13
Figure 1.7 Courbes de rétention capillaire pour un till.....	14
Figure 1.8 Porosimétrie de till.....	14
Figure 1.9 des particules d'argile sur la conductivité hydraulique.....	17
Figure 1.10 Prédiction de la conductivité hydraulique pour un till avec les différentes méthodes d'évaluation de la surface spécifique (SS) en comparaison avec les valeurs mesurées en laboratoire .....	18
Figure 1.11 Phases de l'érosion interne d'un barrage en remblai .....	30
Figure 1.12 Méthode pour décrire la forme de la courbe granulométrique .....	32
Figure 1.13 Forme de la courbe pour les sols à granulométrie instable et les sols à granulométrie stable.....	33
Figure 1.14 Méthode de Wan et Fell pour évaluer la stabilité interne d'un sol .....	34
Figure 1.15 Diagramme d'Hjulström .....	37
Figure 1.16 Courbe de Shields .....	39
Figure 1.17 Modèle de l'érosion régressive .....	41
Figure 1.18 Croquis illustrant la Loi de Darcy.....	48
Figure 1.19 Distribution des pressions d'eau pour chaque cas .....	50

Figure 2.1	a) Premier essai noyau composé d'un sable uniforme ( <i>BOMIX</i> ), b) Deuxième essai, noyau composé d'une couche de sable comprise entre deux couches de till.....	56
Figure 2.2	Schéma du montage expérimental .....	58
Figure 2.3	Courbe de calibration du débitmètre.....	58
Figure 2.4	Exemple de la validation d'une courbe de calibration d'un capteur de pression .....	60
Figure 2.5	Caméra numérique Basler ACA2500 avec lentille Computar M0825-MP .....	61
Figure 2.6	Boîte de diffusion.....	61
Figure 2.7	Sable <i>BOMIX</i> avant homogénéisation .....	62
Figure 2.8	Granulomètre laser <i>Mastersizer 3000</i> de <i>Malvern Instruments</i> .....	64
Figure 2.9	a) Saturation des pierres poreuses b) Saturation des capteurs de pression .....	65
Figure 2.10	a) Mise en place du sol sec b) Compactage à l'aide d'un marteau pneumatique .....	67
Figure 2.11	a) Retrait des moules en polystyrène b) Mise en place du filtre c) Mise en place finale Essai no 1 d) Mise en place finale Essai no 2.....	68
Figure 2.12	a) Vue d'ensemble du montage b) Panneau de lecture des piézomètres c) Vue de l'arrière du montage (connexion piézomètres et capteurs) .....	70
Figure 2.13	Croquis de l'emplacement des capteurs de pression (C1, C2 et C3) et des piézomètres (P1 à P6) avec la géométrie de l'essai n° 2 .....	71
Figure 2.14	Nettoyage d'une colonne de sédimentation .....	75
Figure 2.15	Prélèvement des échantillons pour l'analyse par microtomodensitométrie – Essai n° 1 .....	76
Figure 2.16	Prélèvement des échantillons pour l'analyse par microtomodensitométrie – Essai n° 2 .....	76
Figure 3.1	Courbes granulométriques des matériaux avant les essais .....	82
Figure 3.2	Courbe de compactage Till .....	84
Figure 3.3	Courbe de compactage sable <i>BOMIX</i> .....	84

Figure 3.4	Forme finale du noyau érodé, avant du montage essai n° 1 .....	87
Figure 3.5	Progression de l'érosion de l'arrière vers l'avant du montage, côté aval essai n° 2 .....	88
Figure 3.6	Formation d'un renard, côté aval à l'arrière du montage essai n° 2 .....	89
Figure 3.7	Érosion du till parallèlement à l'écoulement de l'eau, côté aval à l'arrière du montage essai n° 2 .....	90
Figure 3.8	Forme finale du noyau érodé, avant du montage essai n° 2 .....	90
Figure 3.9	Décrochements côté amont à l'arrière du montage a) essai n° 1 b) essai n° 2 .....	91
Figure 3.10	Niveau d'eau des piézomètres et capteurs, essai n° 1 .....	92
Figure 3.11	Niveau d'eau des piézomètres et capteurs, début de l'essai n° 2 .....	93
Figure 3.12	Niveau d'eau des piézomètres et capteurs, fin de l'essai n° 2 .....	94
Figure 3.13	Résultats des solides totaux mesurés lors du palier 5 de l'essai n° 2 .....	96
Figure 3.14	Résultats des analyses granulométriques des sédiments .....	97
Figure 3.15	Déplacement moyen en fonction de la masse érodée .....	98
Figure 3.16	Déplacement vertical moyen le long de l'axe des x en fonction du temps .....	99
Figure 4.1	Géométrie intermédiaire du noyau - Essai n° 2 .....	105
Figure 4.2	Géométrie finale du noyau - Essai n° 2 .....	105
Figure 4.3	Charge amont en fonction du temps - Essai n° 1 .....	107
Figure 4.4	Charge amont en fonction du temps – Géométrie initiale Essai n° 2 .....	107
Figure 4.5	Rétention capillaire et perméabilité relative, sable .....	110
Figure 4.6	Rétention capillaire et perméabilité relative, filtre G1 .....	110
Figure 4.7	Rétention capillaire et perméabilité relative, filtre G2 .....	111
Figure 4.8	Rétention capillaire et perméabilité relative, till .....	111

Figure 5.1	Débit entrant simulé pour l'essai n° 1 .....	114
Figure 5.2	Débit entrant simulé pour l'essai n° 2 .....	114
Figure 5.3	Charge par rapport au bas de la cuve simulée pour l'essai n° 1 .....	115
Figure 5.4	Charge par rapport au bas de la cuve pour l'essai n° 2 .....	115
Figure 5.5	Lignes d'écoulement - Essai n° 2 a) géométrie initiale b) géométrie intermédiaire c) géométrie finale.....	116
Figure 5.6	Pressions, charges hydrauliques et vitesses de Darcy, fin de l'essai n° 1 .....	117
Figure 5.7	Pressions, charges hydrauliques et vitesses de Darcy, géométrie initiale de l'essai n° 2 .....	118
Figure 5.8	Pressions charges hydrauliques et vitesses de Darcy, géométrie intermédiaire de l'essai n° 2 .....	118
Figure 5.9	Pressions, charges hydrauliques et vitesses de Darcy, géométrie finale de l'essai n° 2 .....	119
Figure 5.10	Gradient $y$ le long de l'axe des $x$ , essai 1 .....	120
Figure 5.11	a) Gradient $x$ géométrie 1 de l'essai 2 b) gradient $y$ géométrie 1 de l'essai 2 .....	120
Figure 5.12	a) Gradient $x$ géométrie 2 de l'essai 2 b) gradient $y$ géométrie 2 de l'essai 2 .....	120
Figure 5.13	a) Gradient $x$ géométrie 3 de l'essai 2 b) gradient $y$ géométrie 3 de l'essai 2 .....	121
Figure 5.14	Composante du gradient hydraulique parallèle et perpendiculaire à l'interface entre le noyau et le filtre .....	121
Figure 5.15	Vitesses le long de l'axe des $x$ en fonction du temps de l'essai 1 .....	122
Figure 5.16	Vitesses le long de l'axe des $x$ en fonction de l'évolution de la forme du noyau de l'essai 2 .....	123
Figure 6.1	Forme de la courbe granulométrique par la méthode de Kenney et Lau (1985).....	126
Figure 6.2	Évaluation de la stabilité interne des matériaux par la méthode de Wan et Fell (2008).....	127

Figure 6.3	Comparaison débits simulés et mesurés – Essai 1 .....	129
Figure 6.4	Comparaison débits simulés et mesurés – Essai 2 .....	129
Figure 6.5	Comparaison niveaux d'eau simulés et mesurés – Essai 1 .....	131
Figure 6.6	Comparaison niveaux d'eau simulés et mesurés – Début Essai 2 .....	132
Figure 6.7	Comparaison niveaux d'eau simulés et mesurés – Fin Essai 2.....	132
Figure 6.8	Vitesse simulée et déplacement vertical moyen .....	135





## LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

ACB	Association Canadienne des Barrages
CEHQ	Centre d'expertise hydrique du Québec
CIBG	Commission Internationale des Grands Barrages
DIC	<i>Digital image correlation</i> (Corrélation d'images numériques)
USCS	Système de classification unifiée des sols
USEPA	<i>United States Environmental Protection Agency</i>



## LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

SYMBOLES			
$A$	Section transversale à l'écoulement	$D_{60}$	Taille des grains (en mm) correspondant à 60 % de passant
$b$	Constante déterminée par des essais de laboratoire dans la relation entre la conductivité hydraulique saturée et le PSP	$D_{85}$	Taille des grains (en mm) correspondant à 85 % de passant
		$D_H$	Moyenne harmonique des tailles de grains
$C_c$	Coefficient de courbure de la courbe granulométrique	$D_{xF}$	Taille des grains du sol filtre (en mm) correspondant à x % de passant
$C_u$	Coefficient d'uniformité de la courbe granulométrique		
$C_m$	<i>Specific moisture capacity (COMSOL)</i>	$D_{xB}$	Taille des grains du sol base (en mm) correspondant à x % de passant
$C_s^*$	Constante déterminée par des essais de laboratoire dans la relation entre la conductivité hydraulique saturée et le PSP	$D_{xGrossier}$	Taille des grains de la portion grossière de la courbe granulométrique (en mm) correspondant à x % de passant
$d$	Diamètre moyen du grain	$D_{xfin}$	Taille des grains de la portion fine de la courbe granulométrique (en mm) correspondant à x % de passant
$d_{i1}$ et $d_{i2}$	Diamètres des pores de chaque section du matériau poreux		
$\bar{d}$	Diamètre le plus petit entre $d_{i1}$ et $d_{i2}$	$e$	Indice des vides
$D_{10}$	Taille des grains (en mm) correspondant à 10 % de passant	$f$	Facteur de friction
		$f_\alpha$	Fonction dans qui dépend de la forme des grains
$D_{15}$	Taille des grains (en mm) correspondant à 15 % de passant	$F$	Fraction massique des particules de tailles inférieures à $D$
$D_{30}$	Taille des grains (en mm) correspondant à 30 % de passant	$g$	Accélération gravitationnelle
$D_{50}$	Taille des grains (en mm) correspondant à 50 % de passant		

<b>SYMBOLES (suite)</b>			
$G^*$	Paramètre de transport	$L$	Largeur de la crête du noyau ou largeur de l'ouverture
$G_s$	Densité des grains solides	$m$	Paramètre de l'équation de Van Genuchten (1980)
$h$	Charge hydraulique	$m_v$	Compressibilité du fluide
$H$	Fraction massique des particules comprises entre $D$ et $4D$ ou hauteur d'eau	$n$	Porosité ou paramètre de l'équation de Van Genuchten (1980)
$i$	Gradient hydraulique	$N_p$	Nombre de pores
$i_c$	Gradient hydraulique critique	$p$	Pression
$I_r$	Degré d'instabilité	$PSP$	« <i>Pore size parameter</i> » : Paramètre des dimensions des pores
$k$	Perméabilité intrinsèque		
$k_r$	Perméabilité relative	$Q$	Débit
$K_x$	Conductivité hydraulique dans la direction x	$R_b$	Rayon hydraulique au bas du montage
$K_y$	Conductivité hydraulique dans la direction y	$Re_p$	Nombre de Reynolds des particules
$K_z$	Conductivité hydraulique dans la direction z	$S_r$	Degré de saturation
		$S_{re}$ ou $S_e$	Degré de saturation effectif
$K$	Conductivité hydraulique	$S_{rees}$	Degré de saturation résiduel à des succions élevées
$K_{sat}$	Conductivité hydraulique saturée	$S_{rsat}$	Degré de saturation de 1
$K_{enrochement}$	Conductivité hydraulique saturée de l'enrochement	SS	Surface spécifique
		$S_s$	Pente du montage
$K_{noyau}$	Conductivité hydraulique saturée du noyau	$t$	Temps
$l$	Distance entre deux équipotentielles ou paramètre de l'équation de Van Genuchten (1980)	$U$	Tension électrique

---

**SYMBÔLES (suite)**

$V$	Volume	$\tau_0$	Force de traction critique
$v^*$	Vitesse de friction	$\mu$	Viscosité dynamique
$W_c$	Largeur de l'ouverture	$\nu$	Viscosité cinématique
$w$	Teneur en eau massique	$\psi$	Succion
$w_{opt}$	Teneur en eau massique optimale	$\chi^0$	Paramètre de similarité
$y$	Pourcentage passant du diamètre $D_y$	$\gamma$	Poids volumique
$x, y, z$	Coordonnées cartésiennes	$\gamma'$	Poids volumique déjaugé
$\alpha$	Paramètre de l'équation de Van Genuchten (1980)	$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\lambda_p$	Gradient moyen de la courbe de distribution du diamètre d'entrée des pores		
$\gamma$	Ordre polynomial		
$\theta$	Teneur en eau volumique		
$\theta_r$	Teneur en eau volumique résiduelle		
$\theta_{sat}$	Teneur en eau volumique saturée		
$\rho$	Masse volumique		
$\rho_d$	Masse volumique sèche		
$\rho_{dmax}$	Masse volumique sèche maximale		
$\rho_s$	Masse volumique des solides		
$\rho_w$	Masse volumique de l'eau		
$\tau$	Résistance au cisaillement		

---

**UNITÉS DE MESURE**

cm	Centimètre
g	Gramme
h	Heure
kg	Kilogramme
kPa	Kilopascal
l	Litre
m	Mètre
m <sup>2</sup>	Mètre carré
m <sup>3</sup>	Mètre cube
mg	Milligramme
min	Minute
mm	Millimètre
Pa	Pascal
po	Pouce
s	Seconde
V	Volt
µm	Micromètre
°C	Degré Celsius

## INTRODUCTION

Avec plus de 10 000 barrages dont 1 169 sont des grands barrages, le Canada se retrouve en 7<sup>e</sup> position dans le classement mondial du nombre de barrages des pays membres de la Commission Internationale des Grands Barrages (ACB, 2018; CIGB, 2018). Au Québec seulement, le répertoire du centre d'expertise hydrique compte plus de 7 800 ouvrages de retenue (CEHQ, 2016). Parmi ces ouvrages, certains sont plus âgés. Pour ces derniers, les critères de conception comme les critères de filtres, de même que les méthodes de constructions, sont parfois mal documentés. Dans ce contexte, la sécurité de ces digues et barrages est préoccupante. En effet, la rupture d'un ouvrage de retenue implique généralement des impacts économiques ou environnementaux, mais dans certains cas elle peut également compromettre la sécurité du public. L'examen statistique des données existantes sur les ruptures de barrage réalisé par Foster et al. (2000) a montré que l'érosion interne est la principale cause de rupture des digues et barrages en remblai. Ce phénomène, encore mal compris aujourd'hui, est défini comme étant la migration des particules fines à l'intérieur des pores d'un sol sujet à une force d'écoulement. Les ouvrages de retenue plus récents sont conçus de façon à limiter l'érosion interne. Par contre, dans le cas des ouvrages plus âgés, l'incertitude par rapport aux critères de conception utilisés ainsi qu'aux méthodes de constructions, amène un doute sur la résistance de l'ouvrage à l'érosion interne. En cas d'événements météorologiques exceptionnels (ex. : pluie abondante), il peut arriver que le niveau d'eau du réservoir s'élève au-dessus du niveau d'opération maximal de conception. Ces événements soulèvent un questionnement sur l'impact de l'élévation du niveau d'eau au-dessus du niveau d'opération maximal ainsi que sur l'évolution dans le temps de l'érosion interne. Ces questions sont à la base des objectifs du présent mémoire. En effet, la présente maîtrise a comme objectif d'étudier l'évolution dans le temps de l'érosion interne suivant le franchissement de noyau, en tenant compte de conditions non saturées et de la distribution des forces d'écoulement.

L'hypothèse principale est qu'en présence de sols dont les granulométries sont susceptibles à l'érosion interne, celle-ci sera initiée où les forces d'écoulement sont plus grandes.

Considérant le phénomène de franchissement de noyau de même que les conditions non saturées, ces forces d'écoulement devraient être plus grandes au point de sortie de l'eau du côté aval du barrage. La forme du noyau devrait évoluer dans le temps en suivant la position de la nappe. L'examen des gradients hydrauliques dans le temps devrait permettre d'effectuer le lien entre l'évolution de l'érosion interne dans le temps ainsi que l'évolution de la forme de la partie aval du noyau dans le temps.

Afin de vérifier cette hypothèse, dans un premier temps, deux essais ont été effectués dans une cuve de 1,3 x 0,6 x 0,5 m conçue par K. Dumberry (2017, voir aussi Dumberry, Duhaime et Éthier 2018). Pour chaque essai, un noyau de forme trapézoïdale entouré d'un matériau granulaire grossier ne respectant pas les critères de filters a été mis en place. Les niveaux d'eau ainsi que les suctions ont été suivis à l'intérieur du noyau à l'aide de piézomètres et de capteurs de pression. Les essais ont été filmés et les sédiments ont été recueillis dans une colonne de sédimentation. En présence d'érosion, le prélèvement d'échantillons pour l'analyse des solides totaux dans le temps a également été effectué. Ensuite, le logiciel *COMSOL* a été utilisé afin de reproduire le montage expérimental et ainsi modéliser l'écoulement d'eau en régime transitoire en considérant des conditions non saturées. Les essais en cuves filmés combinés à la modélisation numérique permettent d'effectuer le lien entre les vitesses, les gradients hydrauliques ainsi que l'évolution de la géométrie du noyau dans le temps.

Ce mémoire présente la revue de littérature et la méthodologie du volet expérimental suivie des résultats de ce volet. Ensuite, la méthodologie du volet modélisation numérique suivie des résultats associés sont présentés. Finalement, les sections discussions, conclusions et recommandations sont présentées pour les deux volets combinés.



## **CHAPITRE 1**

### **REVUE DE LITTÉRATURE**

La présente revue de littérature est divisée en huit sections. Les deux premières sections concernent les composantes des barrages en remblai ainsi que les propriétés et la mise en place des matériaux. Ensuite, en introduction à l'érosion interne, les mécanismes généraux de ruptures des barrages sont présentés. La quatrième section concerne le cœur du sujet soit l'érosion interne alors que les cinquième, sixième et septième sections concernent respectivement certains essais de laboratoire existants pour l'érosion interne, la corrélation d'images numériques ainsi que les principes associés à la modélisation numérique d'écoulement en conditions non saturées. Finalement, la dernière section présente une synthèse de la revue de littérature ainsi qu'un retour sur les objectifs du projet.

#### **1.1 Composantes des barrages en remblai**

Avant de discuter d'érosion interne, il est important de comprendre les différentes composantes des barrages en remblai ainsi que leur rôle respectif. Ces éléments sont présentés dans les paragraphes suivants.

Il existe 2 types de barrages en remblai soit ceux composés de sols (particules inférieures à 76,2 mm) et ceux composés d'enrochement (fragments angulaires de roc dont le diamètre est supérieur à 76,2 mm). La distinction entre ces deux types dépend des proportions de sol et d'enrochement (Chen et al., 2015; Dumberry, 2017; Fell et al., 2015; Foster et al., 2000; Hall, Lindsay et Krayenhoff, 2012; Hydro-Québec, 2016). Lorsque le volume de sol représente plus de 50 % du volume total du barrage, il s'agit d'un barrage en remblai de terre alors que lorsque plus de 50 % de ce volume est en enrochement, il s'agit d'un barrage en remblai d'enrochement.

Les différents types de barrage en remblai de terre et d'enrochement sont les suivants : les barrages homogènes (un seul type de sol), les barrages avec un noyau central imperméable, les barrages avec un noyau incliné imperméable, les barrages avec plusieurs zones (filtres, noyau et enrochement), les barrages avec une membrane imperméable au centre ainsi que les barrages avec une membrane imperméable inclinée (Chen et al., 2015). Afin de simplifier la géométrie, la présente revue de littérature s'attardera uniquement aux types de barrages comportant un noyau central. La figure 1.1 présente une coupe type d'un barrage en remblai avec un noyau, incluant les différentes composantes de ce type de barrage. Le tableau 1.1 décrit les fonctions des différentes composantes présentes dans cette figure.

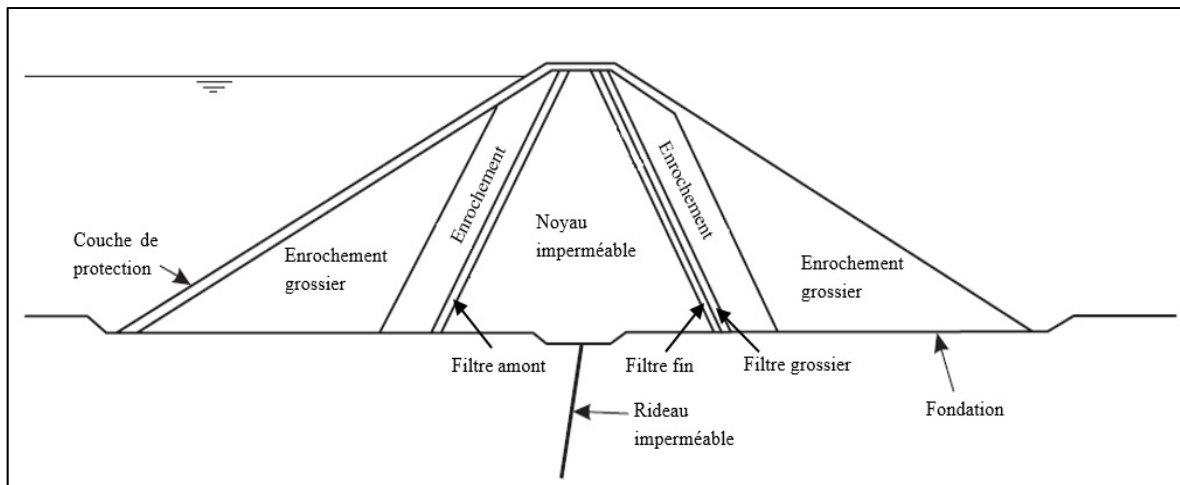


Figure 1.1 Composantes d'un barrage avec un noyau central  
Adaptée de Fell et al. (2015, p. 4)

Tableau 1.1 Fonction des différentes composantes d'un barrage en remblai avec un noyau  
Adapté de Fell et al. (2015, p. 2)

Composantes	Fonctions
Noyau imperméable	Contrôle de l'écoulement à l'intérieur du barrage
Filtre fin	Contrôle de l'érosion du noyau vers le filtre grossier
Filtre grossier	Contrôle de l'érosion du filtre fin vers l'enrochement
Filtre amont	Contrôle de l'érosion du noyau vers l'enrochement du côté amont
Enrochement	Assure la stabilité du barrage, permet un drainage rapide et contrôle l'érosion du filtre grossier ou du filtre amont vers l'enrochement grossier ou vers la couche de protection
Enrochement grossier	Assure la stabilité du barrage et permet un drainage rapide
Couche de protection	Contrôle de l'érosion causée par les vagues en amont du barrage

Considérant que le présent projet concerne le franchissement de noyau, le détail des composantes de la crête du barrage doit être examiné. Le franchissement de noyau, correspond à l'augmentation du niveau d'eau amont au-dessus de la crête du noyau, mais sous la crête du barrage. Ce phénomène est présenté à la figure 1.2.

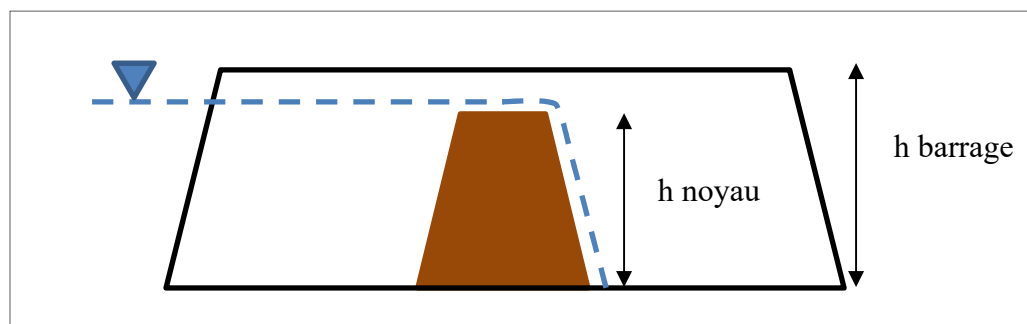


Figure 1.2 Croquis du franchissement de noyau

Tel que mentionné dans le bulletin 164 de la CIGB (ICOLD, 2017), particulièrement au niveau de la crête, une faible compaction ou une mauvaise conception des filtres peuvent être la cause d'érosion interne. Dans certains cas, étant donné que le niveau d'eau de conception

est inférieur au niveau du sommet du noyau, il arrive qu'on retrouve un matériau grossier comme une pierre concassée directement en contact avec les matériaux fins composant le noyau (absence de filtre). Lors de crues importantes, le niveau d'eau du réservoir peut dépasser le niveau de conception et, à ce moment, le barrage peut être sujet au franchissement de noyau et à une érosion de contact due à l'absence de filtre entre le matériau grossier et le noyau fin.

## 1.2 Propriétés et mise en place des matériaux des barrages en remblai

Les sections suivantes décrivent la granulométrie, la mise en place ainsi que les propriétés hydrauliques des matériaux utilisés dans la construction des barrages en remblai. Ces informations sont requises afin de mettre en place un modèle réduit d'un barrage reflétant les conditions réelles des matériaux ainsi que leur mise en place. Les propriétés hydrauliques sont pour leur part requises comme intrants de la modélisation numérique. Finalement, il est important de noter que ces éléments sont étroitement liés au phénomène d'érosion interne.

Les propriétés hydrauliques traitées sont la conductivité hydraulique saturée, la courbe de rétention capillaire ainsi que la relation entre la conductivité hydraulique ou la perméabilité et la succion (conductivité hydraulique non saturée). La relation entre la perméabilité ( $k$ ) et la conductivité hydraulique ( $K$ ) fait intervenir la viscosité dynamique ( $\mu$ ), la masse volumique ( $\rho$ ) ainsi que l'accélération gravitationnelle ( $g$ ).

$$K \left( \frac{m}{s} \right) = \frac{k(m^2)}{\mu(kg \cdot m^{-1}s^{-1})} \rho \left( \frac{kg}{m^3} \right) g \left( \frac{m}{s^2} \right) \quad (1.1)$$

Étant donné que le projet de recherche ne consiste pas à établir les propriétés hydrauliques des matériaux utilisés dans les barrages en remblai, l'accent sera mis sur les bases de données existantes ainsi que sur les méthodes de prédiction. Par ailleurs, les propriétés des matériaux utilisés pour la couche de protection ne sont pas abordées puisque celles-ci ne représentent pas un élément critique de l'écoulement en conditions non saturées à l'intérieur des barrages

en remblai. Ainsi les différentes sections ci-après traitent des propriétés granulométriques et hydrauliques du noyau, des filtres ainsi que des enrochements. Finalement, les différentes méthodes de prédictions des propriétés hydrauliques sont détaillées à l'intérieur de ces sections pour chaque matériau.

### **1.2.1 Noyau**

Comme mentionné précédemment, la fonction principale du noyau est de contrôler l'écoulement à l'intérieur du barrage. Dans le cas des ouvrages de retenue, celui-ci sert à limiter l'écoulement de l'amont vers l'aval. Il s'agit donc généralement d'un matériau fin et peu perméable. Autant que possible, ce matériau doit être disponible à proximité de l'ouvrage projeté. Au Québec, une grande quantité de dépôts peu perméables d'origine glaciaire (till ou moraine) a été mise en place lors de la dernière glaciation. Ces matériaux sont souvent utilisés pour la construction des noyaux des barrages.

#### **1.2.1.1 Propriétés granulométriques et mise en place**

Le till est un matériau d'origine glaciaire qui présente une courbe granulométrique très étalée. On y retrouve des grains dont la taille est inférieure à  $2\ \mu\text{m}$  (argile), jusqu'à des cailloux et blocs dont la taille peut être de l'ordre du mètre. Des courbes granulométriques du passant 5 mm d'échantillons de till des régions de la Baie-James et de la Romaine sont présentées à la figure 1.3.

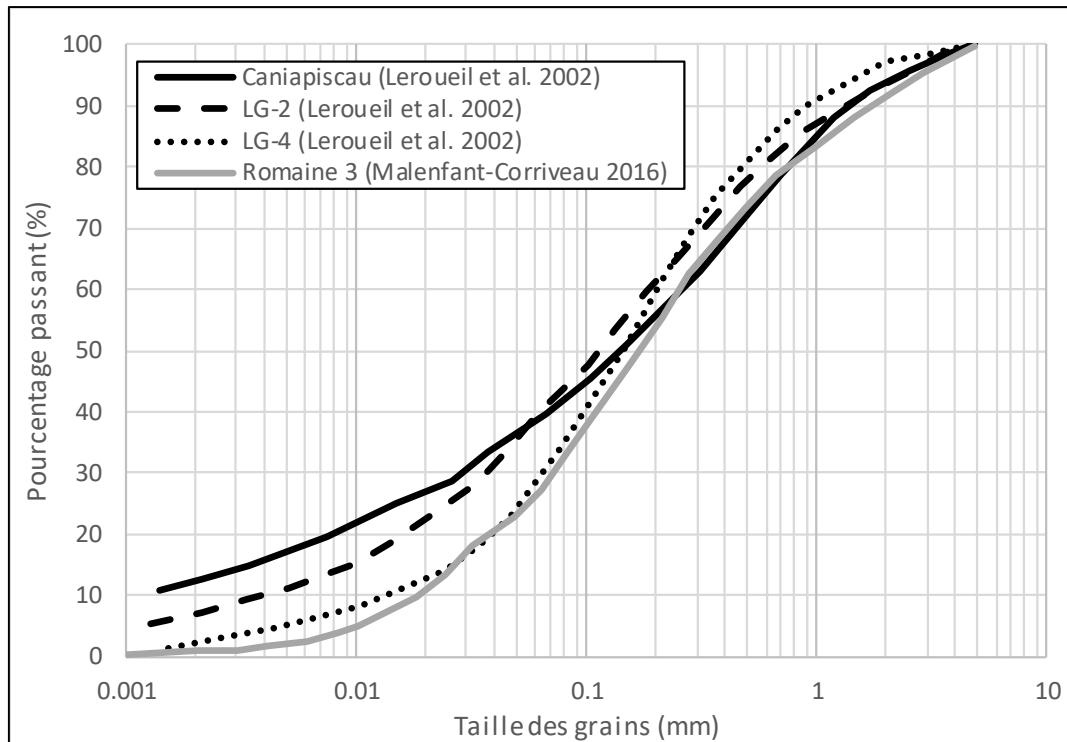


Figure 1.3 Courbes granulométriques de till des régions de la Baie-James et de la Romaine

En termes de particules fines, le passant 5 mm des tills de la région de la Baie-James présentés à la figure 1.3 comportent entre 35 et 42 % de particules fines (taille inférieure à 80  $\mu\text{m}$ ) dont 3 à 13 % d'argile (taille inférieure à 2  $\mu\text{m}$ ). Ce pourcentage d'argile dans le till est variable dans les différentes régions du Québec. Lorsqu'on augmente la proportion des particules fines, la proportion de micropores est également augmentée, ce qui réduit la conductivité hydraulique saturée. Par contre, la rigidité du squelette granulaire, qui constitue généralement un avantage des dépôts de till, est également réduite, ce qui augmente la compressibilité des sols du noyau (tassements potentiels). D'un autre côté, lorsqu'il n'y a pas assez de particules fines, la résistance au cisaillement est réduite (Vanapalli, Fredlund et Pufahl, 1996). Il faudra alors un noyau plus large afin d'assurer la stabilité des pentes.

La compaction du till s'effectue près de la teneur en eau optimale à une compacité relative entre 90 et 97 % du Proctor standard (Sowers et Sally, 1962; United States Society on Dams, 2011). Pour la construction des barrages, les blocs dont la taille est supérieure à 300 mm

seront retirés afin de permettre le compactage du till par couche de 300 mm d'épaisseur. Il est généralement recommandé de réaliser le compactage du côté humide de l'optimum Proctor pour obtenir une meilleure saturation (Sowers et Sally, 1962; United States Bureau of Reclamation, 1960; United States Society on Dams, 2011). Sherard et al. (1963) recommandent plutôt de réaliser le compactage du côté sec lorsque l'augmentation des pressions d'eau due à la construction doit être limitée. Selon Vanapalli et al. (1996), la résistance au cisaillement des tills à l'état saturé varie peu avec la teneur en eau de compactage. La résistance en condition non saturée est toutefois plus élevée lorsque le till est compacté du côté humide de la teneur en eau optimale. Cette résistance au cisaillement plus élevée est expliquée par une plus grande surface de contact de l'eau entre les grains se traduisant par une plus grande succion. Tel qu'il sera discuté dans la section traitant des propriétés hydrauliques, le compactage du côté sec ou humide de la teneur en eau optimale a une grande influence sur les propriétés hydrauliques du till (conductivité hydraulique et courbe de rétention capillaire).

Il est connu que les méthodes de construction et la variation des conditions de compactage (énergie et teneur en eau) peuvent causer une ségrégation des particules et augmenter la variabilité de la perméabilité des tills. L'analyse géostatistique de Smith et Konrad (2011) a montré la distribution de la perméabilité dans le noyau d'un barrage en remblai en se basant sur les variations de teneur en eau de compactage et de teneur en fines.

On comprend que les propriétés granulométriques ainsi que la méthode de mise en place ont une influence sur les propriétés hydrauliques des tills. Les conditions de mise en place influencent également la résistance au cisaillement du matériau. Tel qu'il sera vu plus loin, ces éléments sont étroitement liés à l'érosion interne.

### 1.2.1.2 Propriétés hydrauliques

La problématique principale associée à la détermination des propriétés hydrauliques des échantillons de till est la représentativité de ceux-ci. En effet, il a été démontré dans plusieurs études (Leroueil et al., 2002; Watabe et al., 2006; Watabe et al., 2000) que ces propriétés hydrauliques dépendent de la masse volumique, de la teneur en eau à la compaction ainsi que de la proportion de particules fines. Ces propriétés hydrauliques dépendent donc de la méthode de mise en place lors des travaux. Il peut alors être difficile de reproduire ces conditions en laboratoire. Il en est de même pour les méthodes de prédictions qui sont moins fiables pour un matériau hétérogène comme le till que pour un matériau uniforme tel qu'un sable propre.

La courbe de rétention capillaire peut être déterminée par des essais de laboratoire, elle peut être prédite à partir de la courbe granulométrique ou elle peut être obtenue par comparaison avec des bases de données existantes (ex. : Soilvision, US EPA). Pour des échantillons de till qui présentent généralement une fabrique minimalement bimodale (influence des micropores et des macropores), la revue de littérature effectuée montre que la méthode la plus précise pour obtenir la courbe de rétention capillaire est la réalisation d'essais de laboratoire (cellule de pression ou cellule Tempe), soit en suivant le protocole de la norme ASTM D6836 (ASTM, 2008). En effet, les modèles mathématiques développés pour représenter la courbe de rétention capillaire (Brooks et Corey, 1964; Fredlund et Xing, 1994; Van Genuchten, 1980), considèrent généralement un sol avec une fabrique unimodale et comportent plusieurs constantes empiriques qui doivent être déterminées par des essais de laboratoire. De plus, tel que démontré par Watabe et al. (2000) et tel que présenté à la figure 1.4, la masse volumique influence la courbe de rétention capillaire. Lorsque la masse volumique de l'échantillon est plus grande, il faut appliquer une plus grande succion pour qu'il commence sa désaturation. Les courbes en gras représentent les courbes de désaturation correspondant à l'augmentation de la succion pendant l'essai. Les courbes avec les lignes fines représentent le mouillage de l'échantillon (diminution de la succion), soit par exemple la mise en eau d'un barrage.



Ainsi, les modèles de prédiction utilisés devront considérer l'influence de la masse volumique pour bien reproduire la courbe de rétention capillaire du till.

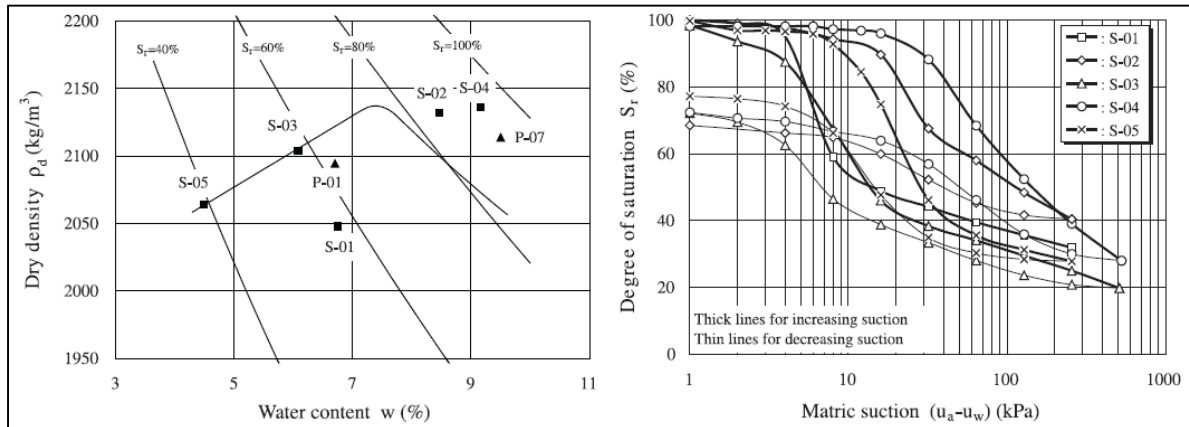


Figure 1.4 Influence de la masse volumique sur la courbe de rétention capillaire  
Tirée de Watabe et al. (2000)

Dans le cadre du projet de construction du complexe hydroélectrique de la rivière Romaine, Malenfant-Corriveau (2016) a étudié les propriétés hydrauliques saturées et non saturées des tills du nord du Québec comportant un faible pourcentage de particules argileuses (inférieures à 2 microns). Les paragraphes suivants présentent de façon sommaire les résultats de ces essais.

Les essais de laboratoire effectués ont consisté en plusieurs essais de conductivité hydraulique saturée (à différentes teneurs en eau et masses volumiques) ainsi qu'en la réalisation de quatre essais de succion. Ces essais de succion ont permis d'obtenir la courbe de rétention capillaire ainsi que la porosimétrie d'échantillons de till du nord du Québec. La courbe granulométrique du till utilisé pour ces essais de laboratoire a été présentée à la figure 1.3. Ce till est caractérisé par sa faible teneur en particules argileuses (environ 0,7 % de particules avec une taille inférieure à 2  $\mu\text{m}$ ). Les propriétés physiques du till sont présentées au tableau 1.2. Les différentes conditions de mise en place des échantillons (teneurs en eau et masses volumiques) pour les différents essais effectués sont présentées à la figure 1.5.

Tableau 1.2 Propriétés physiques du till  
Adapté de Malenfant-Corriveau (2016, p.52)

Caractéristiques physiques	Unité	Valeur
Pourcentage de particules fines (passant 80 $\mu\text{m}$ )	%	32,5
Pourcentage de particules argileuses (passant 2 $\mu\text{m}$ )	%	0,7
Masse volumique des grains ( $\rho_s$ )	$\text{kg/m}^3$	2 752
Plasticité	-	Non plastique
$D_{60}$	$\mu\text{m}$	252
$D_{30}$	$\mu\text{m}$	70
$D_{10}$	$\mu\text{m}$	18
Coefficient d'uniformité ( $C_u=D_{60}/D_{10}$ )	-	14,1
Coefficient de courbure ( $C_c=D_{30}^2/D_{10}D_{60}$ )	-	1,1
Masse volumique sèche maximale ( $\rho_{dmax}$ )	$\text{kg/m}^3$	2072
Teneur en eau massique optimale	%	7,6

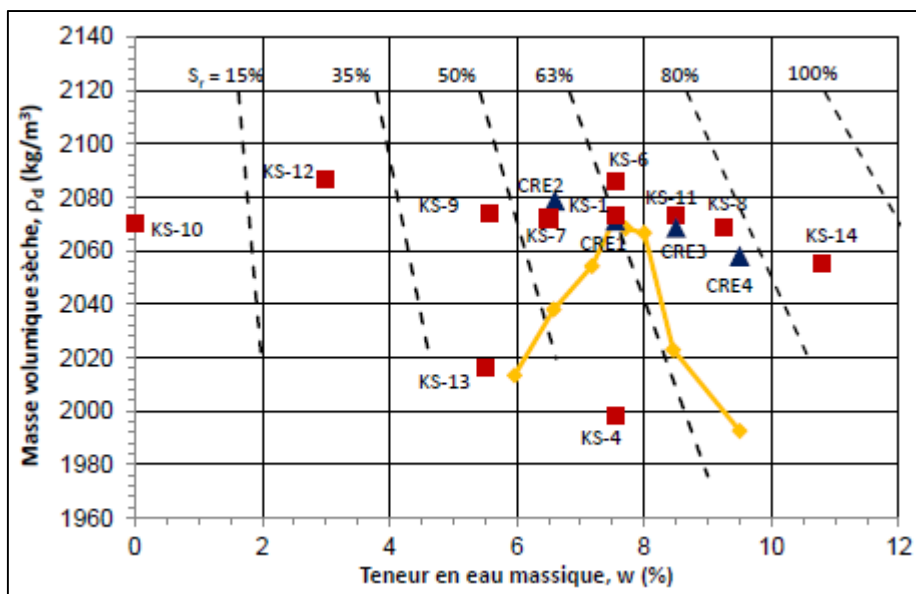


Figure 1.5 Teneur en eau et masse volumique sèche des essais effectués  
Tirée de Malenfant-Corriveau (2016, p. 53)

Les appareils utilisés pour mesurer la conductivité hydraulique saturée ainsi que la courbe de rétention capillaire comportent une cellule conçue par Watabe et al. (2000). Cette cellule permet de contrôler les pressions (ainsi que la succion) appliquées sur l'échantillon compacté placé à l'intérieur de la cellule. Pour l'essai de rétention capillaire, une pierre poreuse avec une haute pression d'entrée d'air permet seulement à l'eau de s'écouler.

Les essais de conductivité hydraulique saturée sont effectués à différents indices des vides. Lors de ces essais, les échantillons sont soumis à un chargement vertical avec déformations latérales empêchées. La conductivité hydraulique saturée obtenue de ces essais en fonction de l'indice des vides est présentée à la figure 1.6. Les conditions de compactage pour chaque spécimen sont présentées à la figure 1.5. Les échantillons KS-6 et KS-12 ont été mis en place à une masse volumique sèche un peu plus élevée que celle à l'optimum alors que les échantillons KS-4, KS-13 et KS-14 ont été mis en place à une masse volumique sèche inférieure à celle de l'optimum. Les autres échantillons ont été mis en place à une masse volumique sèche près de l'optimum.

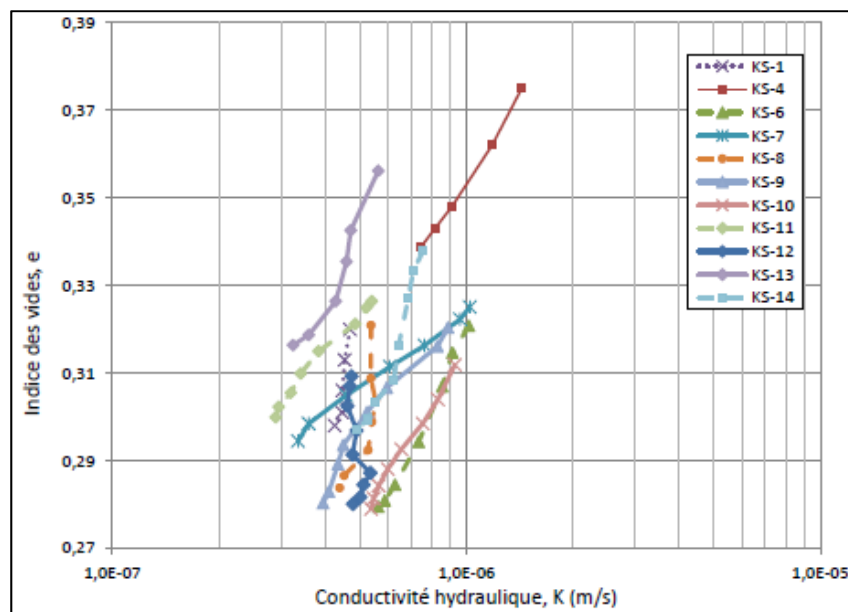


Figure 1.6 Conductivité hydraulique saturée en fonction de l'indice des vides  
Tirée de Malenfant-Corriveau (2016, p. 81)

La figure 1.7 présente les courbes de rétention capillaire alors que la figure 1.8 présente la porosimétrie obtenue pour les quatres essais effectués par Malenfant-Corriveau (2016). Il est à noter que ces courbes ont été corrigées pour un degré de saturation initial de 100 %.

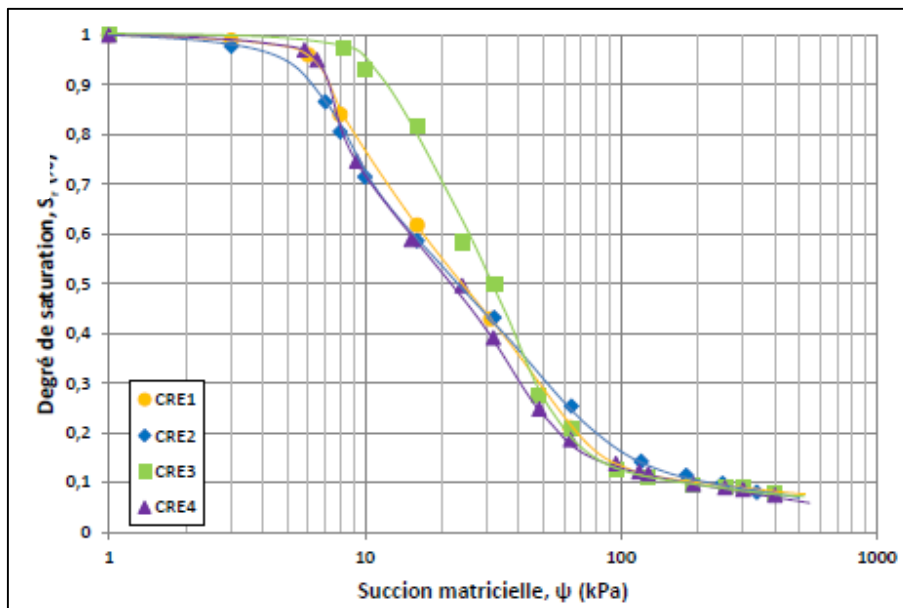


Figure 1.7 Courbes de rétention capillaire pour un till  
Tirée de Malenfant-Corriveau (2016, p. 91)

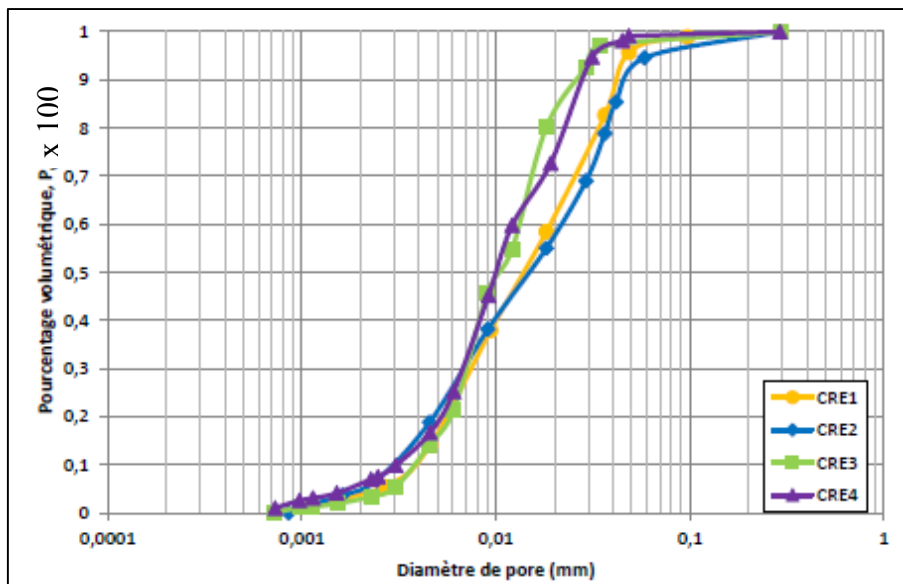


Figure 1.8 Porosimétrie de tills  
Tirée de Malenfant-Corriveau (2016, p. 95)

En conclusion, selon ces essais effectués, le till du nord du Québec présenterait une structure homogène. Cela signifie que les conditions de mise en place (masse volumique et teneur en eau) ont peu d'influence sur la conductivité hydraulique saturée ainsi que sur la courbe de rétention capillaire. Sur la figure 1.7, les courbes de rétention capillaire sont superposées alors que les valeurs de conductivité hydraulique varient d'un facteur 5 à la figure 1.6.

Certains auteurs ont développé des méthodes de prédiction de la courbe de rétention capillaire en se basant sur la courbe granulométrique ou sur le diamètre des pores (Fredlund, Wilson et Fredlund, 2002; Simms et Yanful, 2004; 2005). Les méthodes de prédiction ne sont pas encore précises ou n'ont pas encore été validées pour des échantillons de till. En effet, la méthode développée par Simms et Yanful (2004) pour un till, permet de tenir compte de la variation du volume des pores pendant la désaturation (par l'application d'une transformation à la courbe de distribution des pores), mais elle comporte plusieurs hypothèses simplificatrices par rapport aux pores. Elle considère que les pores sont des cylindres élastiques et que leur volume diminue de façon linéaire avec la diminution de la teneur en eau. Cette méthode pourrait donc être utilisée pour valider les courbes de rétention capillaire obtenues lors des essais de laboratoire pour des échantillons de till, cependant l'application de cette méthode requiert la détermination de la courbe de distribution des pores. Rappelons également que Watabe, Leroueil et LeBihan (2000) ont démontré que la courbe de rétention capillaire dépend également du degré de saturation lors du compactage. Cette variable n'est pas considérée dans la méthode de Simms et Yanful (2004). Simms et Yanful (2005) ont développé un modèle pour déterminer la courbe de distribution des pores, basé sur une modélisation du réseau des pores d'une argile, qui permet d'intégrer les phénomènes de drainage, de changement de volume ainsi que les différents effets de la succion et du chargement mécanique. Ce modèle conduit à de bonnes prédictions de la courbe de rétention capillaire et de la conductivité hydraulique non saturée, cependant il n'a été testé que pour deux argiles. D'autres tests doivent donc être réalisés afin de vérifier l'application de ce modèle au cas du till.

Au final pour la courbe de rétention capillaire, des essais de laboratoire devraient être effectués afin de déterminer la courbe de rétention capillaire du till. Pour ce projet, considérant que le mémoire de Malenfant-Corriveau (2016) comporte plusieurs résultats d'essais de laboratoire sur des échantillons de till du Québec qui ont une granulométrie semblable à celle du till utilisé dans ce projet, les résultats de ces essais seront utilisés pour la courbe de rétention capillaire du till.

Concernant la conductivité hydraulique saturée, il est reconnu que les essais in situ vont donner des résultats plus représentatifs des conditions en place que les essais de laboratoire. En effet, lorsque possible, les essais de perméabilité réalisés à l'intérieur de forages ou de puits d'observation installés à l'intérieur des barrages permettent d'obtenir la conductivité hydraulique saturée en tenant compte des conditions en place soit par exemple la présence de zones hétérogènes à l'intérieur du barrage ou la masse volumique réelle en place. Cependant, à moins de connaître la distribution des zones plus ou moins perméables et de réaliser des essais à l'intérieur de ces deux zones, ces essais ne permettront pas d'obtenir l'anisotropie de perméabilité, soit le ratio entre la conductivité hydraulique horizontale et verticale. Cette anisotropie est plus facile à reproduire en laboratoire avec des essais de perméabilité verticaux, horizontaux ou même radiaux.

Smith et Konrad (2011) ont utilisé un modèle géostatistique pour déterminer la distribution des particules fines à l'intérieur d'un barrage en tenant compte des conditions de compactage in situ. Ensuite, la conductivité hydraulique saturée à l'intérieur de l'ensemble du barrage a été déduite à partir de la proportion de particules fines, basée sur la relation développée par Leroueil et al. (2002) qui est présentée à la figure 1.9. Il s'agit donc seulement d'une première évaluation très approximative de la conductivité hydraulique saturée. En ce qui concerne les essais de laboratoire, étant donné que les échantillons de till comportent plus de 10 % de grains passant le tamis 80  $\mu\text{m}$ , les essais de perméabilité devraient être réalisés en cellule triaxiale en suivant la norme ASTM D5084 (ASTM, 2010b). Certains chercheurs dont Leroueil et al. (2002) et Watabe et al. (2000) ont également développé leur propre montage pour la réalisation d'essais de perméabilité horizontaux ou radiaux. Des conductivités

hydrauliques saturées variant entre  $10^{-3}$  cm/s et  $10^{-8}$  cm/s ont été obtenues en laboratoire par ces chercheurs. Selon l'étude réalisée par Leroueil et al. (2002), la conductivité hydraulique saturée est plus élevée si l'échantillon est compacté du côté sec de l'optimum Proctor. En effet, lorsque le compactage est réalisé du côté sec, ce sont les macropores qui contrôlent la conductivité hydraulique. À ce moment, la conductivité hydraulique sera plus élevée que celle d'un échantillon homogène. Au contraire, lorsque l'échantillon est compacté du côté humide de l'optimum Proctor, ce sont les micropores qui ont une plus grande influence et la conductivité hydraulique se rapprochera plutôt de celle de l'échantillon homogène. La proportion de particules fines aura donc également une plus grande influence sur la conductivité hydraulique saturée. La figure 1.9 suivante présente la relation entre la conductivité hydraulique et la proportion de particules d'argile.

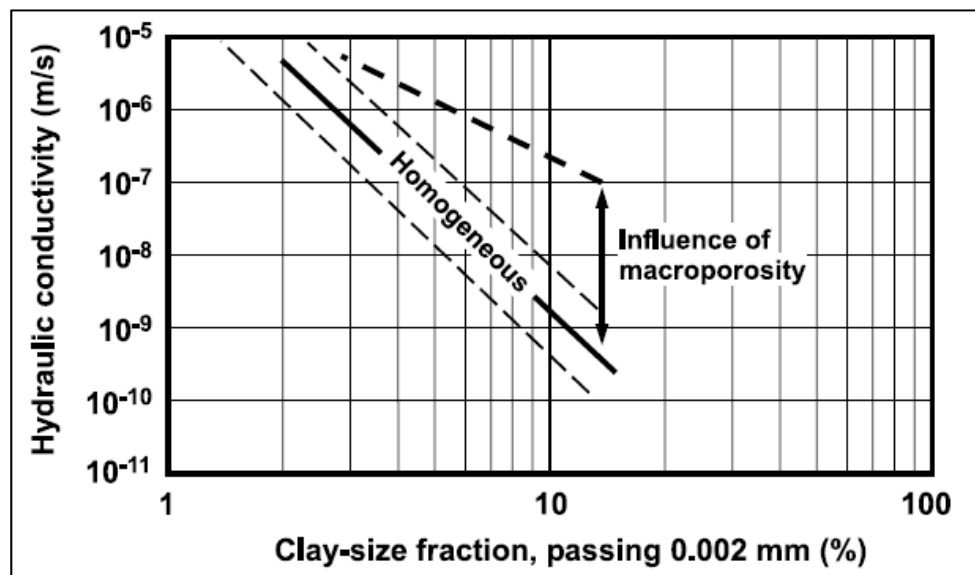


Figure 1.9 Influence des particules d'argile sur la conductivité hydraulique  
Tirée de Leroueil et al. (2002, p. 1045)

En termes de méthodes de prédiction de la conductivité hydraulique saturée, Chapuis (2008) indique que la méthode de Kozeny-Carman peut être appliquée à n'importe quel sol naturel non plastique en autant que la courbe granulométrique complète soit disponible pour le calcul

de la surface spécifique (avec l'analyse granulométrique par sédimentométrie). Cependant, selon Chapuis et Aubertin (2003), cette méthode conduit à une conductivité hydraulique saturée surestimée d'un facteur variant de 3 à 10 par rapport aux conductivités hydrauliques saturées mesurées en laboratoire. Toujours selon cet article, en utilisant une surface spécifique de  $27 \times 10^3 \text{ m}^2/\text{kg}$  pour les particules d'un diamètre inférieur à  $2 \mu\text{m}$ , la conductivité hydraulique est plutôt sous-estimée d'un facteur variant de 3 à 10.

Finalement, tel que montré à la figure 1.10, les résultats sont beaucoup plus près de la conductivité hydraulique mesurée en laboratoire lorsque la surface spécifique est mesurée en laboratoire par la méthode de Brunauer–Emmett–Teller (BET). Ainsi, afin d'obtenir une meilleure prédiction de la conductivité hydraulique saturée d'un till, la surface spécifique devrait être mesurée en laboratoire.

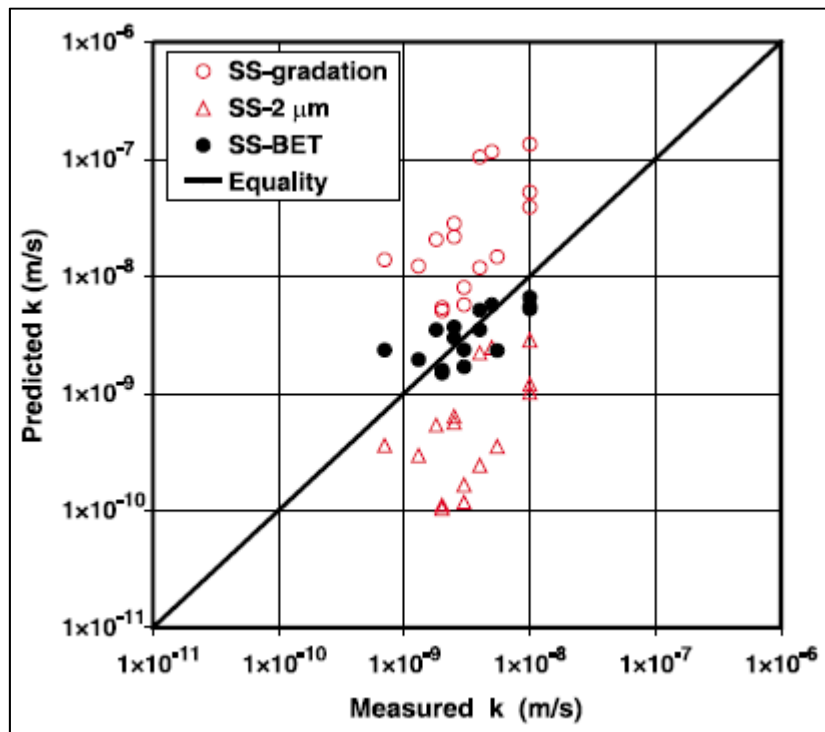


Figure 1.10 Prédiction de la conductivité hydraulique pour un till avec les différentes méthodes d'évaluation de la surface spécifique (SS) en comparaison avec les valeurs mesurées en laboratoire  
Tirée de Chapuis et Aubertin (2003, p. 19)



Une autre façon de déterminer la conductivité hydraulique saturée est par le diamètre des pores. En effet, Garcia-Bengochea, Altschaeffl et Lovell (1979) ont développé une relation entre la conductivité hydraulique saturée et le diamètre des pores. Cette relation est la suivante :

$$K_{sat} = C_s^*(PSP)^b \quad (1.2)$$

Où  $C_s^*$  et  $b$  sont des constantes qui doivent être déterminées par des essais de laboratoire et PSP correspond au « *Pore size parameter* » qui est calculé à partir de la courbe du diamètre des pores.

Afin de considérer qu'il est possible d'avoir plus d'un diamètre de pore plus petit qui contrôle la conductivité hydraulique à l'intérieur d'un échantillon de till, Watabe et al. (2006) ont étendu les modèles de Garcia-Bengochea et al. (1979) et Marshall (1958) de la façon suivante :

$$PSP = n^{N_p} \sum_{i_1=1}^m \sum_{i_2=1}^m \cdots \sum_{i_{N_p}=1}^m \left[ \bar{d}^2 f(d_{i_1}) f(d_{i_2}) \cdots f(d_{i_{N_p}}) \right] \quad (1.3)$$

Où  $n$  est la porosité,  $d_{i1}$  et  $d_{i2}$  sont les diamètres des pores de chaque section du matériel poreux,  $\bar{d}$  est le diamètre le plus petit entre  $d_{i1}$  et  $d_{i2}$  et  $N_p$  est le nombre de pores. Selon les essais réalisés par Watabe et al. (2006), la valeur de  $N_p$  du till est de 2,8. La courbe de distribution des pores est pour sa part déterminée en laboratoire par l'intrusion de mercure à l'intérieur de l'échantillon.

En conclusion pour la conductivité hydraulique saturée du till, comme pour la courbe de rétention capillaire, c'est la réalisation d'essais de laboratoire ou d'essais in situ qui donnent les valeurs représentatives de la conductivité hydraulique saturée du till. Les méthodes de prédiction devraient être utilisées seulement en première évaluation grossière de la conductivité hydraulique du till. Dans le cadre de la présente maîtrise, encore une fois on se

réfère à Malenfant-Corriveau (2016) qui a fait plusieurs essais de laboratoire sur le till du Québec. En ce qui concerne la conductivité hydraulique non saturée, elle peut être pour sa part estimée à partir de la courbe de rétention capillaire basée sur les modèles de Brooks et Corey (1964); Fredlund et Xing (1994); Van Genuchten (1980) ou Watabe et al. (2006). Ces modèles sont décrits par les équations suivantes :

Brooks et Corey (1964) :

$$k_r = S_{re}^{\left(2/\lambda_p\right)+3} \quad (1.4)$$

Van Genuchten (1980) :

$$k_r = S_{re}^{\left(2/\lambda_p\right)+2,5} \quad (1.5)$$

Fredlund et Xing (1994) :

$$k_r = S_{re}^{\left(2/\lambda_p\right)+2} \quad (1.6)$$

Watabe et al. (2006) :

$$k_r = S_{re}^{\left(2/\lambda_p\right)+N_p} \quad (1.7)$$

Où  $\lambda_p$  est le gradient moyen de la courbe de distribution du diamètre d'entrée des pores (estimé à 0,5 ou 0,3),  $k_r$  est la conductivité hydraulique relative définie à l'équation 1.8 et  $S_{re}$  est le degré de saturation effectif décrit à l'équation 1.9 :

$$k_r = \frac{K}{K_{sat}} \quad (1.8)$$

$$S_{re} = \frac{S_r - S_{rees}}{S_{rsat} - S_{rees}} \quad (1.9)$$

Dans cette équation,  $S_r$  est le degré de saturation,  $S_{rees}$  est le degré de saturation résiduel à des suctions élevées et  $S_{rsat}$  est égal à 1.

La conductivité hydraulique non saturée dépend donc de la courbe de rétention capillaire qui doit être déterminée par des essais de laboratoire. Tel que mentionné précédemment, ces propriétés hydrauliques seront particulièrement importantes à l'étape de la modélisation numérique.

### 1.2.2 Filtres

Les filtres servent à protéger les différentes zones du barrage contre l'érosion interne. Ils sont placés entre les matériaux qui ont des granulométries très différentes afin d'éviter que l'écoulement de l'eau entraîne des particules fines à l'intérieur des zones plus grossières. La migration de ces particules fines est indésirable à l'intérieur d'un barrage puisque celles-ci modifient les propriétés hydrauliques et géotechniques des différentes zones. En effet, un enrochement ayant un rôle de couche drainante pourrait alors comporter une zone imperméable due à la migration des particules fines et ne plus être en mesure de jouer son rôle drainant. Cette zone imperméable peut également augmenter les pressions interstitielles à cet endroit et augmenter les gradients d'écoulement ailleurs, ce qui peut mener à une rupture du barrage par instabilité de la pente. À la limite, si l'érosion ne s'arrête pas, elle peut mener à la formation d'un tunnel entre l'amont et l'aval du barrage et ainsi éventuellement mener à la rupture du barrage. Selon la conception du barrage ainsi que la disponibilité des matériaux, il peut y avoir une seule zone filtre ou plusieurs zones. Étant donné les risques associés à l'érosion interne, Hirschfeld et Poulos (1973) recommandent d'utiliser plusieurs couches de matériaux drainants. D'autres ouvrages (Sherard et al., 1963; United States Bureau of Reclamation, 1960; United States Society on Dams, 2011) recommandent également d'utiliser plusieurs solutions plutôt qu'une seule afin de contrôler les pressions d'eau à l'intérieur d'un barrage.

Le filtre idéal devrait avoir les caractéristiques suivantes (United States Society on Dams, 2011):

- avoir une granulométrie uniforme pour éviter la ségrégation des particules;
- être sans cohésion;
- comporter une stabilité interne (pas de migration des particules à l'intérieur du filtre);
- être d'une épaisseur suffisante pour contrôler l'écoulement;
- ne doit pas se briser en particules plus fines lors du compactage;
- devrait permettre de retenir les particules fines d'un sol à granulométrie étalée.

Dans une discussion sur les travaux de Kenney et Lau (1985), Ripley (1985) met l'accent sur l'importance du choix des filtres. Selon lui, les sols à granulométrie étalée devraient être évités comme filtre étant donné le risque de ségrégation lors de la mise en place de ces matériaux. Cette ségrégation change la granulométrie réelle des matériaux en place. En réalité il y a donc des zones avec des contrastes de perméabilité importants. Les vérifications théoriques ainsi que les essais de laboratoire ne tiennent habituellement pas compte de cette réalité. Chapuis et al. (1996) ainsi que Milligan (2003) reviennent également sur ce problème de ségrégation lié à l'instabilité des remblais utilisés pour la construction des routes et des barrages. Ces derniers ajoutent également le risque de formation de particules fines lorsqu'une énergie de compaction trop grande est utilisée. Ripley (1985) met pour sa part en évidence que les essais de laboratoire sur des sols homogènes ne reflètent pas les conditions réelles de mise en place. Selon lui, en cours de construction, la ségrégation des particules est pratiquement inévitable.

Ces éléments devront donc être pris en compte lors du choix des filtres ainsi qu'au moment de leur mise en place.

### 1.2.2.1 Propriétés granulométriques (critères de filtres) et mise en place

Les propriétés granulométriques des filtres dépendent de la granulométrie des matériaux situés à proximité des filtres. Dans tous les cas, les filtres doivent être conçus de façon à empêcher la migration des particules fines d'une zone à une autre. De plus, les filtres doivent être suffisamment perméables pour empêcher le développement de pressions interstitielles trop importantes.

Les premiers critères de filtres semblent avoir été établis par Terzaghi en 1922. Ces critères ont été repris par l'U.S.B.R. (United States Bureau of Reclamation) en 1960 dans le livre *Design of small Dams*. Dans cet ouvrage, le filtre doit avoir les propriétés suivantes :

- 1) sa courbe granulométrique doit être telle que les sols de la fondation ou de la partie amont du barrage n'entrent pas et ne bloquent pas le filtre;
- 2) le filtre doit être en mesure de supporter l'écoulement du barrage et de la fondation;
- 3) la perméabilité du filtre doit être suffisamment grande pour permettre un écoulement libre et réduire les pressions d'eau ascendante.

Les critères de filtres recommandés pour la conception des filtres des barrages par l'U.S.B.R. (1960) sont les suivants où F correspond au sol filtre et B correspond au sol à protéger (base):

- 1)  $\frac{D_{45F}}{D_{15B}} = 5 \text{ à } 40$  ,  
*pas plus de 5 % de particules inférieures à 0,075 mm après compactage,*
- 2)  $\frac{D_{15F}}{D_{85B}} \leq 5$ ,
- 3) la courbe granulométrique du filtre doit être parallèle à celle du sol base.

Il serait raisonnable de croire que ces critères de filtres ont été utilisés pour la construction d'environ 67 % des digues et barrages au Québec avant les années 80 (CEHQ, 2016). Selon

(Fell et al., 2015), il est pratiquement impossible de respecter le critère numéro 3 dans le cas des sols base plus fins (avec des pourcentages élevés de silt et d'argile). Depuis l'établissement de ces critères de filtres pour la construction des barrages, plusieurs articles traitants des critères de filtres ont été écrits (Chapuis, 1995; Hillis et Truscott, 1983; Sherard et Dunnigan, 1989; Sherard et al., 1984; Srivastava et Sivakumar Babu, 2015; Srivastava et Sivakumar Babu, 2011; Thanikachalam et Sakthivadivel, 1974; Wörman, 1996). De plus, chaque ouvrage de conception des barrages consulté a ses propres critères de filtres (Canadian Dam Association, 2007; Fell et al., 2015; Hirschfeld et Poulos, 1973; ICOLD, 2017; Sherard et al., 1963; Sowers et Sally, 1962; United States Society on Dams, 2011). Mais dans les faits, ces critères de filtres sont tous basés sur les mêmes principes, dont principalement la recherche d'un ratio entre le diamètre des particules du filtre et les particules du sol base pour lequel il n'y a pas de déplacements des grains du sol base vers le sol filtre. C'est surtout Sherard et al. (1984) et Sherard et Dunnigan (1989) qui ont établi les critères de filtres qui servent encore de référence aujourd'hui. Ces critères sont présentés au tableau 1.3.

Tableau 1.3 Critères de filtres  
Adapté de Sherard et Dunnigan (1989)

Description du sol base	% de particules fines (< 0,075 mm)*	Critère de filtre
Silts et argiles	≥ 85	$0,2 \text{ mm} \geq D_{15F} \leq 9D_{85B}$
Sables silteux argileux, silts et argiles	35-85	$D_{15F} \leq 0,7 \text{ mm}$
Sables et graviers	< 15	$0,7 \text{ mm} \geq D_{15F} \leq 4D_{85B}$
Sables et graviers silteux et argileux	15-35	$D_{15F} \leq \frac{(40 - \% \text{ passant } 0.075 \text{ mm}) \times (4D_{85B} - 0,7)}{25 + 0,7 \text{ mm}}$

\*Correspond au pourcentage passant 0,075 mm lorsqu'ajusté pour un diamètre maximal de 4,75 mm

Lafleur et al. (1989) ont pour leur part démontré que pour les sols à granulométrie étalée qualifiés de stables selon les critères de Kenney et Lau (1985), on observe un processus d'auto-filtration. Au cours de ce processus, les particules plus grossières du sol s'accumulent au contact avec le filtre réduisant ainsi l'érosion interne. Les essais de laboratoires effectués dans le cadre de cette étude permettent d'obtenir une hauteur d'auto-filtration (épaisseur des particules grossières retenues au contact du filtre) ainsi que la masse de sol perdue (celle qui a passé le filtre) pour trois types de sols. Les trois types de sols utilisés présentent des granulométries étalées avec des caractéristiques différentes : une granulométrie avec une relation linéaire entre le pourcentage passant et le logarithme de la taille des particules, une courbe granulométrique qui comporte une partie plate, ainsi qu'un sol qualifié d'instable selon Kenney et Lau (1985). L'article conclut que le processus d'auto-filtration des sols à granulométrie étalée devrait être tenu en compte dans le choix des critères de filtres. Selon cet article, pour les sols avec une courbe granulométrique linéaire, le filtre devrait être choisi en fonction du  $D_{50}$  du sol alors que pour un sol avec une partie plate dans la courbe granulométrique, le choix du filtre devrait être basé sur le plus petit diamètre du sol. Par contre, comme les essais ont été effectués avec des billes de verres et uniquement avec un écoulement d'eau descendant, les auteurs de l'article estiment que les résultats sont sous-estimés. Considérant que plusieurs barrages en remblai au Québec comportent un noyau composé d'un sol à granulométrie étalée linéaire, il serait tout au moins important de se rappeler que ce processus peut se produire.

Zou et al. (2013) ont pour leur part utilisé la modélisation d'éléments discrets (à l'échelle du grain) pour vérifier les critères de filtres. En effectuant la modélisation de quatre filtres de granulométries différentes avec un sol base composé d'une granulométrie étalée, ils arrivent à la conclusion que le critère de filtre correspondant au  $D_{15F}/D_{85B} < 4$  est applicable. Il est à noter que les sols simulés dans cette étude sont des sphères avec des proportions aléatoires. De plus, seulement quatre filtres différents avec un seul sol base ont été utilisés. Bien qu'il s'agit d'un axe de recherche prometteur, la réalisation de ces modèles d'éléments discrets prennent encore aujourd'hui beaucoup d'efforts et ne sont pas nécessairement représentatifs

des sols naturels. Les essais de laboratoire demeurent donc un moyen efficace de vérifier l'application des différents critères de filtres. En ce qui concerne la mise en place, tel que mentionné précédemment, les filtres doivent présenter une stabilité interne ainsi qu'une granulométrie uniforme afin d'éviter la ségrégation des particules au moment de la mise en place. La mise en place à l'état saturé peut également aider à éviter la ségrégation des particules. Finalement, il est à noter que l'énergie de compactage utilisée ne doit pas briser les grains du filtre en particules plus fines. Le choix des filtres ainsi que leur mise en place auront donc un impact non négligeable sur les essais de laboratoire prévus dans le cadre du présent mémoire.

#### **1.2.2.2 Propriétés hydrauliques**

Les propriétés hydrauliques des filtres sont beaucoup plus faciles à déterminer étant donné leur granulométrie uniforme et leur homogénéité. Par ailleurs, la courbe de rétention capillaire ainsi que les propriétés hydrauliques non saturées auront une influence moins importante sur l'écoulement en conditions non saturées. En effet, étant donné la grande perméabilité du filtre, celui-ci se draine ou se sature rapidement ce qui implique des teneurs en eau et des conductivités hydrauliques plus uniformes, malgré les variations de succion.

Considérant l'uniformité du matériau, son homogénéité ainsi que la faible influence de la courbe de rétention capillaire sur les conditions non saturées, il serait envisageable d'utiliser un modèle de prédiction de la courbe de rétention capillaire en fonction de la granulométrie, combinée à la comparaison avec des bases de données existantes. En effet, le modèle développé par Fredlund et al. (2002) serait plus performant (différences aux carrées plus faibles) que les modèles précédents pour les sols uniformes. Ce modèle divise la courbe granulométrique en plusieurs groupes de particules uniformes, pour lesquels il existe une courbe de rétention capillaire unique. Comme il s'agit d'un exercice relativement long et complexe à effectuer, des logiciels gratuits ont été développés pour créer la courbe de rétention capillaire basée sur la courbe granulométrique d'un sol. Le logiciel *RETC* publié par l'agence de protection de l'environnement des États-Unis (USEPA) est un exemple. De



plus, cette courbe granulométrique pourrait être comparée à celles des bases de données existantes pour obtenir la courbe de rétention capillaire correspondante.

Il est possible d'utiliser les essais de laboratoire ainsi que des méthodes de prédiction afin d'obtenir la conductivité hydraulique saturée des filtres. Les essais de perméabilité réalisés en perméamètre en laboratoire pour les sols comportant moins de 10 % de particules passant au tamis de 80  $\mu\text{m}$  sont plus rapides et moins coûteux que les essais de perméabilité en cellule triaxiale. En effet, avec moins de 10 % passant au tamis de 80  $\mu\text{m}$ , c'est la norme ASTM D2434 pour l'essai en moule à paroi rigide qui s'applique (ASTM, 2006).

La conductivité hydraulique saturée peut également être prédite à partir de la granulométrie à l'aide des méthodes de Hazen-Taylor, Navfac DM7, Chapuis et Kozeny-Carman (Chapuis, 2012). Les valeurs prédites par ces méthodes pour des sols uniformes donnent généralement des valeurs comparables aux valeurs obtenues des essais de laboratoire effectués. Concernant la conductivité hydraulique non saturée, celle-ci pourra être obtenue en fonction de la courbe de rétention capillaire à l'aide des modèles déjà décrits précédemment (Brooks et Corey (1964); Fredlund et Xing (1994); Van Genuchten (1980) et Watabe et al. (2006)). Encore une fois, ces propriétés hydrauliques seront déterminantes pour la modélisation numérique.

### 1.2.3 Remblai grossier ou enrochements

Les remblais grossiers ou les enrochements ont comme rôle principal d'assurer la stabilité de l'ouvrage. L'utilisation d'un remblai ou d'un enrochement dépend de la disponibilité des matériaux à proximité du barrage projeté. Afin d'assurer ce rôle de stabilité, les propriétés suivantes sont recherchées (United States Society on Dams, 2011):

- masse homogène sans vide important;
- drainage libre ( $K_{\text{enrochement}} > 10K_{\text{noyau}}$ );
- pas de consolidation;
- résistance au cisaillement élevée.

### **1.2.3.1 Propriétés granulométriques et mise en place**

Les propriétés granulométriques des remblais et des enrochements sont contrôlées avant la mise en place afin de respecter les propriétés mentionnées ci-dessus. Lorsqu'un remblai grossier est utilisé, un lavage sera réalisé afin de retirer les particules fines pouvant nuire au drainage et à l'obtention de la conductivité hydraulique désirée. Dans le cas de l'enrochement, il y aura certaine précision concernant le degré d'altération de la roche. En présence de particules fines, un lavage sera requis afin d'assurer un contact roche à roche et ainsi réduire la compressibilité de l'enrochement (United States Society on Dams, 2011). Le diamètre maximal des blocs de roc dépendra des méthodes de construction utilisées. Ces matériaux seront mis en place à la masse volumique maximale. Cependant, il sera important de s'assurer que les propriétés recherchées seront conservées lors de la mise en place. En effet, il n'est pas souhaitable que le matériau se brise en particules plus fines lors des travaux de compactage.

### **1.2.3.2 Propriétés hydrauliques**

Les propriétés hydrauliques des remblais grossiers et des enrochements sont très difficiles à déterminer étant donné qu'il s'agit généralement de matériaux concassés pour lesquels le régime d'écoulement est turbulent au lieu d'être laminaire. La loi de Darcy n'est donc pas applicable et les équations d'écoulements font alors intervenir la tortuosité et le nombre de Reynolds. Elles sont alors beaucoup plus complexes. De plus, les essais de perméabilité en laboratoire sont très difficiles à réaliser étant donné le diamètre des matériaux ainsi que les débits élevés impliqués (United States Society on Dams, 2011). Cependant, comme pour les filtres, les conditions non saturées de ces matériaux, s'ils sont bel et bien drainants, ont très peu d'influence sur l'écoulement en conditions non saturées du barrage. Compte tenu de ces éléments, il n'est pas primordial d'obtenir des valeurs de conductivité hydraulique saturée et non saturée ainsi que la courbe de rétention capillaire de ces matériaux. Une conductivité hydraulique saturée très élevée sera plutôt supposée pour la réalisation des modèles d'écoulement à l'intérieur des barrages.

### 1.3 Érosion interne

Selon une analyse statistique des cas d'accidents et de rupture des barrages réalisée par Foster et al. (2000), les différents mécanismes de rupture des barrages en remblai sont regroupés dans quatre catégories, soit la surverse, l'érosion interne, les glissements ainsi que les tremblements de terre (liquéfaction). Selon cette analyse statistique, l'érosion interne serait responsable de près de la moitié des cas de rupture des barrages. Les deux tiers des ruptures causées par l'érosion interne seraient survenues au moment de remplir le réservoir ou pendant les cinq premières années d'exploitation. On comprend donc que l'érosion interne est une importante cause de rupture des barrages et qu'il est primordial de bien comprendre ce phénomène. Les critères de filtres ont été introduits dans la construction des barrages pour limiter l'érosion interne dans les années 60 (United States Bureau of Reclamation, 1960). L'érosion interne se produit lorsque les particules des matériaux composants le remblai ou la fondation d'un barrage sont entraînées vers l'aval lorsque les matériaux sont sujet à un écoulement (ICOLD, 2017). Selon Fell et al. (2015), le processus d'érosion interne à l'intérieur d'un barrage en remblai se divise en quatre phases soit :

- 1) initiation;
- 2) poursuite de l'érosion interne (dépend des filtres et des zones de transition du barrage);
- 3) progression de l'érosion vers l'amont et formation d'un tunnel;
- 4) rupture.

Ces quatre phases sont représentées sur la figure 1.11.

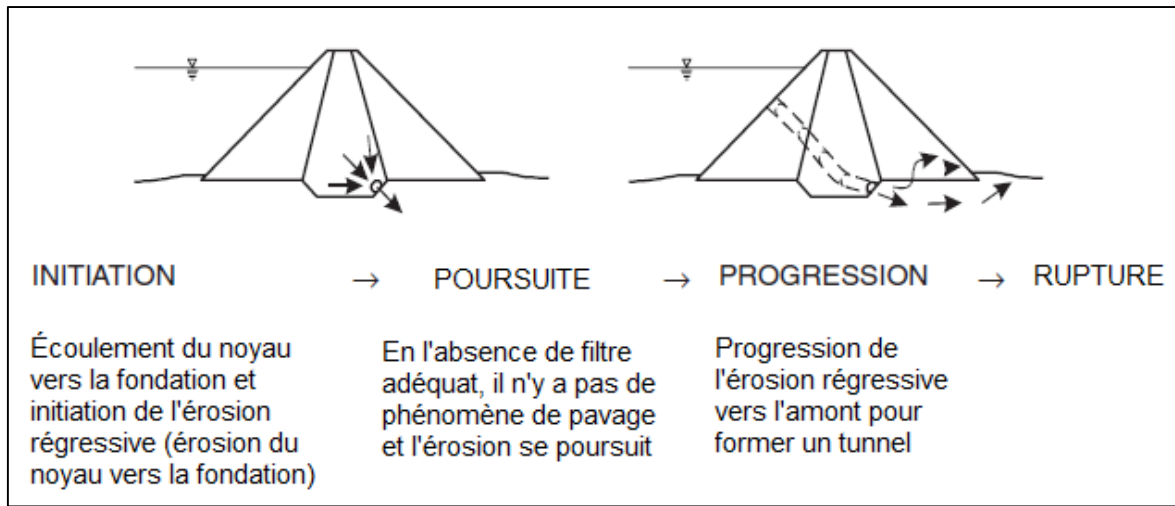


Figure 1.11 Phases de l'érosion interne d'un barrage en remblai  
Adaptée de Fell et al., (2015, p. 379)

On retrouve généralement les quatre mécanismes suivants pour l'initiation de l'érosion interne (Fell et al., 2015; Foster et al., 2000; Milligan, 2003; Richards et Reddy, 2007):

- 1) **érosion régressive** : Lorsque les gradients hydrauliques à la sortie du barrage sont élevés, c'est le phénomène de boulangage d'un sol pulvérulent à la surface libre du barrage qui est observé.
- 2) **suffosion** : Il s'agit du transport des particules fines d'un sol à l'intérieur de ce même sol sujet à l'écoulement d'eau. Il n'est pas requis d'avoir une surface libre ou une fracture pour qu'il se produise.
- 3) **érosion le long d'une fracture** : Se développe plutôt dans les sols cohérents dans les zones de faibles contraintes qui sont propices à la fracturation hydraulique ou dans les zones de grandes contraintes qui peuvent causer la fracturation du sol.
- 4) **érosion de contact** : Se produit au contact entre un sol fin et un sol grossier lorsque leur surface de contact est parallèle à l'écoulement de l'eau.

Considérant que le projet de recherche concerne le franchissement de noyau des barrages en remblai, les mécanismes d'initiation de l'érosion par suffosion ainsi que par érosion de contact seront examinés plus en détails. Le mécanisme d'érosion régressive sera également examiné puisqu'il peut se produire du côté de la pente aval si les gradients hydrauliques de sortie sont trop élevés.

### 1.3.1 Suffosion

Une granulométrie qualifiée d'instable est nécessaire pour observer la suffosion. Les premiers critères de stabilité interne ont été développés à partir des critères de filtres de Terzaghi (1944) par Kezdi (1969). Selon ce dernier, pour que la granulométrie d'un sol soit stable (pas de suffosion), il faut que la fraction grossière du sol soit en mesure de filtrer les particules fines du même sol. Le critère de stabilité interne de Kezdi (1969) prend la forme suivante :

$$\frac{D_{15_{grossier}}}{D_{85_{fin}}} < 4 \quad (1.10)$$

Où  $D_{15_{grossier}}$  est le  $D_{15}$  de la fraction grossière du sol et  $D_{85_{fin}}$  est le  $D_{85}$  de la fraction fine. En utilisant différentes tailles de particules pour délimiter les fractions fines et grossières, différentes valeurs du rapport  $D_{15_{grossier}}/D_{85_{fin}}$  peuvent être obtenues. La valeur maximale de ce rapport a été utilisée par Sherard (1979) pour définir un degré d'instabilité ( $I_r$ ) qui doit être inférieur à 5 pour assurer la stabilité interne du sol :

$$I_r = \max\left(\frac{D_{15_{grossier}}}{D_{85_{fin}}}\right) \quad (1.11)$$

Grâce à des essais de percolation réalisés avec des sols qui présentaient différentes granulométries, Kenney et Lau (1985, 1986) ont déduit une relation entre la forme de la

courbe granulométrique des matériaux ainsi que la stabilité interne du sol. La méthode pour décrire la forme de la courbe granulométrique est présentée à la figure 1.12 alors que les limites des formes des courbes granulométriques stables et instables sont présentées à la figure 1.13. Sur ces figures,  $H$  représente la différence entre les pourcentages passants pour des tailles des grains de  $D$  et  $4D$ , alors que  $F$  représente la fraction massique des grains dont le diamètre est inférieur à  $D$ . Les valeurs de  $H$  plus faibles représentent une pente de la courbe granulométrique plus faible alors que les valeurs de  $H$  plus grandes représentent une pente dans la courbe granulométrique plus grande.

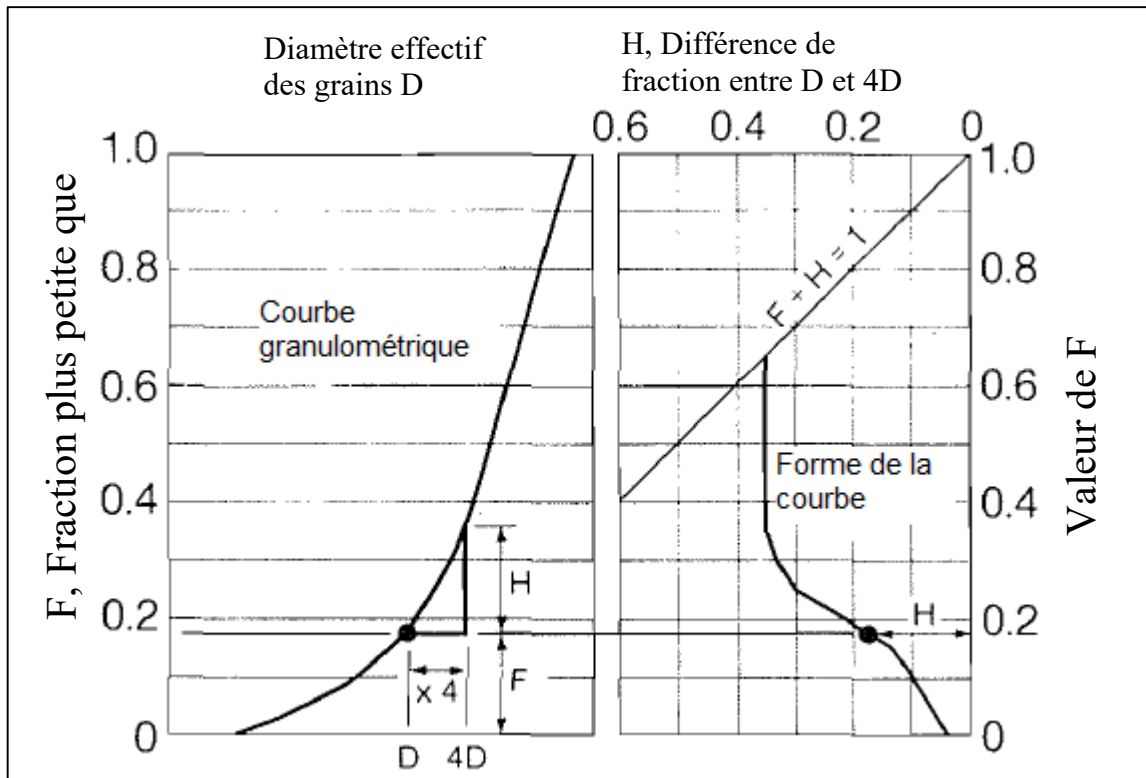


Figure 1.12 Méthode pour décrire la forme de la courbe granulométrique  
Adaptée de Kenney and Lau (1985, p. 223)

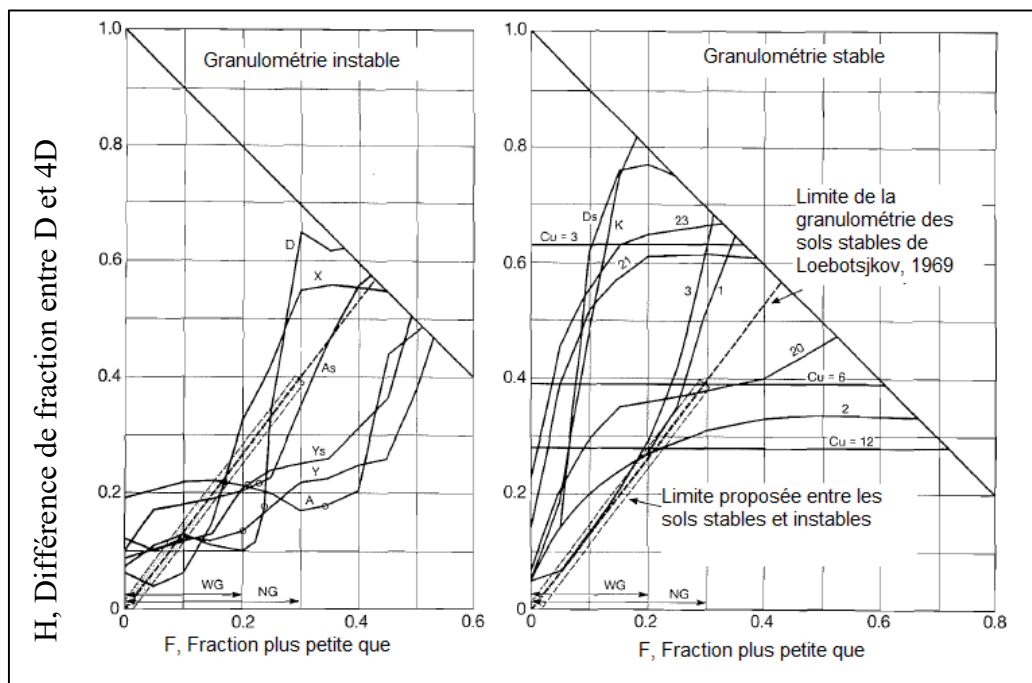


Figure 1.13 Forme de la courbe pour les sols à granulométrie instable et les sols à granulométrie stable  
Adaptée de Kenney and Lau (1985, p. 224)

Sur la figure 1.13, la pente de la droite ( $H/F$ ) représentant la limite entre les sols instables et les sols stables (ligne pointillée) est de 1,3. Les courbes granulométriques avec un ratio  $H/F$  inférieur à 1,3 sont considérées instables. Il est à noter que dans tous les cas, Kenney et Lau (1985) recommandent de procéder à un essai de percolation afin de vérifier si le sol est stable ou instable. De plus, pour les sols à granulométrie étalée, c'est seulement la fraction massique inférieure à 0,2 qui doit être utilisée pour déterminer si le sol est stable ou instable. Cette limite représenterait les particules libres à l'intérieur de la fabrique primaire.

Chapuis (1992) a traduit les méthodes de Kezdi (1969), Sherard (1979) et Kenney et Lau (1985) par des critères sur la pente de la courbe granulométrique. Dans le cas des deux premières méthodes, pour que le sol soit considéré stable, la pente du pourcentage passant par cycle logarithmique de la taille des grains doit être supérieure à 21,5 % et 24,9 %.

Pour la méthode de Kenney et Lau (1985), valable pour les particules fines de la courbe granulométrique (soit pour les particules de diamètre  $d \leq D_{20}$ ), Chapuis (1992) a démontré que la pente par cycle logarithmique doit être supérieure à  $1,66y$  pour avoir un sol considéré stable (où  $y$  correspond au pourcentage passant du diamètre  $D_y$ ).

Les méthodes décrites précédemment ont été développées avec des sables et graviers qui contenaient peu de particules fines ( $D < 75 \mu\text{m}$ ). Wan et Fell (2008) ont vérifié ces méthodes pour des sols à granulométrie étalée avec des pourcentages passants à  $75 \mu\text{m}$  entre 5 et 45 %. Leurs essais ont démontré que les méthodes développées avec des sables et graviers comme celle de Kenney et Lau (1985; 1986) sont conservatrices. Ces essais ont également permis d'observer que les sols avec une pente de la portion grossière de la courbe granulométrique forte ainsi qu'une partie plate pour la portion fine de la courbe granulométrique avaient une probabilité plus forte d'être instables. La figure 1.14 montre la méthode de Wan et Fell (2008) pour évaluer la stabilité interne d'un sol à granulométrie étalée.

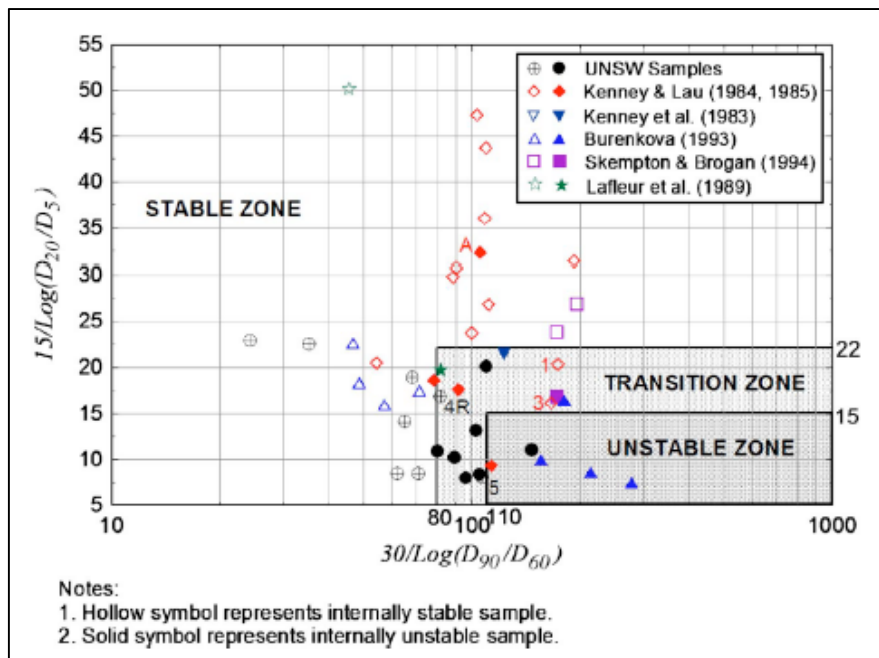


Figure 1.14 Méthode de Wan et Fell (2008) pour évaluer la stabilité interne d'un sol



Indraratna et al. (2011) ont pour leur part développé une méthode basée sur la taille de constriction contrôlant l'écoulement à l'intérieur du sol. Cette taille correspond au diamètre des plus grands canaux disponibles pour l'écoulement entre les grains du sol. Elle peut être mesurée par introduction de mercure à l'intérieur de l'échantillon ou par prédiction à partir de la courbe granulométrique. Cependant, il est à noter que les méthodes de prédiction de ces courbes à partir de la granulométrie ne tiennent pas compte de la compacité du sol.

Dernièrement, To et al. (2018) ont repris une évaluation du potentiel d'instabilité pour les sols à granulométrie étalée basée sur la forme de la courbe granulométrique. Cette méthode prend en compte la courbure et la pente de la courbe granulométrique.

Les critères qui ont été présentés dans cette section sont essentiellement géométriques. Ils permettent de déterminer si les particules grossières peuvent filtrer les particules fines. Certains chercheurs dont Bonelli et Marot (2011), Golay et Bonelli (2011), Sibille et al. (2015) ont également développé des modèles numériques hydromécaniques qui tiennent compte des forces d'écoulement requises pour l'initiation du mouvement des particules à l'intérieur du sol. Avec ces modèles, le phénomène de suffosion est étudié avec des simulations par éléments discrets à l'échelle du grain. Afin d'éventuellement permettre la modélisation de l'érosion interne à différentes échelles (grains et barrage par exemple), Pirnia et al. (2019) ont développé une interface entre le logiciel d'éléments finis *COMSOL Multiphysics* et le logiciel d'éléments discrets *Yade*. Avec l'amélioration des performances des ordinateurs, ces simulations seront probablement de plus en plus efficaces et réalistes, mais pour le moment, elles demandent encore beaucoup d'investissements (temps et argent).

En conclusion, le phénomène de suffosion dépend de la stabilité interne du sol. Cette dernière est intimement liée à la granulométrie du sol. À l'aide d'essai de laboratoire Kenney et Lau (1985; 1986) et Wan et Fell (2008) ont développé des méthodes d'évaluation de la stabilité interne des sols. Chapuis (1992) a développé pour sa part une méthode théorique basée sur la pente de la courbe granulométrique. Finalement, bien que les méthodes par modélisation

numérique à l'échelle du grain semblent prometteuses, ce sont plutôt les méthodes basées sur la forme de la courbe granulométrique qui sont utilisées en pratique afin de vérifier les critères de stabilité interne du sol et de suffosion.

### 1.3.2 Érosion de contact

L'érosion de contact correspond à l'érosion des particules fines vers un sol grossier lorsque l'écoulement est parallèle à l'interface entre les deux matériaux. Dans le cas d'un barrage, cette érosion peut être initiée par exemple lors du franchissement de noyau, au contact entre le noyau et le filtre grossier. Pour que ce type d'érosion se produise, il faut un grand contraste de perméabilité entre les deux matériaux (perméabilité du filtre beaucoup plus élevée que la perméabilité du noyau).

Comme pour la suffosion, certaines conditions géométriques et hydrauliques doivent être satisfaites pour que l'érosion de contact soit initiée. Il faut que les pores du filtre soient suffisamment grands pour que les particules fines du matériau fin puissent s'y déplacer. Ensuite, il faut que la vitesse de l'eau soit suffisamment grande pour arracher les particules fines du matériau fin et les transporter dans le matériau grossier.

Les critères hydrauliques d'érosion de contact sont basés sur les critères utilisés en hydraulique des sédiments pour prédire l'érosion du lit des cours d'eau. Le diagramme de Hjulström (1935) reproduit à la figure 1.15 montre la relation entre la vitesse de l'eau, le diamètre des particules et l'action sur celles-ci (transport, entraînement, érosion et déposition). On remarque que pour les sédiments plus fins (silt et argile), la vitesse de l'écoulement doit être plus grande pour qu'il y ait érosion par rapport au sable. Cette augmentation de la vitesse est causée par la cohésion des particules fines (liens chimiques et biologiques qui retiennent les particules ensemble). Ce graphique est basé sur les résultats d'essais de laboratoire avec des grains arrondis. L'influence de la forme des grains, de la compacité du matériau granulaire et de la masse volumique des solides n'a pas été traitée par Hjulström (1935).

De plus, comme les essais ont été effectués pour des granulométries uniformes, cet abaque ne peut pas être utilisé pour prédire l'érosion des matériaux qui ont une granulométrie étalée.

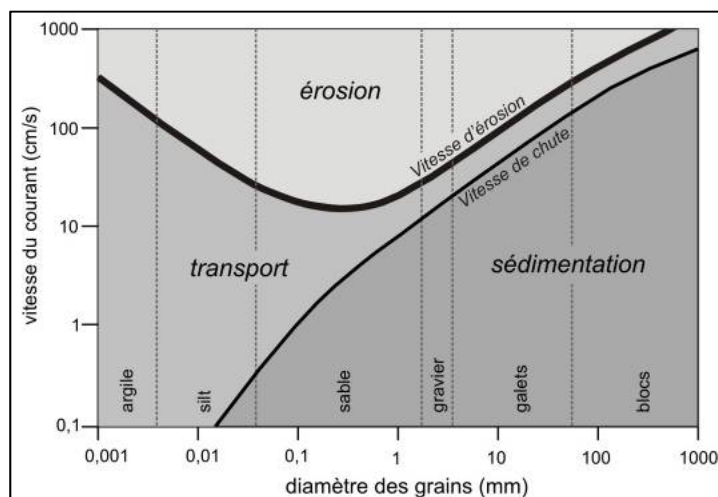


Figure 1.15 Diagramme d'Hjulström (1935)  
Adaptée de Pinto Martins (2008, p. 146)

Bartzke et al. (2013) ont pour leur part examiné le cas du lit d'une rivière avec plusieurs tailles de grains. Pour ce faire, ils ont effectué des essais d'érosion en laboratoire sur des grains de la taille des silts et de la taille des sables. Leurs essais montrent que les grains de la taille des silts réduisent l'érosion du sable. En effet, le silt réduit la rugosité du sable en remplissant les pores. La surface exposée à l'écoulement est alors plus lisse et il y a moins d'érosion.

L'influence des différentes tailles de grains dans le cas particulier de l'érosion de contact des barrages a été examinée par Dionne et Konrad (2015) et Wörman et Skoglund (1992). Dans les deux cas, les essais ont démontré que la présence de particules fines réduit l'érosion de contact. En effet, les sols à granulométrie étalée seraient plus sujets aux phénomènes de pavage et de colmatage qui réduisent, voire même arrêtent complètement la propagation de l'érosion interne. Le phénomène de pavage correspond au développement d'une couche de grains grossiers qui protègent les grains plus fins contre l'érosion.

Cette couche de grains grossiers se forme suite à l'érosion des particules fines du dessus de la couche. Le colmatage consiste pour sa part à la réduction de l'érosion par l'obstruction des pores par les particules qui ont été déplacées.

Les travaux de Shields (1936) viennent pour leurs parts préciser la contrainte critique de mise en mouvement des particules. Contrairement à Hjulström (1935), ce dernier va considérer l'influence de la forme des grains ainsi que de la masse volumique. La figure 1.16 de la page suivante représente la relation entre le coefficient de traction critique et la vitesse de friction. L'équation 1.12 présente cette relation qui est basée sur les lois de l'écoulement dans les conduites rugueuses ainsi que sur les expériences en laboratoire.

$$\frac{\tau_0}{(\gamma_1 - \gamma)d} = f_\alpha R_{ep} \quad (1.12)$$

Où  $\tau_0$  est la force de traction critique,  $\gamma_1$  et  $\gamma$  sont respectivement le poids volumique du grain et le poids volumique du fluide et  $d$  est le diamètre moyen du grain. La vitesse de friction  $f_\alpha R_{ep}$  peut pour sa part être décrite graphiquement.

Elle dépend du nombre de Reynolds du grain ( $R_{ep}$ ) qui est défini à l'équation 1.13 et d'une fonction qui dépend de la forme des grains ( $f_\alpha$ ).

$$R_{ep} = \frac{v^* d}{\nu} \quad (1.13)$$

Où  $v^* = \sqrt{gRS}$  représente la vitesse de friction,  $R$  est le rayon hydraulique au bas du montage (rayon de la conduite),  $S$  est la pente du montage et  $\nu$  est la viscosité cinématique.

Dans l'article de Shields (1936), il est expliqué que la courbe de la figure 1.16 peut être séparée en quatre sections. Pour les deux premières sections, la force de traction critique dépend d'un écoulement laminaire jusqu'à ce que le coefficient de traction critique atteigne 0,033. Dans la troisième région, ce coefficient de traction augmente étant donné les canaux d'écoulement. Finalement, la quatrième région est régie par les forces d'écoulement des

canaux ainsi que par les forces d'écoulement autour des grains. Le coefficient atteint donc une valeur constante de 0,06. Ce diagramme permet de comprendre qu'au départ, lorsque l'écoulement est laminaire, la force de traction critique devra être plus grande. Ensuite, lorsque le courant est faible, elle diminue jusqu'à ce que le nombre de Reynolds change la forme du lit du cours d'eau. À partir de ce moment, la rugosité associée à cette forme nécessite une force de traction critique plus grande jusqu'à ce qu'il y ait des forces d'écoulements importantes autour des grains. Dans le cas de l'érosion de contact des barrages, Worman et Olafsdottir (1992) considèrent que les équations applicables sont dérivées des travaux de Shields (1936) sur les lits fluviaux. Cependant, tel qu'indiqué par Béguin (2011), l'écoulement d'un milieu poreux comme c'est le cas dans un barrage implique une variation spatiale de ses caractéristiques. De plus, l'érosion de contact implique des coefficients de Reynolds supérieurs à 10 et donc un écoulement où les forces d'inertie ainsi que la viscosité ne sont plus négligeables (Béguin et al. 2012).

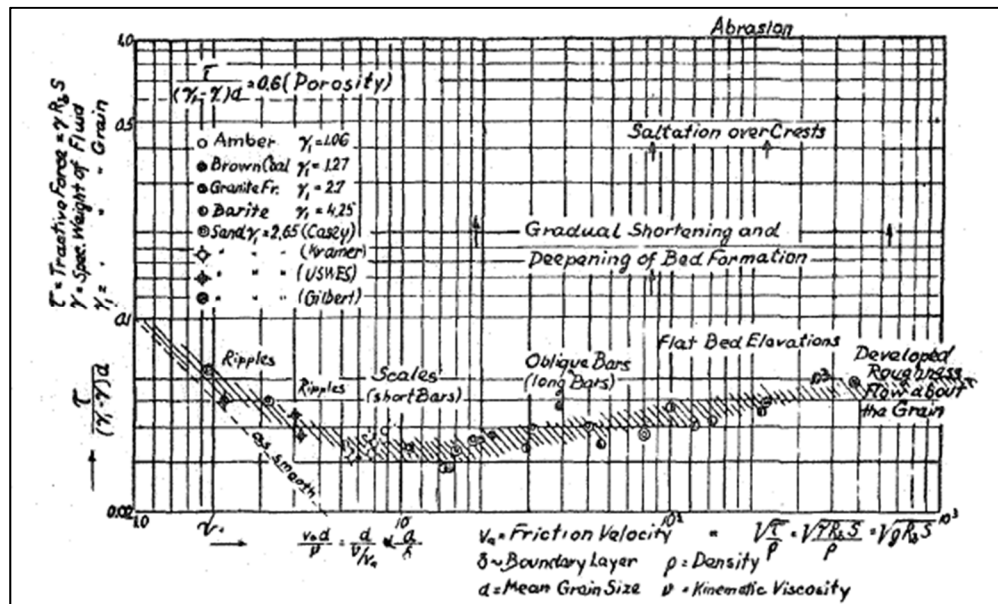


Figure 1.16 Courbe de Shields (1936)

Basé sur les forces agissant sur les grains, sur des essais de laboratoire ainsi que sur les travaux de Shields (1936) et de Neill et Yalin (1969) en hydraulique fluviales, Wörman et Olafsdottir (1992) ont défini le taux de transport des particules du noyau  $G^*$  (sans unité) de la façon suivante (équation 1.14):

$$G^* = \left( 0,56 \frac{e_{filtre}}{(G_{Snoyau} - 1)} i \frac{D_H}{D_{85\ noyau}} \right)^{12} n_{filtre} \quad (1.14)$$

Où  $e_{filtre}$  est l'indice des vides du matériau grossier,  $G_s$  est la densité des grains solides,  $i$  est le gradient hydraulique ( $\Delta h/l$ ),  $D_H$  est la moyenne harmonique des tailles de grains et  $n_{filtre}$  est la porosité du filtre. Cette équation est valable uniquement pour des sols non cohésifs qui comportent une seule taille de grains, pour lesquels l'écoulement est parallèle à l'interface horizontale entre les deux sols et pour lesquels la diffusion perpendiculaire à l'interface est négligeable. De plus, le nombre de Reynolds des grains transportés doit être supérieur à 20. Il y a donc de nombreux paramètres à respecter pour que cette équation soit valable.

Dans ce même article, Wörman et Olafsdottir (1992) ont également développé un modèle qui permet d'estimer l'ordre de grandeur du temps (période de temps requis pour abaisser l'interface entre le noyau et le filtre) pour le développement de l'érosion de contact. Ce modèle montre que la granulométrie ainsi que la porosité du filtre grossier ont une grande influence sur l'échelle du temps. Au contraire, la hauteur du niveau d'eau au-dessus de la crête du noyau n'aurait pas d'influence sur l'échelle du temps. Ce modèle est présenté à l'équation 1.15.

$$\chi_0 \hat{t} = \frac{1}{1 - n_{noyau}} \frac{D_{85noyau}}{L^2} \sqrt{\frac{g D_{15filtre}}{2f}} \left( 0,56 \frac{e_{filtre}}{(G_{Snoyau} - 1)} \frac{D_H}{D_{85noyau}} \right)^{12} t \quad (1.15)$$

Où  $\chi_0$  est un paramètre de similarité correspondant au temps requis pour abaisser le niveau d'eau à un certain niveau fixe,  $L$  correspond à la largeur de la crête du noyau,  $f$  est un facteur de friction égal à 10 dans les travaux de Wörman et Olafsdottir (1992),  $t$  est le temps et  $g$  est l'accélération gravitationnelle.

En somme, les équations d'hydraulique fluviale sont à l'origine des équations définissant l'érosion de contact. Comme ces équations ont généralement été développées pour une seule taille de grains, il y a encore beaucoup de développement à faire avant d'avoir des modèles applicables pour des sols à granulométrie étalée. Les essais de laboratoire effectués ont tout de même démontré que la présence de particules fines a tendance à réduire l'érosion interne (par les phénomènes de pavage et de colmatage). Finalement, une équation permettant d'obtenir un ordre de grandeur du facteur temps a été développée par Wörman et Olafsdottir (1992).

### 1.3.3 Érosion régressive

Cette forme d'érosion comprend plusieurs phénomènes liés à l'érosion interne, dont la boulance, l'érosion des particules due aux forces d'écoulement et la suffosion. Elle débute généralement à la sortie du barrage où les gradients hydrauliques sont élevés et progresse de l'aval vers l'amont pour former un conduit qui s'élargit jusqu'à la rupture de l'ouvrage. La figure 1.17 présente le modèle de l'érosion régressive.

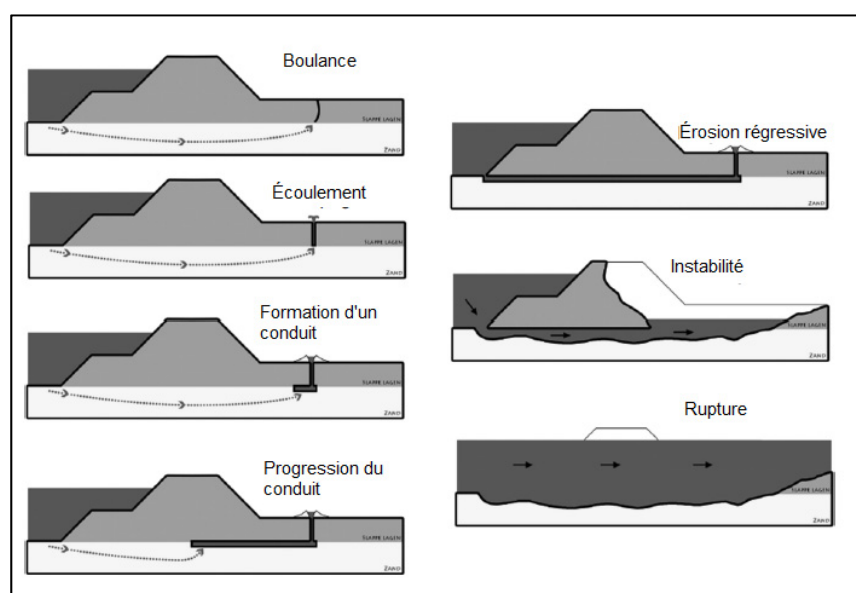


Figure 1.17 Modèle de l'érosion régressive  
Adaptée de Fell et al. (2015, p. 421)

Ainsi dans le modèle de l'érosion régressive, ce sont les forces d'écoulement de l'eau qui entraînent les particules. Elle est donc généralement initiée à l'endroit où les forces d'écoulement sont concentrées comme c'est le cas à la sortie de l'eau du barrage. Au fur et à mesure que les particules sont retirées, la résistance à l'écoulement diminue et ainsi l'écoulement grandit. De ce fait, de plus en plus de particules sont entraînées. Sans processus d'auto-filtration et avec un toit du conduit qui se tient, l'érosion régressive progresse vers l'amont du barrage jusqu'à la rupture de l'ouvrage.

Cette forme d'érosion semble donc intimement liée au gradient hydraulique. Pourtant, les différents essais de laboratoire ainsi que les différents ouvrages de références ne s'entendent pas sur le gradient hydraulique maximal de sortie à utiliser pour la conception des barrages. En effet, l'ouvrage de Holtz et Kovacs (1981) recommande d'appliquer un facteur de sécurité 5 à 6 par rapport au gradient critique pour la boulangerie de 1 alors que Cedergren (1977) recommande plutôt d'appliquer un facteur de sécurité 2 à 3 par rapport à ce même gradient critique pour la boulangerie. Le bulletin 164 du CIGB (ICOLD, 2017) comporte également plusieurs références avec des gradients hydrauliques critiques variant entre 0,3 et 1,0. Dans ce contexte, cet ouvrage recommande de procéder à des essais de laboratoire afin d'établir le gradient critique. Le gradient hydraulique critique semble être lié à la stabilité interne du sol, à sa densité ainsi qu'à sa proportion de particules fines (la cohésion associée aux particules fines augmente la résistance du sol à l'écoulement). Étant donné ces références à la boulangerie, le paragraphe suivant détaille le phénomène de boulangerie.

Ce phénomène se produit dans les sols pulvérulents lorsque la force d'écoulement vertical est supérieure à la contrainte effective du sol. Le gradient hydraulique critique ( $i_c$ ) pour l'initiation de la boulangerie correspond au ratio entre le poids volumique du sol déjaugé ( $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ ) et le poids volumique de l'eau ( $\gamma_w$ ) :

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (1.16)$$



Les sols cohérents ne sont généralement pas sujets au phénomène de boulangerie. En effet, les gradients hydrauliques requis sont très élevés étant donné la cohésion qui retient les particules de sols ensemble.

De retour à l'érosion régressive, les essais de laboratoire effectués par Skempton et Brogan (1994) ont permis de démontrer que des gradients critiques généralement de 0,17 à 0,33 étaient requis pour le déplacement des particules par l'écoulement vertical ou horizontal de l'eau pour des sols avec une granulométrie instable. C'est le cas également de Wan et Fell (2004) dont les essais ont démontrés la présence d'érosion régressive avec un gradient hydraulique de 0,3. Considérant ces éléments, l'ouvrage de Fell et al. (2015) recommande pour prévenir l'érosion régressive, d'effectuer la conception des barrages en contrôlant le phénomène de boulangerie par la réduction des gradients hydrauliques à la sortie. Ceci peut être fait par la mise en place d'un filtre à la sortie ou par la mise en place de puits de réduction de la pression d'eau à l'aval du barrage.

En ce qui concerne le temps pour le développement de l'érosion régressive, Fell et al. (2003) ont développé un modèle qualitatif. En effet, ce modèle est basé sur l'analyse de la vitesse de rupture de différents ouvrages ainsi que sur l'analyse de l'influence des différents phénomènes liés à l'érosion interne sur le temps du développement de celle-ci. Les différents phénomènes considérés pour l'initiation et la progression de l'érosion interne sont le support d'un toit, l'élargissement du conduit, le contrôle de l'écoulement par les zones en amont du barrage et les matériaux de la zone aval. Ce modèle comporte un grand biais puisqu'à la base il pose comme hypothèse que s'il y a une grande probabilité qu'un phénomène se produise, alors le phénomène se produira rapidement.

En conclusion, il ne semble pas exister de méthode fiable actuellement pour prédire l'érosion régressive puisqu'il y a trop de paramètres en question. Actuellement, la conception des barrages est effectuée de façon à prévenir le phénomène de boulangerie pour prévenir l'érosion

régressive. De plus, concernant le temps, Fell et al. (2003) ont développé une méthode qualitative pour évaluer le temps du développement de l'érosion régressive.

#### **1.4 Essais de laboratoire existants pour l'érosion interne**

Les essais de laboratoire existants pour l'érosion interne à l'échelle d'un échantillon consistent généralement à placer l'échantillon qui sera soumis à un écoulement à l'intérieur d'une cellule (ex. perméamètre) ou d'un modèle réduit (qui permet d'utiliser différentes échelles et géométries). Dernièrement, les essais en centrifuge viennent également s'ajouter. Les paragraphes suivants présentent les paramètres mesurés lors des essais d'érosion interne, les différences entre les essais, les conclusions des essais de franchissement de noyau réalisés par Dumberry (2017) ainsi que les effets d'échelle.

De façon générale, les essais d'érosion interne comprennent une entrée d'eau, un réservoir transparent pour les sols et les filtres ainsi qu'une sortie d'eau avec un contenant pour récupérer les sédiments érodés. La grande problématique des essais de laboratoire sur l'érosion interne concerne la quantification de ce phénomène. Par la mesure de la masse des sédiments érodés, il est possible de quantifier une partie de ce phénomène, mais on n'obtient aucune information en ce qui concerne les phénomènes de suffosion et d'érosion de contact (lorsque les grains restent à l'intérieur du sol ou du filtre). En effet, puisque ces phénomènes se produisent à l'intérieur des sols, il n'est pas possible de les mesurer directement. Par le passé, l'initiation de l'érosion interne était strictement basée sur des observations visuelles (Chapuis et al., 1996; Kenney et Lau, 1985; Lafleur et al. 1989; Sherard et al., 1984; Wörman et Olafsdottir, 1992). De nos jours, les caméras haute définition permettent d'observer et de mesurer une partie de ces phénomènes à l'intérieur des sols à grains grossiers. En effet, la comparaison de séquence d'images extraites des vidéos des caméras permet d'obtenir des champs de déformations. Cette méthode appelée la corrélation d'images numériques (en anglais *Digital Image correlation*, *DIC*) est déjà grandement utilisée dans le domaine de la géotechnique pour mesurer par exemple les déformations associées à des glissements de terrains ou au poids des semelles des fondations (Baba et Peth, 2012; Hall et al., 2010; Houda

et al., 2016). Par contre en ce qui concerne l'érosion interne, la pratique semble moins courante. En effet, les caméras semblent plutôt être utilisées pour supporter les observations visuelles, mais il n'y a pas nécessairement systématiquement une analyse des champs de déformations (Chen et al., 2015; Mansour, 2006; Van Beek et al., 2011). Cela peut s'expliquer par le fait que pour certains essais en perméamètres, on limite les déformations ce qui rend ces analyses impraticables (pas de déformations). De plus, pour analyser le champ de déformation, il faut être en mesure de suivre les déplacements des grains, ce qui peut s'avérer compliqué pour des grains fins de la même couleur (comme le till). Afin de palier à ce problème, certains chercheurs ont optés pour l'utilisation de billes de verre et de traceurs fluorescent ou phosphorescent (Beguin, 2011; Hunter, 2012; Muehl et al., 2012). Cependant, ces méthodes sont difficiles à mettre en application. Dans le cas d'un modèle réduit d'un barrage, tel que démontré par Dumberry (2017) et Beguin (2011), l'analyse des séquences d'images permet d'obtenir des champs de déformations qui sont en relation avec la masse érodée. D'ailleurs, la présente recherche fait suite au projet de Dumberry (2017) qui est détaillé dans le paragraphe suivant.

Le grand avantage des modèles réduits par rapport aux cellules est qu'on peut modifier la géométrie ainsi que l'échelle du montage. En effet, à l'intérieur des cellules les parois limitent l'écoulement à une seule direction. C'est le cas également des montages en une dimension tels que ceux utilisés par Dionne et Konrad (2015) ainsi que Beguin (2011). Les conditions aux frontières sont alors mieux contrôlées, cependant elles sont loin de la réalité d'un barrage en remblai qui comporte généralement une géométrie de forme trapézoïdale. De tels modèles réduits avec une géométrie en deux dimensions ont été utilisés entre autres par Dumberry (2017); Horikoshi et Takahashi (2015); Wörman et Skoglund (1992). Le projet de Dumberry (2017) a consisté à mettre en place un modèle réduit d'un barrage avec un noyau en till et différentes granulométries de matériaux filtrants afin d'étudier les mécanismes d'érosion lors du franchissement de noyau. Lors de ces essais, le niveau d'eau amont était contrôlé par une valve permettant la régularisation du débit entrant alors que les sédiments sortants étaient recueillis dans des colonnes de sédimentation. Des piézomètres avec des

pierres poreuses ainsi que des capteurs de pression ont été mis en place dans le noyau afin de mesurer les niveaux d'eau à l'intérieur de celui-ci. Finalement, la turbidité était également mesurée, cependant l'eau était trop turbide pour permettre l'obtention de résultats probants. Le projet conclut que lorsque les critères de filtres sont respectés, il n'y a pas d'érosion du noyau. Lorsque ces critères ne sont pas respectés, l'érosion augmente avec la taille du filtre granulaire. L'érosion de contact le long de l'interface horizontale entre le noyau et le filtre est négligeable par rapport à l'érosion régressive qui est initiée à la surface libre aval du noyau. Finalement, il est noté qu'une fois l'érosion initiée, l'augmentation du niveau d'eau cause une érosion qui cesse rapidement dans les modèles réduits étant donné le phénomène de pavage. Les essais avec des niveaux d'eau cycliques ont également démontré que l'érosion diminue après chaque cycle.

Une autre problématique associée aux essais de laboratoire est l'effet de l'échelle du montage. Dans sa thèse, Li (2008) a effectué des essais de suffosion avec des perméamètres de 102 et 279 mm de diamètre. Ces essais ont montré une relation linéaire entre le gradient critique et la contrainte effective verticale, mais la pente est plus importante dans le cas du perméamètre plus petit. Li (2008) a associé cette différence dans les pentes à un effet d'échelle et a introduit une relation entre le diamètre du spécimen et la contrainte appliquée afin de corriger cet effet d'échelle. Cela n'exclut pas la problématique de facteur d'échelle entre un barrage de taille réelle ainsi qu'un barrage de taille réduite. C'est ici que les essais en centrifuge comme ceux effectués par Luo et al. (2013), Marot et al. (2012) et Goodings (1984) interviennent. En effet, ces essais consistent à placer le modèle réduit dans une centrifuge qui permet d'appliquer des contraintes similaires à celles d'un barrage à grande échelle, ce qui n'est pas possible sans augmenter la valeur de  $g$ . Les essais de Marot et al. (2012) ont démontré que pour un spécimen deux fois plus long, le gradient hydraulique critique est multiplié par un facteur de 0,6. Luo et al. (2013) ont pour leur part démontré que les essais à long terme réduisent le gradient hydraulique critique et augmentent la quantité de sol érodé.

En résumé, les essais de laboratoire d'érosion interne sont généralement effectués dans un perméamètre ou dans un modèle réduit. Dans tous les cas, la masse de sédiments sortant est mesurée, mais il est difficile de quantifier ce qui se passe à l'intérieur du sol. À ce sujet, les techniques d'analyses de séquences d'images semblent être prometteuses. Les modèles réduits ont l'avantage par rapport au perméamètre de permettre l'utilisation d'une géométrie plus près de la réalité d'un barrage, cependant les conditions frontières sont alors plus complexes. En terme de facteur d'échelle, les essais en centrifuge semblent être prometteurs afin d'appliquer des contraintes plus réalistes.

### **1.5 Modélisation numérique d'écoulement en conditions non saturées**

L'écoulement sous le niveau de la nappe phréatique est en conditions saturées. La pression d'eau est nulle à la surface de la nappe et elle augmente avec la profondeur. Au-dessus de la nappe, les pressions d'eau sont négatives, on parle alors de succion. Il s'agit de l'eau retenue entre les grains par capillarité. Dans le cas d'un barrage, au moment de la mise en eau ou lorsqu'il y a variation du niveau d'eau du réservoir au-dessus du niveau maximal d'opération, les écoulements non saturés peuvent avoir un impact significatif sur la distribution des pressions d'eau et des vitesses d'écoulement. Les écoulements non saturés qui se produisent en crête de barrage seront reproduits et modélisés dans le cadre de ce projet. Les paragraphes suivants présentent les notions de base de la modélisation numérique des écoulements non saturés ainsi que des études de cas montrant l'importance de ces écoulements. Finalement, des exemples de modélisation numérique d'écoulement non saturé sont présentés.

Dans les sols saturés, l'eau s'écoule du point de charge hydraulique la plus élevée vers le point de charge hydraulique le plus bas. La Loi de Darcy décrit la relation entre le débit, la conductivité hydraulique et le gradient hydraulique d'un sol sujet à un écoulement laminaire dans des conditions saturées. Tel que mentionné précédemment, un écoulement est considéré laminaire lorsque le nombre de Reynolds est petit. La Loi de Darcy (Darcy, 1856) détaillée aux équations 1.17 (pour la vitesse) et 1.18 (pour le débit) est illustrée à la figure 1.18.

$$v = -K_{sat}i \quad (1.17)$$

$$Q = -K_{sat}iA \quad (1.18)$$

Où  $v$  correspond à la vitesse,  $Q$  correspond au débit,  $K_{sat}$  à la conductivité hydraulique saturée du matériau,  $i$  au gradient hydraulique et  $A$  à l'aire de la section d'écoulement.

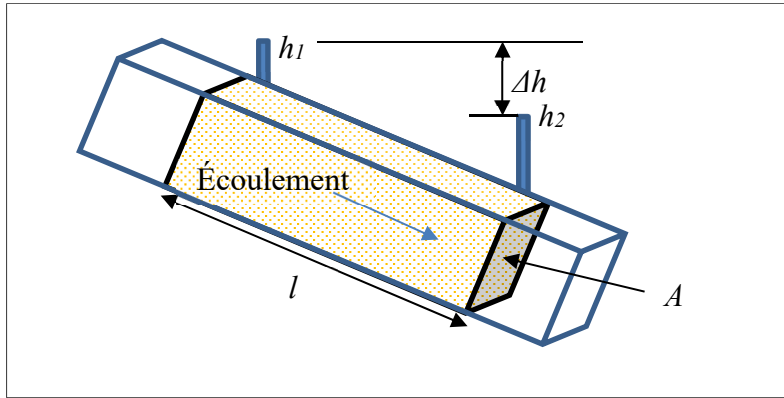


Figure 1.18 Croquis illustrant la Loi de Darcy

Dans le cas de l'écoulement laminaire en conditions non saturées, c'est l'équation de Richards (1931) qui s'applique. Elle est obtenue à partir de la Loi de Darcy par l'application de la théorie de la conservation des volumes d'eau d'un cube d'un volume donné. Pour cette équation, la conductivité hydraulique ( $K$ ) varie en fonction de la teneur en eau volumétrique ( $\theta$ ) et cette dernière varie en fonction du temps ( $t$ ) et de la succion ( $\psi$ ).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \gamma_w \frac{\partial \theta}{\partial \psi} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.19)$$

Où  $K_x$ ,  $K_y$  et  $K_z$  sont les conductivités hydrauliques dans les directions  $x$ ,  $y$  et  $z$ . Il s'agit donc d'une équation non linéaire en régime transitoire qui dépend de plusieurs paramètres. C'est pourquoi les modèles numériques sont un outil indispensable lorsque des écoulements non saturés sont en question.

Les propriétés non saturées des matériaux ( $K$  et  $\theta$ ) ainsi que les méthodes de prédiction existantes ont déjà été présentées à la section 1.2 du présent mémoire. Des exemples d'études de cas de rupture liée aux écoulements non saturés et de modélisation numérique d'écoulement en conditions non saturées sont présentés dans les paragraphes suivants.

Dans certains cas de suivi des niveaux d'eau souterraine à l'intérieur des barrages, des pressions d'eau plus élevées que supposé ont été mesurées. St-Arnaud (1995) et Billstein et Svensson (2002) ont tous deux supposé que des bulles d'air seraient à l'origine de ces pressions d'eau plus élevées mesurées dans le noyau. Cette hypothèse a été examinée numériquement par LeBihan et Leroueil (2002). Elle suppose que des bulles d'air seraient prises dans le noyau au moment de la mise en eau du réservoir. Ces bulles d'air localisées dans la portion amont du noyau seraient ensuite compressées et partiellement dissoutes pour être transportées vers l'aval du noyau où les pressions d'eau sont plus faibles. Elles seraient libérées de la solution à cet endroit ce qui expliquerait une augmentation des pressions d'eau de la portion aval du noyau du barrage. Ce serait donc des conditions non saturées combinées à la loi de Boyle qui seraient à l'origine de ces pressions d'eau plus élevées.

Il a été rapporté que des conditions non saturées seraient à l'origine de certains cas de rupture de barrage. C'est le cas du barrage de Gouhou en Chine (Zhang et Chen, 2006). En effet, la modélisation numérique de l'écoulement en conditions saturées et non saturées a permis de reproduire l'écoulement d'eau observé dans le haut de la pente du côté aval de l'ouvrage avant sa rupture (Chen et Zhang, 2006). Pour ce faire, les quatre cas suivants ont été analysés :

- **cas I:** Homogène;
- **cas II:** Présence d'une couche de matériaux plus fins;
- **cas III:** Présence d'une couche de matériaux plus grossiers;
- **cas IV:** Barrage stratifié.

La distribution des pressions d'eau pour chaque cas est présentée à la figure 1.19. Dans le cas du barrage homogène, l'eau s'écoulerait au bas du talus aval. Pour les trois autres cas, il y a rapidement formation d'une nappe perchée pouvant expliquer l'écoulement d'eau observé dans le haut du talus du côté aval, avant la rupture.

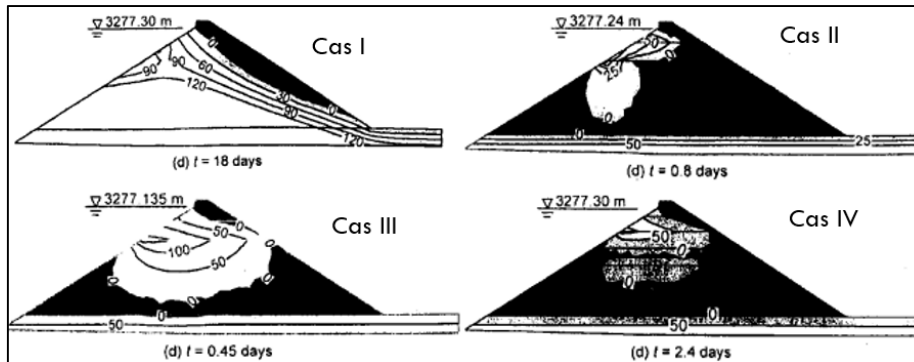


Figure 1.19 Distribution des pressions d'eau pour chaque cas  
Adaptée de Zhang et Chen (2006)

La modélisation numérique a également permis d'évaluer le gradient horizontal à la sortie du côté aval. Bien que l'ensemble des gradients obtenus sont plus élevés que les gradients critiques obtenus des essais de laboratoire (0,12 à 0,32), les cas III et IV ont présentés les gradients de sortie les plus élevés (0,9 et 1,49). Ainsi, la modélisation numérique de l'écoulement en conditions non saturées a permis reproduire l'écoulement observé dans le haut de la pente aval. Pour ces conditions non saturées avec une nappe perchée, les gradients hydrauliques étaient plus élevés que dans le cas d'une digue homogène. Des résultats similaires ont été obtenus pour des simulations d'écoulements non saturés de pentes et de digues (Le et al., 2015; Le et al., 2012; López-Acosta et al., 2010; Zandarín et al., 2009; Zhu et al., 2013). En effet, l'ensemble de ces études concluent en une réduction des facteurs de sécurité lorsque des conditions non saturées sont considérées. Dans le cas des analyses de stabilité de pente, cela est dû à la réduction de la résistance au cisaillement des sols lors des variations de niveaux d'eau. Pour les digues et barrages, ces analyses montrent plutôt une augmentation des gradients hydrauliques à la sortie. Il est également intéressant de constater que l'étude de Zandarín et al. (2009) montre qu'un ouvrage comme un barrage atteint un régime permanent après plus de 20 ans.



Finalement, il est important de noter que dans certains cas, les conditions non saturées peuvent impliquer une augmentation du facteur de sécurité. Par exemple dans le cas de certaines analyses de stabilité de pentes, la considération de la succion augmente les forces stabilisatrices et donc les facteurs de sécurité (Lu et Godt, 2008).

En conclusion, les modélisations numériques d'écoulement en conditions non saturées constituent un outil indispensable pour reproduire ces conditions plus réalistes en ce qui concerne la stabilité des digues et barrages.

## **1.6 Synthèse et objectifs**

Les objectifs du projet sont d'étudier l'évolution dans le temps de l'érosion interne d'un barrage en remblai suivant le franchissement de noyau, en tenant compte de conditions non saturées et des forces d'écoulement.

En ce qui concerne l'érosion interne, trois mécanismes d'initiation sur quatre sont considérés pour un barrage en remblai soit l'érosion régressive, l'érosion de contact et la suffosion. Tel que montré par la revue de littérature effectuée, pour que ces mécanismes soient initiés, il faut certains critères géométriques et hydrauliques. Pour le critère géométrique, il faut que les pores du sol composant le noyau ou que les pores du filtre entourant le noyau soient suffisamment grands pour permettre le déplacement des particules fines à l'intérieur de ces pores. Ce sont les critères de stabilité interne du sol introduits par Kenney et Lau (1985) ainsi que les critères de filtre donnés par Sherard et Dunnigan (1989) qui s'appliquent pour contrôler ce critère. Pour le critère hydraulique, il faut que les forces d'écoulement soient suffisamment grandes pour entraîner ces particules fines. Les notions d'érosion utilisées en hydraulique fluviale sont alors transposées au modèle d'érosion interne afin d'obtenir la résistance au cisaillement critique à partir de laquelle les particules sont transportées. Les travaux de Wörman et Olafsdottir (1992) sont les plus détaillés à ce sujet. Les mécanismes d'initiation de l'érosion interne associés à ces critères sont la suffosion (pour le déplacement

de particules à l'intérieur des pores d'un même sol) ainsi que l'érosion de contact. Le phénomène de franchissement de noyau est en fait un mécanisme d'érosion de contact entre le noyau et le filtre. Il se produit lorsque le niveau d'eau à l'intérieur du barrage est localisé au-dessus du noyau. L'érosion régressive est pour sa part plus complexe que les deux autres mécanismes énoncés ci-dessus. En effet, elle inclut plusieurs mécanismes d'érosion interne dont la suffosion et l'érosion de contact. Plusieurs critères comme la formation d'un conduit doivent être présents pour qu'elle se poursuive jusqu'à la rupture. Actuellement, le bulletin 164 du CIGB (ICOLD, 2017) recommande de procéder à des essais de laboratoire afin de déterminer le gradient critique. Comme le sujet d'étude concerne l'érosion interne d'un barrage en remblai suivant le franchissement de noyau, il semble évident qu'il faut bien comprendre ce qu'est l'érosion interne ainsi que le franchissement de noyau.

Les essais de laboratoire d'érosion interne ont été revus puisque des essais similaires seront effectués dans le cadre du présent projet. Comme il a été observé dans le cadre de cette revue de littérature, les essais de laboratoire sur l'érosion interne comprennent généralement les essais en perméamètre ainsi que les modèles réduits. Dans les deux cas, les essais consistent à placer un matériau au centre d'un montage avec un écoulement d'eau. Dans la revue de littérature effectuée, ces essais ont une géométrie simplifiée (avec un écoulement horizontal ou vertical). Ils comportent pratiquement toujours un réservoir du côté aval pour récupérer les sédiments érodés. Seule l'initiation de l'érosion interne est observée. La progression de l'érosion, le phénomène de pavage ainsi que l'évolution dans le temps de la géométrie avec des vitesses variables ne sont pas étudiés.

L'utilisation de caméras haute définition combinée à l'analyse de séquences d'images permettent de mesurer du moins en partie l'érosion interne. Les modèles réduits ont l'avantage par rapport aux perméamètres qu'il est possible d'utiliser une géométrie plus près de celle d'un barrage à grande échelle. Par contre, les conditions frontières sont alors plus complexes que dans le cas d'un perméamètre. L'effet d'échelle doit également être considéré. Les essais en centrifuge semblent être prometteurs afin de reproduire les contraintes des barrages.

Finalement, concernant le volet modélisation numérique, la revue de littérature a permis de démontrer que les outils sont actuellement présents afin de modéliser l'écoulement de l'eau en régime transitoire avec des conditions non saturées, comme c'est le cas lorsqu'on remplit le réservoir d'un barrage. Cependant, il n'existe pas d'outils actuellement pour modéliser l'évolution de l'érosion interne. La pertinence des modélisations numériques en conditions non saturées a été démontrée à l'aide d'une étude de cas et d'exemples où des conditions non saturées sont à l'origine de pressions d'eau plus élevées à l'intérieur des barrages.



## **CHAPITRE 2**

### **MÉTHODOLOGIE – VOLET EXPÉRIMENTAL**

Ce chapitre présente, dans un premier temps les objectifs ainsi que le choix des essais, suivi d'une description du montage expérimental et de l'instrumentation associée. Ensuite, vient la caractérisation des matériaux suivie de la procédure expérimentale. Finalement, la caractérisation post-expérimentale des matériaux ainsi que la corrélation d'images numériques sont présentées.

#### **2.1 Objectif et choix des essais**

L'objectif principal des essais de laboratoire est de reproduire la crête d'un barrage en remblai susceptible à l'érosion interne et de la soumettre à différentes charges hydrauliques, incluant le franchissement de noyau. Ces essais devront permettre d'observer et de quantifier l'érosion des particules. Par la même occasion, ces essais permettront d'obtenir des mesures de la pression d'eau et de la succion pour les différentes charges hydrauliques qui pourront être comparées aux résultats de la modélisation numérique qui sera présentée aux chapitres 4 et 5.

Le montage expérimental conçu par Dumbery (2017) a été utilisé. Ce montage permet de reproduire la crête d'un barrage à une échelle réduite. Le facteur d'échelle de ce montage est de l'ordre de 2 à 6 considérant que la majorité des barrages en remblai au Québec ont une hauteur entre 1 et 3 m. Cependant il est à noter que les phénomènes d'érosion interne observés à l'aide de ce montage se produisent également dans les plus grands barrages. Ce montage permet l'observation de l'érosion grâce à ses parois en acrylique, la quantification de l'érosion à l'aide de colonnes pour la récupération des sédiments en aval du barrage et la mesure des pressions d'eau et des suctions grâce aux piézomètres et aux capteurs de pression. Les détails de ce montage sont présentés à la section 2.2.

Les essais réalisés par Dumberry (2017) sur des barrages avec des noyaux composés en till homogène ont démontré que les matériaux choisis devaient présenter des propriétés éloignées des critères de filtre de Sherard et Dunnigan (1989) pour qu'il y ait de l'érosion. Alors, il a été décidé que les essais seraient effectués à l'aide de filtres composés des graviers les plus grossiers de l'étude de Dumberry (2017) soit les matériaux identifiés G1 et G2. Ensuite, afin d'être en mesure de prédire de façon fiable les propriétés non saturées des matériaux pour la modélisation numérique de l'essai, il a été décidé de réaliser un premier essai à l'aide d'un noyau composé d'un sable uniforme disponible dans le laboratoire de mécanique des sols (acheté en quincaillerie et de marque *BOMIX*). Pour ce premier essai, le filtre G2 a été utilisé. Pour le second essai, l'objectif était de reproduire un barrage avec un noyau en till pour lequel il y aurait eu une ségrégation importante des matériaux lors de la mise en place. Il était donc préférable d'avoir deux matériaux avec un contraste de conductivités hydrauliques important. C'est pourquoi il a été décidé d'utiliser un noyau composé d'une couche de sable uniforme (*BOMIX*) comprise entre deux couches de till. Le filtre G1 a été utilisé pour cet essai. Les deux essais décrits ci-dessus, présentés à la figure 2.1, sont ceux qui ont été effectués dans le cadre de ce mémoire. Les articles suivants présentent les détails du montage expérimental et de l'instrumentation, la caractérisation initiale des matériaux, la procédure expérimentale, la caractérisation post-expérimentale des matériaux ainsi que la corrélation d'images numériques.

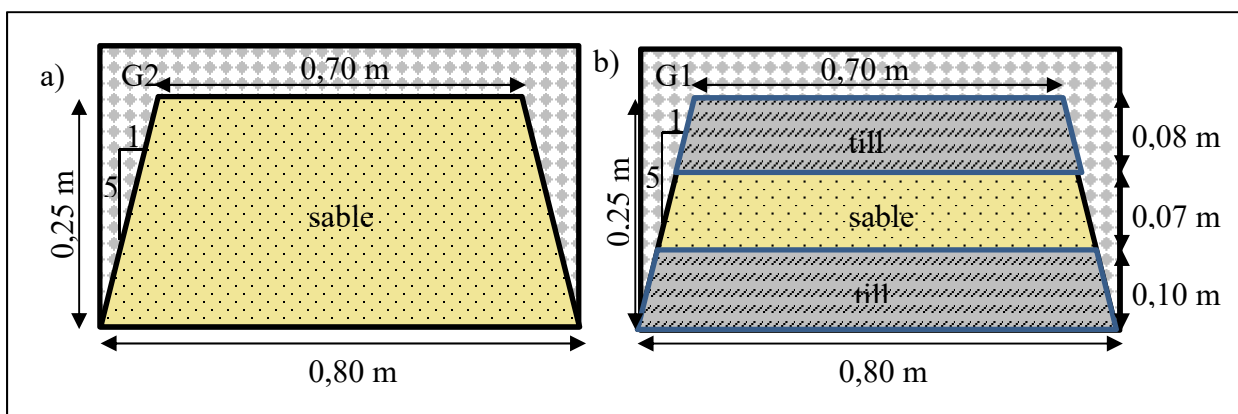


Figure 2.1 a) Premier essai noyau composé d'un sable uniforme (*BOMIX*), b) Deuxième essai, noyau composé d'une couche de sable comprise entre deux couches de till

## **2.2 Description du montage expérimental et instrumentation**

### **2.2.1 Montage expérimental**

Le montage expérimental utilisé dans le cadre de cette étude sert à reproduire un barrage sujet à l'érosion interne à une échelle réduite. Le schéma du montage expérimental est présenté à la figure 2.2. Il a été légèrement modifié du schéma de Dumberry (2017) qui a conçu, construit et testé le montage expérimental dans le cadre de son mémoire. Le montage est un bassin de 0,5 m de largeur, par 1,3 m de longueur par 0,6 m de hauteur dont les parois sont composées de méthacrylate de polyméthyle (Plexiglas®) de 19 mm d'épaisseur. Une toile de nylon comportant des ouvertures de 1 mm placée entre des plaques poreuses en plastique perforées de trous de 14 mm de diamètre et distancées de 25 mm centre à centre permet de séparer le réservoir d'eau des sols du barrage. Cet assemblage d'une épaisseur de 19 mm est placé à 0,28 m ce qui permet d'avoir un barrage de 1,0 m de longueur. Afin de permettre la récupération et la sédimentation des sols érodés, ce bassin comporte à sa base une fente de 5 mm de largeur du côté aval et est placé à une hauteur de 1,47 m, sur une planche de contreplaqué elle-même appuyée sur des barres d'aluminium (le tout assemblé avec des équerres et des vis). La hauteur du bassin permet un écoulement gravitaire des sols érodés de la fente vers une colonne de sédimentation de 1,06 m de hauteur à l'aide d'une gouttière inclinée. La colonne de sédimentation comporte des trop-pleins qui acheminent l'eau vers une cuve placée sous le montage. Cette dernière permet la récupération des sédiments et l'évacuation de l'eau vers le puisard du local à l'aide de tuyaux de trop-plein. Le réservoir amont comporte l'entrée d'eau ainsi qu'un bras avec huit valves qui permettent d'ajuster le niveau d'eau et d'acheminer le trop-plein du réservoir vers la cuve. Un débitmètre à affichage numérique instantané est placé entre l'entrée d'eau du réservoir et l'alimentation en eau. Ce débitmètre a été calibré par Dumberry (2017) à l'aide d'un contenant étalonné et d'un chronomètre.

La droite de calibration est présentée à la figure 2.3 de la page suivante. Des trous de 6,3 mm (0,25 po) ont été pratiqués sur la face arrière de la cuve afin de relier les neuf pierres poreuses installées au moment de la mise en place du barrage aux piézomètres (six) et aux capteurs de pressions (trois).

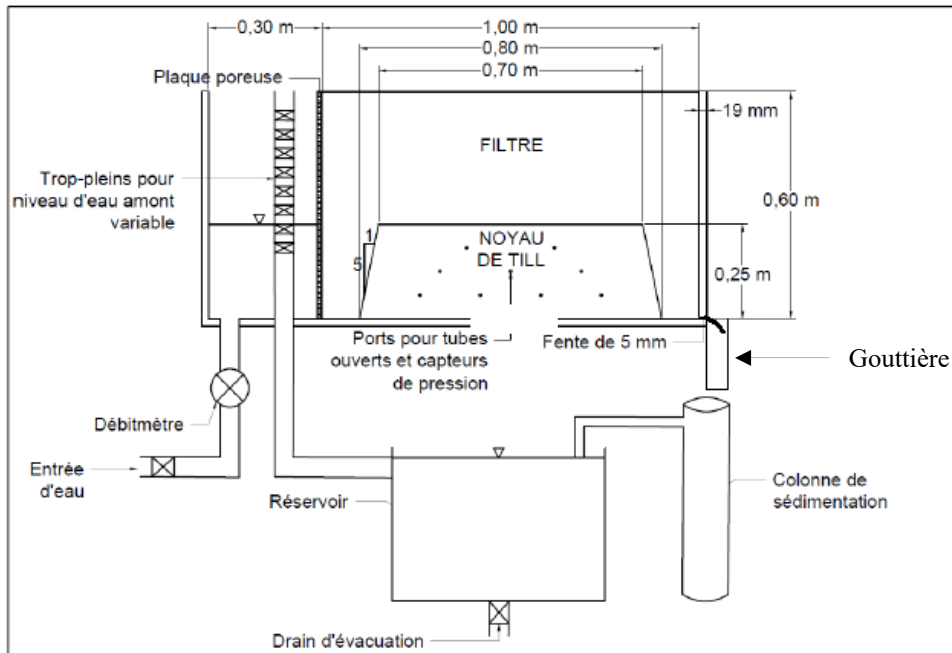


Figure 2.2 Schéma du montage expérimental  
Adaptée de Dumberry (2017)

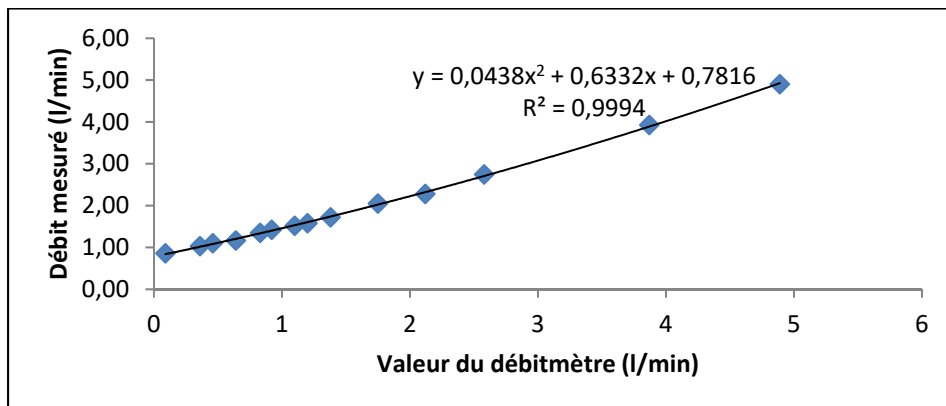


Figure 2.3 Courbe de calibration du débitmètre  
Adaptée de Dumberry (2017)



### 2.2.2 Capteurs de pression et piézomètres

Afin de permettre des mesures des pressions d'eau à l'intérieur de l'ensemble du modèle réduit pendant les essais, des piézomètres (six) et des capteurs de pression (trois) ont été connectés aux pierres poreuses après avoir préalablement été saturés (voir article 2.4.1). Les piézomètres permettent de mesurer uniquement une pression d'eau positive alors que les capteurs de pression permettent également de mesurer une succion (pression d'eau négative, soit lorsque le niveau d'eau est sous le capteur). Les piézomètres sont composés de tubulures flexibles reliées à des tubes de verres verticaux fixés sur un panneau de lecture comportant des règles graduées avec une échelle millimétrique. Ils permettent donc de relever manuellement la hauteur d'eau au-dessus des pierres poreuses pendant les essais. Pour la mesure des succions à l'intérieur du modèle réduit pendant l'essai, trois capteurs de pression capacitifs de marque *Cole-Palmer*, modèle OF-68074-00 ont été connectés à des pierres poreuses placées à l'intérieur du noyau lors de la mise en place. Avec une alimentation comprise entre 12 et 28 V, ces capteurs permettent de mesurer une tension en signal composé variant de 0,1 à 0,5 V. Selon la fiche technique du fournisseur, l'intervalle de mesure se situe entre -101,4 et 103,4 kPa avec une précision de  $\pm 0,13 \%$  à pleine échelle. Les capteurs utilisés dans le cadre de cette recherche sont ceux qui ont été utilisés pour le mémoire de Dumberry (2017). La calibration de la charge hydraulique imposée ( $h_p$ ) en fonction de la tension mesurée ( $U$ ) des capteurs effectuée par Dumberry (2017) a été validée préalablement à la réalisation des essais. Pour ce faire, pour chaque capteur, une charge hydraulique connue a été imposée et la tension a été mesurée à l'aide d'une interface programmée pour afficher la tension mesurée dans le logiciel *LabVIEW*. Étant donné le peu de différence obtenue, la validation de la calibration a été effectuée uniquement pour les charges entre 0 et 100 cm. Un exemple de la validation de la calibration des capteurs est présenté à la figure 2.4. Les courbes de calibration de Dumberry (2017) ont été intégrées à l'intérieur d'un programme *LabVIEW* conçu par Dumberry (2017) afin de permettre l'acquisition de la charge hydraulique en centimètres toutes les 15 secondes lors des essais. Ce programme est présenté à l'annexe I (figure AI-1).

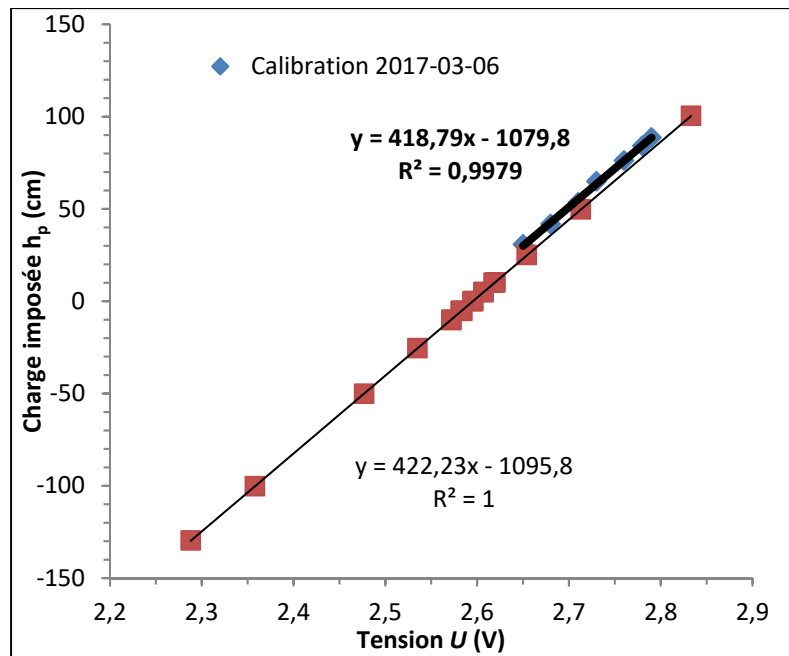


Figure 2.4 Exemple de la validation d’une courbe de calibration d’un capteur de pression

### 2.2.3 Caméras, projecteurs et boîtes de diffusion

Pour permettre l’enregistrement vidéo des essais, deux caméras numériques de marque *Basler*, modèle ACA2500 (figure 2.5) équipées de lentilles de marque *Computar* avec des distances focales de 8 mm (pour la vue d’ensemble, modèle M0814-MP) et 16 mm (pour la vue de la partie aval du noyau, modèle M1620-MPW2) ont été utilisées. Ces caméras numériques permettent d’enregistrer jusqu’à 14 images par seconde en couleur. Les paramètres des caméras (temps d’exposition, résolution, nombre d’images par seconde, etc.) ont été ajustés préalablement aux essais à l’aide du logiciel *NIMax*. Ensuite, le programme *LabVIEW* utilisé par Dumberry (2017) a été repris pour enregistrer les vidéos en cours d’essai (Annexe I, Figure A I-2). Afin d’avoir un éclairage uniforme, des projecteurs installés à l’intérieur de boîtes de diffusion (figure 2.6) ont été utilisés.

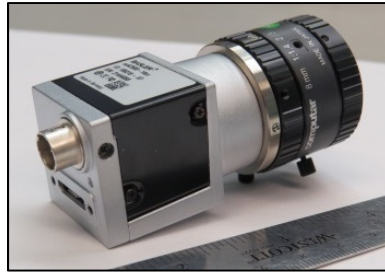


Figure 2.5 Caméra numérique Basler ACA2500 avec lentille Computar M0825-MP  
Tirée de Dumberry (2017)



Figure 2.6 Boîte de diffusion

### 2.3 Caractérisation initiale des matériaux

Tel que mentionné précédemment, dans le cadre des essais de laboratoire de ce mémoire, le till ainsi que les filtres nommés G1 et G2 de la recherche de Dumberry (2017) ont été utilisés. De plus, un sable uniforme disponible en quincaillerie (marque *BOMIX*) a été utilisé pour le noyau du barrage du premier essai. Préalablement à la réalisation des essais dans la cuve, les matériaux constituant le noyau ont été caractérisés en laboratoire afin d'obtenir certaines propriétés géotechniques (granulométries, masses volumiques, etc.). Il est à noter que les matériaux constituant les filtres (G1 et G2) n'ont pas été caractérisés étant donné que leurs

propriétés géotechnique ont déjà été obtenues dans le cadre du projet de Dumberry (2017). Il en est de même pour le till, cependant étant donné qu'il s'agit d'un matériau de nature hétérogène, une analyse granulométrique ainsi qu'une teneur en eau ont été effectuées. Pour le sable *BOMIX*, suivant sont homogénéisation, ces mêmes essais de laboratoire ont été effectués en plus d'un essai de compactage (Proctor normal).

### 2.3.1 Homogénéisation

Préalablement aux essais de laboratoire, le sable *BOMIX* a été homogénéisé par quartage en suivant la norme ASTM C702 (ASTM, 2011). Cette homogénéisation était requise puisque le sable avait été disposé dans une cuve après la réalisation d'essai de compactage ou d'analyses granulométriques par les étudiants. Il présentait donc une grande hétérogénéité, surtout en ce qui a trait à la granulométrie (figure 2.7). Avant de procéder à l'homogénéisation, la quantité de sable approximativement requise pour la caractérisation des matériaux et la réalisation des essais dans la cuve a été prélevée dans le bac du local de mécanique des sols. Ensuite, le quartage a été effectué jusqu'à l'obtention de sacs d'environ 20 kg pour les essais dans la cuve et de sacs d'environ 1 500 g pour la caractérisation des matériaux. Il est à noter que le till utilisé avait déjà été homogénéisé par Dumberry (2017) et entreposé dans des sacs hermétiques. Les graviers G1 et G2 pour leurs parts ne nécessitaient pas d'homogénéisation.



Figure 2.7 Sable *BOMIX* avant homogénéisation

### 2.3.2 Analyses granulométriques et teneurs en eau

Suivant l'homogénéisation du sable, le quartage a été effectué selon la norme ASTM C702 (ASTM, 2011) à nouveau sur les sacs d'environ 1 500 g pour obtenir la quantité requise pour la réalisation des analyses granulométriques. Pour la fraction grossière des particules (diamètre supérieur à 75  $\mu\text{m}$ ), une analyse granulométrique par lavage au tamis de 75  $\mu\text{m}$  (ASTM, 2017a) suivie d'un tamisage à sec (ASTM, 2017b) a été réalisée. Aucune teneur en eau n'a été effectuée sur le sable puisqu'il avait été séché à l'étuve avant son entreposage dans les bacs du laboratoire de mécanique des sols. Les mêmes normes ASTM ont été suivies pour la réalisation de l'analyse granulométrique de la fraction grossière du till. Pour ce dernier, une teneur en eau a également été effectuée en suivant la norme ASTM D2216 (ASTM, 2010a). En ce qui concerne l'analyse granulométrique des particules dont le diamètre est inférieur à 75  $\mu\text{m}$ , un granulomètre laser de marque *Malvern Instruments*, modèle *Mastersizer 3000* (figure 2.8) a été utilisé. Cet appareil permet de mesurer la taille des particules comprises entre 0,01 et 3 500  $\mu\text{m}$  par diffraction laser. Plus précisément, il mesure la variation angulaire de la lumière diffusée par un faisceau laser qui traverse l'échantillon dispersée (Malvern Instruments Ltd, 2017). Afin de briser les agglomérations de particules fines, des ultrasons sont émis par l'appareil. Les particules ont été définies comme des grains arrondis avec un coefficient d'absorption de 0,1 ainsi qu'un indice de réfraction de 1,500 et 1,540 respectivement pour le till et le sable *BOMIX*. Ces analyses ont été effectuées après quartage et tamisage des échantillons jusqu'à la quantité et la taille (inférieure à 2 mm) requises pour les essais.

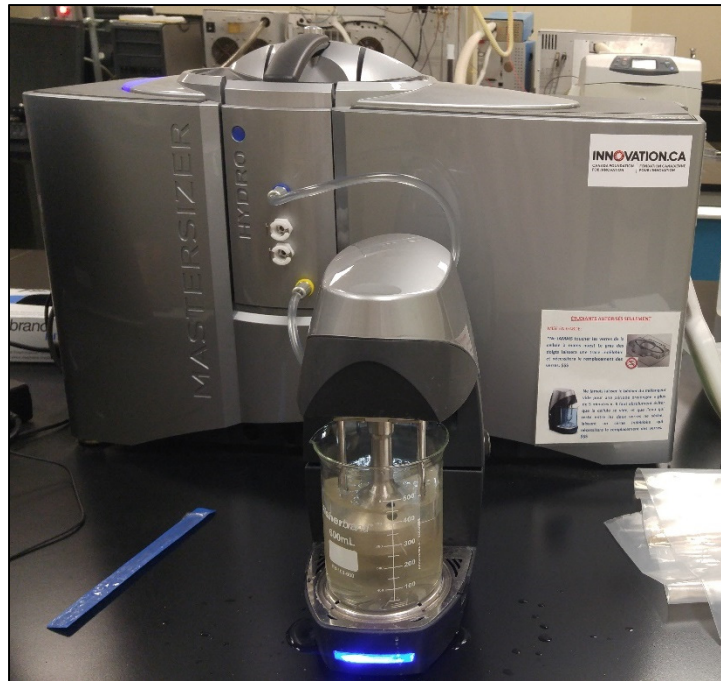


Figure 2.8 Granulomètre laser *Mastersizer 3000* de *Malvern Instruments*

### 2.3.3 Essai de compactage

Un essai de compactage avec l'énergie normale (Proctor normal) a été pratiqué sur le sable *BOMIX* en suivant la norme ASTM D698 (ASTM, 2012). Cet essai a été effectué à l'aide d'un marteau mécanique et d'un moule de 100 mm de diamètre (4 pouces). Aucun essai de compactage n'a été accompli pour le till puisque cet essai a déjà été fait sur ce matériau dans le cadre de la maîtrise de Dumberry (2017).

## 2.4 Procédure expérimentale

Les articles suivants présentent la procédure expérimentale suivie pour la réalisation de chaque essai dans la cuve. Ils présentent donc les grandes étapes suivies pour la réalisation des deux essais décrits au début de la méthodologie, soit un barrage avec un noyau composé de sable *BOMIX* et un essai avec un noyau composé d'une couche de sable *BOMIX* comprise entre deux couches de till. À l'exception de la mise en place des matériaux qui diffère en ce

qui concerne le nombre de couches, la procédure suivie pour les deux essais est essentiellement la même. Ces étapes sont la saturation des pierres poreuses et des capteurs, la préparation du montage, la préparation et la mise en place du noyau, la mise en place du filtre, la connexion des piézomètres et des tuyaux, la mise en place des caméras et de l'éclairage, la réalisation de l'essai ainsi que le démontage et le prélèvement des échantillons.

### 2.4.1 Saturation pierres poreuses et capteurs

Environ une semaine avant la réalisation de chaque essai, les neuf pierres poreuses et les trois capteurs de pression ont été saturés. La saturation des pierres poreuses a été effectuée en les immergeant dans de l'eau préalablement désaérée (figure 2.9a). L'eau est désaérée à l'aide d'une pompe à vide permettant d'appliquer pendant 20 minutes une succion de 100 kPa à l'intérieur d'un réservoir comportant une hélice en mouvement. Pour les capteurs, un perméamètre a été conçu pour réaliser leur saturation (figure 2.9b). Le processus de saturation a été appliqué jusqu'à la mise en place des instruments pour la réalisation des essais dans la cuve.

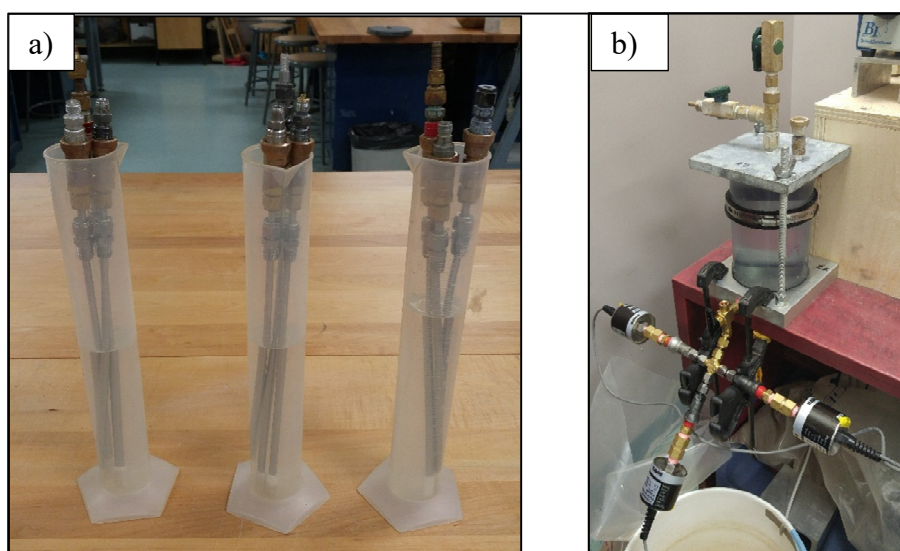


Figure 2.9 a) Saturation des pierres poreuses  
b) Saturation des capteurs de pression

### **2.4.2 Préparation du montage**

Afin de protéger la face avant de la cuve des égratignures causées par le mouvement des grains de sol, une pellicule de plastique autocollante a été installée avant chaque essai. La pellicule de plastique choisie correspond à celle généralement utilisée pour isoler les fenêtres. Pour la poser, la surface a préalablement été nettoyée puis mouillée avec du savon. Ensuite, la pellicule a été déposée sur la surface mouillée, puis les bulles d'air restantes suite à la pose de la pellicule ont été poussées à l'aide d'un grattoir vers les extrémités de la pellicule (côtés de la face avant de la cuve). Ensuite, la plaque poreuse a été mise en place. Le bas de la plaque poreuse a été scellé à l'aide d'un joint de silicone.

### **2.4.3 Préparation et mise en place du noyau et du filtre**

Avant de procéder à la mise en place du noyau, la quantité de sol sec requise a été calculée en fonction du volume des couches projetées, de la masse volumique et de la teneur en eau désirées. Il est à noter que la masse volumique en place et la teneur en eau désirée ont été choisis en fonction des résultats des essais de compactage effectués sur le till (Dumberry, 2017) et le sable (voir résultats à l'article 3.3.2) ainsi qu'en fonction des pratiques en vigueur pour la mise en place des noyaux des barrages (SEBJ, 1987; Sowers et Sally, 1962; United States Bureau of Reclamation, 1960; United States Society on Dams, 2011). En effet, selon ces pratiques, pour la mise en place du noyau d'un barrage, on cherche à obtenir une masse volumique minimale correspondant à 90 % de la masse volumique maximale obtenue du Proctor standard ainsi qu'une teneur en eau à plus ou moins 2 % de la teneur en eau optimale, de préférence du côté humide. Notons cependant qu'une teneur en eau du côté sec de l'optimum a été choisie afin de représenter des mauvaises conditions de mise en place. Les paramètres de mise en place sont présentés au tableau 2.1 suivant. Basé sur ces informations, pour le sable, la quantité de sol sec requise a été mesurée à l'aide d'une balance précise aux 0,1 g. Pour le till, une teneur en eau a été effectuée afin de mesurer, à l'aide d'une balance précise aux 0,1 g, la masse de sol humide requise. Pour chaque couche, le sable sec et le till humide ont été humidifiés jusqu'à la teneur en eau désirée pour la mise en place. Avant de mettre les sols dans la cuve, les pierres poreuses ainsi que des moules du noyau en



polystyrène extrudé ont été mis en place. Ensuite, les sols ont été placés dans la cuve puis compactés à l'aide d'un marteau pneumatique muni d'une plaque d'acier de 5,1 cm de côté jusqu'à ce que le sol atteigne la hauteur désirée pour la couche. Ces étapes sont présentées à la figure 2.10. Entre chaque couche, une scarification a été effectuée afin d'améliorer l'adhérence entre les deux couches.

Tableau 2.1 Volume des couches, masse volumique et teneur en eau désirée

Essai	Couche	Nature du sol	Volume (m <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$w$ (%)
Essai n° 1	Couche no 1	Sable <i>BOMIX</i>	0,0484	1710	10
	Couche no 2	Sable <i>BOMIX</i>	0,0453		
Essai n° 2	Couche no 1	Till	0,0390	2095	7
	Couche no 2	Sable <i>BOMIX</i>	0,0261	1710	10
	Couche no 3	Till	0,0286	2095	7

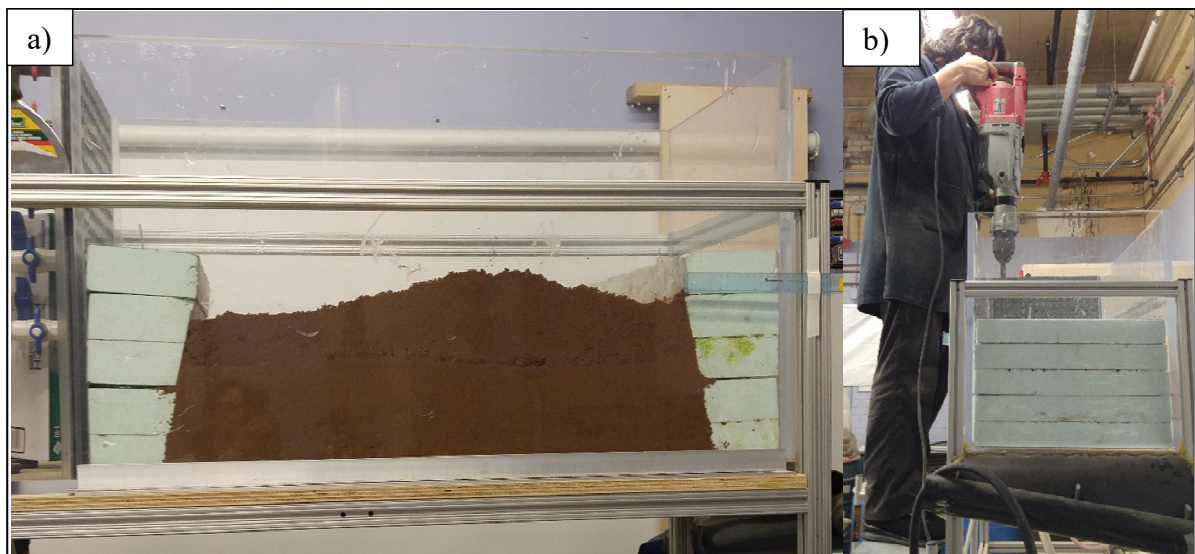


Figure 2.10 a) Mise en place du sol sec  
b) Compactage à l'aide d'un marteau pneumatique

En procédant de cette façon, la masse volumique du noyau est contrôlée. En effet, puisque le volume, la masse et la teneur en eau sont contrôlés, la masse volumique qui dépend de ces paramètres est également contrôlée. Les couches suivantes ont été mises en place de la même façon. Une fois la dernière couche mise en place, les moules de polystyrène ont été retirés et le filtre (gravier G1 et G2) préalablement lavé a été déversé dans la cuve. Il est à noter qu'une attention particulière a été portée lors de la mise en place du filtre afin de ne pas abimer les pentes du noyau. Aucun compactage du filtre n'a été effectué, celui-ci a simplement été déversé. La figure 2.11 présente les étapes de mise en place du filtre ainsi que le résultat final pour chaque essai.

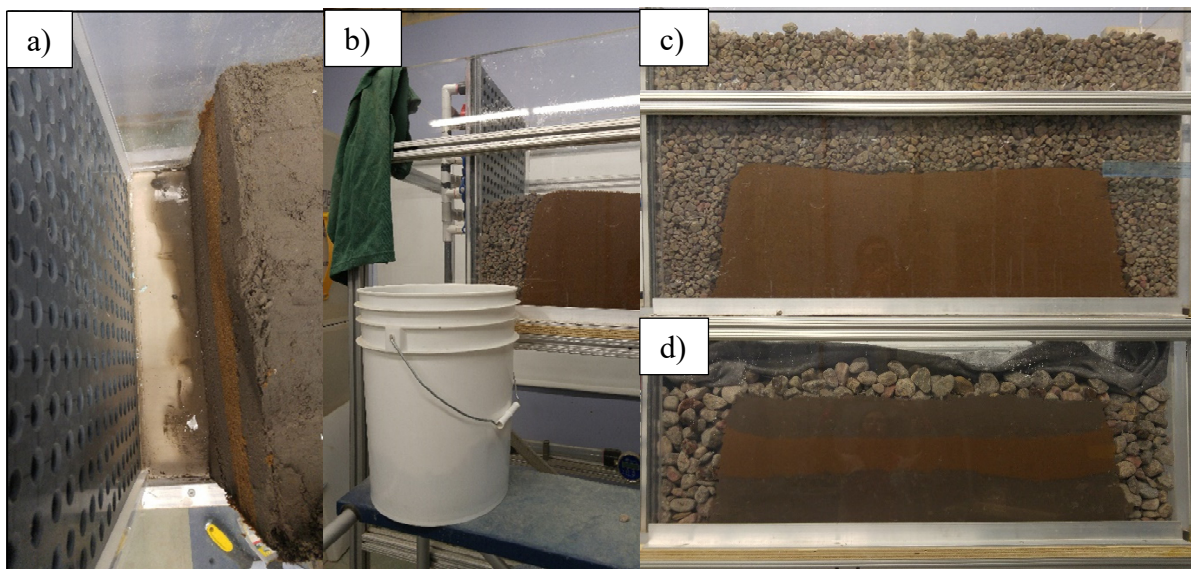


Figure 2.11 a) Retrait des moules en polystyrène  
 b) Mise en place du filtre c) Mise en place finale Essai no 1  
 d) Mise en place finale Essai no 2

#### 2.4.4 Mise en place de l'instrumentation et des tuyaux

Une fois les matériaux mis en place dans la cuve, les capteurs ainsi que les piézomètres ont été connectés aux pierres poreuses. Ensuite, les caméras ainsi que l'éclairage ont été positionnés de façon à obtenir une image optimale. Finalement, une vérification de la fonctionnalité des logiciels d'acquisition de donnée a été effectuée (départ et arrêts des

logiciels et vérification des données acquises). Une fois l'instrumentation installée et fonctionnelle, les tuyaux d'entrée et de sortie d'eau ont été connectés et la colonne de sédimentation a été mise en place à la sortie du montage. Les essais ont été démarrés le lendemain de la mise en place. La figure 2.12 montre une vue d'ensemble du montage, le panneau de lecture des piézomètres ainsi qu'une vue de l'arrière du montage.



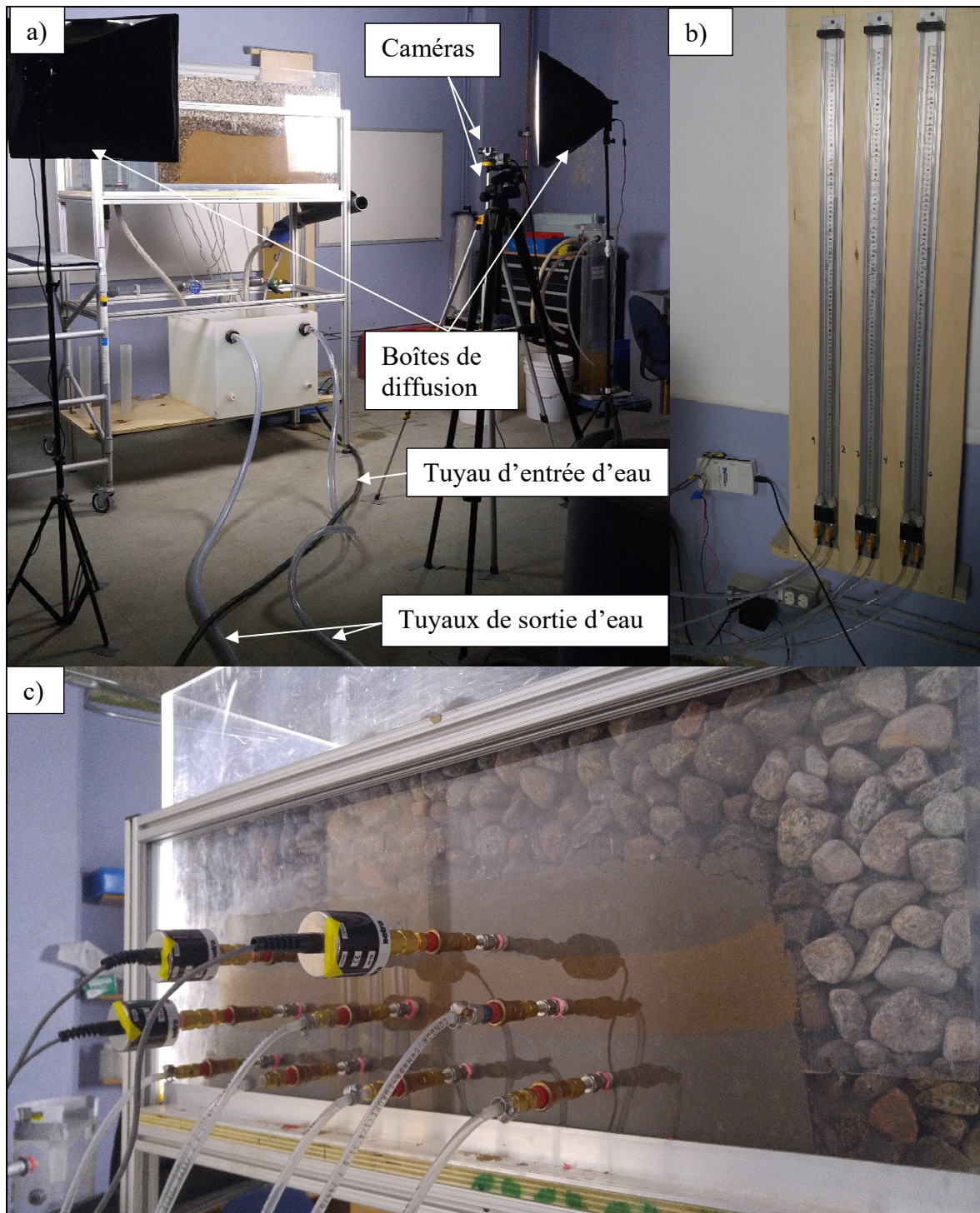


Figure 2.12 a) Vue d'ensemble du montage b) Panneau de lecture des piézomètres  
c) Vue de l'arrière du montage (connexion piézomètres et capteurs)

Le tableau 2.2 présente les coordonnées des capteurs et piézomètres par rapport au bas du noyau du côté amont. Le point d'origine ainsi que les axes présumés pour l'établissement des coordonnées sont présentés à la figure 2.13 avec l'emplacement approximatif des capteurs de pression et des piézomètres. Les tubes avec les pierres poreuses partaient de l'arrière du montage jusqu'au centre du noyau.

Tableau 2.2 Coordonnées de l'emplacement des capteurs et des piézomètres

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	C1	C2	C3
z (cm)	6,25	12,50	6,25	12,50	6,25	6,25	18,75	18,75	12,50
x (cm)	15,50	18,75	31,00	37,50	46,50	62,00	25,83	51,67	56,25
y (cm)	24,25	24,25	24,25	24,25	24,25	24,25	24,25	24,25	24,25

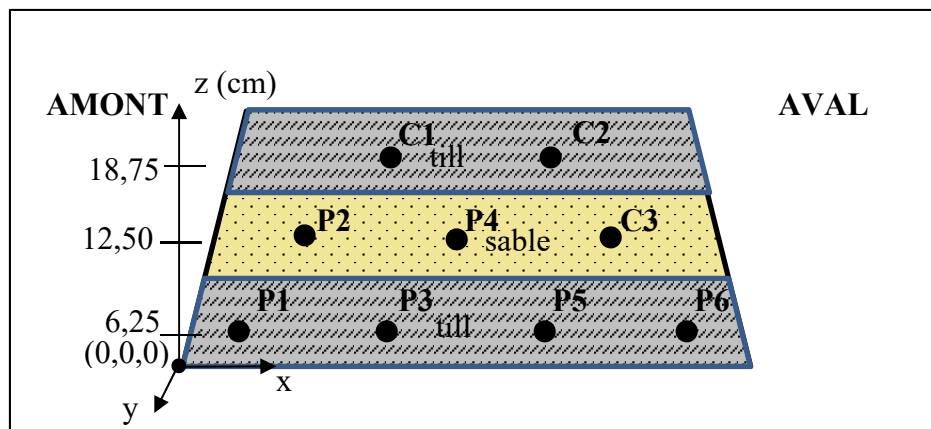


Figure 2.13 Croquis de l'emplacement des capteurs de pression (C1, C2 et C3) et des piézomètres (P1 à P6) avec la géométrie de l'essai n° 2

#### 2.4.5 Réalisation des essais

Pour chaque essai, il était prévu d'augmenter graduellement le niveau d'eau jusqu'à ce qu'il y ait érosion du noyau ou que le débit maximal disponible soit atteint. Cette augmentation graduelle du niveau d'eau est effectuée à l'aide de valves fixées dans le réservoir en amont du noyau. Ces valves, qui sont en fait des trop-pleins, permettent, lorsque ouvertes, de

stabiliser le niveau d'eau en amont du barrage au niveau désiré. Pour les deux essais, les niveaux d'eau pouvaient être ajustés à neuf paliers distants de 0,05 m chacun. Pour le premier essai, le premier palier était à un niveau de 0,20 m par rapport au bas du noyau alors que pour le deuxième essai dans la cuve, ces paliers ont été ajustés afin d'obtenir un premier palier au niveau de la première couche de till, soit à un niveau de 0,05 m par rapport au bas de la cuve. Le tableau 2.3 ainsi que les figures 2.14 et 2.15 présentent les paliers de niveaux d'eau prévus pour chaque essai. Il est à noter que le palier maximal prévu a été fixé pour le 1<sup>er</sup> essai et le 2<sup>e</sup> essai respectivement au 3<sup>e</sup> et au 6<sup>e</sup> palier en fonction des résultats de Dumberry (2017) avec les filtres G1 et G2. En effet, pour ces graviers, au débit d'eau maximal entrant, il n'est pas possible d'augmenter le niveau d'eau lorsque celui-ci est supérieur à la crête du noyau (plus de 0,30 m) étant donné la conductivité hydraulique élevée de ces matériaux.

Tableau 2.3 Paliers de niveau d'eau prévus pour chaque essai

Essai n°	Paliers (m)					
	P1	P2	P3	P4	P5	P6
1	0,20	0,25	0,30	-	-	-
2	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30

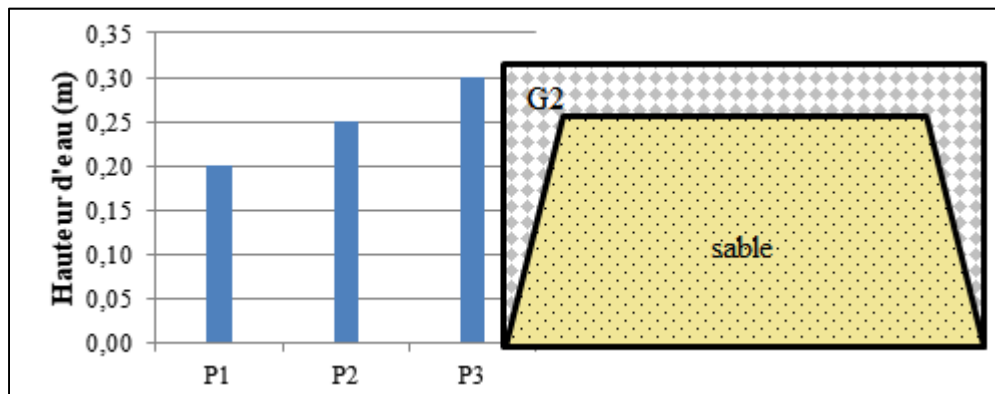


Figure 2.14 Paliers avec la géométrie de l'essai 1

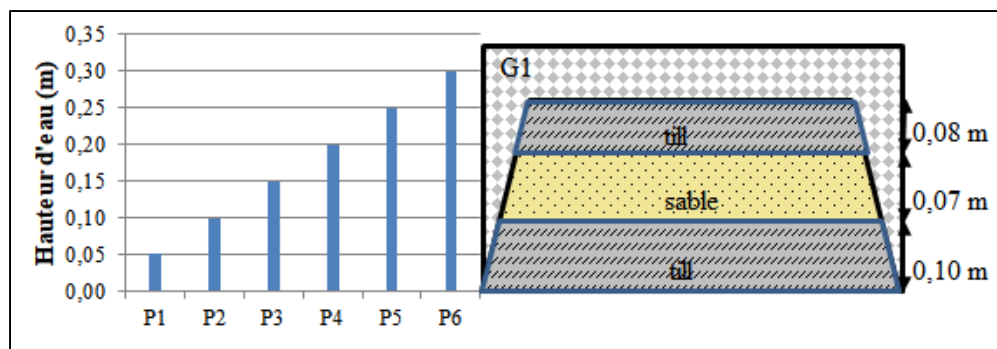


Figure 2.15 Paliers avec la géométrie de l'essai 2

Comme l'expérience avait pour objectif de déterminer l'influence de l'écoulement de l'eau en conditions non saturées et que l'expérience de Dumberry (2017) a démontré que l'érosion se produisait dans un court laps de temps suivant l'atteinte du palier, il a été décidé d'imposer le premier palier pendant une durée de l'ordre de trois heures alors que les autres paliers étaient maintenus pendant une durée de l'ordre d'une heure. En effet, il était considéré qu'après ce laps de temps écoulé (une heure), s'il n'y avait pas eu encore d'érosion, il n'y en aurait pas même si on prolongeait la durée du palier. C'est donc ainsi que les sollicitations hydrauliques étaient prévues pour chaque essai.

Le paragraphe suivant présente les manipulations prévues en cours d'essai. Dans un premier temps, avant d'ouvrir l'entrée d'eau, les systèmes d'acquisition de données pour les capteurs et pour la caméra filmant la vue d'ensemble ont été démarrés. Ensuite, suivant l'ouverture de l'entrée d'eau, l'ajustement du niveau d'eau amont était effectué et le débit d'entrée d'eau affiché par le débitmètre était noté. Le débit du trop-plein du réservoir amont était également mesuré à ce moment afin d'obtenir le débit d'entrée d'eau réel dans le barrage. Le débit du trop-plein était mesuré à l'aide d'un bécet étaloné et d'un chronomètre. Cette opération était effectuée au début de chaque palier (ajustement de la valve d'entrée d'eau pour obtenir le niveau d'eau amont désiré et notation du débit). Ensuite, les niveaux d'eau des piézomètres étaient notés au début aux 5 minutes, puis aux dix minutes, puis aux vingt minutes, jusqu'aux 30 minutes en suivant la stabilisation graduelle des niveaux d'eau. En présence d'érosion,

l'enregistrement de la caméra aval était démarré et des échantillons d'eau ont été prélevés suivant des pas de temps logarithmiques à la sortie d'eau du modèle (eau acheminée vers la colonne de sédimentation). L'intervalle de temps entre le prélèvement des échantillons était donc aux minutes au début puis cette intervalle était augmentée aux 5 minutes, puis aux 10 minutes et finalement aux 20 minutes suivant la diminution présumée de l'érosion jusqu'au changement de palier. Ces échantillons d'eau ont été prélevés à l'aide de flacons en plastique de 250 ou 500 ml. Lorsqu'il y avait érosion, la colonne de sédimentation était changée avant le début du palier suivant. Finalement, lorsque le débit d'eau était trop élevé pour le montage (débordement de la cuve sous le montage), l'essai était arrêté.

#### **2.4.6 Récupération des sédiments, démontage et prélèvement d'échantillons**

Une fois l'essai terminé, l'eau des colonnes de sédimentation a été vidée dans des contenant de plastique de 20 l et les sédiments restants dans les colonnes ont été mis dans des contenant de plastique de 20 l ou directement dans des bacs allant au four afin de mesurer la masse sèche des sédiments restants. Une fois les sédiments des chaudières décantés, ils étaient à leur tour transférés dans des bacs allant au four afin de mesurer leur masse sèche. Pour chaque contenant utilisé (contenant de plastique de 20 l ou colonne de sédimentation), les derniers sédiments restants étaient recueillis par lavage. La figure 2.16 de la page suivante présente un exemple du nettoyage d'une colonne de sédimentation.

La cuve au bas du montage était également vidée dans des chaudières afin de récupérer tout au moins en partie les sédiments qui n'ont pas été retenus à l'intérieur des colonnes de sédimentation. Tous ces sédiments étaient par la suite mis au four à 110° C afin d'obtenir la masse sèche de sédiments érodés.





Figure 2.16 Nettoyage d'une colonne de sédimentation

Ensuite, le filtre était excavé jusqu'à ce qu'on voit le dessus du noyau. À ce moment, des échantillons des portions amont (1 échantillon) et aval (2 échantillons) du noyau ont été prélevés afin de permettre d'effectuer ultérieurement des analyses par microtomodensitométrie. Ces échantillons ont été prélevés en enfonçant un cylindre d'aluminium de 100 mm de diamètre dans le noyau par battage à l'aide d'un marteau sur une planche de bois. Une fois les cylindres bien enfoncés, les sols autour de ceux-ci étaient enlevés puis une planche de plastique avec une extrémité en biseau était placée sous le cylindre afin de sortir ceux-ci sans perdre de sols. Finalement, la planche était scellée au cylindre d'aluminium à l'aide d'un joint de silicone. Les figures 2.17 et 2.18 suivantes montrent l'emplacement des échantillons ainsi prélevés pour chaque essai.

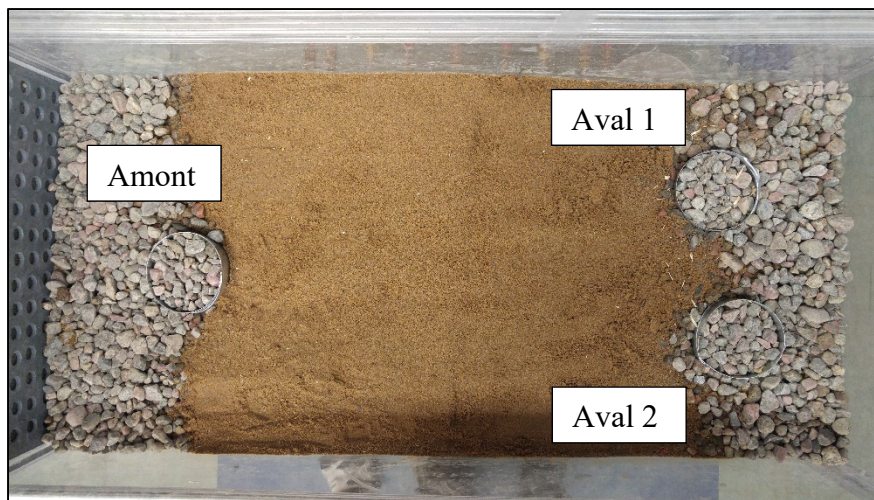


Figure 2.17 Prélèvement des échantillons pour l'analyse par microtomodensitométrie – Essai n° 1

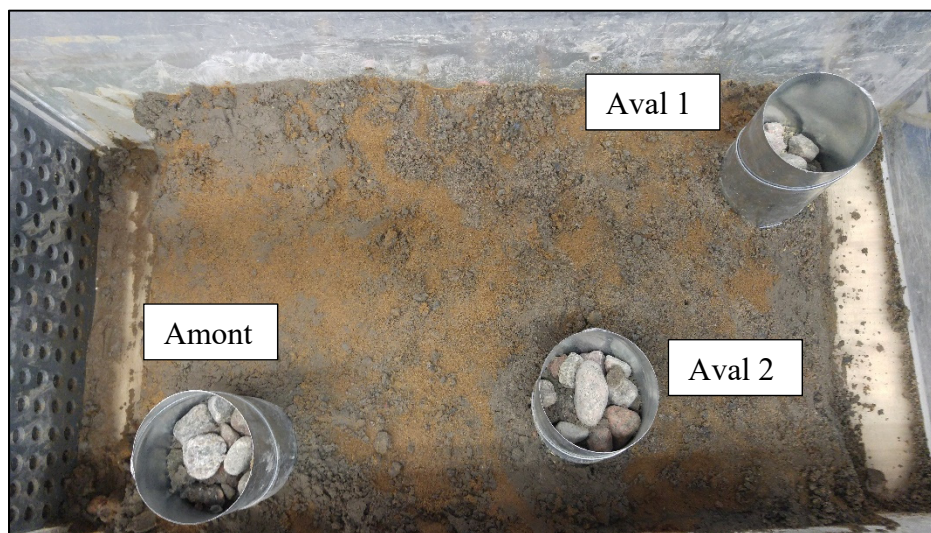


Figure 2.18 Prélèvement des échantillons pour l'analyse par microtomodensitométrie – Essai n° 2

Pour l'essai n° 2, la position des échantillons prélevés pour l'analyse par microtomodensitométrie a été ajustée en fonction de la position des piézomètres et de la forme finale du noyau. Les échantillons prélevés ont été conservés au laboratoire, mais aucune analyse par

microtomodensitométrie n'a été effectuée dans le cadre de ce projet. Ces analyses seront réalisées dans le cadre d'un projet centré sur la microtomodensitométrie.

Pour terminer, le reste des sols de la cuve étaient excavés de l'amont vers l'aval. Ces sols excavés étaient placés dans des sacs préalablement identifiés en fonction de l'emplacement des sols dans le noyau (soit amont, centre ou aval).

## **2.5 Caractérisation post-expérimentale des matériaux**

Les articles suivants présentent les manipulations et essais effectués suite au démontage des essais en cuve, soit le bilan de masse, les analyses granulométriques sur les sédiments érodés ainsi que la mesure des solides totaux.

### **2.5.1 Bilan de masse**

Afin d'obtenir la masse sèche totale érodée pour chaque essai, l'ensemble des sédiments recueillis ont été séchés au four puis pesés à l'aide d'une balance précise aux 0,001 g. Étant donné les grandes teneurs en eau des sédiments érodés et afin de s'assurer qu'ils soient bien sèches, ceux-ci ont été laissés au four à 110°C pour une période d'une semaine.

### **2.5.2 Solides totaux**

Pour la mesure de la concentration des solides totaux, les sédiments présents dans les échantillons prélevés dans des contenant en plastiques de 250 ou 500 mL ont été transférés dans des bols et ont été mis au four à 110°C afin d'obtenir leur masse sèche. Le volume d'eau des échantillons a pour sa part été estimé par mesure de la masse du contenant vide suivi de la mesure de la masse du contenant rempli d'eau jusqu'au niveau d'eau observé dans les contenants pendant l'essai. La différence entre ces deux masses donne la masse d'eau et considérant une masse volumique de  $1 \text{ g/cm}^3$ , on obtient donc le volume d'eau. La

concentration de solides totaux mesurés correspond à la masse sèche de sédiments divisée par le volume d'eau.

### 2.5.3 Analyses granulométriques

Des analyses granulométriques d'échantillons représentatifs des sédiments érodés pour chaque palier de chaque essai ont été effectuées à l'aide d'un granulomètre laser de marque *Malvern Instruments*, modèle *Mastersizer 3000* (figure 2.8). Ces analyses granulométriques devaient permettre d'obtenir la répartition des tailles de grains érodés en fonction des différents paliers. Préalablement à ces analyses, le quartage et le tamisage des échantillons jusqu'à la quantité et la taille (inférieure à 2 mm) requise pour les essais ont été effectués.

## 2.6 Corrélation d'images numériques

Afin d'effectuer la corrélation d'images numériques, des images ont été extraites des vidéos enregistrées. Pour ce faire le logiciel gratuit *VSDC Free video converter* (Flash-Integro LCC, 2011-2017) a été utilisé. Chaque vidéo a été visualisée et, en présence de mouvement, les images ont été extraites. En absence de mouvement apparent, les images ont été relevées selon un intervalle de temps régulier. Pour chaque vidéo, entre 24 et 178 images ont ainsi été extraites.

Ces images ont par la suite été importées dans le logiciel *PIVLab* (Thielicke et Stamhuis, 2014). Ce logiciel utilise un code source dans le programme *MATLAB* (The MathWorks Inc., 2016) qui permet à l'aide d'une interface d'importer et d'effectuer la comparaison d'images (2 par 2). Préalablement à la comparaison des images, un filtre *CLAHE* (*contrast-limited adaptive histogram equalization*) de 20 pixels a été appliqué afin d'augmenter le contraste. Pour l'analyse des séquences d'images, l'algorithme *FFT window deformation* basé sur la transformée de Fourier avec trois passes a été utilisé. L'aire de la zone d'interrogation a été fixée à 128 par 64 pixels pour la première passe puis à 64 par 32 pixels pour les deuxième et troisième passes. Une fois la séquence d'images analysée par le logiciel, le traitement des vecteurs a été effectué. Les vecteurs erronés ont été rejetés manuellement ou à l'aide d'un

filtre qui permet de sélectionner les valeurs maximale et minimale des vecteurs. Pour ces corrections, l'interpolation des vecteurs résultants a été permise. Les résultats du logiciel *PIVLab* (Thielicke et Stamhuis, 2014) ont par la suite été exportés sous forme de matrices dans le programme *MATLAB* (The MathWorks Inc., 1994-2016) puis l'intégration de l'ensemble des vecteurs a été effectuée. Finalement, afin d'obtenir la correspondance entre les pixels et les déplacements en millimètres, l'image de calibration avec la grille a été importée dans le logiciel *PIVLab* (Thielicke et Stamhuis, 2014).



## **CHAPITRE 3**

### **RÉSULTATS – VOLET EXPÉRIMENTAL**

Dans ce chapitre, les résultats des deux essais effectués dans la cuve sont présentés. Ces résultats comprennent la caractérisation initiale des matériaux, les observations en cours d'essai, les niveaux d'eau, le bilan de masse ainsi que la caractérisation post-expérimentale des matériaux. Finalement, les résultats de l'analyse de la corrélation d'images numériques sont présentés.

#### **3.1 Caractérisation initiale des matériaux**

Les articles suivants présentent les résultats de la caractérisation initiale des matériaux, soit les résultats des analyses granulométriques et de l'essai de compactage.

##### **3.1.1 Analyses granulométriques**

Les résultats des analyses granulométriques par tamisage et par laser des matériaux avant les essais sont présentés au tableau 3.1 ainsi que sous forme graphique à la figure 3.1. Les résultats des analyses granulométriques du till, du filtre G1 et du filtre G2 effectués par Dumberry (2017) sont également présentés sur cette figure. Il est à noter qu'à l'exception de la limite granulométrique pour l'argile qui correspond à celle d'usage dans la pratique au Québec, les limites granulométriques présentées ci-dessous et utilisées dans le cadre de ce mémoire sont celles du système de classification unifiée des sols (USCS). La courbe granulométrique du till corrigée au passant 4,75 mm est également présentée sur cette figure.

Tableau 3.1 Résultats des analyses granulométriques avant les essais

Matériaux	% Passant et dimension des tamis				Coefficients d'uniformité et de courbure	
	% gravier > 4,75 mm	% sable < 4,75 mm et > 75 µm	% silt < 75 µm et > 2 µm	argile < 2 µm	$C_u$ ( $D_{60}/D_{10}$ )	$C_c$ $\left(\frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}}\right)$
Till Dumberry (2017)	16,7	52,6	29,9	0,8	19,8	0,4
Till	23,0	49,5	26,2	1,3	29,3	0,5
G1 Dumberry (2017)	100,0	0,0	0,0	0,0	1,5	1,0
G2 Dumberry (2017)	100,0	0,0	0,0	0,0	1,9	1,2
Bomix Essai n° 1	0,0	95,7	4,0	0,3	3,7	1,1
Bomix Essai n° 2	0,0	92,9	6,8	0,3	3,4	1,1

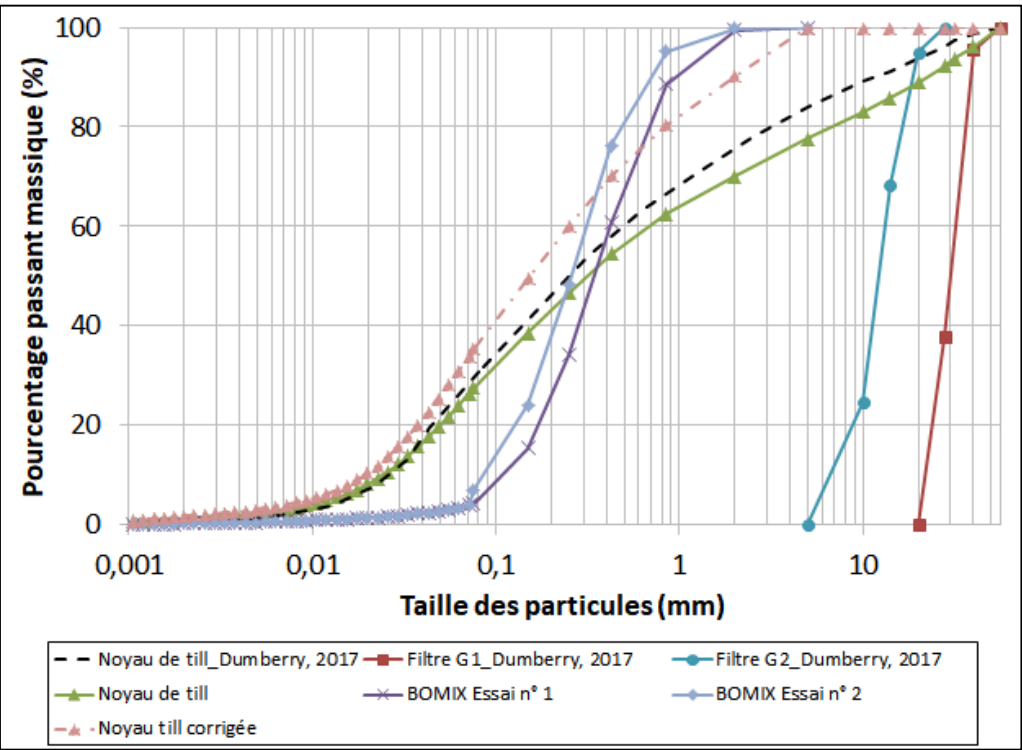


Figure 3.1 Courbes granulométriques des matériaux avant les essais



Selon ces résultats, le till est composé d'un sable silteux avec un peu de gravier et des traces d'argile. Selon Holtz et Kovacs (1981), pour avoir un sol avec une courbe granulométrique étalée, il faut un  $C_u$  supérieur à 15 ainsi qu'un  $C_c$  situé entre 1 et 3. Puisque la valeur de  $C_c$  du till est de 0,4 et 0,5, il s'agirait plutôt d'un sol peu étalé selon cette référence. Dans la pratique courante en géotechnique au Québec, un matériau dont la courbe granulométrique présente une droite passant par toutes les tailles granulométrique comme celle du till ci-dessus est considéré comme un matériau avec une granulométrie étalée. Les sables *BOMIX*, qui sont composés d'un sable avec des traces de silt, ainsi que les filtres G1 et G2 présentent pour leur part une courbe granulométrique plutôt uniforme. Selon l'USCS, le till serait de classification SM, les sables *BOMIX* seraient de classification SP alors que les filtres G1 et G2 seraient de classification GP.

### **3.1.2 Teneur en eau et essai de compactage**

Avant d'être mis en place dans la cuve, le till avait une teneur en eau naturelle mesurée de 4,7 %. Un essai de compactage avait été effectué sur celui-ci par Dumbery (2017). La courbe de compactage obtenue est présentée à la figure 3.2 alors que la courbe de compactage obtenue pour le sable *BOMIX* est présentée à la figure 3.3.

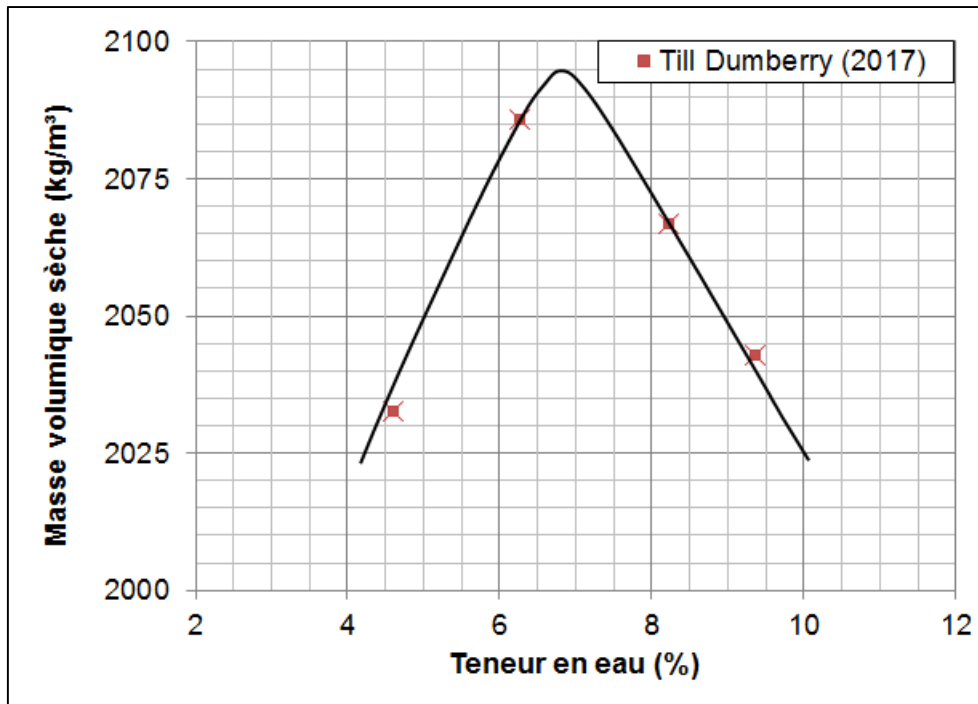


Figure 3.2 Courbe de compactage Till  
Adaptée de Dumberry (2017, p. 44)

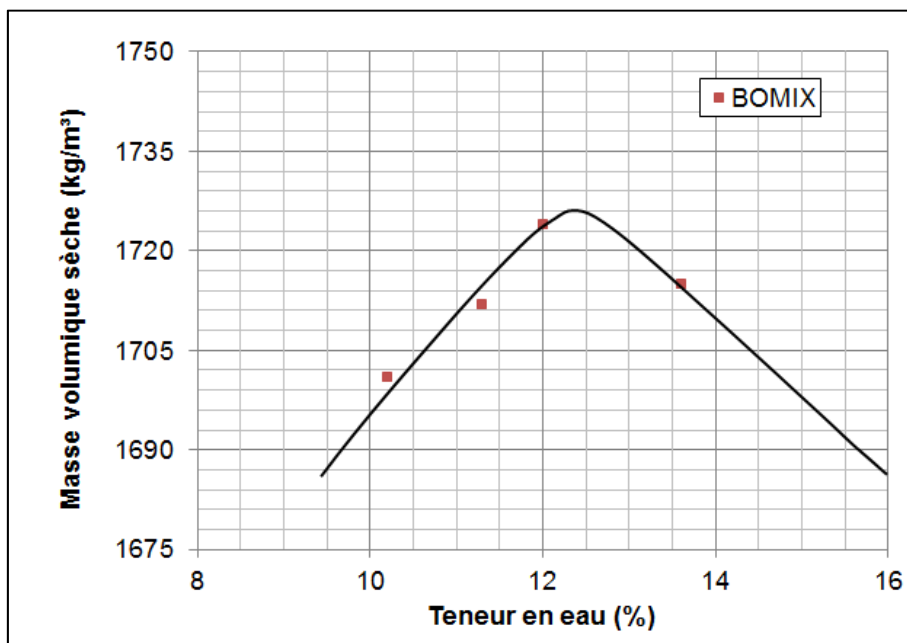


Figure 3.3 Courbe de compactage sable *BOMIX*

Le tableau 3.2 présente la masse volumique maximale ainsi que la teneur en eau optimale déduites de ces courbes des essais Proctor en comparaison avec la masse volumique et la teneur en eau utilisée pour la mise en place des matériaux. La compacité relative définie par l'équation 3.1 suivante est également présentée.

$$CR (\%) = \left( \frac{\rho_d}{\rho_{dmax}} \right) \times 100 \quad (3.1)$$

Tableau 3.2 Masse volumique maximale, teneur en eau optimale et conditions de mise en place

Matériaux	Proctor		Mise en place		
	$\rho_{dmax}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$w$ (%)	$CR$ (%)
Till	2095	6,75	2095	7	100
Sable <i>BOMIX</i>	1725	12,4	1710	10	99

### 3.2 Débits, observations en cours d'essai et niveaux d'eau

Les articles suivants détaillent les résultats concernant les débits, les observations en cours d'essai ainsi que les niveaux d'eau mesurés.

#### 3.2.1 Débits et observations en cours d'essai

Les résultats des débits et des observations en cours d'essai sont présentés aux tableaux 3.3 et 3.4 respectivement pour les essais n° 1 et n° 2. Les débits présentés dans ces tableaux ont été corrigés en fonction de la courbe de calibration présentée à la figure 2.3. Le débit mesuré pour le trop-plein amont ainsi que le débit réel entrant dans le barrage correspondant à la différence entre le débitmètre corrigé et le trop-plein sont également présentés. Le temps présenté dans ces tableaux correspond au temps depuis le démarrage de l'essai.

Tableau 3.3 Débits et observations essai n° 1

Description		Paliers (m)			
		P3 et P1 (0,30 et 0,20)	P1 (0,20)	P2 (0,25)	P3 (0,30)
Temps (min)		0	10	190	350
Débit (l/min)	Débitmètre corrigé	123,52	1,89	1,67	26,37
	Trop-plein amont	15,16	1,50	0,00	0,00
	Entrant réel	108,36	0,39	1,67	26,37
Observations partie aval		Érosion lorsque le niveau d'eau amont atteint la crête du noyau	Aucune	Érosion au début du palier	Débordement de la cuve

Pour le premier essai, le débit entrant dans le montage au démarrage était de l'ordre de 123 l/min. Le niveau d'eau amont a donc monté jusqu'à la crête du noyau correspondant au 3<sup>e</sup> palier, puis le débit entrant dans le montage a été réduit à 1,89 l/min dix minutes plus tard pour être stabilisé au 1<sup>er</sup> palier. De l'érosion a été observée du côté aval lorsque le niveau d'eau a atteint le 3<sup>e</sup> palier. L'érosion a cessé lorsque le niveau d'eau a été abaissé au 1<sup>er</sup> palier. Après un délai de l'ordre de trois heures (190 minutes), le débit d'entrée d'eau dans le montage a été ajusté à 1,67 l/min pour stabiliser le niveau d'eau amont au 2<sup>e</sup> palier. Il est à noter qu'à ce moment, aucune eau ne s'écoulait par le trop-plein amont. De l'érosion de la partie aval du noyau a été notée à ce moment. Finalement, après un délai de deux heures, le débit a été augmenté à 26,37 l/min, puis l'essai a été arrêté dix minutes plus tard étant donné que la cuve sous le montage débordait. Cela signifie que le débit d'eau sortant du montage était trop grand pour les tuyaux d'évacuation d'eau de la cuve. Finalement, il a été noté que l'érosion de la portion aval du noyau semblait suivre le profil de l'écoulement de l'eau. En effet, la surface de la forme finale du noyau érodé semble être parallèle à celle de l'écoulement de l'eau. Ces surfaces sont présentées sur la figure 3.4 ci-dessous.

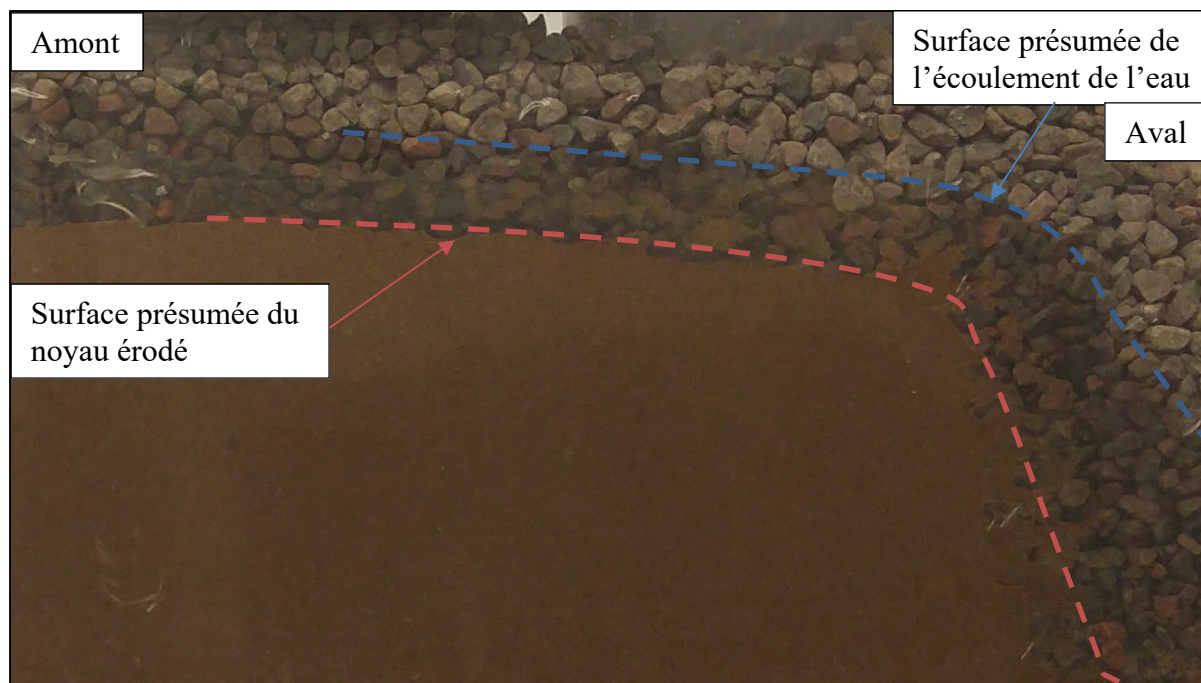


Figure 3.4 Forme finale du noyau érodé, avant du montage essai n° 1

Pour le deuxième essai, le débit entrant dans le montage a été ajusté à 2,47 l/min pour permettre la stabilisation du niveau d'eau amont au premier palier. Après environ trois heures (190 minutes), le niveau d'eau amont a été augmenté au 2<sup>e</sup> palier avec un débit entrant augmenté à 6,99 l/min. Près de deux heures après (296 minutes depuis le début de l'essai), le débit a été augmenté à 27,94 l/min pour stabiliser le niveau d'eau amont au 3<sup>e</sup> palier. Pour ces trois premiers paliers pour lesquels le niveau d'eau amont maximal était localisé au troisième palier, soit sous le dessus de la couche de sable, aucun écoulement d'eau n'a été observé du côté aval du montage. Ce n'est que lorsque le niveau d'eau amont a été augmenté au 4<sup>e</sup> palier avec un débit de 23,15 l/min que quelques gouttes ont été observées au niveau de la fente aval du montage. De plus, de l'érosion de la partie aval a été observée, mais seulement à l'arrière du montage. Cette érosion a progressé vers l'avant du montage au palier 5. Cette progression de l'arrière vers l'avant du montage a été observée pour les deux essais et est illustrée à la figure 3.5.

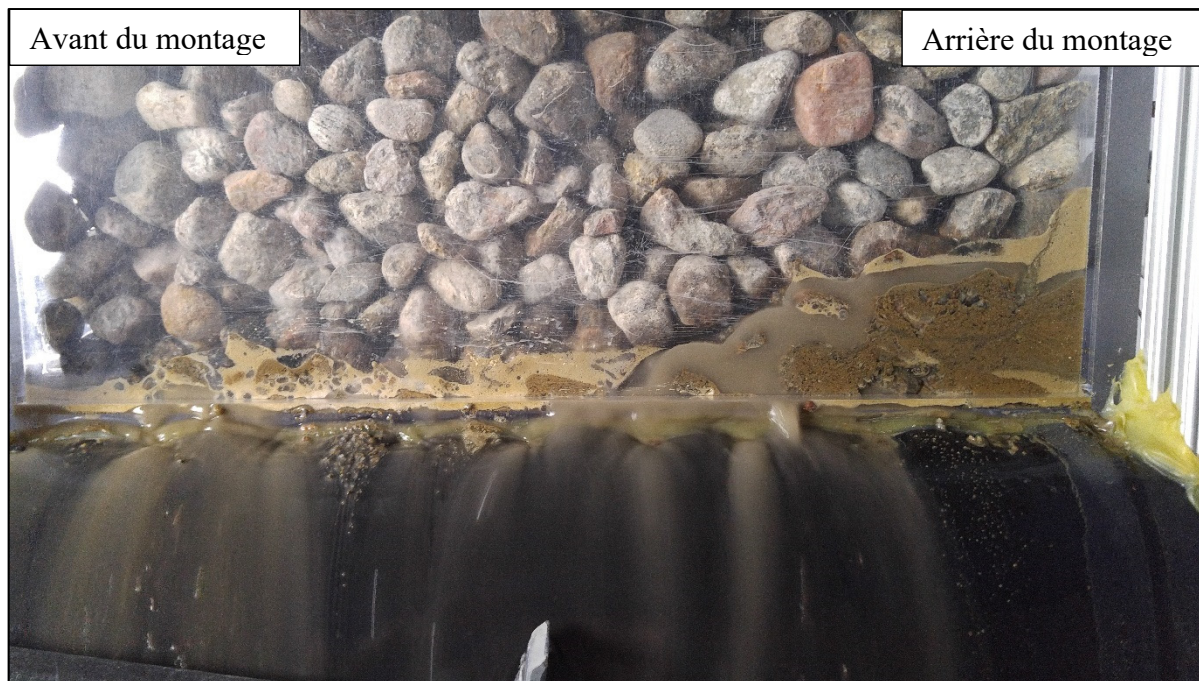


Figure 3.5 Progression de l'érosion de l'arrière vers l'avant du montage, côté aval essai n° 2

Tableau 3.4 Débits et observations essai n° 2

Description		Paliers (m)					
		P1 (0,05)	P2 (0,10)	P3 (0,15)	P4 (0,20)	P5 (0,25)	P6 (0,30)
Temps (min)		0	190	296	350	1523	1674
Débit (l/min)	Débitmètre corrigé	2,47	6,99	27,94	23,15	6,87	123,52
	Trop-plein amont	2,38	6,66	15,16	12,93	0,00	0,00
	Entrant réel	0,09	0,33	12,78	10,22	6,87	123,52
Observations partie aval		Aucun écoulement	Aucun écoulement	Aucun écoulement	Érosion de la partie arrière du montage	Propagation de l'érosion vers la partie avant du montage	Débordement de la colonne de sédimentation et de la cuve

Comme on peut le constater sur la figure 3.6, c'est la couche de sable entre les deux couches de till qui a été érodée en premier. Ce phénomène s'est produit lorsque le niveau d'eau est passé au-dessus de la surface de cette couche (à partir du 4<sup>e</sup> palier).



À partir du 5<sup>e</sup> palier, soit lorsque le niveau d'eau amont s'est retrouvé au niveau de la crête du noyau, un phénomène de renard a été observé dans la couche de sable. Cette érosion régressive a progressée de l'aval vers l'amont du noyau, soit jusqu'à la couche de till.



Figure 3.6 Formation d'un renard, côté aval à l'arrière du montage essai n° 2

Une fois la couche de sable érodée, la partie supérieure du noyau composé du till s'est abaissée (tassement) et celui-ci a été érodé à son tour. La figure 3.7 montre l'érosion du till qui était parallèle à l'écoulement de l'eau à l'intérieur du filtre. Cette érosion parallèle à l'écoulement de l'eau est également constatée sur la forme finale à l'avant du montage de la portion aval du noyau érodé telle que présentée à la figure 3.8.



Figure 3.7 Érosion du till parallèlement à l'écoulement de l'eau, côté aval à l'arrière du montage essai n° 2



Figure 3.8 Forme finale du noyau érodé, avant du montage essai n° 2

Finalement, il est à noter que pour les deux essais, des décrochements du noyau ont été observés du côté amont. Ceux-ci sont montrés pour les deux essais à la figure 3.9.



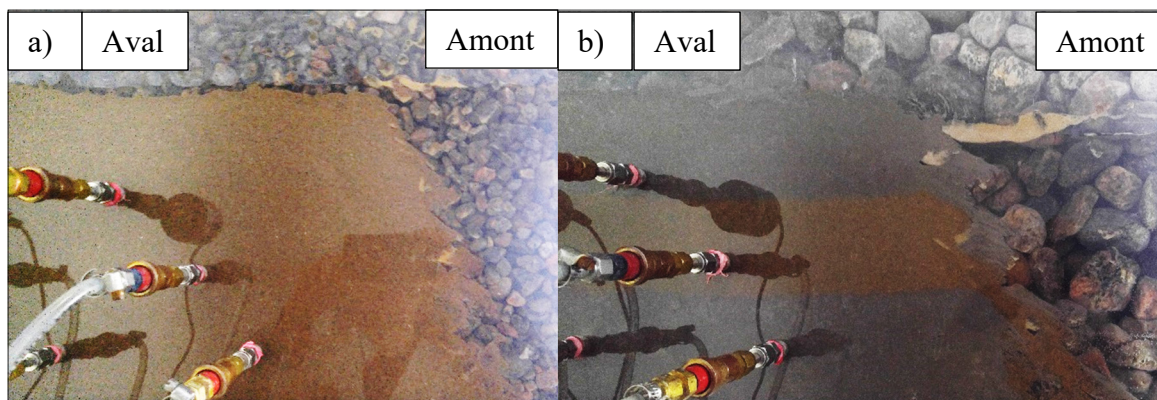


Figure 3.9 Décrochements côté amont à l'arrière du montage a) essai n° 1 b) essai n° 2

### 3.2.2 Niveaux d'eau

Les résultats des niveaux d'eau mesurés manuellement pour les piézomètres ainsi que les résultats des capteurs de pression pour les deux essais sont présentés sous forme graphiques en fonction du temps depuis le début de l'essai. La figure 3.10 concerne les résultats de l'essai numéro 1 alors que les figures 3.11 et 3.12 concernent respectivement le début et la fin de l'essai numéro 2 qui s'est déroulé sur une période de deux jours. Le graphique de l'ensemble de la période de l'essai 2 est présenté à l'annexe II.

Il est à noter que pour le premier essai, les niveaux d'eau des piézomètres ont été corrigés en fonction des niveaux d'eau des capteurs puisque le niveau d'eau initial des piézomètres avant le début de l'essai n'avait pas été relevé. Sur la figure 3.10, on remarque qu'à l'exception des niveaux d'eau du capteur 3 et du piézomètre 6 qui sont plus bas, les niveaux d'eau des piézomètres et des capteurs se sont stabilisés à 30 cm par rapport au bas de la cuve vers la fin du premier palier. Lors du deuxième palier, les niveaux d'eau du capteur 1 et des piézomètres 1, 2, 3 et 5 se sont stabilisés à un peu plus de 35 cm. Le capteur 2 et le piézomètre 4 se sont plutôt stabilisés à un peu plus de 30 cm alors que le capteur 3 et le piézomètre 6 se sont stabilisés à un niveau de l'ordre de 15 cm. Pour le dernier palier, les niveaux d'eau se sont élevés jusqu'à un niveau près de 40 cm avant que l'essai ne soit arrêté.

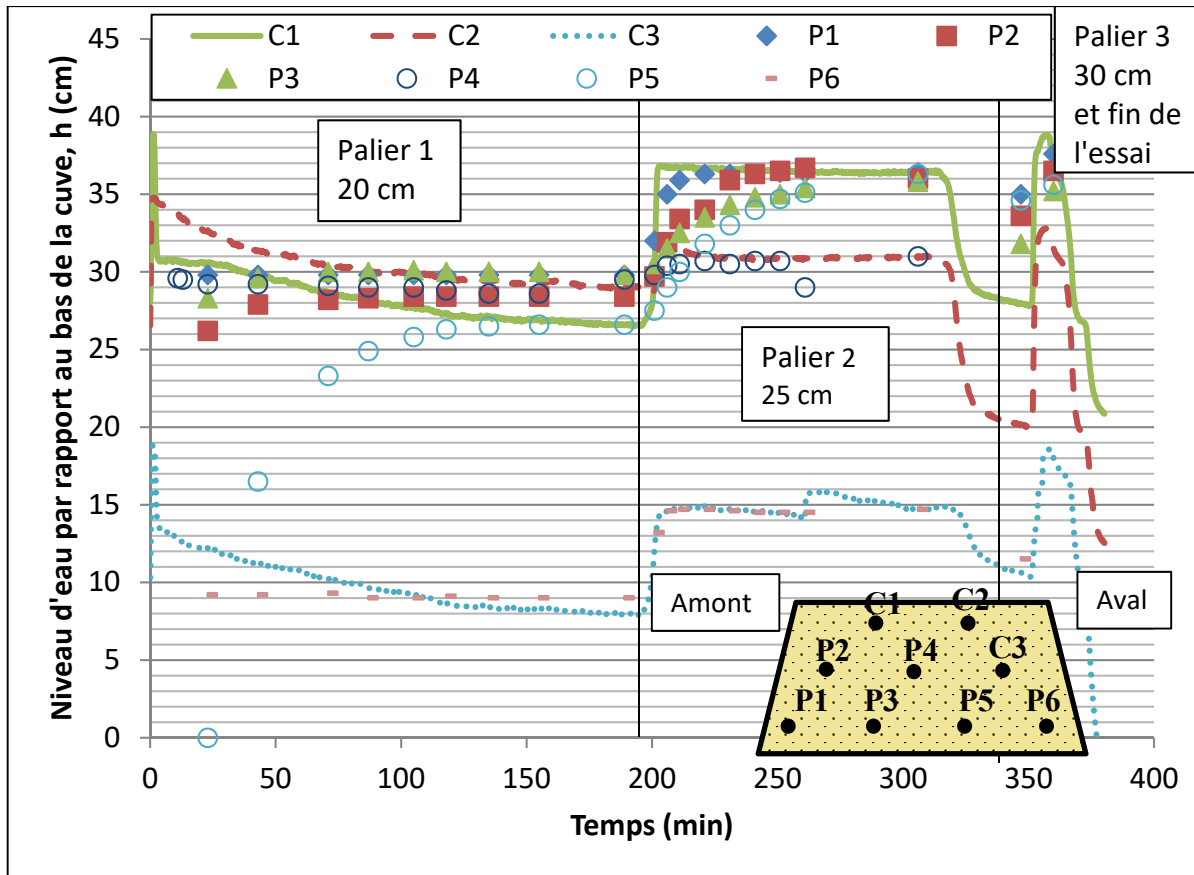


Figure 3.10 Niveau d'eau des piézomètres et capteurs, essai n° 1

Pour le deuxième essai, lors du premier palier (5 cm), à l'exception du piézomètre 2 qui n'a pas répondu, les niveaux d'eau des capteurs et piézomètres ont monté jusqu'à environ 10 cm. Il est à noter qu'au terme de ce palier (après 200 minutes), les niveaux d'eau n'étaient pas encore stabilisés. Au deuxième palier (10 cm), les niveaux d'eau du capteur 1 et des piézomètres 1 et 3 se sont stabilisés vers 20 cm alors que le capteur 2 et les piézomètres 4 et 6 ont atteint un niveau d'eau près de 15 cm. Le capteur 3 ainsi que le piézomètre 5 ont, pour leur part, atteint un niveau d'eau légèrement inférieur à 10 cm. Pour les paliers 3 et 4 (15 et 20 cm), à l'exception du piézomètre 5 où le niveau d'eau a augmenté de façon constante avec le temps, les mêmes groupes de capteurs et piézomètres se sont suivis.

En effet, les niveaux d'eau du capteur 1 ainsi que des piézomètres 1 et 3 se sont stabilisés vers 25 cm pour le palier 3 et vers 30 cm pour le palier 4 alors que les niveaux d'eau du capteur 2 et les piézomètres 4 et 6 se sont stabilisés vers 20 cm pour le palier 3 et 24 cm pour le palier 4. Finalement, le niveau d'eau du capteur 3 pour sa part s'est stabilisé vers 10 et 12 cm respectivement pour le palier 3 et le palier 4.

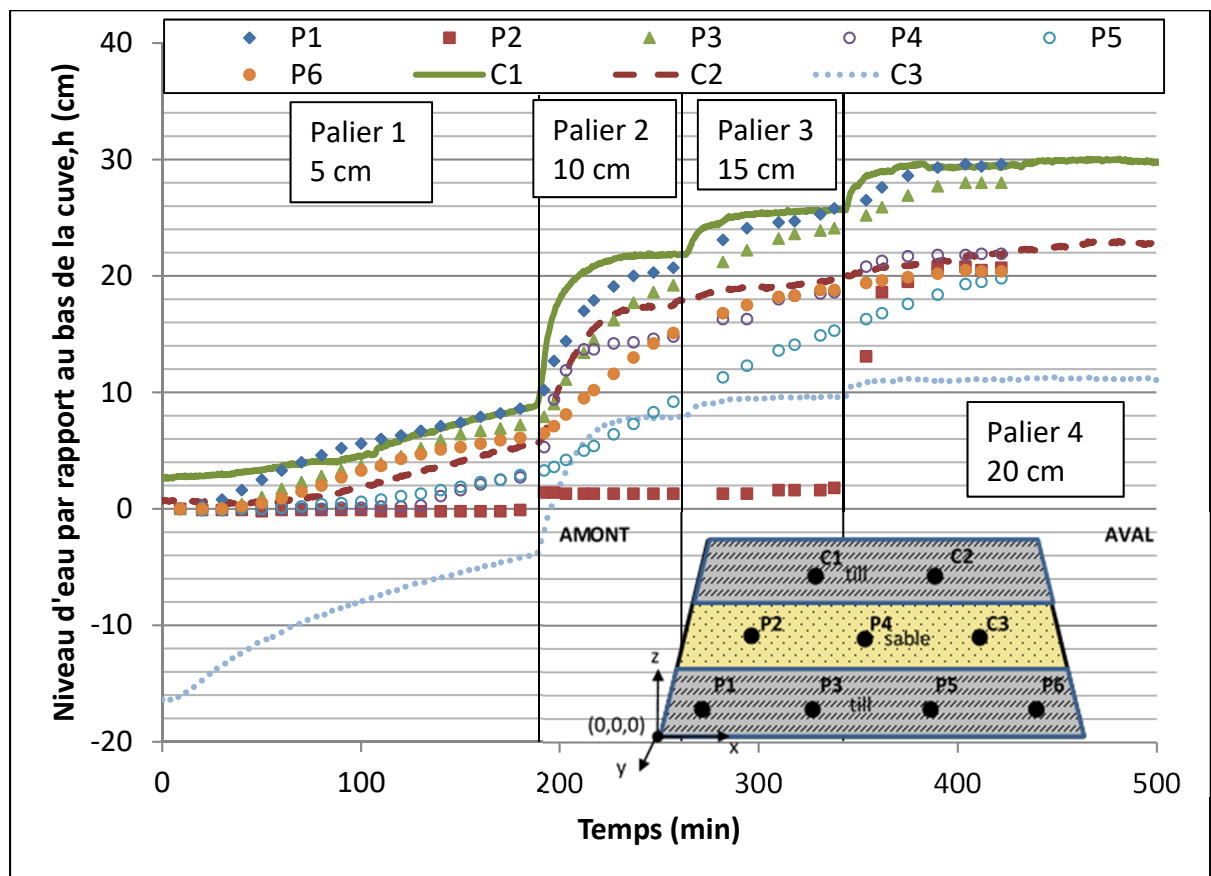


Figure 3.11 Niveau d'eau des piézomètres et capteurs, début de l'essai n° 2

Pour les paliers 5 et 6 (25 et 30 cm), les niveaux d'eau du capteur 1 et des piézomètres 1 et 4 se sont stabilisés vers 33 et 35 cm. Les niveaux d'eau des piézomètres 2, 3, 5 et 6 sont pour leur part restés sous le niveau d'eau du capteur 2. Ce dernier a présenté une baisse importante et soudaine du niveau d'eau au début de l'essai suivi d'une remontée rapide jusqu'à 28 cm. Après, le niveau d'eau de ce capteur a baissé jusqu'à environ 24 cm pour remonter vers 28

cm à la fin du palier 5. Au cours du dernier palier, une légère augmentation du niveau d'eau (1 cm) a été observée pour ce capteur. En ce qui concerne le capteur 3, lors des paliers 5 et 6, les niveaux d'eau se sont stabilisés vers 13 et 15 cm. Finalement, une baisse soudaine du niveau d'eau a été observée pour les capteurs 1 et 3, un peu avant la fin du palier 5. Cette baisse est associée à l'ajustement du débit causé par le débordement de la cuve entre les 2 paliers.

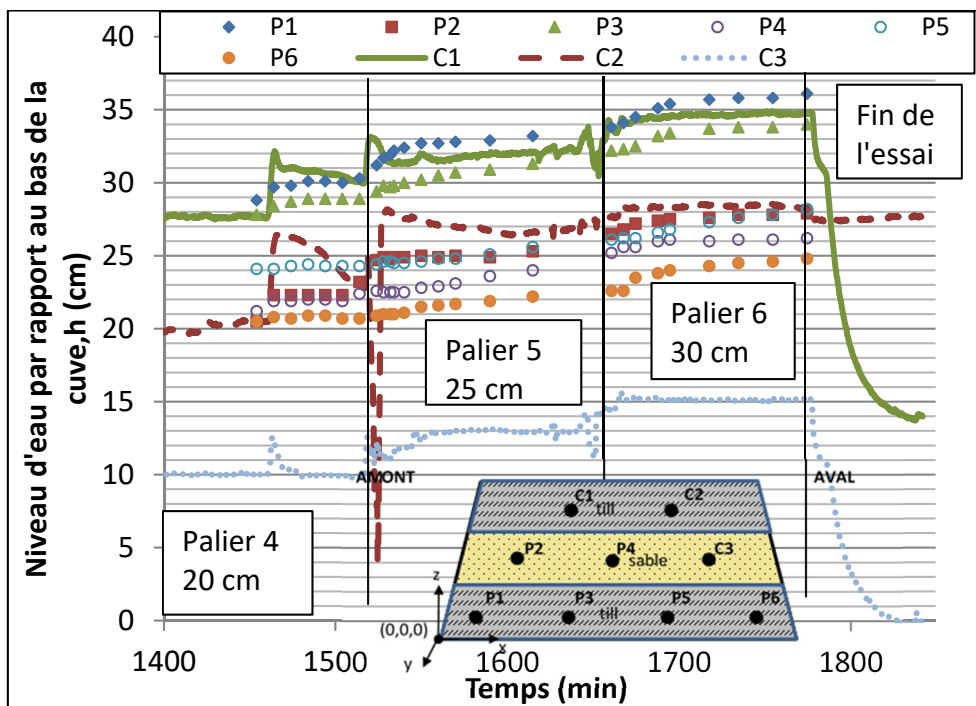


Figure 3.12 Niveau d'eau des piézomètres et capteurs, fin de l'essai n° 2

### 3.3 Bilan de masse et solides totaux

Le tableau 3.5 présente le bilan de masse pour chaque essai. Ce bilan de masse quantifie la masse totale de sédiments érodés par palier (incluant s'il y a lieu la masse des échantillons pour l'analyse des solides totaux) ainsi que le pourcentage de masse érodée par rapport à la masse initiale du noyau pour chaque essai. Les sédiments érodés sont en fait l'ensemble des sédiments recueillis dans la colonne de sédimentation et dans la cuve localisée sous le montage.

Tableau 3.5 Bilan de masse pour les deux essais

	Essai n° 1			Essai n° 2		
<b>Masse initiale du noyau (kg)</b>	160,31			181,75		
	<b>Hauteur d'eau (cm)</b>	<b>Masse érodée (kg)</b>	<b>%</b>	<b>Hauteur d'eau (cm)</b>	<b>Masse érodée (kg)</b>	<b>%</b>
<b>Palier 1</b>	20	1,2945*	0,81	5	0	0
<b>Palier 2</b>	25	0,6547	0,41	10	0	0
<b>Palier 3</b>	30	1,6963	1,06	15	0	0
<b>Palier 4</b>	-	-	-	20	0	0
<b>Palier 5</b>	-	-	-	25	25,4460	14,00
<b>Palier 6</b>	-	-	-	30	3,9744	2,19
<b>Total</b>	-	3,6455	2,28	-	29,4204	16,19
*Le niveau d'eau a monté jusqu'au palier 3 au début de l'essai						

Dans ce tableau on observe que des sédiments ont été érodés seulement lorsque le niveau d'eau a dépassé le niveau de la crête du noyau (lorsqu'il y a eu franchissement de noyau), soit au palier 3 pour l'essai n° 1 et au palier 5 pour l'essai n° 2.

Les résultats des solides totaux mesurés lors du palier 5 de l'essai n° 2 sont présentés à la figure 3.13 suivante en fonction du temps. Les résultats suivent une fonction de puissance décroissante dans le temps. L'équation ainsi que le coefficient de régression obtenus pour la fonction de puissance sont présentés sur le graphique.

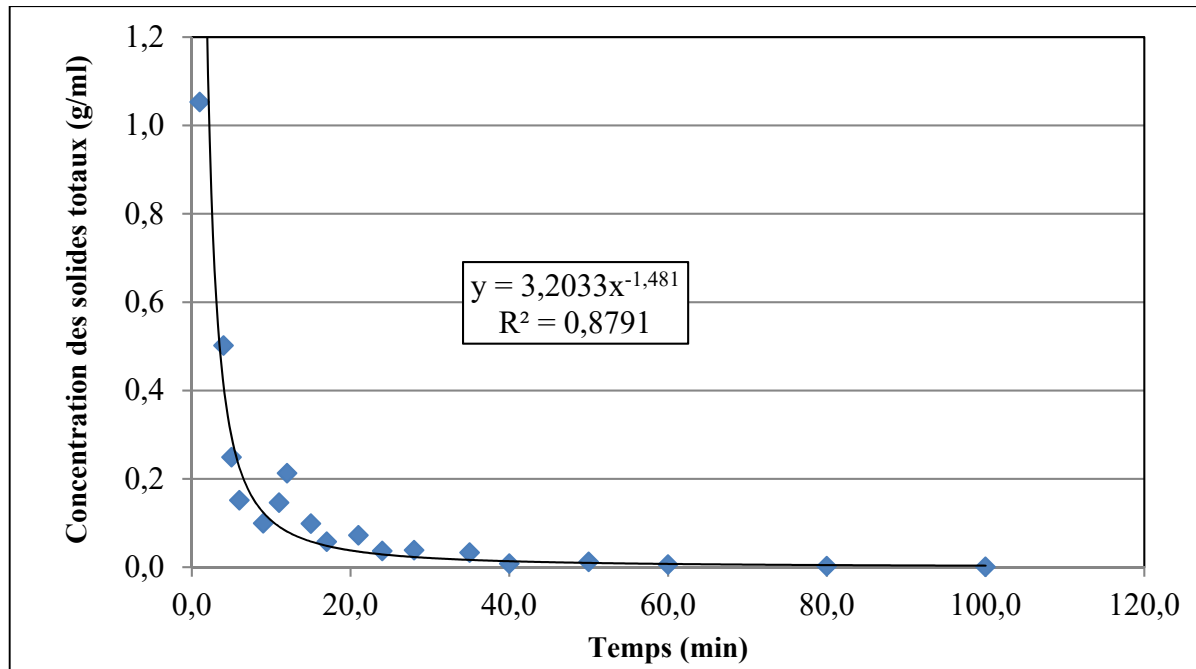


Figure 3.13 Résultats des solides totaux mesurés lors du palier 5 de l'essai n° 2

### 3.4 Caractérisation post-expérimentale des matériaux

L'article suivant présente les analyses post-expérimentales des matériaux, soit les analyses granulométriques effectuées sur les sédiments érodés.

Les résultats des analyses granulométriques des sédiments des essais n° 1 et 2 sont présentés à la figure 3.14 de la page suivante. Sur cette figure, on remarque que la taille des sédiments érodés augmente entre chaque palier. On remarque également que les courbes granulométriques des sédiments érodés de l'essai n° 2 sont situées entre le sable *BOMIX* et le till. Il s'agit donc d'un mélange des deux matériaux, ce qui est concordant avec les observations de l'essai n° 2 (cycles d'érosion du sable suivie de l'érosion du till).

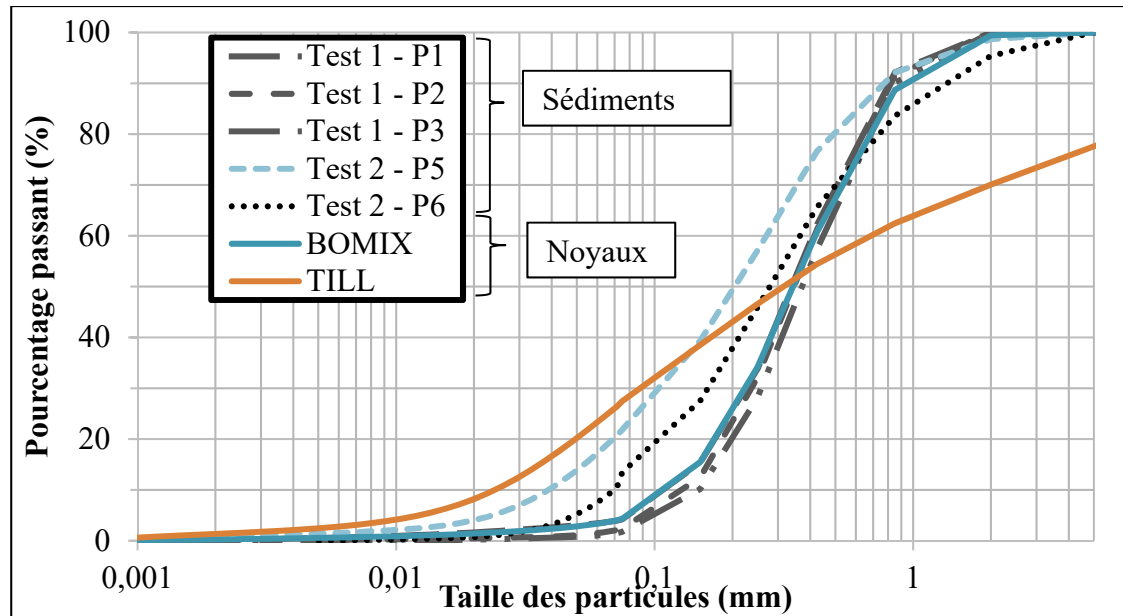


Figure 3.14 Résultats des analyses granulométriques des sédiments

### 3.5 Corrélation d'images numériques

Tel que mentionné à l'article 2.6, le déplacement moyen a été obtenu en effectuant l'intégrale des vecteurs obtenus par l'analyse des séquences d'images dans le logiciel *PIVLab*. Compte tenu du grand nombre d'images analysées, il n'est pas possible de présenter l'ensemble des résultats de cette analyse dans ce mémoire. Cependant, les déplacements moyens obtenus de la corrélation d'images numériques sont présentés sous forme graphique en fonction de la masse érodée à la figure 3.15. Il est à noter que les résultats du palier 5 de l'essai 2 ont été exclus de la régression. Pour ce palier, étant donné que des grains sont restés collés à la paroi de plexiglass au moment de l'érosion, il est supposé que les déplacements obtenus de l'analyse des séquences d'image sont sous-estimés.

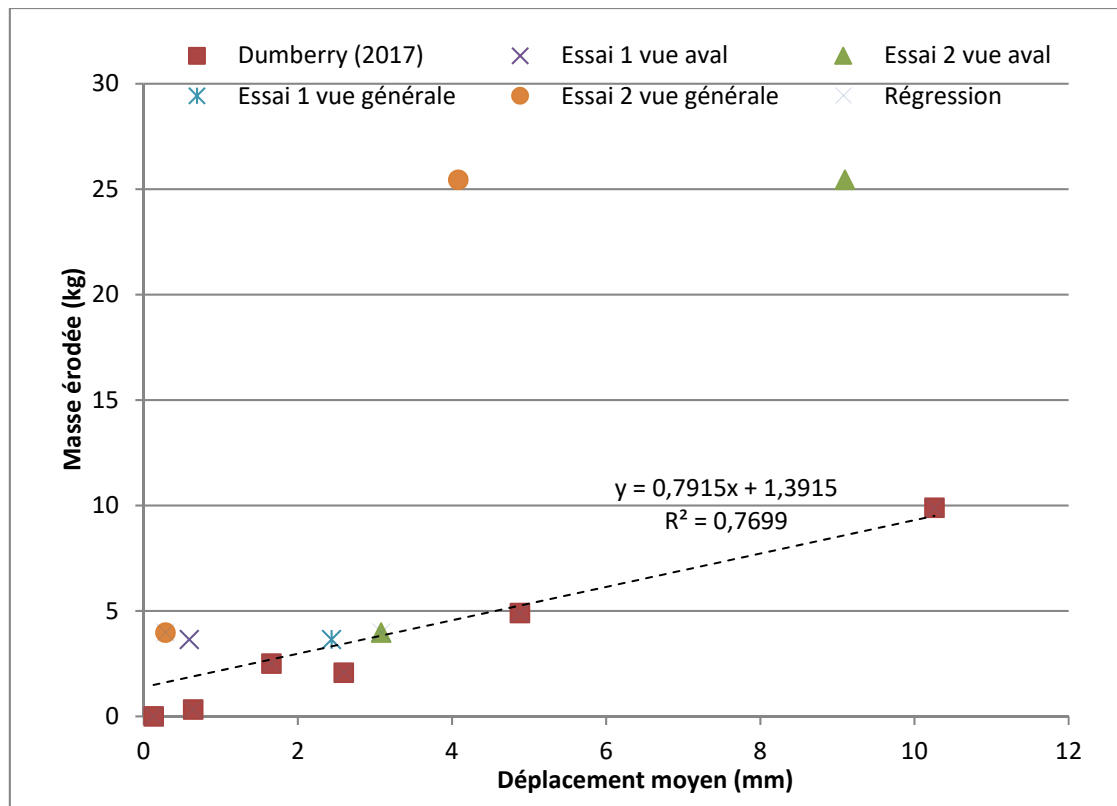


Figure 3.15 Déplacement moyen en fonction de la masse érodée

Les images initiales et finales extraites des séquences vidéo pour les paliers où des déplacements des grains ont été observés sont présentées au tableau 3.6 pour la vue aval. Dans ce tableau, un exemple du champ de déformation obtenu par l'analyse de deux images successives dans le logiciel *PIVLab* est également présenté pour chaque palier. Pour la vue générale, l'analyse des séquences d'images dans le logiciel *PIVLab* a été effectuée à l'aide d'une région d'intérêt incluant uniquement le gravier au-dessus du noyau. Des exemples du champ de déformation obtenu pour la vue générale sont présentés au tableau 3.7. La région d'intérêt sélectionnée pour chaque figure est également présentée dans ce tableau. Les images de la vue générale permettent également d'observer l'évolution dans le temps de la forme globale du noyau. Ces images sont présentées au tableau 3.8. Le temps indiqué sur celle-ci correspond au temps depuis le début du palier.



La figure 3.16 présente pour sa part le déplacement vertical moyen le long de l'axe des x pour différents moments extraits de *PIVLab* lors de l'analyse de la vue générale. Ces courbes présentent un déplacement vertical moyen maximum qui correspond aux endroits où l'érosion a été observée. Il est à noter que le déplacement vertical moyen maximum se déplace vers l'amont du noyau avec le temps, ce qui est conséquent avec l'évolution de la forme du noyau.

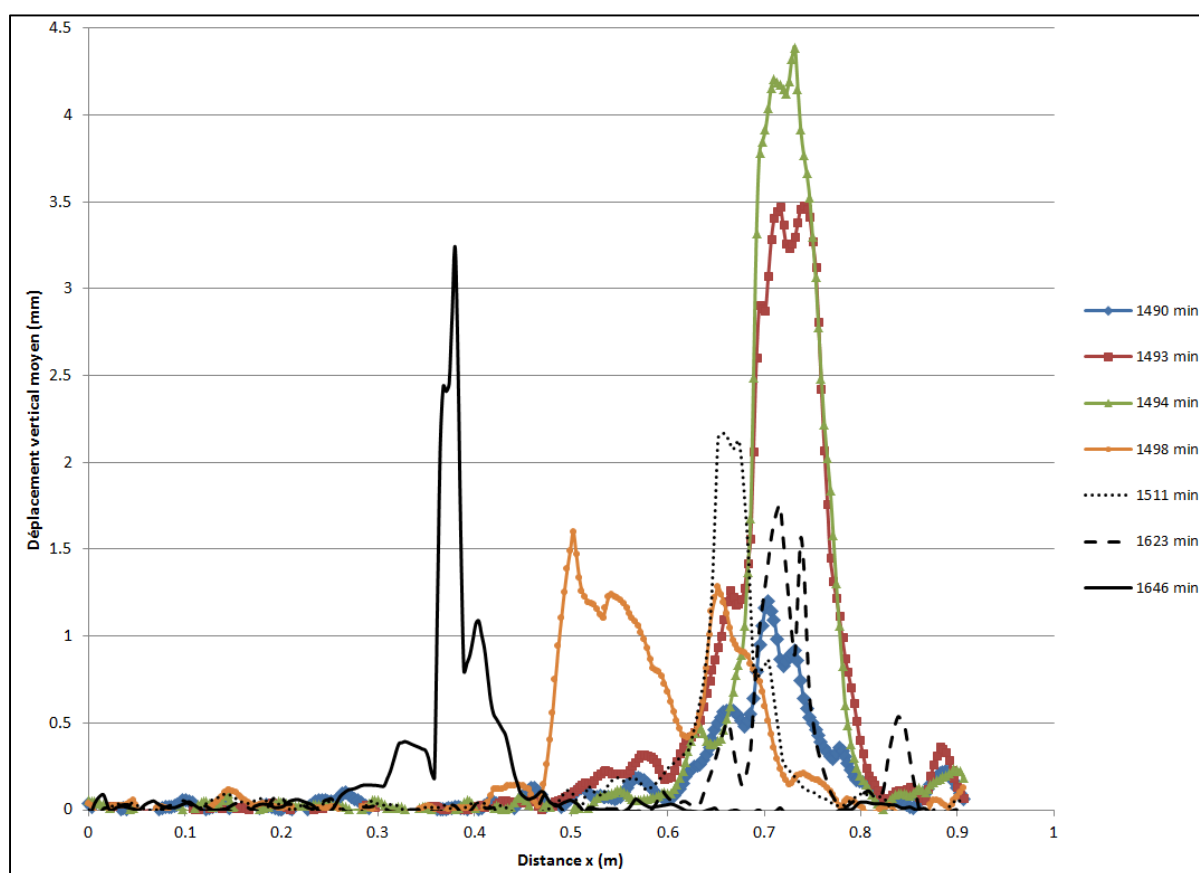


Figure 3.16 Déplacement vertical moyen le long de l'axe des x en fonction du temps

Tableau 3.6 Images pour l'analyse du champ de déformation



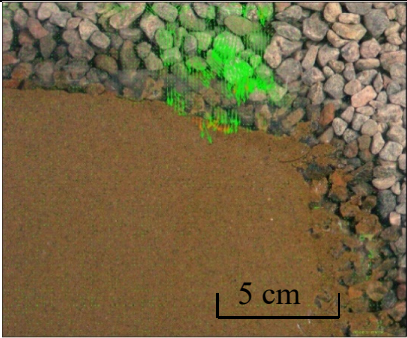
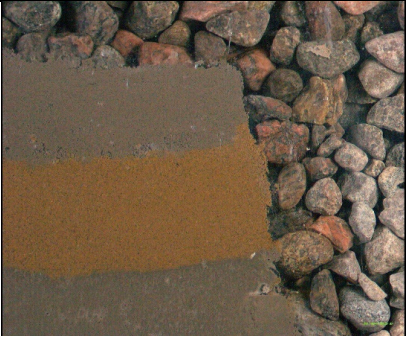

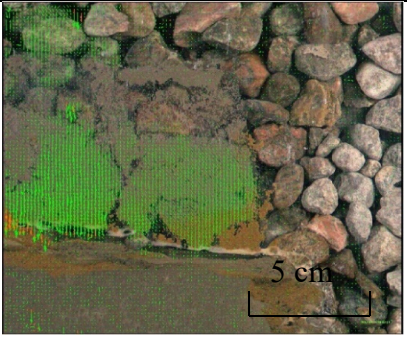


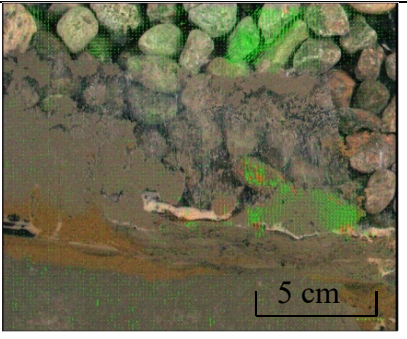
	Première image		Dernière image		Exemple du champ de déformation
Essai1 – Palier 2 – 41 images					
Essai 2 – Palier 5 – 178 et 72 images					
Essai 2 – Palier 6 – 79 et 24 images					



Tableau 3.7 Exemple du champ de déformation de la vue générale

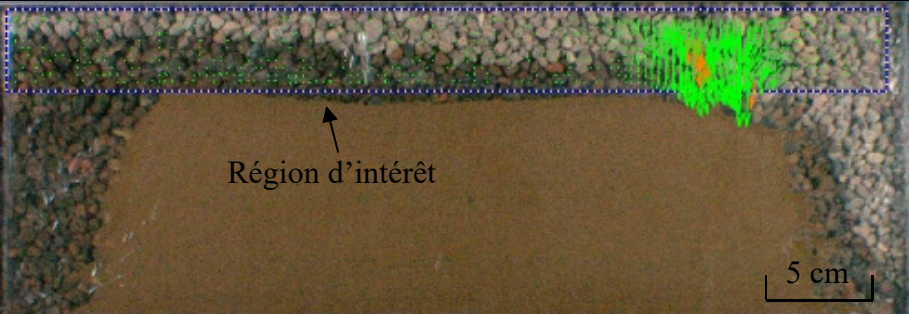
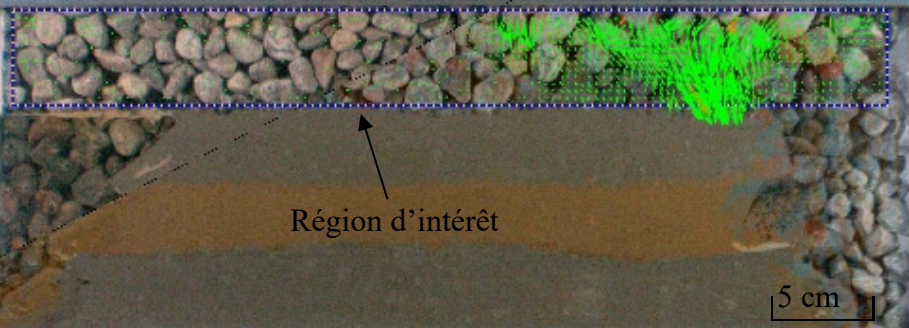
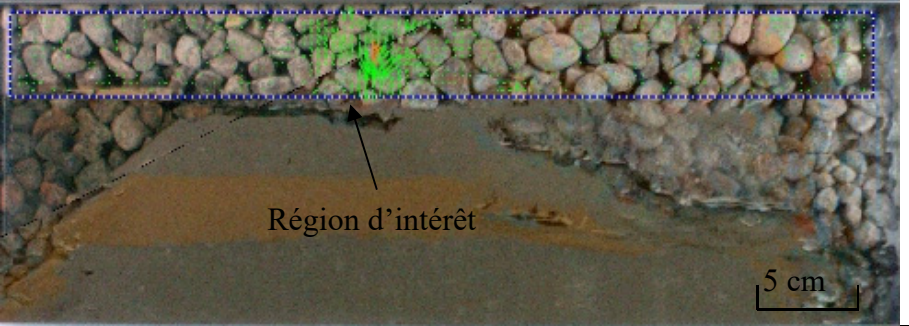


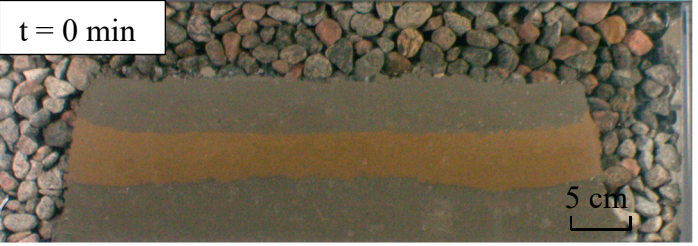





	Exemple du champ de déformation
Essai 1 – Palier 2 – 50 images	 <p>Région d'intérêt</p> <p>5 cm</p>
Essai 2 – Palier 5 – 155 et 52 images	 <p>Région d'intérêt</p> <p>5 cm</p>
Essai 2 – Palier 6 – 11 et 24 images	 <p>Région d'intérêt</p> <p>5 cm</p>

Tableau 3.8 Évolution dans le temps des images de la vue générale

Essai 1 - Palier 2	 <p>t = 0 min</p> <p>5 cm</p>	 <p>t = 349 min</p> <p>5 cm</p>
	 <p>t = 0 min</p> <p>5 cm</p>	 <p>t = 22 min</p> <p>5 cm</p>
Essai 2 – Palier 5	 <p>t = 28 min</p> <p>5 cm</p>	 <p>t = 105 min</p> <p>5 cm</p>
	 <p>t = 22 min</p> <p>5 cm</p>	 <p>t = 152 min</p> <p>5 cm</p>
Essai 2 – Palier 6		

## CHAPITRE 4

### MÉTHODOLOGIE - MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Le volet de modélisation numérique a pour objectif d'effectuer le lien entre le réseau d'écoulement, l'érosion et l'évolution dans le temps de la forme du noyau. Pour se faire, les deux essais effectués en laboratoire ont été modélisés avec la méthode des éléments finis. Ce chapitre présente la méthodologie pour la modélisation numérique de ces essais. Dans un premier temps, le logiciel utilisé ainsi que la théorie associée sont présentés. La géométrie et le maillage sont ensuite décrits. Finalement, les conditions aux frontières ainsi que les propriétés des matériaux de chaque essai sont détaillées.

#### 4.1 Logiciel et théorie

L'analyse de l'écoulement en conditions non saturées requiert la résolution de plusieurs équations non linéaires. Les logiciels de modélisation numérique permettent de résoudre ces équations pour chaque nœud d'un maillage d'éléments finis. Pour se faire, il faut définir en premier lieu une géométrie ainsi qu'un maillage (nombre d'éléments). Ensuite, il faut définir les propriétés des matériaux et spécifier les conditions initiales et aux limites, par exemple le niveau d'eau du réservoir d'un barrage ainsi que le point de sortie.

Le logiciel *COMSOL Multiphysics* version 5.3a a été utilisé pour la modélisation numérique. Il permet la modélisation par éléments finis en 1D, 2D ou 3D, en régime stationnaire ou transitoire. Il a l'avantage de permettre le couplage de différentes équations aux dérivées partielles, des « physiques » dans la terminologie de *COMSOL*, comme les transferts de chaleur, l'écoulement de fluides, l'électromagnétisme, etc.. Ces différentes physiques sont présentées dans le logiciel sous forme de modules qui incluent des équations de base. Dans ce projet, seul le module *Subsurface Flow* a été utilisé. Ce module permet de modéliser les



écoulements, les déformations et les transferts de chaleur dans les milieux poreux. À l'intérieur de ce module, on retrouve les équations de base pour les différents types d'écoulement. L'équation de Darcy (équation 1.15) est utilisée pour l'écoulement laminaire saturé et l'équation de Richards (équation 1.16) est utilisée pour l'écoulement laminaire non saturé. La définition de  $\partial\theta/\partial t$  dans le logiciel *COMSOL* est basée sur celle de Bear (1972) :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \left( \frac{C_m}{\gamma_w} + S_e m_v \right) \frac{\partial p}{\partial t} \quad (4.1)$$

Dans cette équation,  $C_m$  est la pente de la courbe de rétention capillaire (appelée *specific moisture capacity* dans *COMSOL*),  $S_e$  est la saturation effective alors que  $m_v$  est le coefficient de changement de volume du sol. Afin d'entrer les courbes de rétention capillaire en fonction de la pression, les définitions suivantes ont été données dans *COMSOL* à  $C_m$  et  $S_e$  :

$$C_m = d(\text{ThetaUnsat}(p), p) * g\_const * 1000 [kg/m^3] \quad (4.2)$$

$$S_e = \text{StepMv}(p) \quad (4.3)$$

Dans ces équations,  $\text{ThetaUnsat}(p)$  correspond à la courbe de rétention capillaire du matériau alors que  $\text{StepMv}(p)$  est une fonction qui passe de 0 à 1 lorsque la pression  $p$  devient positive. Ainsi on demande à *COMSOL* de dériver la courbe de rétention capillaire et d'activer le  $m_v$  uniquement lorsque la pression est supérieure à 0.

## 4.2 Géométrie et maillage

Bien que la cuve utilisée en laboratoire comporte trois dimensions, l'écoulement, l'évolution de la géométrie du noyau et l'érosion qui a été observée avec la corrélation d'images numériques sont essentiellement des phénomènes qui peuvent être analysés en 2D. Un modèle numérique en 2D a donc été préféré pour reproduire les essais de laboratoire.

La géométrie utilisée pour le noyau de chaque test est la même que celle présentée à la figure 2.1. Autour du noyau, les dimensions de la cuve (1 m de longueur par 0,6 m de hauteur) ont été reproduites. Ensuite, en se basant sur l'analyse des séquences de photos pour l'essai n° 2, une forme intermédiaire ainsi qu'une forme finale du noyau ont également été reproduites pour voir l'influence du noyau sur les écoulements. Les géométries intermédiaire et finale sont présentées aux figures 4.1 et 4.2.

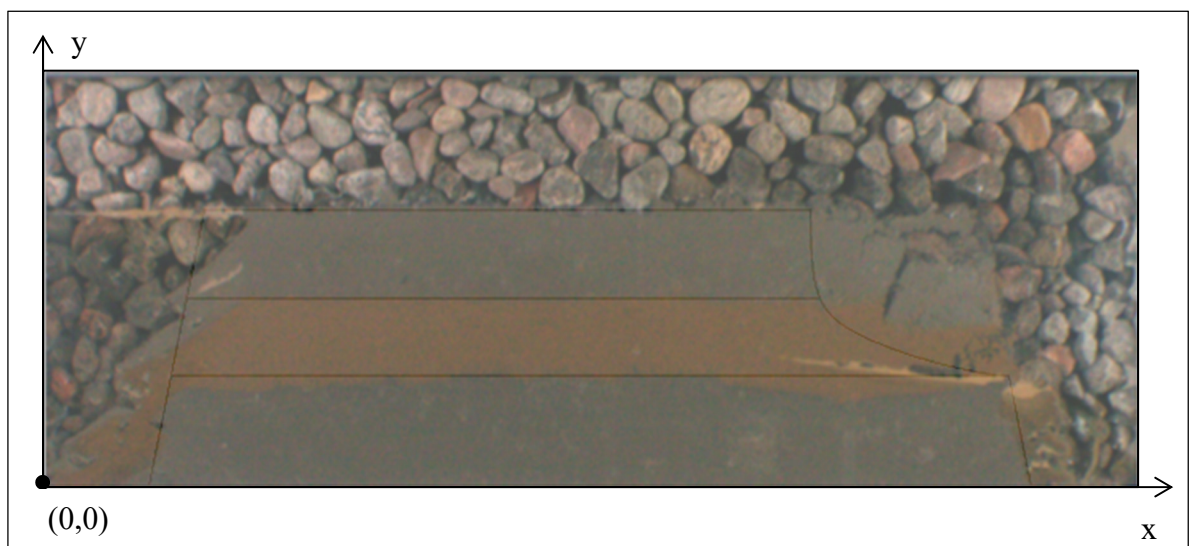


Figure 4.1 Géométrie intermédiaire du noyau - Essai n° 2

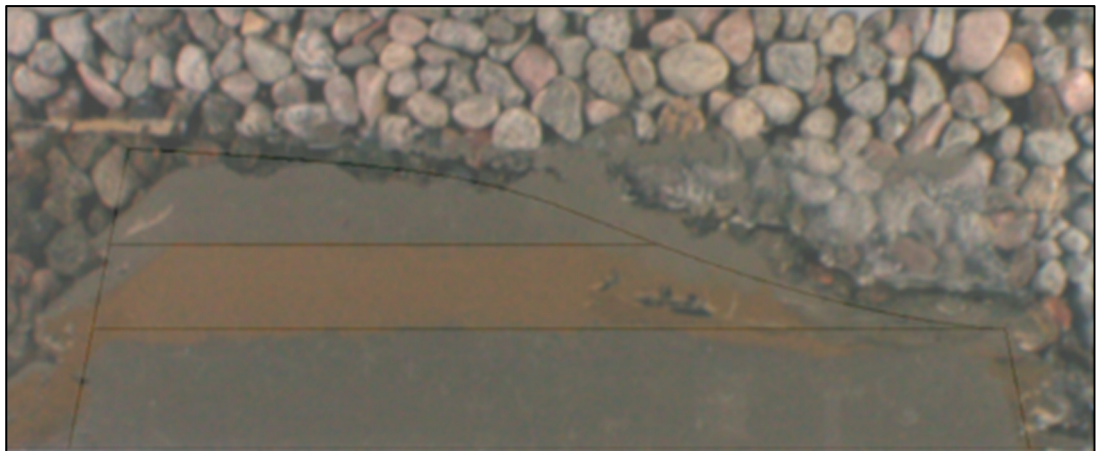


Figure 4.2 Géométrie finale du noyau - Essai n° 2

Le maillage des deux essais a été effectué avec des éléments triangulaires. Des essais ont été effectués avec différents raffinements de maillages en commençant avec les plus grossiers, vers les plus fins. Au final, le maillage qualifié de fin ou d'extra fin dans le logiciel a été utilisé. Ce maillage permet d'obtenir des lignes d'écoulement réalistes et les résultats étaient similaires au maillage encore plus fin disponible. Le nombre d'éléments ainsi que les maillages de chaque géométrie sont présentés à l'annexe III.

### **4.3 Conditions aux frontières et propriétés des matériaux**

Compte tenu que l'évolution dans le temps est un élément-clé de ce mémoire, des modèles numériques en régime transitoire ont été utilisés. Afin de simuler le réservoir d'eau amont, une fonction qui décrit l'évolution de la charge hydraulique dans le temps a été imposée pour chaque test sur la frontière entre les points (0; 0) et (0; 0,6) de la figure 4.1. Pour l'essai 1, la baisse du niveau d'eau jusqu'à 0,1 m avant le dernier palier a été simulée. Pour l'essai 2, cette fonction a été divisée en trois étapes afin de suivre l'évolution dans le temps de la forme du noyau. Pour la géométrie intermédiaire et la géométrie finale de l'essai 2, la charge amont imposée est une charge constante qui correspond au niveau d'eau des paliers 5 et 6, soit respectivement à 0,25 et 0,30 m. Cette charge a été imposée pour toute la durée des paliers, soit entre 1480 et 1590 minutes et entre 1615 et 1775 minutes respectivement pour les paliers 5 et 6. Les fonctions de charge hydraulique dans le temps pour l'essai 1 et pour la géométrie initiale de l'essai 2 sont présentées aux figures 4.3 et 4.4. Pour l'essai 2, il aurait été possible d'utiliser un « mapping » dans le logiciel afin de transférer les résultats de pression de la première géométrie à la deuxième géométrie. Cependant dans le cas présent, des problèmes de convergence du modèle étaient observés (en fonction du maillage ou des courbes de rétention capillaire utilisés ou de d'autres paramètres il peut arriver que le modèle tourne en rond sans arriver à une solution). Par ailleurs, l'évolution dans le temps de la géométrie est suffisamment lente pour considérer un régime permanent.



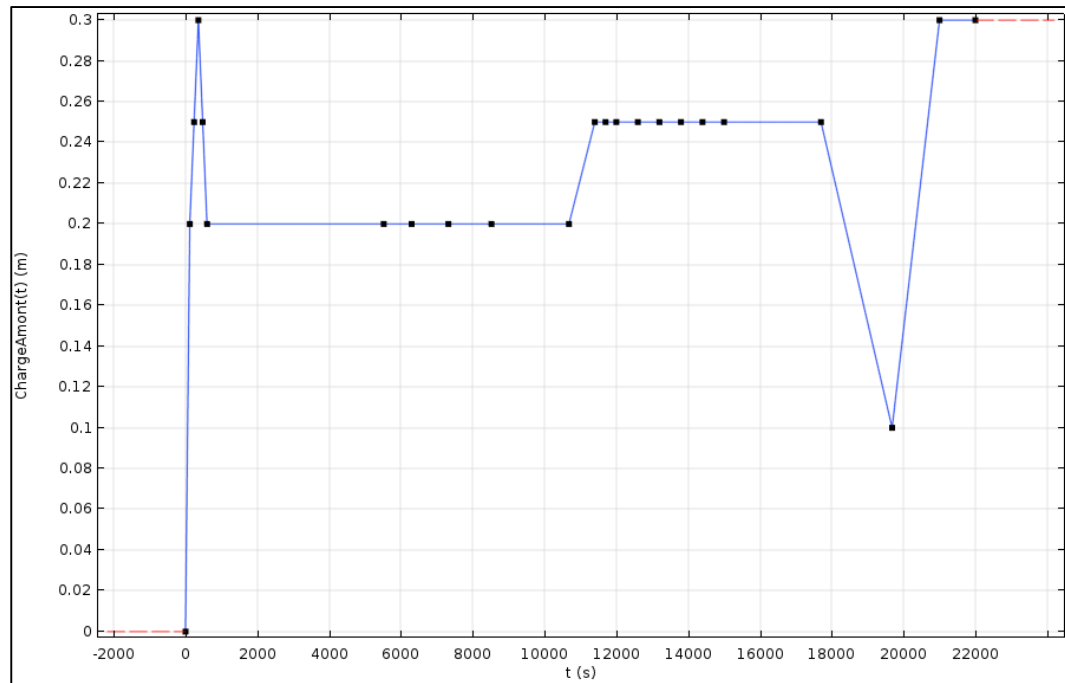


Figure 4.3 Charge amount en fonction du temps - Essai n° 1

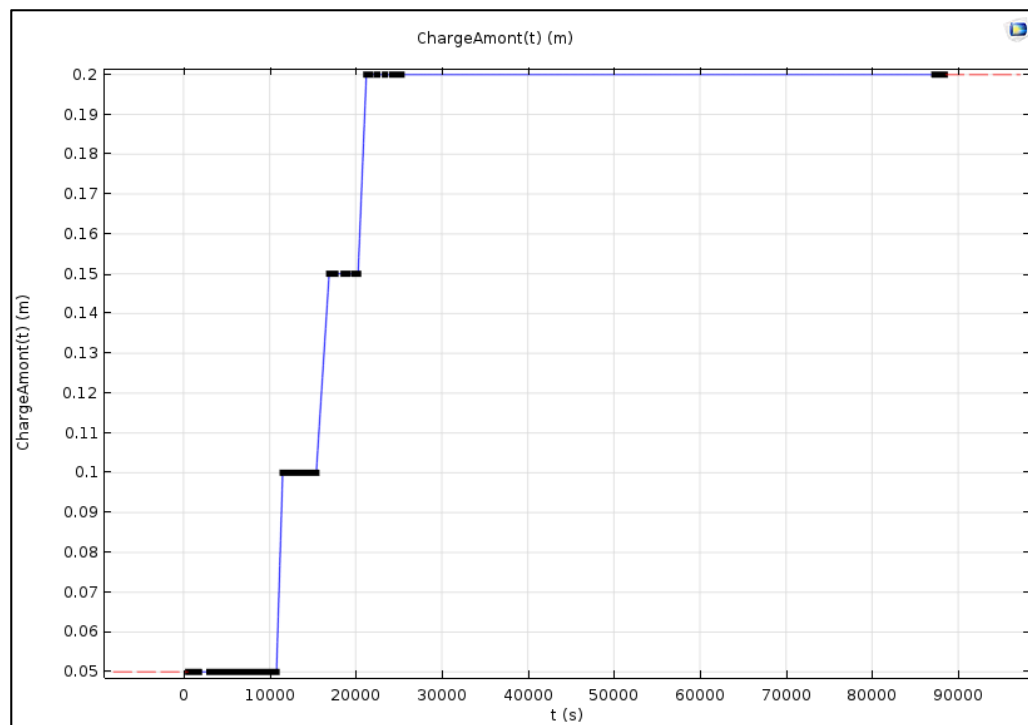


Figure 4.4 Charge amount en fonction du temps – Géométrie initiale Essai n° 2

La ligne entre les points (1; 0) et (1; 0,01) représente la fente en aval du montage. Une pression d'eau nulle a été imposée sur cette frontière. Une condition imperméable a été imposée sur les autres frontières de la cuve.

Les courbes de rétention capillaire du sable et du till proviennent respectivement de Hibouch (2016) et Malenfant-Corriveau (2016). Hibouch (2016) a obtenu la courbe de rétention capillaire du sable qui a été utilisée dans ce projet de maîtrise avec une cellule de pression. Malenfant-Corriveau (2016) a utilisé la cellule Tempe décrite par Watabe et al. (2000) pour obtenir des courbes de rétention capillaire pour un till dont la granulométrie est semblable à celui qui a été utilisé dans ce projet de maîtrise. La courbe CRE1 de Malenfant-Corriveau (2016) a été retenue étant donné la similitude des conditions de compactage de cet échantillon avec le noyau de till mis en place pour les essais.

Pour les filtres G1 et G2, les valeurs présentées au tableau 4.1 ont été supposées pour l'estimation de la courbe de rétention capillaire et de la conductivité hydraulique relative par l'équation de Van Genuchten (1980) :

$$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_{sat} - \theta_r)}{[1 + (\alpha h)^n]^m} \quad (4.4)$$

$$m = 1 - 1/n \quad (4.5)$$

$$k_r = \left( \frac{1}{[1 + (\alpha h)^n]^m} \right)^l \left[ 1 - \left( 1 - \left( \frac{1}{[1 + (\alpha h)^n]^m} \right)^{1/m} \right)^m \right]^2 \quad (4.6)$$

Dans cette équation,  $\theta$  est la teneur en eau volumétrique,  $\theta_{sat}$  est la teneur en eau volumétrique à saturation,  $\theta_r$  est la teneur en eau volumétrique résiduelle,  $\alpha$ ,  $n$ ,  $m$  et  $l$  sont des constantes de l'équation de Van Genuchten et  $h$  est la charge hydraulique.

Les valeurs de  $\theta_{sat}$  et  $\theta_r$  des filtres G1 et G2 ont été estimées à l'aide de la méthode décrite par Chapuis et al. (2015) à partir de l'indice des vides et du  $d_{10}$  mesurés par Dumberry (2017).

$$\theta_{sat} = \frac{e}{1 + e} \quad (4.7)$$

$$\theta_r = 0,0174(ed_{10})^{-0,432} \quad (4.8)$$

Les valeurs des constantes  $\alpha$ ,  $n$ , et  $l$  ont été déterminées par essai erreur de façon à obtenir une convergence du modèle. Les courbes obtenues d'essais de laboratoire auraient probablement été moins abruptes. Tel qu'il sera discuté plus loin, ces courbes ont occasionnés un siphonage capillaire à l'entrée du modèle. Les valeurs de conductivité hydraulique saturée du till, du sable et des filtres G1 et G2 ont été estimées à l'aide de la méthode de Chapuis (2004) :

$$K_{sat}(cm/s) = 2,4622 \left( \frac{d_{10}^2 e^3}{1 + e} \right)^{0,7825} \quad (4.9)$$

Les valeurs de la conductivité hydraulique saturée utilisées pour chaque matériau sont présentées au tableau 4.1. La perméabilité relative de chaque matériau a pour sa part été estimée à partir de la courbe de rétention capillaire basée sur l'équation 4.6 pour les filtres G1 et G2 ou sur l'équation 1.7 du chapitre 1 de Watabe et al. (2006) pour le sable et le till. Les courbes de rétention capillaire ainsi que les courbes de perméabilité relative utilisées pour chaque matériau sont présentées aux figures 4.5 à 4.8.

Tableau 4.1 Paramètres pour l'estimation de la courbe de rétention capillaire et la conductivité hydraulique relative

Paramètre	G1	G2	Sable	Till
$\theta_{sat}$	0,374	0,365	0,223	0,211
$\theta_r$	0,006	0,010	0,037	0,026
$\alpha$ (cm <sup>-1</sup> )	2,51	3,5	-	-
$n$	4,53	2,8	-	-
$l$	0,5	0,5	-	-
$K_{sat}$ (m/s)	0,6	0,09	$1 \times 10^{-4}$	$4 \times 10^{-6}$

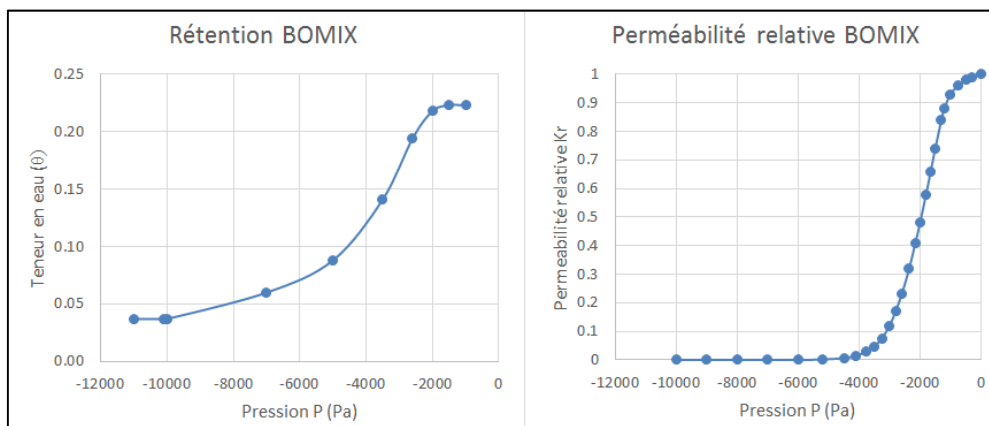


Figure 4.5 Rétention capillaire et perméabilité relative, sable

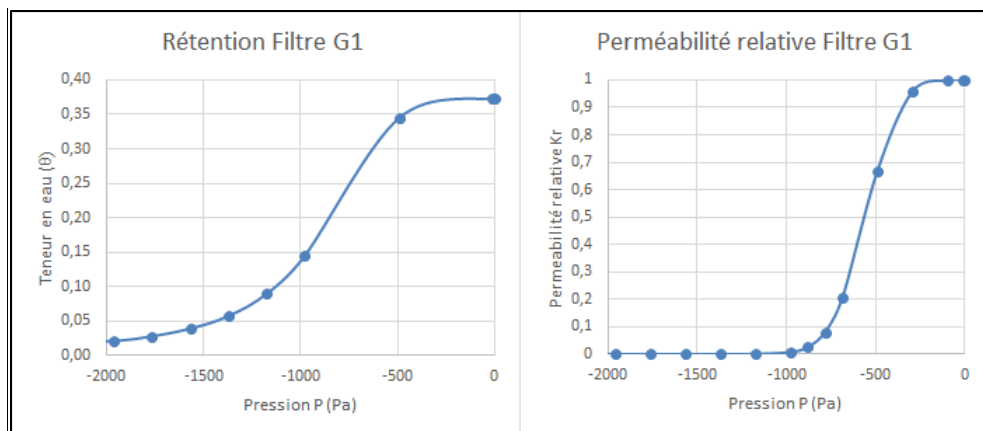


Figure 4.6 Rétention capillaire et perméabilité relative, filtre G1

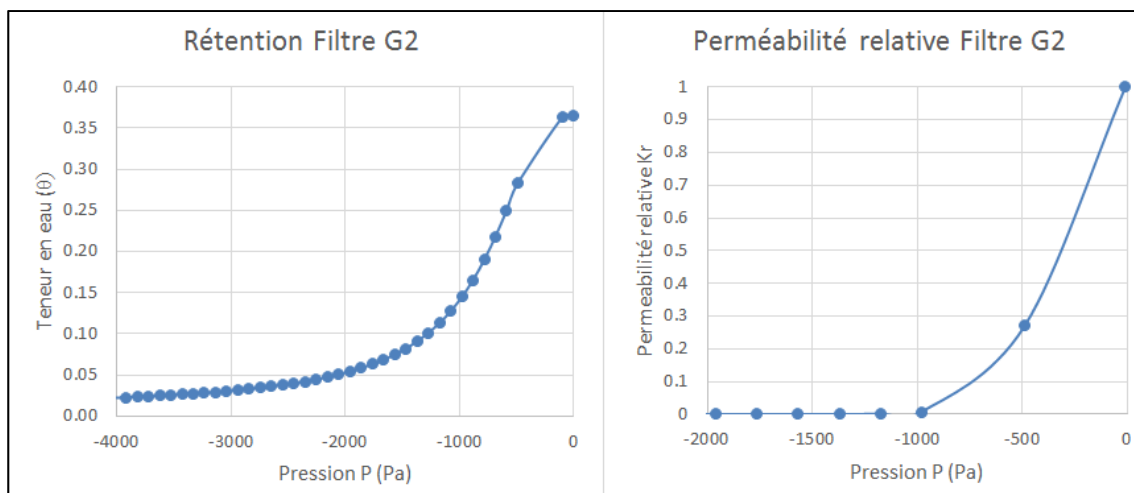


Figure 4.7 Rétention capillaire et perméabilité relative, filtre G2

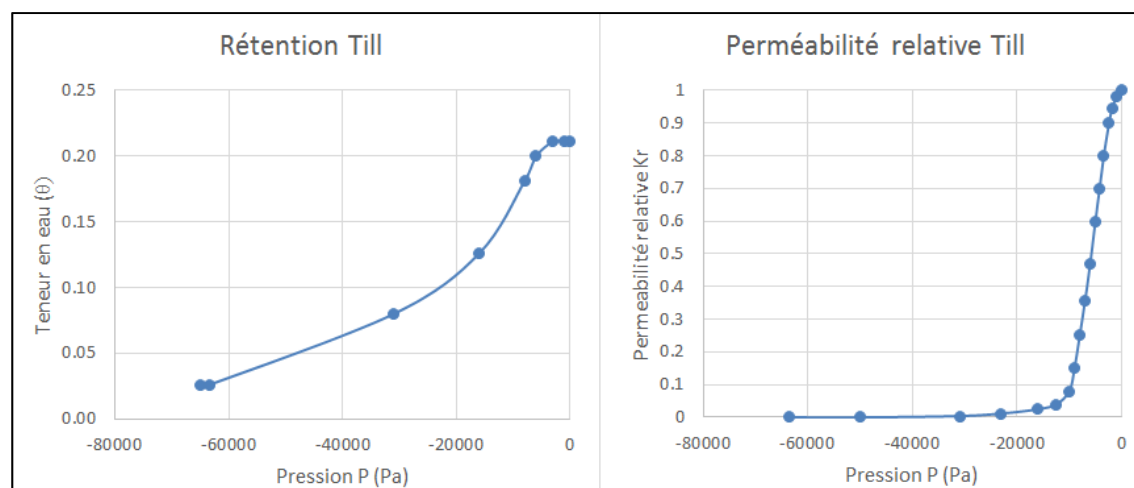


Figure 4.8 Rétention capillaire et perméabilité relative, till



## **CHAPITRE 5**

### **RÉSULTATS - MODÉLISATION NUMÉRIQUE**

Ce chapitre présente les résultats de la modélisation numérique. Le lien entre les volets numérique et expérimental est présenté au chapitre 6, soit à la discussion des résultats.

#### **5.1 Débits, niveaux d'eau et lignes d'écoulement**

Les débits obtenus lors des modélisations numériques sont présentés aux figures 5.1 et 5.2 respectivement pour l'essai 1 et pour l'essai 2. Pour les deux essais, on note que les débits augmentent en suivant l'augmentation des paliers. Ceux-ci restent constants tout le long du palier. La chute de débit observée pour l'essai 1 entre les paliers 2 et 3 correspond à la baisse du niveau d'eau imposée entre les deux paliers. Les niveaux d'eau simulés par rapport au bas de la cuve sont présentés pour chaque essai aux figures 5.3 et 5.4. Ces niveaux d'eau sont constants jusqu'au contact avec le noyau à partir duquel on observe une diminution des niveaux d'eau jusqu'à l'aval du noyau. Finalement, les lignes d'écoulement de l'essai n°1 ainsi que pour les géométries intermédiaire et finale de l'essai n°2 sont présentées à la figure 5.5. Elles ont été réparties de façon à avoir quelques lignes d'écoulement jusqu'à la charge maximale de chaque palier.

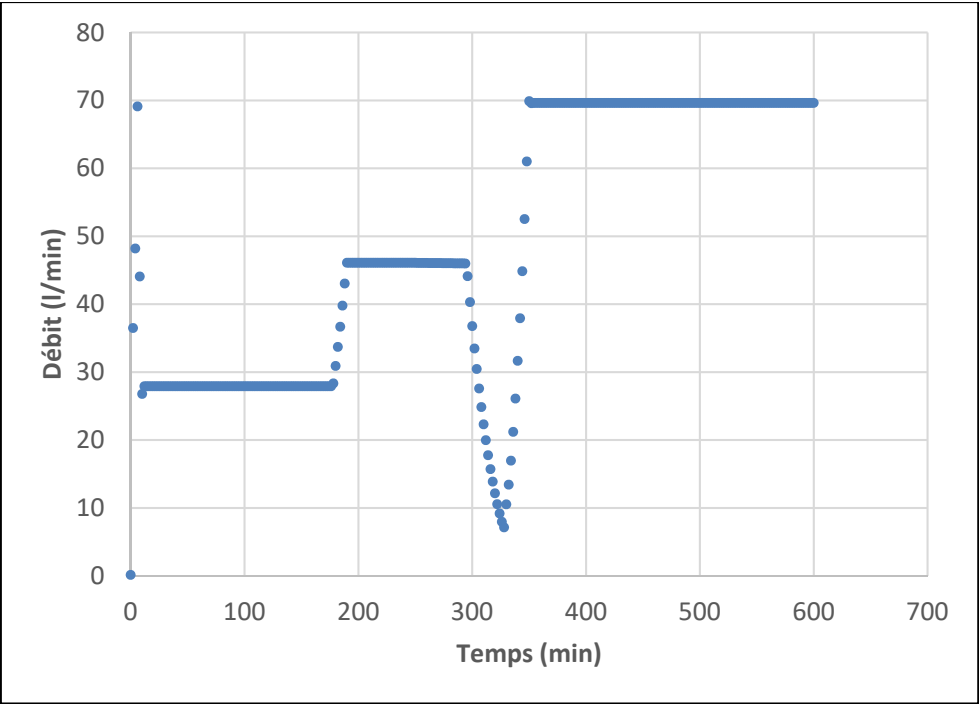


Figure 5.1 Débit entrant simulé pour l’essai n° 1

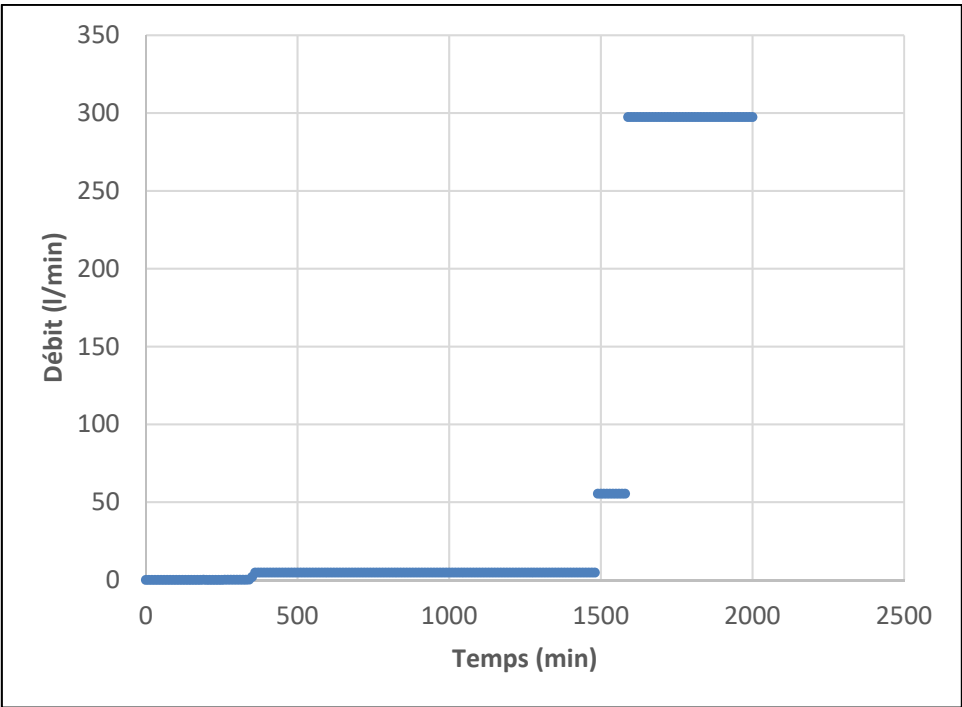


Figure 5.2 Débit entrant simulé pour l’essai n° 2



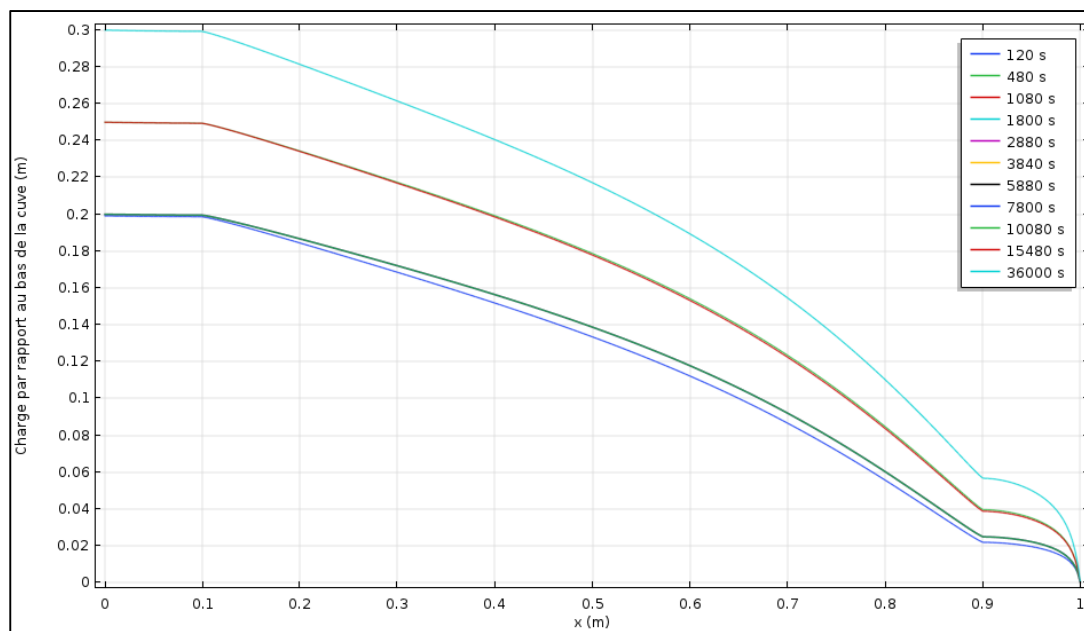


Figure 5.3 Charge par rapport au bas de la cuve simulée pour l'essai n° 1

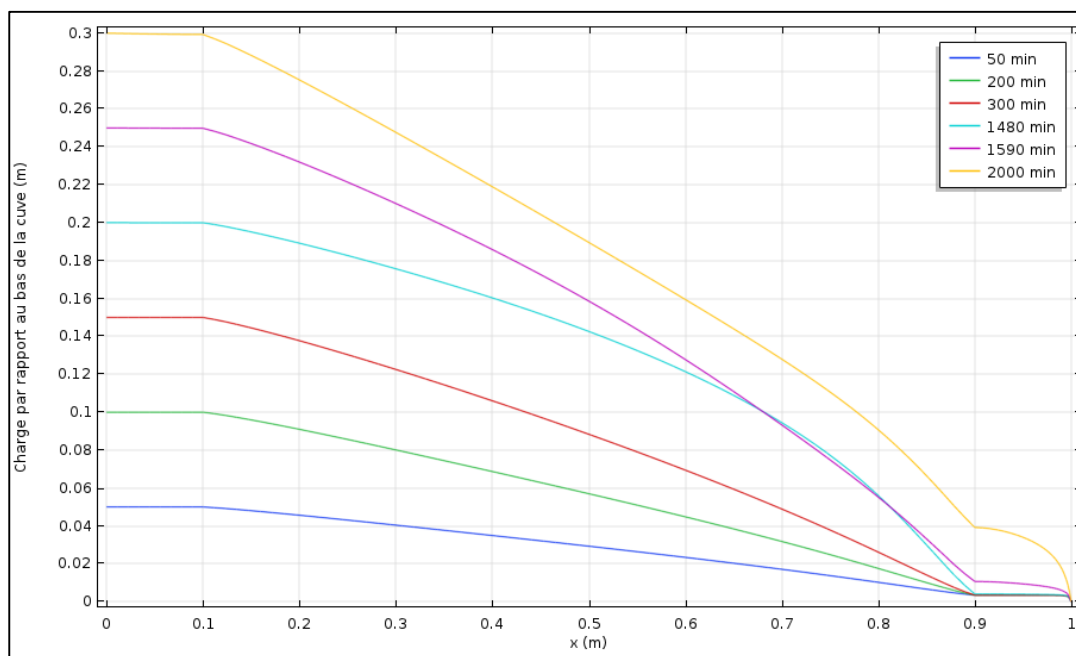


Figure 5.4 Charge par rapport au bas de la cuve pour l'essai n° 2

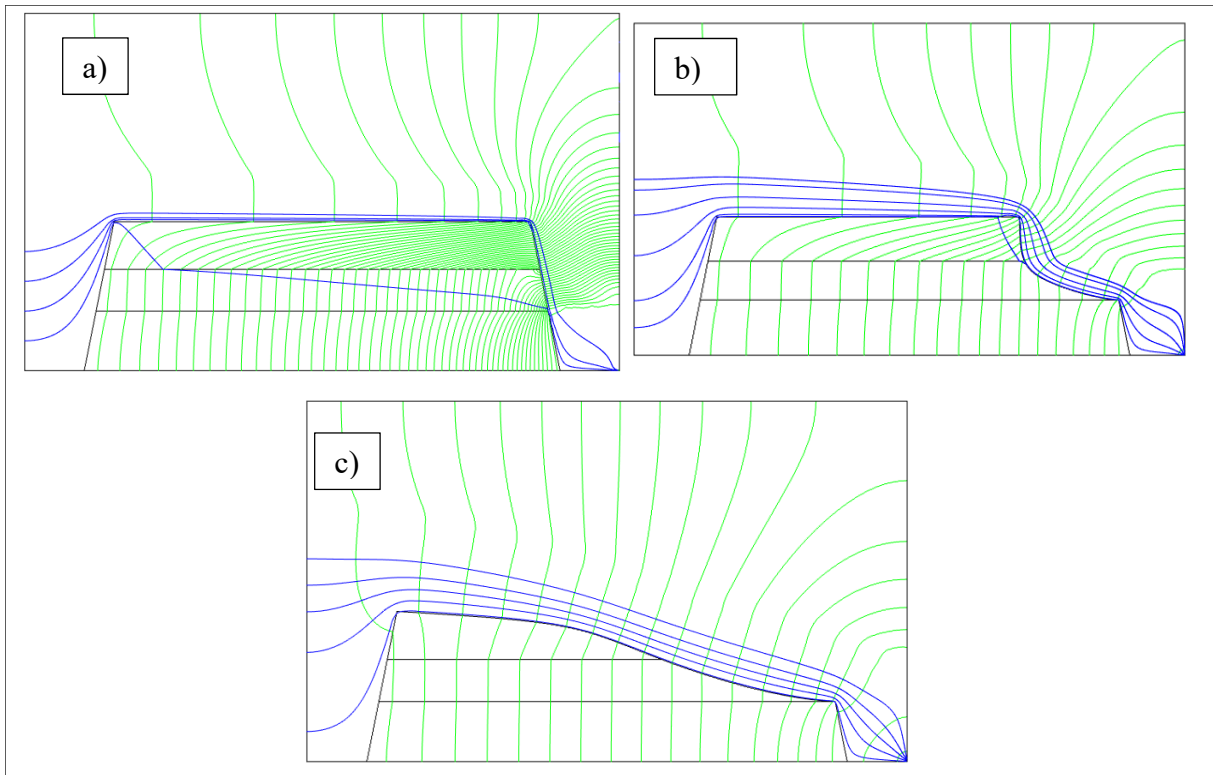


Figure 5.5 Lignes d'écoulement - Essai n° 2 a) géométrie initiale b) géométrie intermédiaire c) géométrie finale

## 5.2 Pressions, charges hydrauliques et vitesses de Darcy

Les résultats des pressions d'eau, des charges hydrauliques ainsi que des vecteurs représentant les vitesses de Darcy sont présentées aux figures 5.6 à 5.9 pour la portion aval du noyau ou pour la vue générale. Sur ces graphiques, le niveau d'eau correspondant à une pression d'eau égale à 0 est représenté par la ligne rouge. Cette ligne correspond au niveau d'eau du palier imposé. Pour la géométrie finale de l'essai 2, il est intéressant de noter le rapprochement entre la forme du noyau ainsi que le niveau d'eau. Les zones où les équipotentiels (lignes de charge hydraulique constante) sont plus rapprochées représentent les endroits où les gradients hydrauliques sont les plus élevés (voir les figures de l'article 5.3). Ces endroits sont généralement observés au contact entre le noyau et le filtre. Les flèches rouges représentent pour leurs parts les vitesses de Darcy. Pour une même figure,

plus les flèches sont longues, plus la vitesse est élevée. Dans tous les cas, les vitesses de Darcy maximales sont observées au contact aval entre le noyau et le filtre. Les rapprochements entre les résultats de la modélisation numérique et l'érosion interne sont présentés dans la discussion.

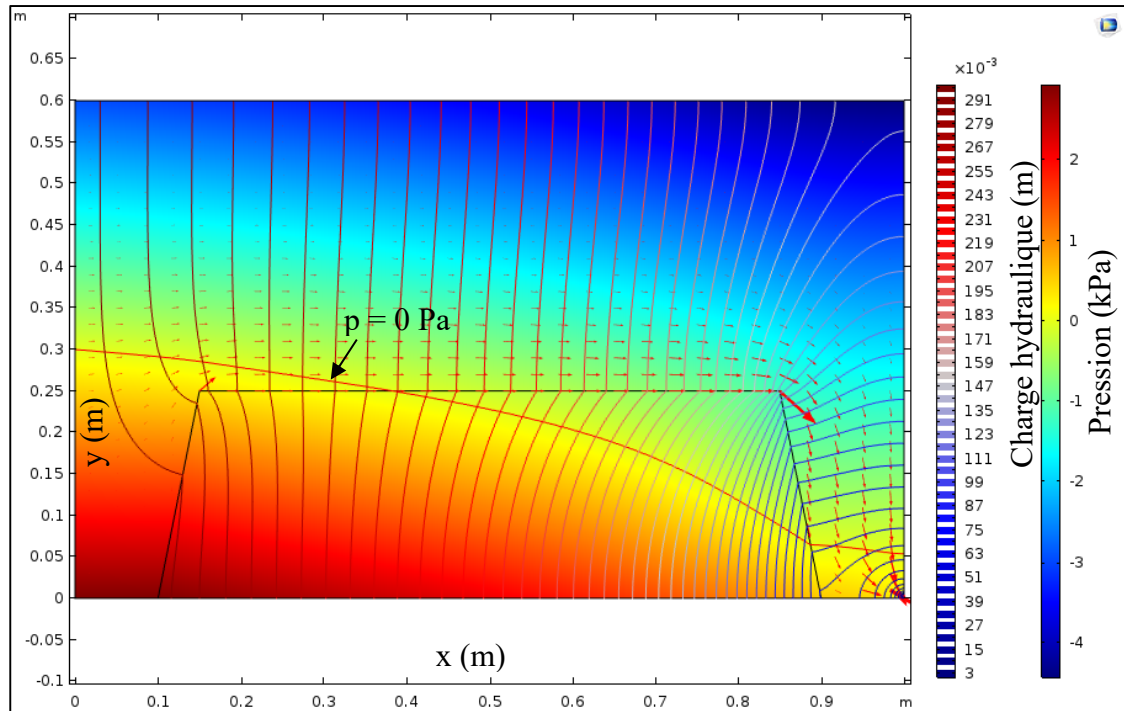


Figure 5.6 Pressions, charges hydrauliques et vitesses de Darcy, fin de l'essai n° 1

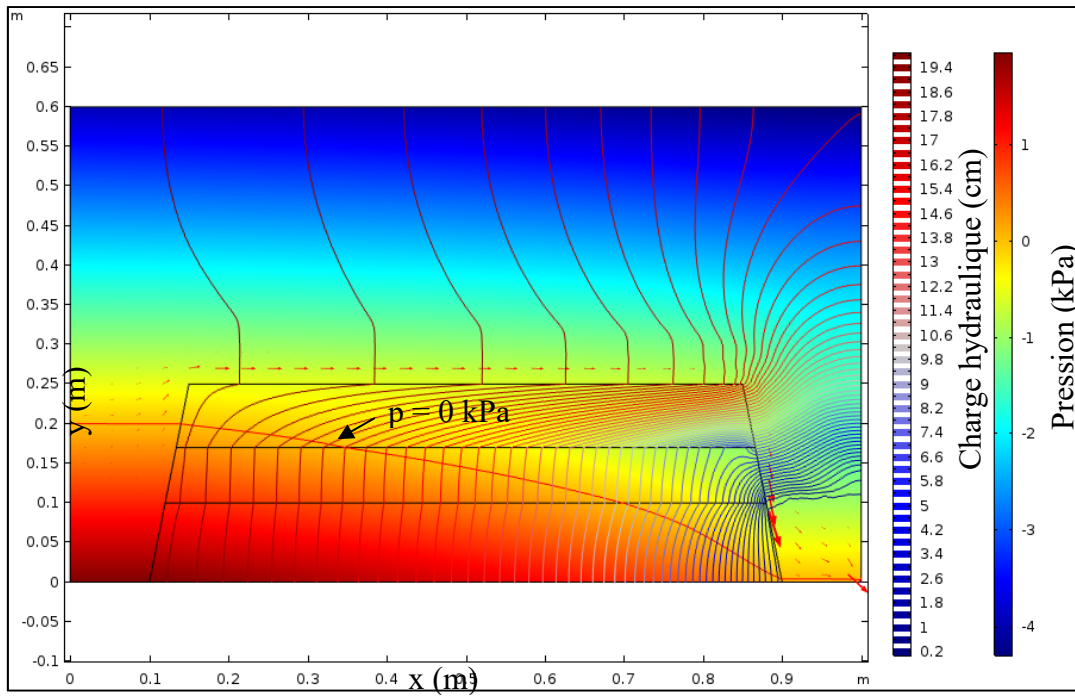


Figure 5.7 Pressions, charges hydrauliques et vitesses de Darcy, géométrie initiale de l'essai n° 2

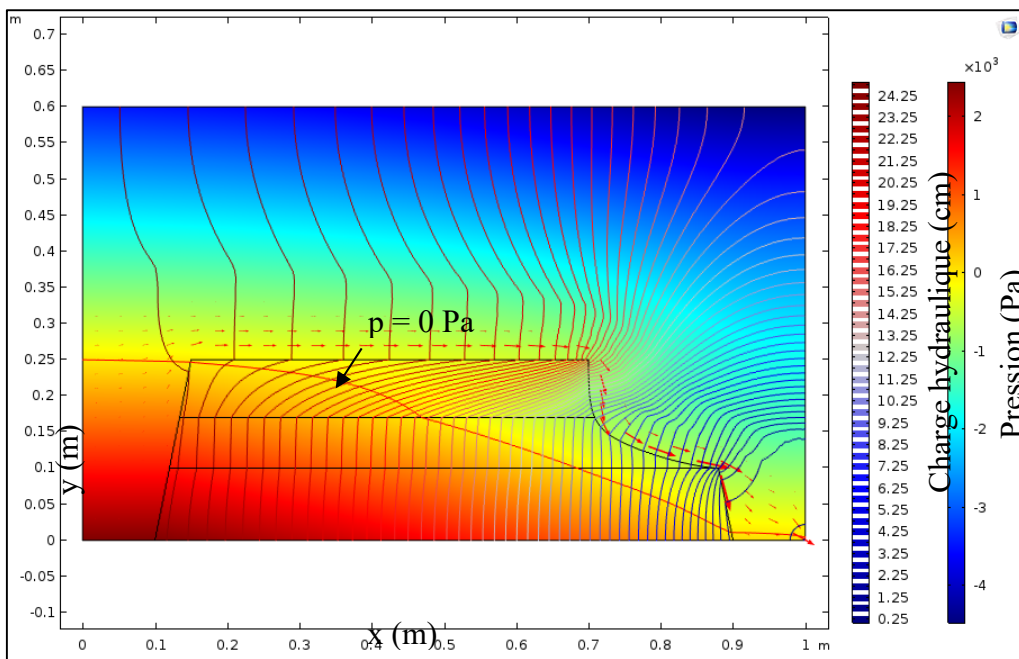


Figure 5.8 Pressions, charges hydrauliques et vitesses de Darcy, géométrie intermédiaire de l'essai n° 2

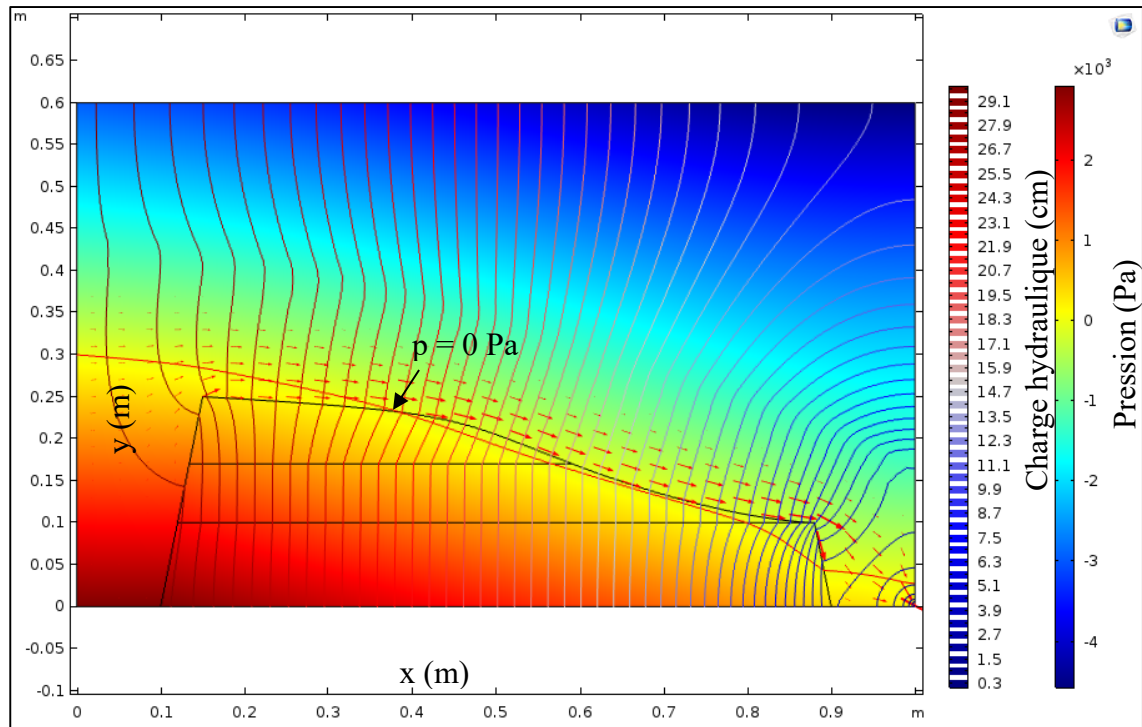


Figure 5.9 Pressions, charges hydrauliques et vitesses de Darcy, géométrie finale de l'essai n° 2

### 5.3 Gradients hydraulique

La figure 5.10 présente le gradient hydraulique en  $y$  au contact entre le noyau et le filtre pour l'essai 1 alors que les figures 5.12 à 5.13 présentent les gradients hydrauliques en  $x$  et  $y$  pour chaque géométrie de l'essai 2. Le gradient en  $x$  n'a pas été tracé pour l'essai 1 puisqu'il est de l'ordre de 0. On constate que le gradient maximal en  $y$  pour l'essai 1 est de 0,7 alors que pour l'essai 2, le gradient maximal en  $y$  est de l'ordre de 1,6 pour les géométries 1 et 2. Le gradient maximal en  $x$  est pour sa part de l'ordre de 1,5 (ou -1,5 lorsque la charge hydraulique diminue) pour les trois géométries de l'essai 2. La figure 5.14 montre pour sa part les composantes du gradient parallèle et perpendiculaire à l'interface entre le noyau et le filtre pour chaque essai. Les gradients maximums sont observés pour les deux essais au contact entre le noyau et le filtre. Pour l'essai 2, on observe un second maximum correspondant au niveau de la couche de sable.

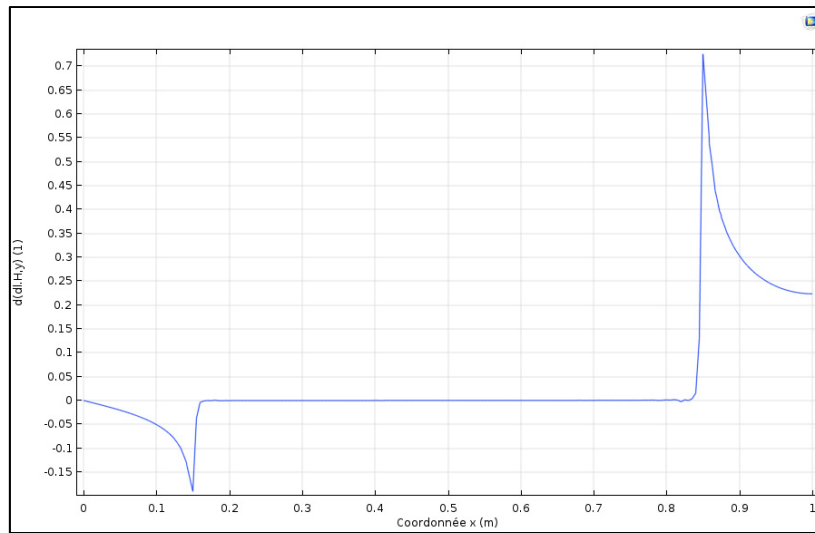


Figure 5.10 Gradient y le long de l'axe des x, essai 1

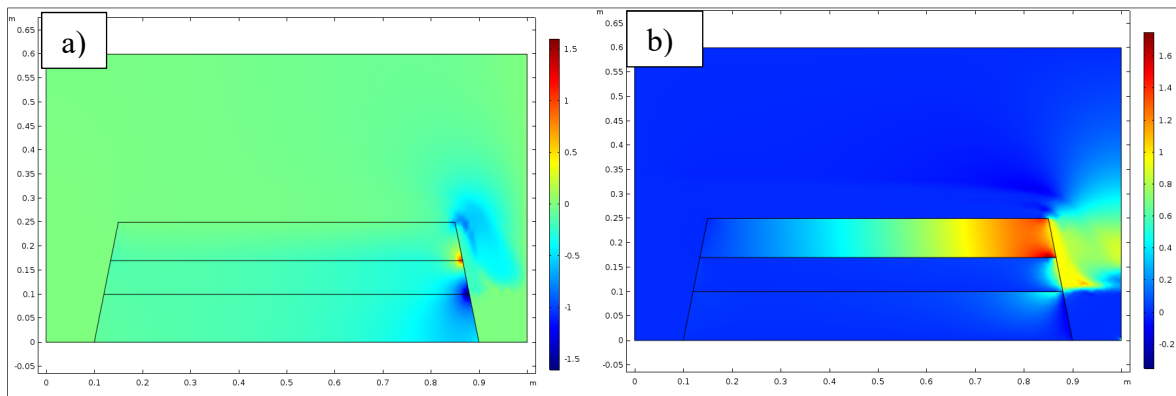


Figure 5.11 a) Gradient x géométrie 1 de l'essai 2 b) gradient y géométrie 1 de l'essai 2

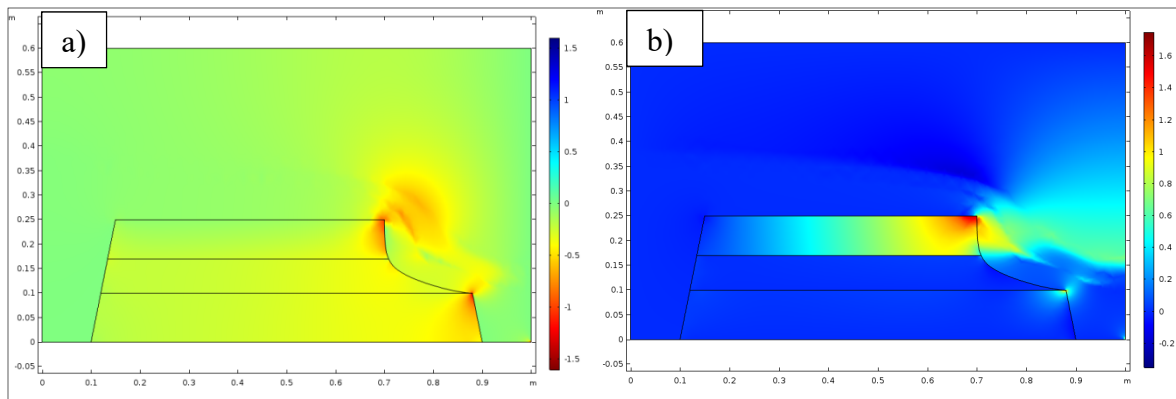


Figure 5.12 a) Gradient x géométrie 2 de l'essai 2 b) gradient y géométrie 2 de l'essai 2

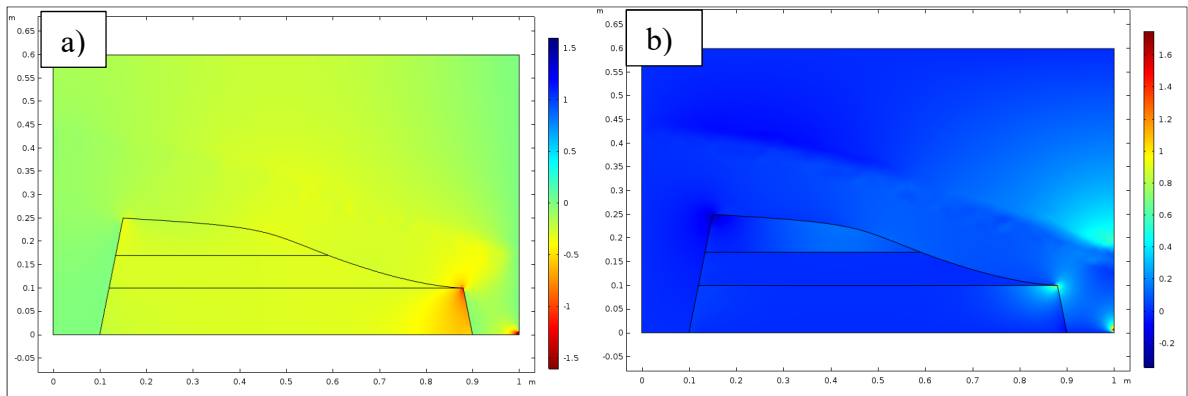


Figure 5.13 a) Gradient x géométrie 3 de l'essai 2 b) gradient y géométrie 3 de l'essai 2

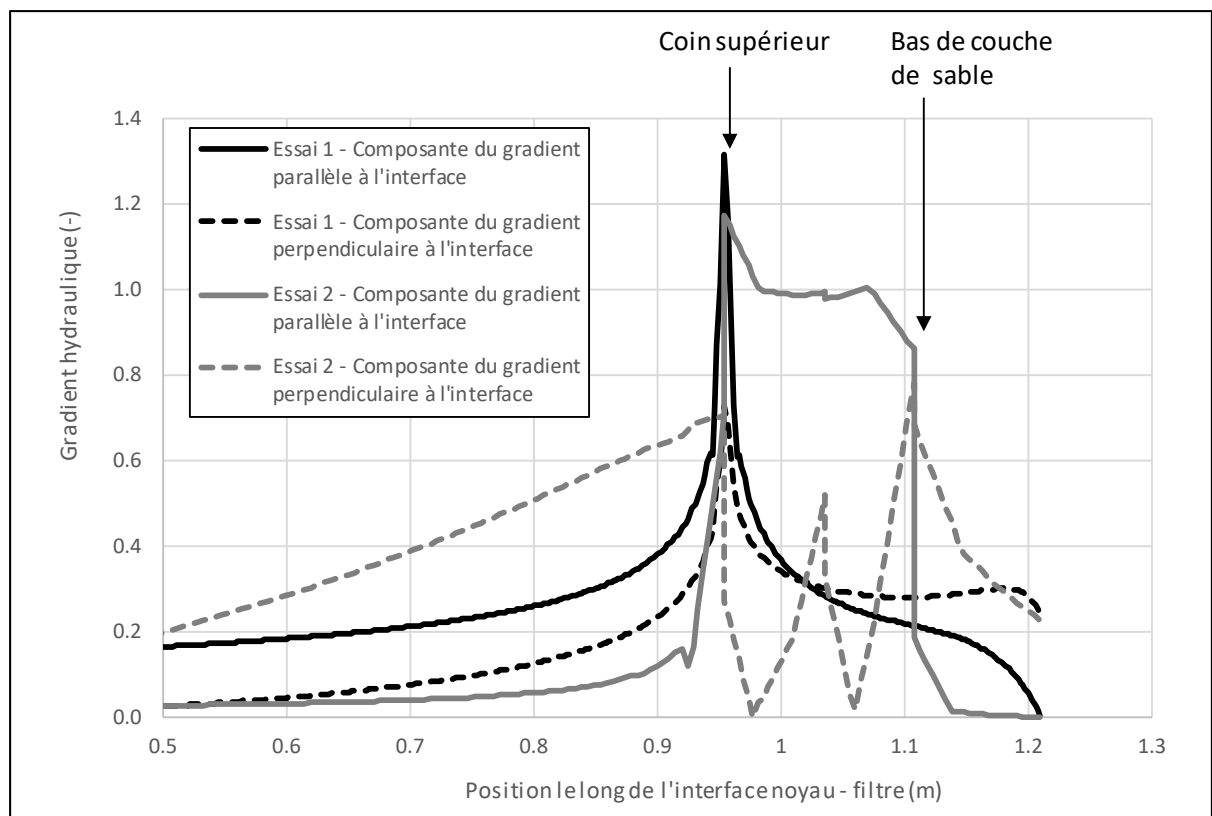


Figure 5.14 Composante du gradient hydraulique parallèle et perpendiculaire à l'interface entre le noyau et le filtre

#### 5.4 Vitesses en relation avec l'évolution de la forme du noyau

Les figures 5.15 et 5.16 présentent la vitesse réelle de l'eau extraite à l'interface entre le noyau et le gravier pour la modélisation de l'essai 1 pour différents temps ainsi que pour la modélisation de l'essai 2 en fonction des différentes géométries. Il est à noter que la géométrie 1 correspond à la géométrie initiale, la géométrie 2 correspond à la géométrie intermédiaire alors que la géométrie 3 correspond à la géométrie finale. Pour l'essai 1, on note une vitesse maximale de 0,08 m/s au contact entre le noyau et le filtre (à une distance  $x$  de 0,85 m). Pour l'essai 2, il est intéressant de noter qu'à l'exception du pic de maximum de vitesse correspondant à la fin du noyau, le second maximum se déplace vers l'amont du noyau avec l'évolution de la géométrie. Une vitesse maximale de 0,37 m/s a été obtenue à une distance de 0,7 m pour la seconde géométrie. Cette distance correspond à la rupture supposée du noyau pour la seconde géométrie.

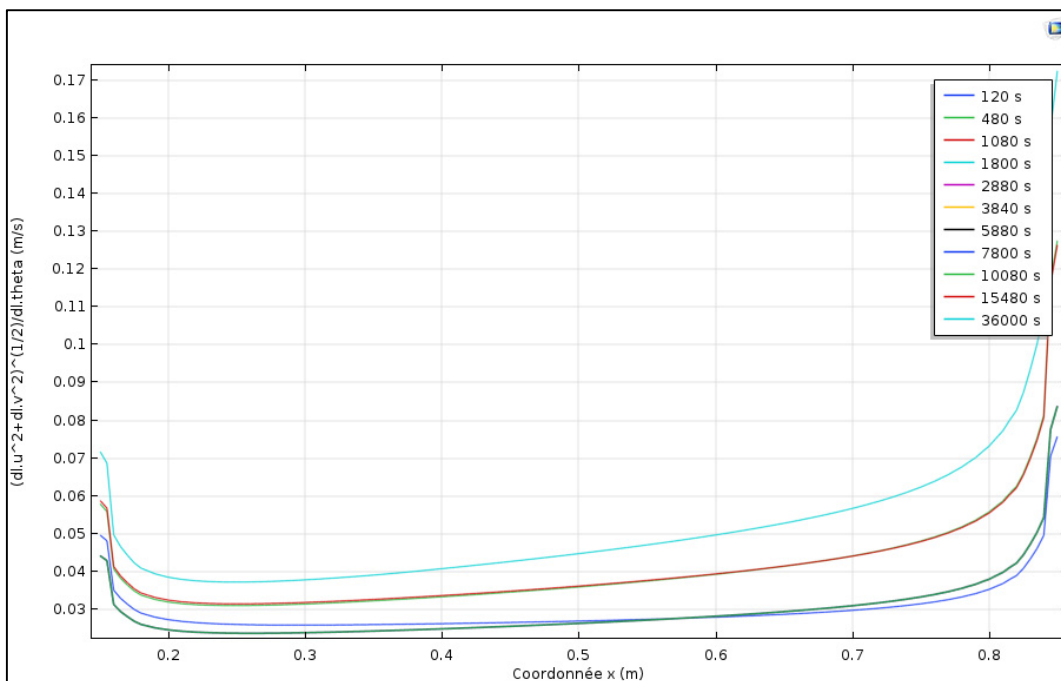


Figure 5.15 Vitesses le long de l'axe des  $x$  en fonction du temps de l'essai 1



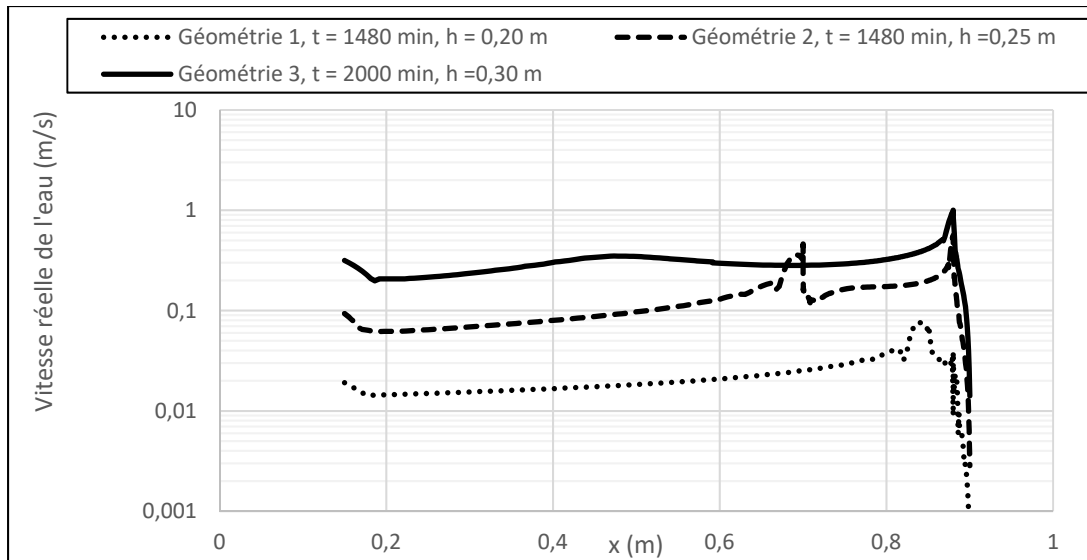


Figure 5.16 Vitesses le long de l'axe des x en fonction de l'évolution de la forme du noyau de l'essai 2



## **CHAPITRE 6**

### **DISCUSSION**

Ce chapitre concerne la discussion des résultats des volets expérimental et numérique avec une réflexion sur leurs forces et faiblesses. Dans un premier temps, la granulométrie et la mise en place des matériaux incluant l'analyse des critères de filtre ainsi que la stabilité interne des matériaux sont examinés. Ensuite, les débits et niveaux d'eau des deux volets sont comparés. L'article 6.3 concerne la discussion du bilan de masse, des solides totaux et de l'analyse des séquences d'images alors que l'article 6.4 concerne la comparaison des vitesses obtenues dans la modélisation numérique avec les tassements moyens de l'analyse des séquences d'images. Finalement, les mécanismes d'initiation de l'érosion interne sont discutés.

#### **6.1 Granulométrie et mise en place des matériaux**

Cet article présente la vérification des critères de filtres de même que l'analyse de la stabilité interne des matériaux. Ensuite la discussion est amenée vers les conditions de mise en place des matériaux..

L'analyse des critères de filtres de Sherard, Dunnigan et Talbot (1984) montre que les filtres G1 et G2 ne respectent pas les critères de filtres pour le sable et le till. Les  $D_{15}$  des filtres G1 et G2 sont respectivement 41 et 8 mm, alors que le critère requiert un  $D_{15}$  maximal du filtre de 0,7 mm. Il est à noter que le passant 4,75 mm de la courbe granulométrique a été utilisé pour vérifier ces critères. La vérification des critères de filtres de l'USBR montre également que les filtres G1 et G2 ne sont pas adéquats pour le sable et le till. Donc comme prévu, le sable et le till pourront être érodés dans les filtres G1 et G2. C'est bel et bien ce qui a été observé lors des essais. Finalement, le sable utilisé pour l'essai n° 2 respecte les critères de

filtres pour le till. Ce qui signifie que les particules fines du till ne devraient pas se mélanger au sable. En effet, lors de l'essai n° 2 aucun mélange des particules fines du till n'a été observé dans le sable.

En ce qui concerne la stabilité interne des matériaux, le till ainsi que le sable sont considérés stable. La vérification de la stabilité interne des matériaux a été effectuée à l'aide des méthodes de Kenney et Lau (1985) et de Wan et Fell (2008). La forme de la courbe granulométrique selon la méthode de Kenney et Lau (1985) est présentée à la figure 6.1.

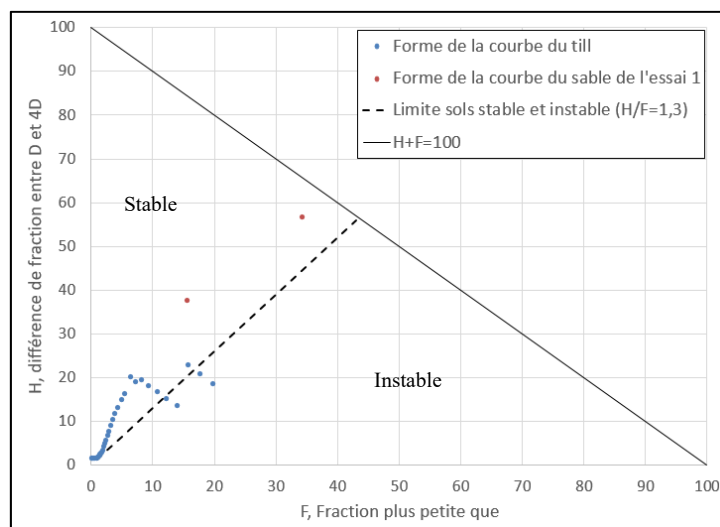


Figure 6.1 Forme de la courbe granulométrique par la méthode de Kenney et Lau (1985)

Cette figure permet de constater que la majorité des points décrivant la forme de la courbe granulométrique du till ainsi que l'ensemble des points de la forme de la courbe granulométrique du sable sont du côté stable de la droite séparant les sols considérés stables des sols considérés instables. La figure 6.2 présente les résultats de l'analyse de la stabilité interne par la méthode de Wan et Fell (2008). Les points qui représentent le till et le sable sont dans la partie de la figure associée aux granulométries stables.

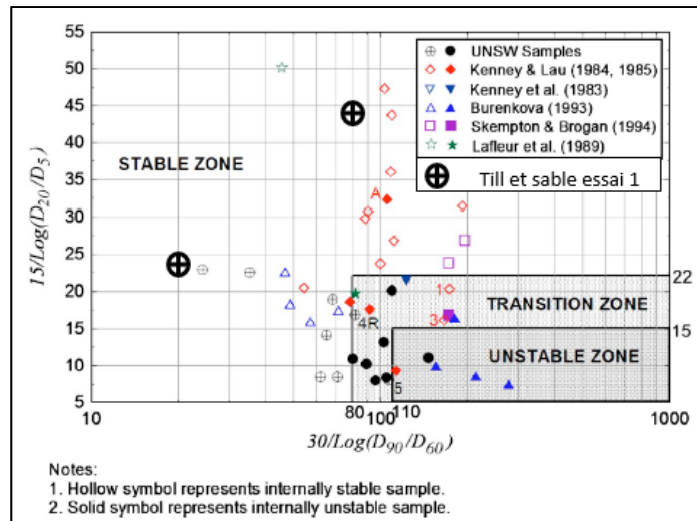


Figure 6.2 Évaluation de la stabilité interne des matériaux par la méthode de Wan et Fell (2008)

Ainsi, basé sur ces deux méthodes, il ne devrait pas y avoir de suffosion du sable et du till. En effet, aucun transport des particules à l'intérieur d'un même matériau n'a été observé lors des essais. Cependant, il est à noter que dans le cas du till, il demeure possible qu'un certain transport des particules fines ait eu lieu sans qu'il ne soit visible. Dans le cas des essais effectués, la suffosion est exclue des mécanismes d'initiation de l'érosion interne.

Finalement, en ce qui concerne la teneur en eau et la mise en place des matériaux, le fait que l'érosion a été observée en premier à l'arrière du montage indique clairement que les sols situés à l'arrière du montage ont été moins bien densifiés que les sols situés à l'avant du montage. Cette situation est survenue étant donné la présence des piézomètres dont les tubes portaient de l'arrière du montage. Afin de s'assurer de ne pas abîmer les piézomètres, la densification des matériaux a été moins intense à l'arrière du montage par rapport à l'avant du montage. Cette zone moins dense a donc été le chemin privilégié de l'eau et c'est pourquoi l'érosion interne s'est initiée à l'arrière du montage et qu'elle a ensuite progressé vers l'avant du montage. Ce phénomène peut être observé dans les barrages aux endroits où il y a des fils ou des conduits. Il pourrait y avoir eu une modification également de la teneur en eau des sols mis en place avant le début des essais. En effet, bien que le mélange des sols à la

bonne teneur en eau ait été effectué juste avant leur mise en place, les sols étaient exposés à l'air lors de leur mise en place. De plus, la durée de mise en place étant de quelques jours, bien qu'une bâche humide ait été mise en place par-dessus la cuve pour éviter l'assèchement des matériaux, il demeure possible que la teneur en eau ait été légèrement modifiée puisque cette bâche n'assurait qu'une étanchéité à l'air limitée. Cependant, cette modification supposée de la teneur en eau n'était pas majeure puisque la couleur des sols est demeurée inchangée entre leur mise en place et le début de l'essai.

En conclusion, les critères de filtres ne sont pas respectés entre les graviers utilisés et le sable ainsi que le till. Ces matériaux peuvent donc être transportés dans les filtres de graviers. Ensuite, les matériaux utilisés ne sont pas sujets à la suffosion. Finalement, la teneur en eau pourrait avoir été légèrement modifiée avant le début de l'essai et la densification des matériaux à l'arrière du montage a été déficiente ce qui a causé un chemin préférentiel pour l'écoulement de l'eau.

## **6.2 Débits et niveaux d'eau**

Dans les paragraphes suivants, les résultats des débits et des niveaux d'eau sont discutés. Dans un premier temps, les limitations des résultats du volet expérimental sont présentées. Ensuite, les niveaux d'eau et débits du volet expérimental sont comparés à ceux du volet numérique.

Les mesures du débit entrant dans le montage expérimental ont été effectuées à l'aide d'un débitmètre à affichage instantané installé sur le tuyau d'entrée d'eau auquel on a soustrait le débit du trop-plein du réservoir amont qui lui était mesuré manuellement à l'aide d'un contenant étalonné. Tel que mentionné dans la section méthodologie du présent mémoire, les faibles débits mesurés par le débitmètre comportaient une grande part d'incertitude. En effet, lorsqu'un débitmètre n'est pas à pleine charge, les débits sont sous-estimés.

À l'inverse, lorsque le débit entrant était trop élevé, la cuve localisée sous le montage débordait (étant donné qu'il n'y avait pas assez de tuyaux de sortie). Les débits simulés dans le logiciel *COMSOL* ainsi que les débits mesurés sont présentés aux figures 6.3 et 6.4 respectivement pour l'essai 1 et l'essai 2.

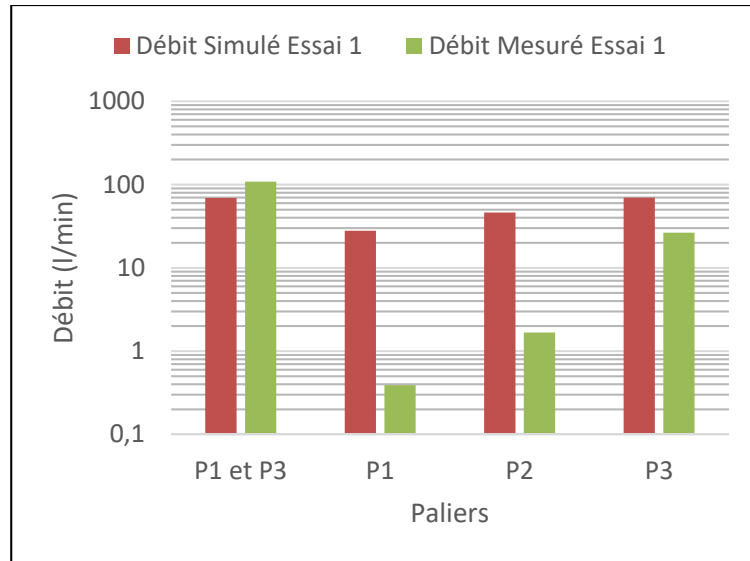


Figure 6.3 Comparaison débits simulés et mesurés – Essai 1

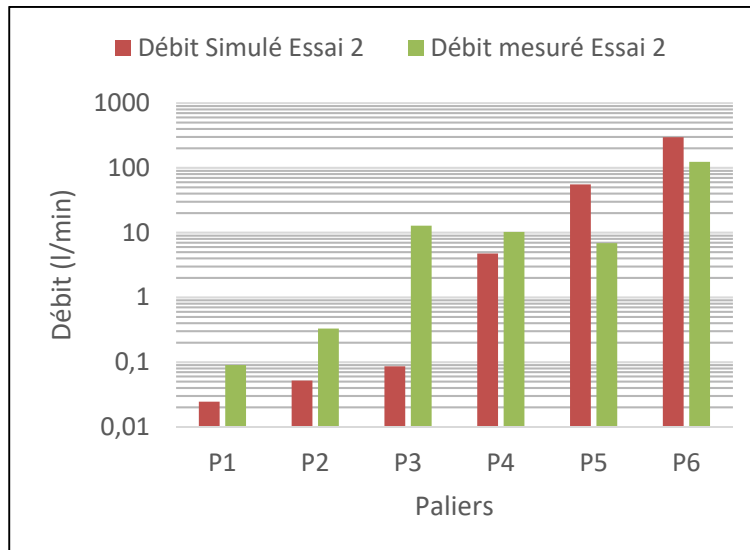


Figure 6.4 Comparaison débits simulés et mesurés – Essai 2

On note des écarts supérieurs à un cycle logarithmique entre les débits simulés et mesurés des paliers 1 et 2 de l'essai 1 ainsi que pour le palier 3 de l'essai 2. Pour les paliers 1 et 2 de l'essai 1, cette différence peut être expliquée par un siphon capillaire lorsque le niveau d'eau est sous la crête du noyau. Dans ce cas, la modélisation numérique surestime le débit. Si on utilise le débit simulé à l'intérieur du noyau pour l'essai 1, on obtient des débits de 0,13 et 0,16 l/min, ce qui est beaucoup plus près du débit mesuré. Il doit en être de même en ce qui concerne le palier 3 de l'essai 2. Il est également surprenant que des diminutions du débit ont été mesurées entre les paliers 3 et 5 de l'essai 2. Cela pourrait possiblement être expliqué par des erreurs de manipulations. Le débit du trop-plein amont étant très élevé, il était plus difficile de le mesurer.

Les niveaux d'eau mesurés à l'aide des piézomètres et des capteurs peuvent également faire l'objet de plusieurs sources d'erreurs. En effet, les pierres poreuses installées dans la cuve peuvent se colmater ou être endommagées lors de la mise en place des matériaux et lors de l'essai. D'ailleurs, le piézomètre 2 était clairement défectueux lors de l'essai 2. Ensuite, la lecture manuelle des piézomètres peut impliquer des erreurs de lecture. Par exemple, pour le premier essai, le niveau d'eau initial des piézomètres n'avait pas été noté. Heureusement, il a été possible de corriger les niveaux d'eau des piézomètres à l'aide des niveaux d'eau des capteurs les plus près. L'essai 2 a montré une bonne correspondance entre les valeurs mesurées par les capteurs et les valeurs mesurées par les piézomètres. Concernant les lectures des capteurs, ceux-ci ont rarement enregistré des suctions (pression d'eau négative), alors que vers la fin de l'essai 2, le capteur C2 était localisé au-dessus du niveau d'eau. Il est intéressant de noter que pour la fin de l'essai 2, le capteur C3 installé dans la couche de sable répondait plus rapidement que les capteurs C1 et C2 installés dans la couche de till. Finalement, il est à noter que les niveaux d'eau mesurés sont élevés par rapport au niveau d'eau du réservoir amont. Cela est corroboré par les résultats de la modélisation numérique. Les niveaux d'eau mesurés et simulés pour chaque capteur sont présentés à la figure 6.5 pour l'essai 1 ainsi qu'aux figures 6.6 et 6.7 pour l'essai 2. Sur ces figures on remarque immédiatement que les niveaux d'eau simulés sont plus faibles que les niveaux d'eau des



capteurs. Ces suppressions mesurées par les instruments pourraient être occasionnées par le chargement mécanique ou encore par la présence de bulles d'air prises lors de la mise en place. On remarque également que les valeurs simulées du capteur 2 diminuent à la fin de l'essai 2. Sur la figure 6.7, il est à noter que le début du palier 5 a été fixé à 1490 minutes dans la modélisation numérique alors que dans les données expérimentales ce début est plutôt à 1510 min. À priori, les niveaux d'eau de la modélisation numérique sont considérés plus réalistes par rapport au niveau d'eau du réservoir amont. Cependant, les modélisations numériques n'incluent pas tous les phénomènes comme le changement de contrainte total associé au changement de niveau d'eau ainsi que l'air qui est piégé lors du compactage.

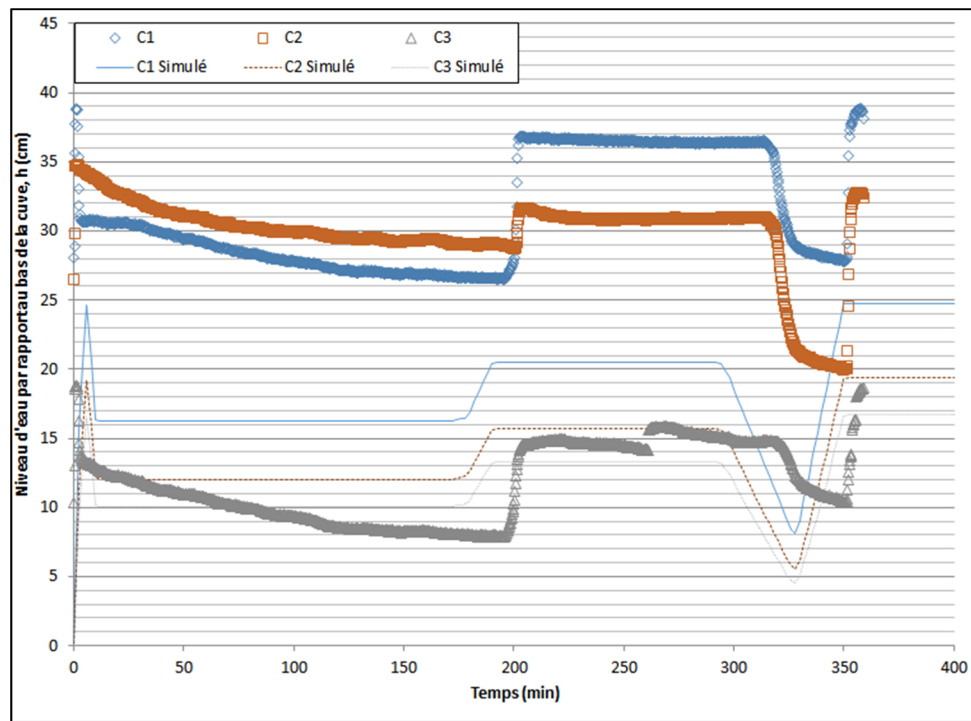


Figure 6.5 Comparaison niveaux d'eau simulés et mesurés – Essai 1

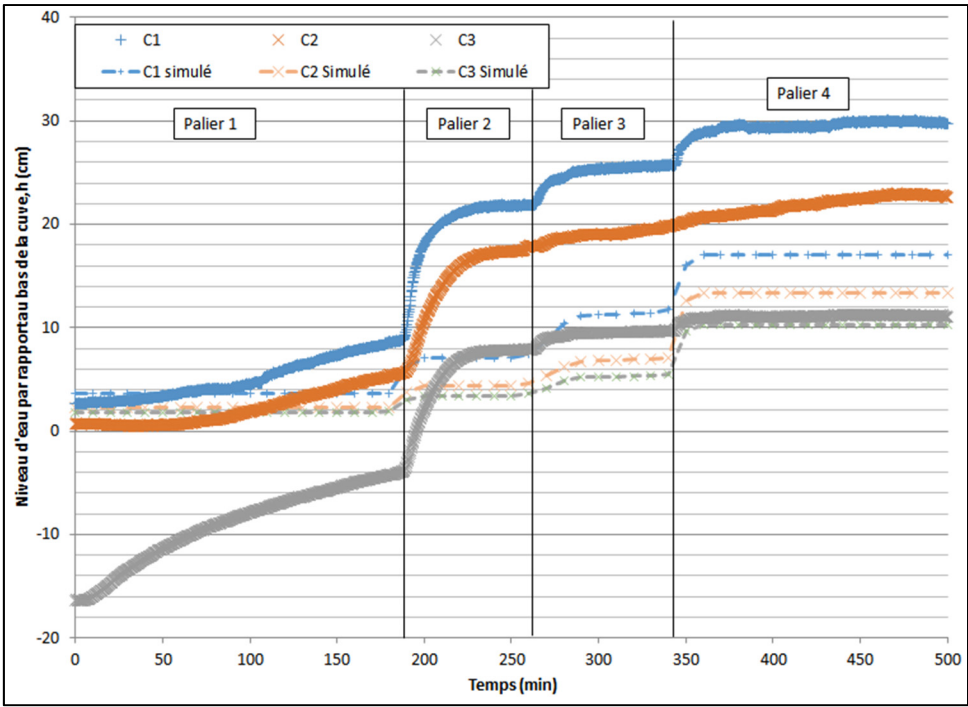


Figure 6.6 Comparaison niveaux d'eau simulés et mesurés – Début Essai 2

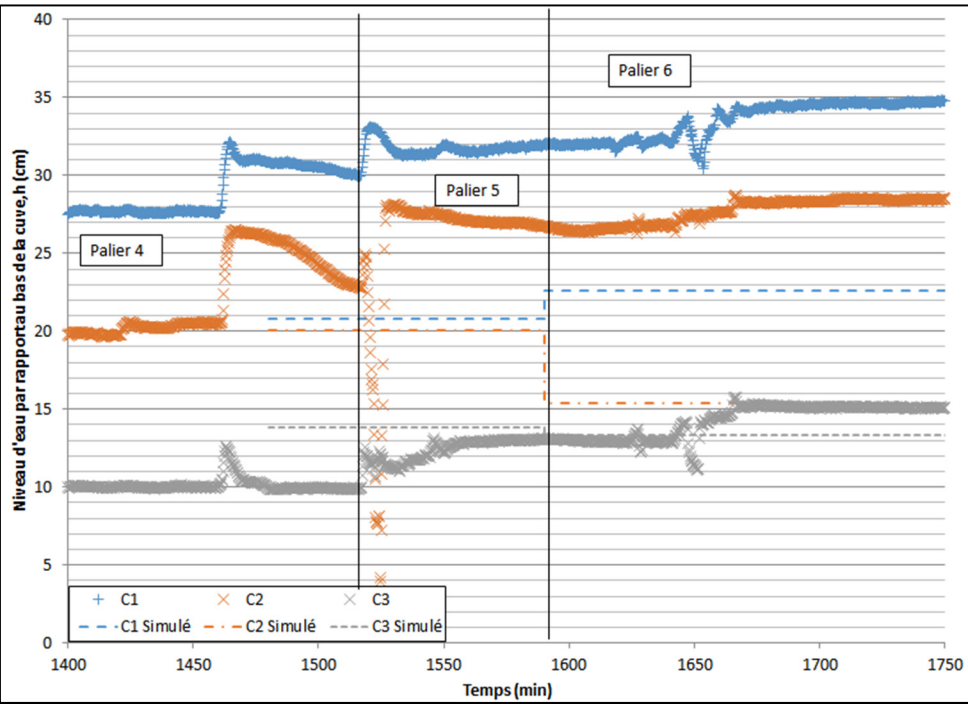


Figure 6.7 Comparaison niveaux d'eau simulés et mesurés – Fin Essai 2

### 6.3 Bilan de masse, solides totaux et analyse des séquences d'images

L'utilisation des colonnes de sédimentation a permis de récupérer efficacement les particules érodées. Cependant certaines particules étaient acheminées vers la cuve localisée sous le montage par le trop-plein de la colonne de sédimentation. Bien que les sédiments de la cuve étaient récupérés, il demeure possible qu'une partie de ces sédiments aient été amenés par l'eau passant par les trop-pleins de la cuve vers l'exutoire du montage. Les bilans de masse effectués sont donc probablement sous-estimés par rapport à la quantité réelle de sédiments érodés. De plus, les sédiments qui ont été récupérés dans la cuve ont été considérés dans le bilan de masse du dernier palier de chaque essai. En effet, bien qu'il y avait de l'érosion rapidement en début d'essai, comme la colonne de sédimentation n'était pas encore pleine, il n'y avait pas de sédiments érodés acheminés vers la cuve sous le montage au début de l'essai. En somme, les résultats du bilan de masse reflètent les observations en cours d'essai (bilan de masse plus élevé en présence d'érosion). De plus, tel qu'il sera discuté plus loin, la masse érodée présente une corrélation avec l'analyse des déplacements effectuée dans *PIVLab*.

En ce qui concerne les solides totaux, le principal biais concerne l'estimation du volume d'eau. En effet, bien que ce volume était relativement constant puisque les bouteilles de 250 ou 500 mL étaient remplies au même niveau, il aurait été préférable de mesurer le volume d'eau réel de chaque bouteille. Selon l'analyse effectuée, les solides totaux présenteraient une fonction de puissance décroissante dans le temps. Cette observation a été possible uniquement pour le palier 5 de l'essai n° 2. Pour les autres paliers et pour l'essai numéro 1, il n'y avait pas suffisamment d'échantillons de solides totaux pour établir une relation. D'autres essais seraient requis afin de valider cette relation.

Tel que montré à la figure 3.15, il existe une corrélation linéaire entre le bilan de masse (masse érodée) et les déplacements moyens obtenus dans le logiciels *PIVLab*. Pour l'établissement de cette corrélation, le palier 5 de l'essai 2 a été exclu. En effet, il a été

considéré que les déplacements moyens obtenus de *PIVLab* ont été sous-estimés étant donné que des grains étaient restés collés à la paroi. Par ailleurs, cette corrélation linéaire comprend les résultats obtenus dans le mémoire de Dumberry (2017). Cependant, il est à noter que la résolution utilisée dans l'analyse des séquences d'images du mémoire de Dumberry (2017) était inférieure à la résolution utilisée dans le cadre de ce mémoire. La vérification de cette corrélation linéaire devrait être effectuée pour la même résolution. Malgré ces éléments de discussion des résultats, il n'en demeure pas moins qu'il semble exister une relation entre les bilans de masse effectués et les déplacements moyens obtenus dans le logiciel *PIVLab*.

#### **6.4 Vitesse simulée et déplacement vertical moyen**

Pour l'essai 2, un déplacement vers l'amont du déplacement maximal vertical moyen obtenu dans *PIVLab* le long de l'axe des  $x$  et de la vitesse maximale réelle de l'eau simulée au contact entre le filtre et le noyau ont été notés. La figure 6.8 présente ces deux éléments sur un graphique. Le second maximum de la vitesse simulée pour la géométrie 2 est localisé à une distance de 0,7 m ce qui correspond à l'emplacement du déplacement vertical moyen maximum extrait dans *PIVLab* pour les premiers déplacements majeurs observés. Cette vitesse de 0,46 m/s serait donc la vitesse critique d'initiation de l'érosion interne du montage expérimental. Pour la troisième géométrie, cette correspondance est moins évidente puisque les maximums de vitesse et de déplacement vertical moyen sont distants d'environ 10 cm. Cette différence pourrait s'expliquer notamment par une représentation inexacte de la forme du noyau à cette étape. Le profil réel du noyau présentait une certaine rugosité qui a probablement joué un rôle important dans le profil de vitesse. Cependant, dans les deux cas, un déplacement des maximums vers l'amont par rapport à la géométrie précédente a été noté. Cette évolution des maximums de vitesse et de déplacement vertical moyen semble suivre également l'évolution de la forme du noyau.

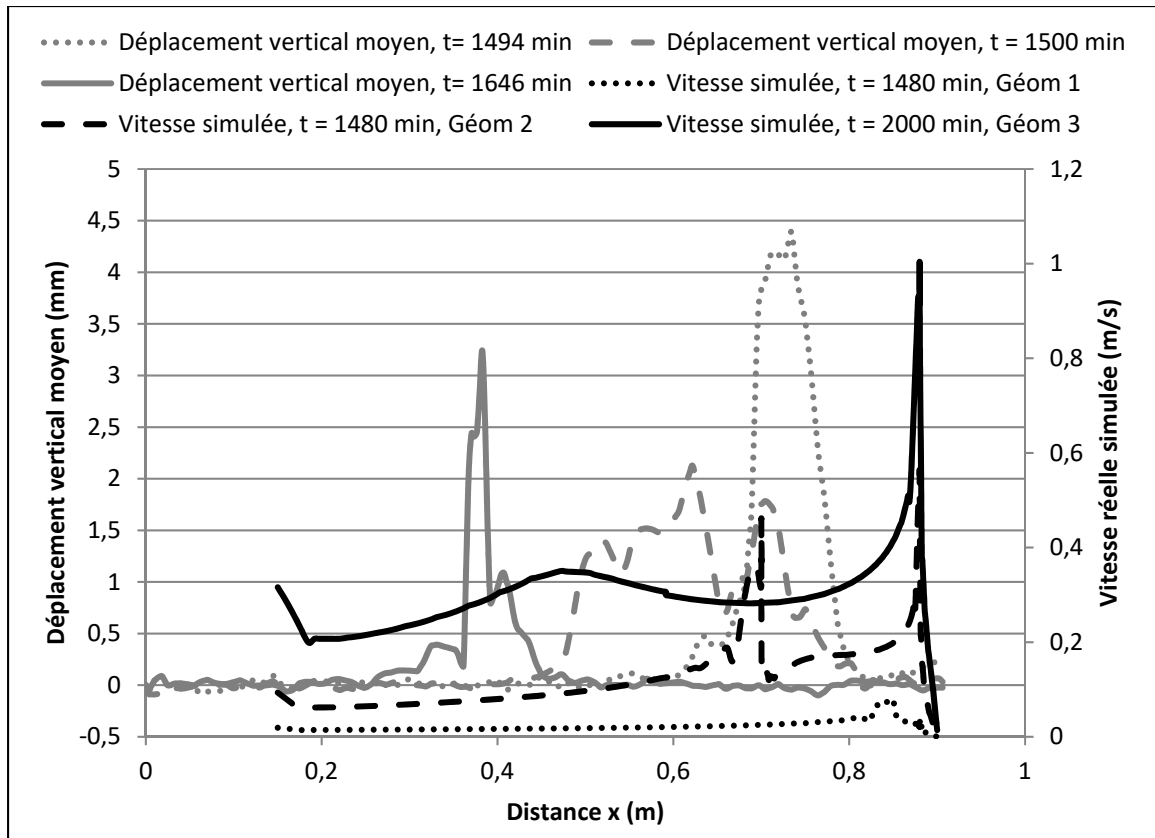


Figure 6.8 Vitesse simulée et déplacement vertical moyen

## 6.5 Mécanismes d'initiation de l'érosion interne

Tel que mentionné dans la revue de littérature, dans le cas d'un franchissement de noyau, les mécanismes potentiels d'initiation de l'érosion interne sont la suffosion, l'érosion de contact ainsi que l'érosion régressive. Suite à l'examen des critères de stabilité interne des sols utilisés, le mécanisme de suffosion est exclu. Selon l'évolution de la forme du noyau pour l'essai 1 ainsi que pour la géométrie 3 de l'essai 2, l'érosion de contact est en cause. Dans le cas de l'essai 2, la formation d'un tunnel dans le sable indique que l'érosion régressive est en cause. Ce tunnel a par la suite progressé vers l'amont jusqu'à la rupture de la couche de till sus-jacente. À partir de ce moment, on observe plutôt une érosion de contact.

Dans le cas du sable, étant donné l'uniformité de sa courbe granulométrique, les critères d'initiation de l'érosion de contact se rapprochent des critères d'érosion des cours d'eau qui considèrent une seule taille de grains. Basée sur le Diagramme d'Hjulstrom (1935), une vitesse de l'eau entre environ 15 et 30 cm/s serait requise pour initier l'érosion du sable. Dans le cas de l'essai 1, la vitesse réelle maximale de l'eau simulée par la modélisation numérique au contact entre le noyau et le filtre était seulement de 8 cm/s. Considérant que la modélisation numérique de cet essai ne considère pas l'évolution de la forme du noyau, il est fort probable que la vitesse réelle était plus importante. En ce qui concerne le till, les critères d'érosion de contact sont moins évidents étant donné l'étalement de la granulométrie du matériau. Quoi qu'il en soit, pour l'essai 2, il ne s'agit pas du mécanisme d'initiation de l'érosion interne puisque celle-ci a plutôt commencé au niveau du sable.

Dans le cas de l'érosion régressive, tel que mentionné dans la revue de littérature, il ne semble pas y avoir de consensus sur les critères d'initiation associés au gradient hydraulique. Dans le cas présent, des gradients hydrauliques maximaux de 1,5 en x et de 1,6 en y ont été obtenus de la modélisation numérique pour la géométrie 1 de l'essai 2. Pour les deux essais, la composante du gradient hydraulique parallèle à la surface est de l'ordre de 1,2 et 1,3 au coin supérieur du contact entre le noyau et le filtre. On note également pour l'essai 2 une composante du gradient parallèle à la surface de l'ordre de 0,83 à la base de la couche de sable, soit à l'endroit où l'érosion a été initiée pour l'essai 2. Dans un autre ordre d'idée, dans l'article de Wan et Fell (2004) qui concerne les essais d'érosion d'une ouverture (« *Hole erosion test* »), une équation a été développée pour évaluer la contrainte de cisaillement d'une ouverture dans le sol :

$$\tau = \frac{\rho_w g W_c H}{2L} \quad (6.1)$$

Où  $\tau$  correspond à la contrainte de cisaillement moyenne le long de l'ouverture,  $W_c$  est la largeur de l'ouverture,  $H$  est la charge hydraulique en amont de l'ouverture et  $L$  est la

longueur de l'ouverture. Wan et Fell (2004) explique que cette équation peut être utilisée comme guide pour l'initiation de l'érosion le long d'une ouverture. Par exemple, pour une contrainte de cisaillement inférieure à  $20 \text{ N/m}^2$ , l'initiation de l'érosion sera très probable alors que pour une contrainte supérieure à  $200 \text{ N/m}^2$ , l'initiation de l'érosion sera peu probable. Étant donné que l'ouverture dans le sable est bien visible pour l'essai 2, l'évaluation de la contrainte de cisaillement moyenne a été effectuée pour deux moments du palier 5 (soit 22 et 28 minutes après le début du palier 5). Les longueurs et largeurs de l'ouverture ont été évaluées à partir des images de la vue générale (voir tableau 3.8). À 22 minutes, l'ouverture comportait une largeur d'environ  $0,01 \text{ m}$  et une longueur d'environ  $0,1 \text{ m}$  alors qu'à 28 minutes, la largeur était d'environ  $0,025 \text{ m}$  et la longueur était d'environ  $0,15 \text{ m}$ . Dans les deux cas, la charge hydraulique était de  $0,25 \text{ m}$ . Les contraintes de cisaillement calculés à l'aide de l'équation 6.1 sont donc de  $123$  et  $204 \text{ N/m}^2$  respectivement pour 22 et 28 minutes. Dans le premier cas, on a observé une progression de l'érosion alors que dans le deuxième cas, l'érosion le long de l'ouverture avait cessé et on observait plutôt une érosion de contact au niveau du till sus-jacent.

En résumé, dans le cas de l'essai 1, l'érosion de contact constitue le mécanisme d'initiation de l'érosion alors que dans le cas de l'essai 2, il s'agit plutôt de l'érosion régressive. Les critères d'initiation de l'érosion de contact pour un sable uniforme se rapprochent des critères d'érosion d'un cours d'eau, cependant dans le cas présent la vitesse simulée est nettement inférieure à ces critères. Dans le cas de l'érosion régressive, des gradients maximums de  $0,5$  et  $1,4$  ont été obtenus pour la simulation numérique de la géométrie 1 de l'essai 2. Ces gradients sont localisés à l'endroit de la partie supérieure de la couche de sable. Par contre, la composante du gradient parallèle à l'interface est de l'ordre de  $0,83$  à la base de la couche de sable, soit à l'endroit de l'initiation de l'érosion pour l'essai 2. Pour les deux essais, des composantes du gradient parallèle à l'interface de l'ordre de  $1,2$  et  $1,3$  ont été obtenus au coin supérieur du contact entre le noyau et le filtre. Des contraintes de cisaillement critique de  $123$  et  $204 \text{ N/m}^2$  pour l'initiation de l'érosion le long d'une ouverture ont été évaluées à l'aide de l'équation de Wan et Fell (2004).

Dans ce contexte, les résultats de la modélisation numérique corroborent l'hypothèse présentée en introduction, soit qu'en présence de sols sujets à l'érosion interne d'un point de vue géométrique, l'érosion interne sera alors initiée où les forces d'écoulement (gradients) sont plus grandes.



## CONCLUSION

En conclusion, le montage expérimental d'un barrage combiné à la modélisation numérique ont permis d'atteindre l'objectif principal de ce projet, soit d'étudier l'évolution dans le temps de l'érosion interne d'un barrage en remblai suivant le franchissement de noyau en considérant des conditions non saturées. Les essais et modélisations effectués corroborent l'hypothèse présentée en introduction, soit qu'en présence de sols sujets à l'érosion interne d'un point de vue géométriques, l'érosion interne sera alors initiée où les forces d'écoulement (gradients) sont plus grandes. Plus précisément, les travaux ont permis d'obtenir de nouvelles informations sur les éléments suivants :

- l'évolution dans le temps de la masse de sédiments érodés;
- la relation entre les sédiments érodés et les déplacements moyens;
- une relation entre la vitesse, les déplacements moyens et l'évolution dans le temps de la géométrie;
- les mécanismes d'initiation de l'érosion interne.

Tel que mentionné, ces résultats ont été obtenus grâce à des essais effectués dans un montage expérimental ainsi qu'à l'aide de modélisations numériques. Les paragraphes suivants résument la méthodologie ainsi que les résultats de ces deux volets.

Le montage expérimental a permis la reproduction du phénomène de franchissement de noyau d'un modèle réduit d'un barrage à l'intérieur d'une cuve. Dans le cadre de ce projet, deux essais ont été effectués, soit un essai sur un noyau homogène de sable ainsi qu'un essai sur un noyau comportant une couche de sable entre deux couches de till (afin de reproduire un noyau avec une grande hétérogénéité de perméabilité comme c'est le cas lorsqu'il y a une ségrégation des matériaux). Pour les deux essais, le niveau d'eau amont a été augmenté suivant différents paliers. Les niveaux d'eau à l'intérieur du noyau et débits entrants ont été suivis pour toute la durée des essais à l'aide de piézomètres, de capteurs de pression et d'un débitmètre. Les essais ont tous été filmés. Les sédiments étaient recueillis dans des colonnes

de sédimentation localisées du côté aval du montage. En présence d'érosion, des échantillons d'eau sortant du montage ont été prélevés à différents moments afin d'effectuer l'analyse des solides totaux. Les deux essais ont permis d'observer que la forme du noyau évolue dans le temps en suivant la surface de la nappe. Selon l'analyse des solides totaux, les sédiments érodés suivraient une fonction de puissance décroissante dans le temps suivant le début de l'érosion. L'analyse des séquences d'images des photos extraites des vidéos effectuées à l'aide du logiciel *PIVLab* a permis d'établir une relation linéaire entre la masse érodée et les déplacements moyens.

Les modélisations numériques de l'écoulement en conditions non saturées avaient comme objectif de reproduire les essais effectués afin d'obtenir la distribution des vitesses pour chaque essai. Pour le deuxième essai, trois géométries différentes ont été modélisées afin de reproduire l'évolution de la forme du noyau dans le temps. Ensuite, des gradients hydrauliques maximaux en x et y de l'ordre de 1,5 et de 1,6 ont été obtenus respectivement pour l'essai 2. Finalement, l'examen des vitesses obtenues des modélisations numériques ont permis d'effectuer le lien entre l'évolution de l'érosion interne dans le temps ainsi que l'évolution de la forme de la partie aval du noyau dans le temps. Un lien a également été effectué avec l'évolution des déplacements verticaux moyens obtenus de *PIVLab*.

Les résultats de l'évaluation de la stabilité interne des sols, des modélisations numériques combinées aux observations des essais ont permis d'évaluer les mécanismes d'initiation de l'érosion interne. Dans le cas de l'essai 1, il s'agit d'une érosion de contact initiée avec une vitesse simulée maximale de 8 cm/s. Dans le cas de l'essai 2, il s'agirait d'érosion régressive, cependant les gradients maximaux en x et y de 1,5 et 1,6 ont été observés à l'endroit de la zone de rupture et non à l'endroit du conduit. La contrainte de cisaillement critique pour l'initiation de l'érosion le long d'un conduit a été évaluée à 123 et 204 N/m<sup>2</sup> à l'aide de l'équation de Wan et Fell (2004)

## **RECOMMANDATIONS**

Les travaux de ce projet ont permis d'établir plusieurs recommandations en ce qui a trait au montage expérimental, à l'analyse des séquences d'images, à la modélisation ainsi qu'en ce qui concerne les travaux futurs. Ces recommandations sont détaillées dans les paragraphes ci-dessous.

Pour le montage expérimental, plusieurs améliorations seraient possibles. Une des grandes problématiques actuelles du montage est le fait qu'en présence d'érosion, des sédiments sont acheminés dans la cuve sous le montage. Une fois que les sédiments sont acheminés dans cette cuve, il peut y avoir une perte des sédiments par les tuyaux de sorties. De plus, les sédiments des différents paliers de l'ensemble de l'essai s'y retrouvent et sont donc mélangés. Dans ce contexte, il serait préférable d'utiliser une deuxième colonne de sédimentation ou bien un filtre efficace afin de récupérer et d'empêcher les sédiments de se retrouver directement dans la cuve. Ensuite, les piézomètres et les capteurs de pression ont présenté systématiquement des niveaux d'eau supérieurs aux niveaux d'eau des modélisations numériques. Cela est possiblement dû à l'accumulation de particules fines autour des pierres poreuses ou à la présence de bulles d'air. Par ailleurs, la mise en place du noyau était compliquée par la présence des piézomètres aménagés à l'horizontale. L'utilisation de piézomètres verticaux installés suivant la mise en place du noyau pourrait être envisagée.

En ce qui concerne l'analyse des séquences d'images extraites des vidéos, il serait recommandé d'utiliser le temps inscrit dans les propriétés des fichiers des photos pour lesquelles il y a une déformation afin d'en déduire des vitesses. Ensuite, l'utilisation d'une caméra avec un capteur d'une résolution plus élevée pour la vue générale permettrait d'obtenir des photos et vidéos de la vue générale avec une meilleure qualité. Ensuite, ces photos pourraient être utilisées pour l'analyse des séquences d'images.

Pour la modélisation numérique, il serait recommandé d'utiliser un « *mapping* » dans le logiciel *COMSOL* afin de transférer les données de pressions d'une géométrie à l'autre. Cette fonction permet par exemple de fixer comme conditions initiales de la deuxième géométrie, les résultats de pressions de la première géométrie. Cependant à ce moment il serait recommandé d'utiliser des géométries simplifiées sinon des problèmes de convergence du modèle sont à prévoir.

Finalement, il serait recommandé d'effectuer d'autres essais à l'aide du montage expérimental afin de vérifier la répétabilité des essais ainsi que les relations obtenues dans le présent mémoire. L'analyse des solides totaux dans le temps en présence d'érosion de même que l'analyse des séquences d'images semblent être des outils prometteurs pour les essais de laboratoire sur l'érosion interne. La modélisation numérique est actuellement un bon complément aux essais de laboratoire puisqu'elle permet d'obtenir et de visualiser les gradients hydrauliques et les vitesses d'écoulements. La combinaison des modèles numériques d'éléments discrets aux modèles numériques d'éléments finis devrait être une avenue très prometteuse pour modéliser les problèmes d'érosion interne.

## ANNEXE I

### PROGRAMMES LABVIEW

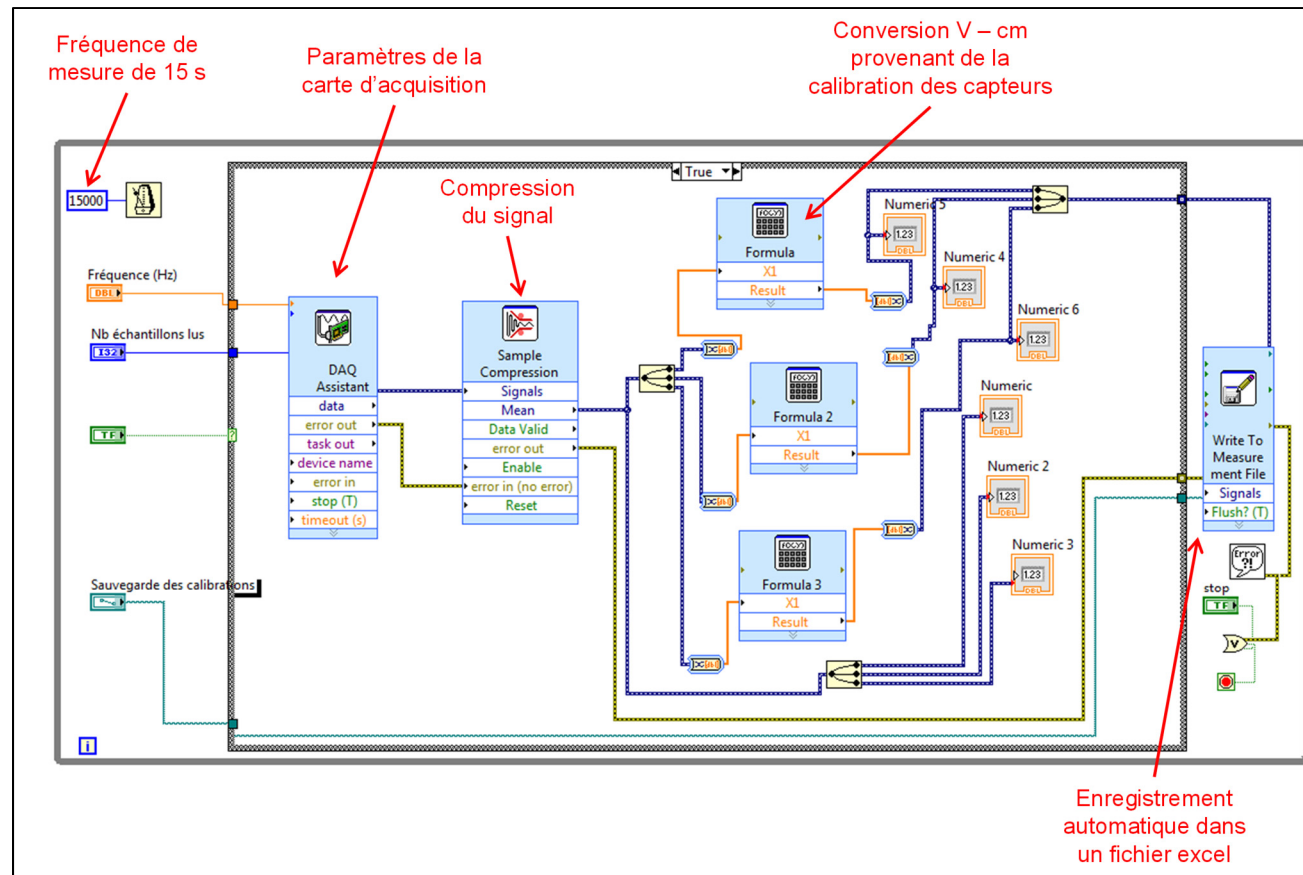


Figure-A I-1 Programme LabVIEW développé pour l'enregistrement des valeurs mesurées par les capteurs de pression numériques  
Tirée de Dumbery (2017)

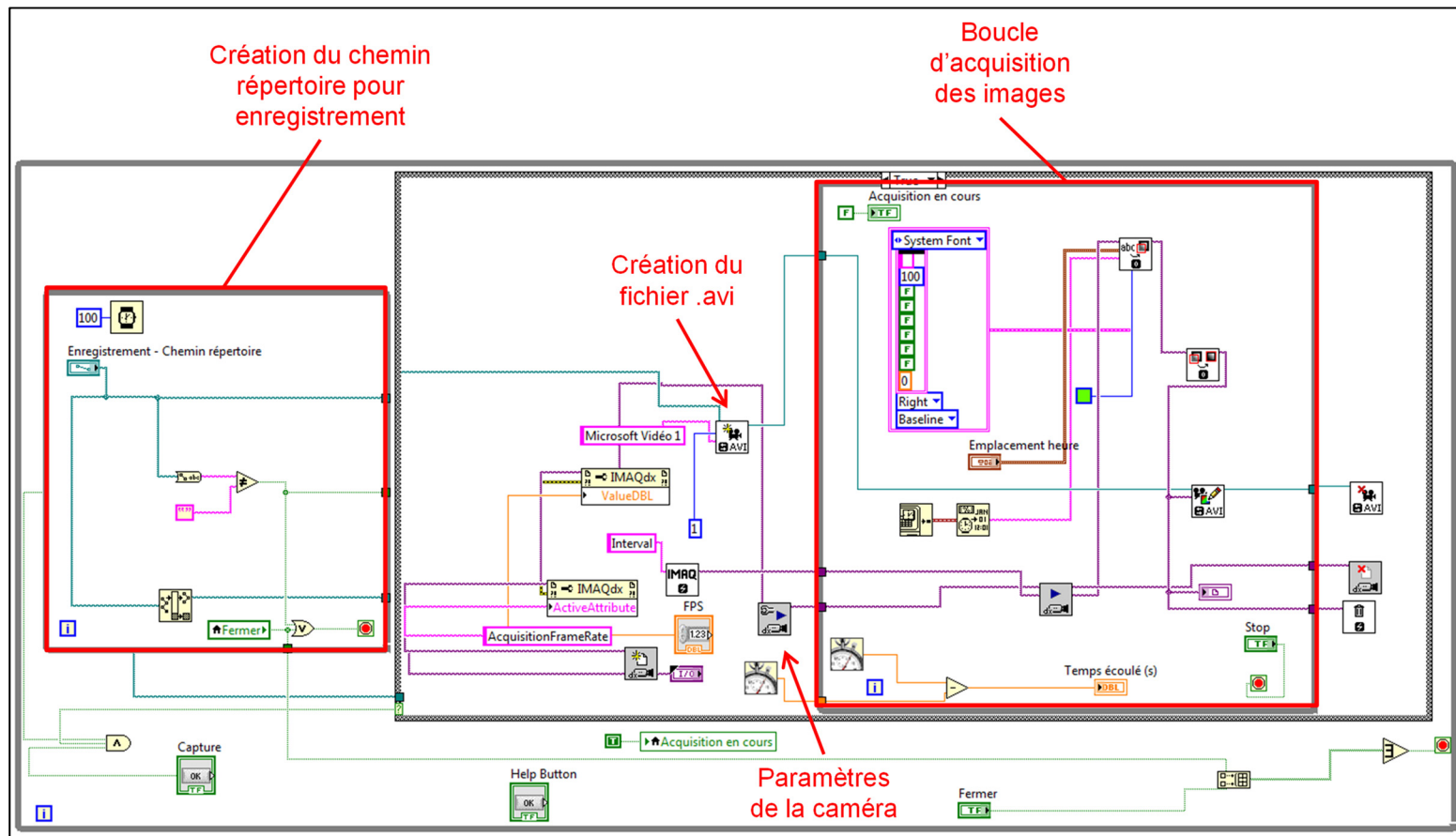


Figure-A I-2 Programme LabVIEW développé pour l'acquisition d'images avec les caméras  
Tirée de Dumberry (2017)

## ANNEXE II

### NIVEAU D'EAU POUR L'ENSEMBLE DE L'ESSAI N° 2

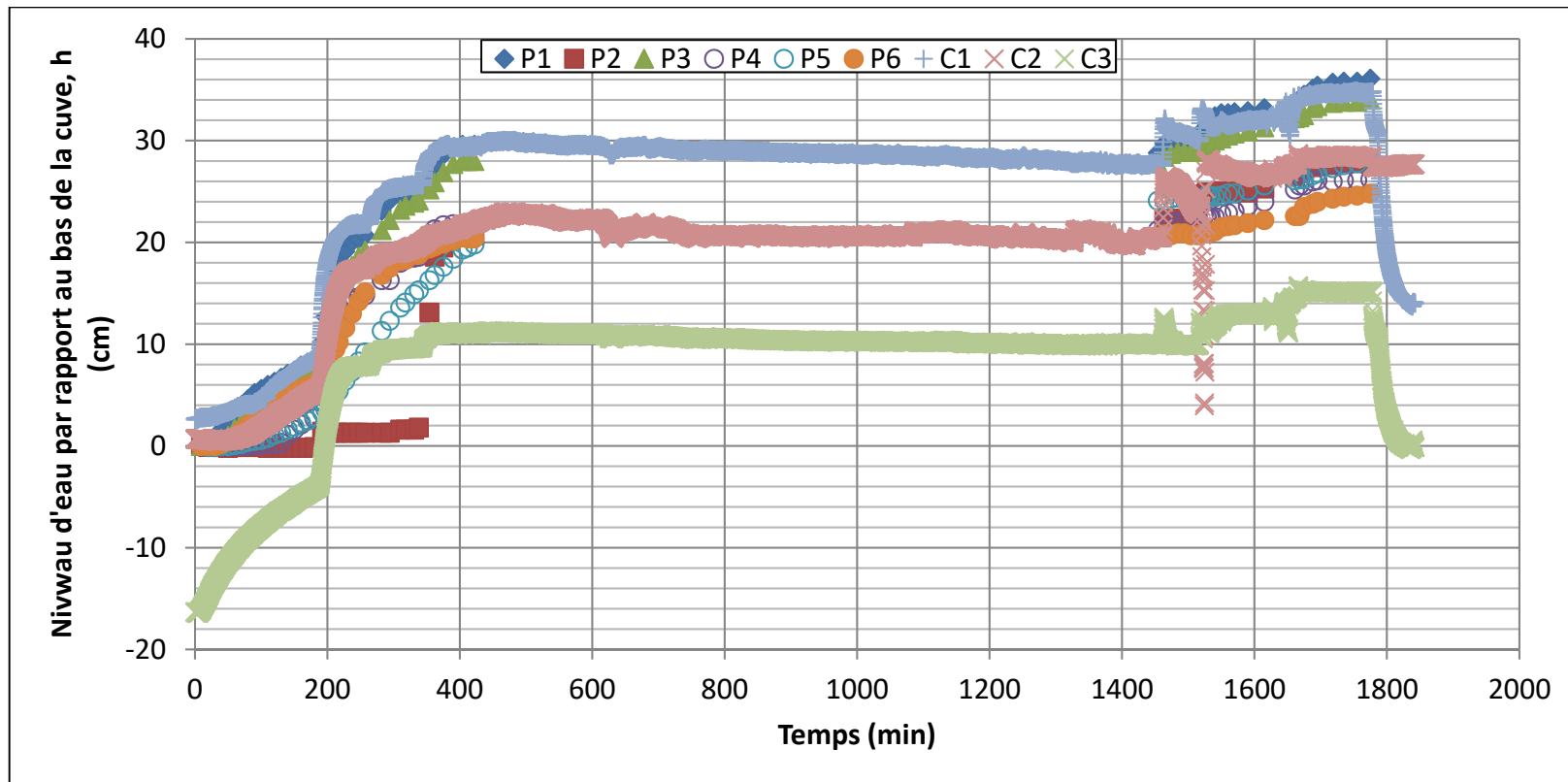


Figure A II-1 Niveau d'eau par rapport au bas de la cuve, ensemble de l'essai n° 2





### ANNEXE III

#### MAILLAGE UTILISÉ POUR LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE

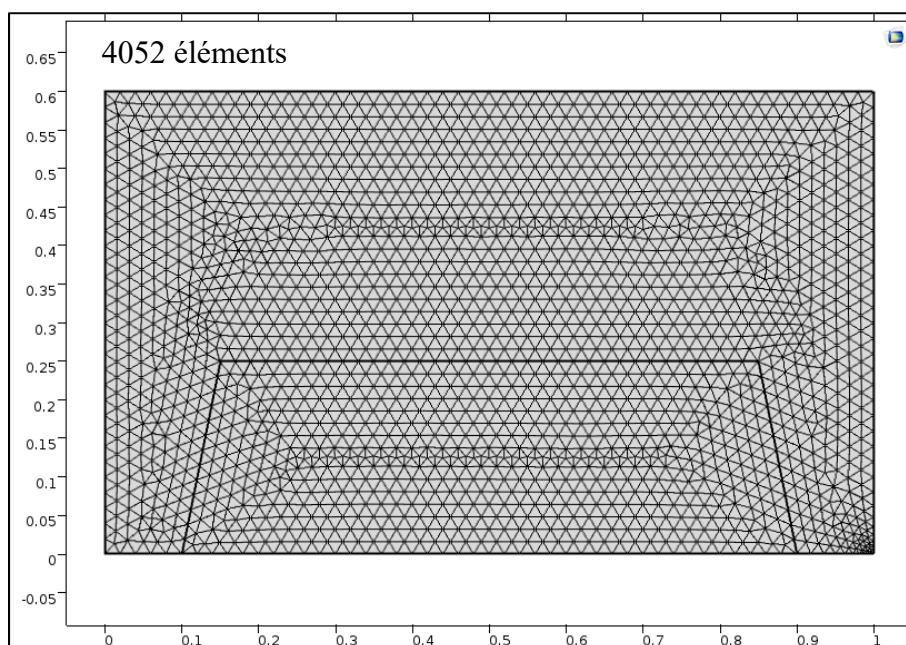


Figure A III-1 Maillage essai n° 1

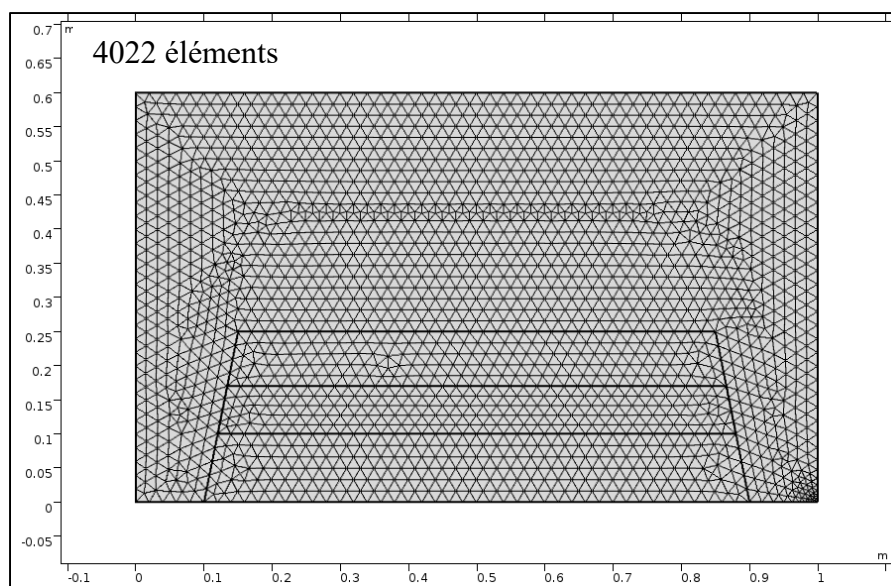


Figure A III-2 Maillage essai n° 2 – Géométrie initiale

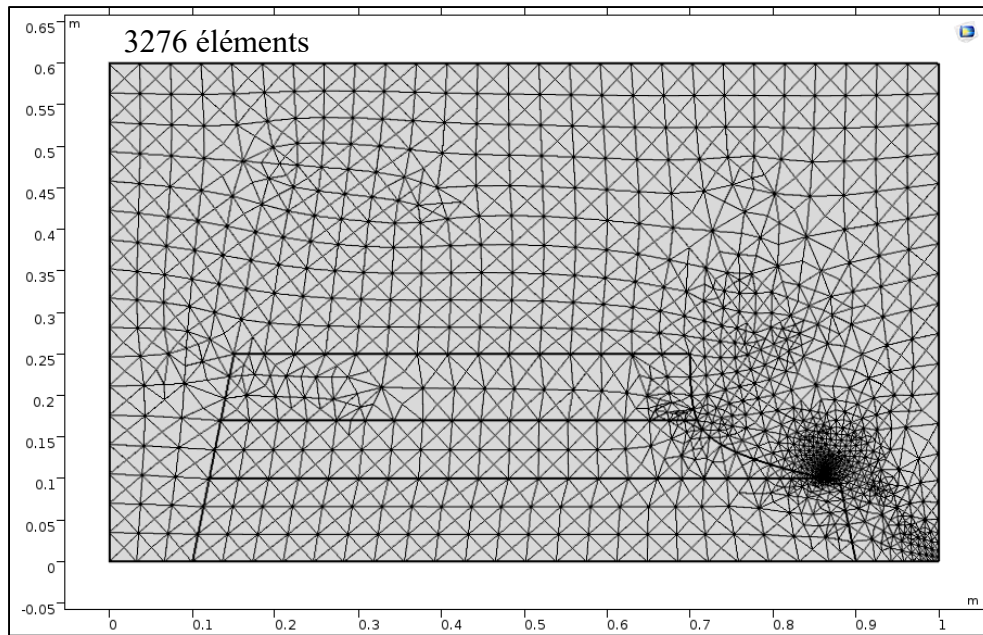


Figure A III-3 Maillage essai n° 2 – Géométrie intermédiaire

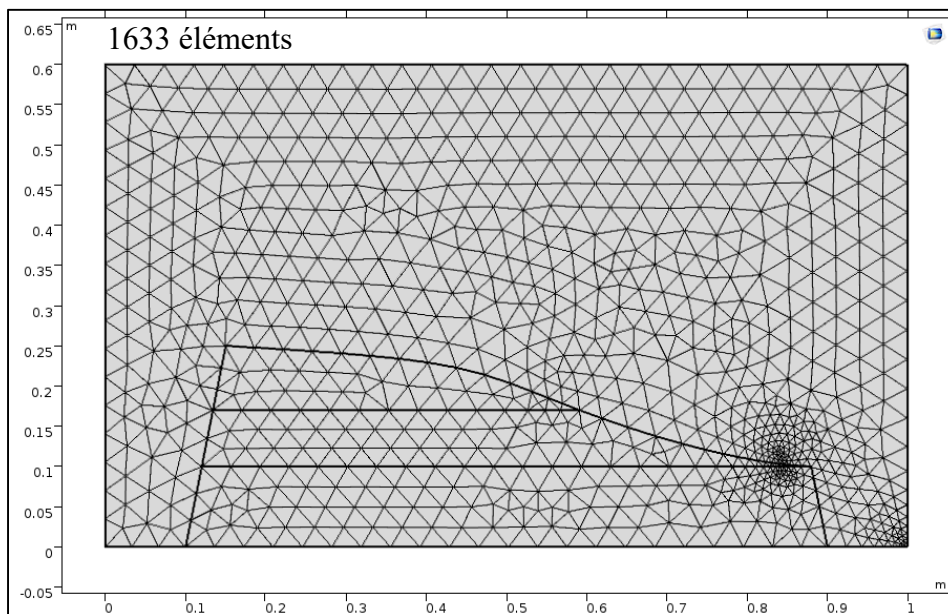


Figure A III-4 Maillage essai n° 2 – Géométrie finale

## LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ACB. 2018. « Barrage au Canada ».

<[https://www.cda.ca/FR/Barrages\\_au\\_Canada/FR/Barrages\\_au\\_Canada.aspx?hkey=a8a17bd2-1d75-49c0-90b1-1849e2f73897](https://www.cda.ca/FR/Barrages_au_Canada/FR/Barrages_au_Canada.aspx?hkey=a8a17bd2-1d75-49c0-90b1-1849e2f73897)>. Consulté le 2018-05-01.

ASTM. 2006. *Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head) (Withdrawn 2015)*. Norme D2434-68. West Conshohocken, PA: ASTM International., 6 p.

ASTM. 2008. *Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic Curve for Desorption Using a Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, and/or Centrifuge* Norme D6836-02. West Conshohocken, PA: ASTM International, 22 p.

ASTM. 2010a. *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*. Norme D2216-10. West Conshohocken, PA: ASTM International, 7 p.

ASTM. 2010b. *Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter*. Norme D5084-10. West Conshohocken, PA: ASTM International, 24 p.

ASTM. 2011. *Standard Practice for Reducing Samples of Aggregate to Testing Size*. Norme C702/C702M-11. West Conshohocken, PA: ASTM International, 5 p.

ASTM. 2012. *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>))*. Norme D698-12E2. West Conshohocken, PA: ASTM International, 13 p.

ASTM. 2017a. *Standard Test Methods for Determining the Amount of Material Finer than 75- $\mu$ m (No. 200) Sieve in Soils by Washing*. Norme D1140-17. West Conshohocken, PA: ASTM International, 6 p.

ASTM. 2017b. *Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis*. Norme D6913/D6913M-17. West Conshohocken, PA: ASTM International.

Baba, Hamoudy Ould, et Stephan Peth. 2012. « Large scale soil box test to investigate soil deformation and creep movement on slopes by Particle Image Velocimetry (PIV) ». *Soil and Tillage Research*, vol. 125, p. 38-43.

- Bartzke, G., K. R. Bryan, C. A. Pilditch et K. Huhn. 2013. « On the Stabilizing Influence of Silt On Sand Beds ». *Journal of Sedimentary Research*, vol. 83, n° 8, p. 691-703.
- Bear, Jacob. 1972. *Dynamics of fluids in porous media*.
- Béguin R., Philippe P. et Faure Y.H. 2012 « Pore-Scale flow measurements at the interface between a sandy layer and a model porous medium: Application to statistical modeling of contact erosion ». *Journal of Hydraulic Engineering*. American Society of Civil Engineers, 2013, vol. 139, n° 1, p. 1-11.
- Béguin, Rémi. 2011. « Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre ». Dissertation doctorale, Université de Grenoble.
- Billstein, Mats, et Urban Svensson. 2002. « A numerical evaluation of air bubbles as a potential explanation to the higher than expected pore pressures in the core of WAC Bennett Dam ». *Journal of Hydraulic Research*, vol. 40, n° 5, p. 623-629.
- Bonelli, Stéphane, et Didier Marot. 2011. « Micromechanical modeling of internal erosion ». *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 15, n° 8, p. 1207-1224.
- Brooks, Royal Harvard, et Arthur Thomas Corey. 1964. *Hydraulic properties of porous media*. Coll. « Hydrology Paper No. 3 ». Fort Collins, Colorado: Colorado State University.
- Canadian Dam Association. 2007. « Technical Bulletin: Geotechnical Considerations for Dam Safety ». 34 p.
- Cedergren, Harry R. 1977. *Seepage, drainage, and flow nets* (1977), 2nd ed. New York, N.Y.: J. Wiley and Sons, xviii, 534 p. .
- CEHQ. 2016. « Répertoire des barrages ». < <https://www.cehq.gouv.qc.ca/barrages/avertissement-liste.htm> >. Consulté le 2016-02-22.
- Chapuis, Robert P. 2012. « Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review » *Bulletin of engineering geology and the environment*, vol. 71, n° 3, p. 401-434
- Chapuis, Robert P. 2008. « Predicting the saturated hydraulic conductivity of natural soils ». *Geotechnical news*, vol. 26, n° 2, p. 47-50.

- Chapuis, Robert P. 2004. « Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 41, n° 5, p. 787-795.
- Chapuis, Robert P, et Michel Aubertin. 2003. « Predicting the Coefficient of Permeability of Soils Using the Kozeny-Carman Equation ». *Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal*, 31 p.
- Chapuis, Robert P, et Michel Aubertin. 2003. « On the use of the Kozeny Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 40, n° 3, p. 616-628.
- Chapuis, Robert P. 1992. « Similarity of internal stability criteria for granular soils ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, p. 711-713.
- Chapuis, Robert P. , André Contant et Karsten A. Baass. 1996. « Migration of fines in 0-20 mm crushed base during placement, compaction and seepage under laboratory conditions ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 33, p. 168-176.
- Chapuis, Robert P. 1995. « Filtration des sols pulvérulents et des sols fins: critères et exemples ». *Vecteur Environnement*, vol. 28, n° 4, p. 19-29.
- Chen, Liang, Jingchuan Zhao, Hongyu Zhang et Wen Lei. 2015. « Experimental Study on Suffusion of Gravelly Soil ». *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 52, n° 3, p. 135-143.
- Chen, Qun, et L.M. Zhang. 2006. « Three-dimensional analysis of water infiltration into the Gouhou rockfill dam using saturated-unsaturated seepage theory ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 43, p. 449-461.
- Chen, Sheng-Hong, ML Chen et GW Lai. 2015. *Hydraulic structures*. Springer.
- CIGB. 2018. < [http://www.icold-cigb.org/article/FR/registre\\_des\\_barrages/synthese\\_generale/nombre-de-barrages-par-pays-membre](http://www.icold-cigb.org/article/FR/registre_des_barrages/synthese_generale/nombre-de-barrages-par-pays-membre) >. Consulté le 2018-05-01.
- Darcy, Henry. 1856. « Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon ». *Victor Dalmont, Paris, France*.
- Dionne, P., et J. M. Konrad. 2015. « An experimental study of contact erosion between a till core and coarser crest and filter material ». In *68th Canadian Geotechnical Conference and 7th Canadian Permafrost Conference*. (Richmond, Québec, Canada, 20-23 septembre 2015). Société Canadienne de géotechnique.

- Dumberry, Kevin. 2017. « Étude expérimentale des mécanismes d'érosion durant le franchissement de noyau dans les barrages en remblai ». Montréal, École de technologie supérieure.
- Dumberry, Kevin, François Duhaime et Yannic A. Ethier. 2018. « Erosion monitoring during core overtopping using a laboratory model with digital image correlation and X-ray microcomputed tomography ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 55, n° 2, p. 234-245.
- Fell, Robin, Patrick MacGregor, David Stapledon et Graeme Bell. 2015. *Geotechnical engineering of dams*. CRC Press.
- Fell, Robin, C. Wan, J. Cyganiewicz et M. Foster. 2003. « Time for Development of Internal Erosion and Piping in Embankment Dams ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 129, n° 4, p. 307-314.
- Flash-Integro LCC. 2011-2017. *VSDC Free Video Converter*.(Version 2.4.7.338).
- Foster, Mark, Robin Fell et Matt Spannagle. 2000. « The statistics of embankment dam failures and accidents ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 37, p. 1000-1024.
- Fredlund, Delwyn G, et Anqing Xing. 1994. « Equations for the soil-water characteristic curve ». *Canadian geotechnical journal*, vol. 31, n° 4, p. 521-532.
- Fredlund, Murray D, G Ward Wilson et Delwyn G Fredlund. 2002. « Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 39, n° 5, p. 1103-1117.
- Garcia-Bengochea, Ignacio, Adolph G Altschaeffl et Charles William Lovell. 1979. « Pore distribution and permeability of silty clays ». *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 105, n° 7, p. 839-856.
- Golay, Frédéric, et Stéphane Bonelli. 2011. « Numerical modeling of suffusion as an interfacial erosion process ». *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 15, n° 8, p. 1225-1241.
- Goodings, D.J., 1984. « Geotechnical Centrifuge Modeling of Soil Erosion ». *Transportation Research Record*, vol. 998, p.1.
- Hall, Matthew R, Rick Lindsay et Meror Krayenhoff. 2012. *Modern earth buildings: Materials, engineering, constructions and applications*. Elsevier.



- Hall, Stephen A, David Muir Wood, Erdin Ibraim et Gioacchino Viggiani. 2010. « Localised deformation patterning in 2D granular materials revealed by digital image correlation ». *Granular matter*, vol. 12, n° 1, p. 1-14.
- Hibouch, Taoufik. 2016. « Désaturation des sols au moyen de la cuve pressurisée ». Rapport de projet à l'obtention d'une maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure.
- Hillis, Sydney F, et E Glen Truscott. 1983. « Magat Dams: Design of internal filters and drains ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20, n° 3, p. 491-501.
- Hirschfeld, Ronald C, et Steve J Poulos. 1973. *Embankment-dam engineering*. John Wiley and sons, 454 p.
- Hjulstrom, Filip. 1935. « Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the River Fyris, Bulletin ». *Geological Institute Upsala*, vol. 25, p. 221-527.
- Holtz, Robert D, et William D Kovacs. 1981. *An introduction to geotechnical engineering*. Prentice-Hall inc. Englewood Cliffs, N.J. 07632, 808 p.
- Horikoshi, Kazuki, et Akihiro Takahashi. 2015. « Suffusion-induced change in spatial distribution of fine fractions in embankment subjected to seepage flow ». *Soils and Foundations*, vol. 55, n° 5, p. 1293-1304.
- Houda, Moustafa, Oriane Jenck et Fabrice Emeriault. 2016. « Physical evidence of the effect of vertical cyclic loading on soil improvement by rigid piles: a small-scale laboratory experiment using Digital Image Correlation ». *Acta Geotechnica*, vol. 11, n° 2, p. 325-346.
- Hunter, Robert Peter. 2012. « Development of transparent soil testing using planar laser induced fluorescence in the study of internal erosion of filters in embankment dams » Mémoire de maîtrise en génie géologique, Université de Canterbury.
- Hydro-Québec. 2016.  
< <http://www.hydroquebec.com/comprendre/hydroelectricite/ouvrages-retenue.html#>>. Consulté le 2016-02-22.
- ICOLD. 2017. *L'érosion interne dans les digues, barrages existants et leurs fondations*. Coll. « Bulletin 164 ».
- Indraratna, Buddhima, Vo Trong Nguyen et Chalachat Rujikiatkamjorn. 2011. « Assessing the potential of internal erosion and suffusion of granular soils ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 137, n° 5, p. 550-554.

- Kenney, T.C., et Lau, D. 1986. « Internal stability of granular filters: Reply ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 23 n°3, p. 420–423.
- Kenney, T.C., et Lau, D. 1985. « Internal stability of granular filters ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 22, p. 215-225.
- Kezdi, A. 1969. « Increase of protective capacity of flood control dikes (en Hongrois) ». *Department of Geotechnique, Technical University, Budapest, Hungary, Report*, vol. 1.
- Lafleur, Jean , Jacek Mlynarek et L. André Rollin. 1989. « Filtration of Broadly Graded Cohesionless Soils ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 115, p. 1747-1768.
- Le, Thi Minh Hue, Domenico Gallipoli, Marcelo Sánchez et Simon Wheeler. 2015. « Stability and failure mass of unsaturated heterogeneous slopes ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 52, n° 11, p. 1747-1761.
- Le, Thi Minh Hue, Domenico Gallipoli, Marcelo Sanchez et Simon J Wheeler. 2012. « Stochastic analysis of unsaturated seepage through randomly heterogeneous earth embankments ». *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 36, n° 8, p. 1056-1076.
- LeBihan, Jean-Pierre, et Serge Leroueil. 2002. « A model for gas and water flow through the core of earth dams ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 39, n° 1, p. 90-102.
- Leroueil, Serge, Jean-Pierre Le Bihan, Samira Sebaihi et Viad Alicescu. 2002. « Hydraulic conductivity of compacted tills from northern Quebec ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 39, n° 5, p. 1039-1049.
- Li, Maoxin. 2008. « Seepage induced instability in widely graded soils ». Dissertation doctorale, University of British Columbia.
- Loebotsjkov, EA. 1969. « The calculation of suffusion properties of noncohesive soils when using non-suffusion analog (in Russia) ». *Publication of the technical university of Brno*, p. 135-148.
- López-Acosta, NP, G Auvinet et JL Lezama. 2010. « Study of transient flow caused by rapid filling and drawdown in protection levees ». In *Scour and Erosion*. p. 316-325.
- Lu, N., et Godt, J. 2008. « Infinite slope stability under steady unsaturated seepage conditions ». *Water Resources Research*, vol. 44 n° 11), p. 1–13.



- Luo, Yu-long, Liang Qiao, Xing-xing Liu, Mei-li Zhan et Jin-chang Sheng. 2013. « Hydro-mechanical experiments on suffusion under long-term large hydraulic heads ». *Natural hazards*, vol. 65, n° 3, p. 1361-1377.
- Malenfant-Corriveau, Manuel. 2016. « Propriétés hydrauliques d'un till compacté possédant un faible pourcentage de particules argileuses ». Mémoire de maîtrise en génie civil, Université Laval.
- Malvern Instruments Ltd. 2017. « Diffraction Laser ». < <http://www.malvern.com/fr/products/technology/laser-diffraction/> >. Consulté le 2017-05-31.
- Mansour, B. G. S. 2006. « Study of admissible exit gradient values with respect to the piping phenomenon using physical and numerical modeling ». In *Dams and Reservoirs, Societies and Environment in the 21st Century, Two Volume Set*. p. 807-814. CRC Press. < <http://dx.doi.org/10.1201/b16818-127> >. Consulté le 2016/03/02.
- Marot, Didier, Van Duong Le, Jacques Garnier, Luc Thorel et Philippe Audrain. 2012. « Study of scale effect in an internal erosion mechanism: centrifuge model and energy analysis ». *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 16, n° 1, p. 1-19.
- Marshall, TJ. 1958. « A relation between permeability and size distribution of pores ». *Journal of Soil Science*, vol. 9, n° 1, p. 1-8.
- Milligan, Victor. 2003. « Some Uncertainties in Embankment Dam Engineering ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 129, p. 785-797.
- Müehl, Gawan Jacob Hilma, Joerg Rühlmann, Marc-Oliver Goebel et Joerg Bachmann. 2012. « Application of confocal laser scanning microscopy (CLSM) to visualize the effect of porous media wettability on unsaturated pore water configuration ». *Journal of Soils and Sediments*, vol. 12, n° 1, p. 75-85.
- Neill, Charles R, et M Selim Yalin. 1969. « Quantitative definition of beginning of bed movement ». *Journal of the Hydraulics Division*, vol. 95, n° 1, p. 585-588.
- Pinto martin, Débora. 2008. « Aménagements hydroélectriques et impacts sur la dynamique des flux d'eau et de sédiments. Le cas du haut Paraná, Brésil ». Université Lumière Lyon 2. < [http://theses.univ-lyon2.fr/documents/lyon2/2008/pintomartins\\_d/info](http://theses.univ-lyon2.fr/documents/lyon2/2008/pintomartins_d/info) >.
- Pirnia, Pouyan, François Duhaime, Yannic Ethier et Jean-Sébastien Dubé. 2019. « ICY: An interface between COMSOL multiphysics and discrete element code YADE for the modelling of porous media ». *Computers & Geosciences*, vol. 123, p. 38-46.

- Richards, Kevin S., et Krishna R. Reddy. 2007. « Critical appraisal of piping phenomena in earth dams ». *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, vol. 66, n° 4, p. 381-402.
- Richards, Lorenzo Adolph. 1931. « Capillary conduction of liquids through porous mediums ». *physics*, vol. 1, n° 5, p. 318-333.
- Ripley, C.F. 1985. « Internal stability of granular filters: Discussions ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 23, p. 255-258.
- SEBJ. 1987. *Complexe hydroélectrique de La Grande Rivière : Réalisation de la première phase*. Montréal, Canada.
- Sherard, J., et L. Dunnigan. 1989. « Critical Filters for Impervious Soils ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 115, n° 7, p. 927-947.
- Sherard, J.L., R.J. Woodward, S.F. Gizienski et W.A. Clevenger. 1963. *Earth and Earth-rock Dams*. John Wiley and Sons inc., 725 p.
- Sherard, James L. 1979. « Sinkholes in dams of coarse broadly graded soils ». In *13th ICOLD Congress*. p. 101-105.
- Sherard, James L., Lorn P. Dunnigan et James R. Talbot. 1984. « Basic Properties of Sand and Gravel filters ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 110, n° 6, p. 684-700.
- Shields, Albert. 1936. « Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement ». *CalTech library*.
- Sibille, Luc, Franck Lominé, Philippe Poullain, Yacine Sail et Didier Marot. 2015. « Internal erosion in granular media: direct numerical simulations and energy interpretation ». *Hydrological Processes*, vol. 29, n° 9, p. 2149-2163.
- Simms, P. H., et E. K. Yanful. 2004. « Estimation of Soil-Water Characteristic Curve of Clayey Till Using Measured Pore-Size Distributions ». *Journal of Environmental Engineering*, vol. 130, p. 847-854.
- Simms, P. H., et E. K. Yanful. 2005. « A pore-network model for hydromechanical coupling in unsaturated compacted clayey soils ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 42, n° 2, p. 499-514.
- Skempton, AW, et JM Brogan. 1994. « Experiments on piping in sandy gravels ». *Geotechnique*, vol. 44, n° 3, p. 449-460.

- Smith, M., et J. M. Konrad. 2011. « Assessing hydraulic conductivities of a compacted dam core using geostatistical analysis of construction control data ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 48, n° 9, p. 1314-1327.
- Sowers, George F, et Hari Lal Sally. 1962. *EARTH AND ROCKFILL DAM ENGINEERING*. 101. Water Resources Development Training Center, University of Roorkee, India: Asia publishing house, 283 p.
- Srivastava, A., et G.L. Sivakumar Babu. 2015. « System reliability analysis of granular filter for protection against piping in dams ». *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, vol. 26, n° 1, p. 012055.
- Srivastava, Amit, et GL Sivakumar Babu. 2011. « Analytical solutions for protective filters based on soil-retention and permeability criteria with respect to the phenomenon of soil boiling ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 48, n° 6, p. 956-969.
- St-Arnaud, Guy. 1995. « The high pore pressures within embankment dams: an unsaturated soil approach ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 32, n° 5, p. 892-898.
- Terzaghi, K. 1922. « Soil failure at barrages and its prevention ». *The Special Forchheimer Issue, Die Wasserkraft*, vol. 445.
- Terzaghi, Karl. 1944. *Theoretical soil mechanics*. Chapman And Hali, Limited John Wiley And Sons, Inc; New York.
- Thanikachalam, V, et R Sakthivadivel. 1974. « Rational design criteria for protective filters ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 11, n° 2, p. 309-314.
- The MathWorks Inc. 1994-2016. *MATLAB*.(Version R2016b).
- Thielicke, William, et Eize Stamhuis. 2014. « PIVlab–towards user-friendly, affordable and accurate digital particle image velocimetry in MATLAB ». *Journal of Open Research Software*, vol. 2, n° 1.
- To, P., A. Scheuermann et D. J. Williams. 2018. « Quick assessment on susceptibility to suffusion of continuously graded soils by curvature of particle size distribution ». *Acta Geotechnica*, vol. 13, n° 5, p. 1241-1248
- United States Bureau of Reclamation. 1960. *Design of Small Dams*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 611 p.
- United States Society on Dams. 2011. « Materials for Embankment Dams ». 145 p.

- Van Beek, Vera M., Han Knoeff et Hans Sellmeijer. 2011. « Observations on the process of backward erosion piping in small-, medium- and full-scale experiments ». *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 15, n° 8, p. 1115-1137.
- Van Genuchten, M Th. 1980. « A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils ». *Soil science society of America journal*, vol. 44, n° 5, p. 892-898.
- Vanapalli, Sai K, Del G Fredlund et Dennis E Pufahl. 1996. « The relationship between the soil-water characteristic curve and the unsaturated shear strength of a compacted glacial till » *Geotechnical Testing Journal*, vol. 19 n°3, p. 259-268..
- Wan, C., et R. Fell. 2008. « Assessing the Potential of Internal Instability and Suffusion in Embankment Dams and Their Foundations ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 134, n° 3, p. 401-407.
- Wan, Chi Fai , et Robin Fell. 2004. « Investigation of Rate of Erosion of Soils in Embankment Dams ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 130, p. 373-380.
- Watabe, Y., J.-P. LeBihan et S. Leroueil. 2006. « Probabilistic modelling of saturated/unsaturated hydraulic conductivity of a glacial till ». *Géotechnique*, vol. 56, n° 4, p. 273-284.
- Watabe, Y., S. Leroueil et J.-P. LeBihan. 2000. « Influence of compaction conditions on pore-size distribution and saturated hydraulic conductivity of a glacial till ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 37, p. 1184-1194.
- Wörman, Anders. 1996. « Constitutive equation for filtration of well graded base soil with flow parallel to base/filter interface ». *Proceedings of GeoFilters 1996* p. 295-304.
- Wörman, Anders, et Ragnheidur Olafsdottir. 1992. « Erosion in a granular medium interface ». *Journal of Hydraulic Research*, vol. 30, n° 5, p. 639-655.
- Wörman, Anders, et M. Skoglund. 1992. « Overtopping of the core in rockfill dams - Internal erosion ». In *Hydropower 92*. (Lillehammer, Norway, 16-18 juin 1992), sous la dir. de Lysne, E. Broch et D.K.
- Zandarín, María T., Luciano A. Oldecop, Roberto Rodríguez et Francisco Zabala. 2009. « The role of capillary water in the stability of tailing dams ». *Engineering Geology*, vol. 105, n° 1-2, p. 108-118.

- Zhang, L.M., et Qun Chen. 2006. « Seepage failure mechanism of the Gouhou rockfill dam during reservoir water infiltration ». *Soils and foundations*, vol. 46, n° 5, p. 557-568.
- Zhu, H., L. M. Zhang, L. L. Zhang et C. B. Zhou. 2013. « Two-dimensional probabilistic infiltration analysis with a spatially varying permeability function ». *Computers and Geotechnics*, vol. 48, p. 249-259.
- Zou, Yu-Hua, Qun Chen, Xiao-Qing Chen et Peng Cui. 2013. « Discrete numerical modeling of particle transport in granular filters ». *Computers and Geotechnics*, vol. 47, p. 48-56.