

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE.....	5
1.1 Recensement des cas de rupture de barrages en remblai et enjeux actuels	5
1.2 Mécanismes d'érosion interne	7
1.2.1 Suffosion	8
1.2.2 Érosion de contact.....	12
1.2.2.1 Critère géométrique	13
1.2.2.2 Critère hydrodynamique	14
1.2.3 Érosion régressive.....	17
1.2.4 Érosion par fuite concentrée	18
1.3 Avancées expérimentales sur le franchissement de noyau	18
1.3.1 Montages expérimentaux unidimensionnels.....	18
1.3.2 Montages expérimentaux bidimensionnels.....	21
1.3.3 Essais cycliques	24
1.4 Comportement du till	24
1.4.1 Géomorphologie et propriétés géotechniques.....	25
1.4.2 Propriétés hydrauliques.....	26
1.4.3 Stabilité interne	28
1.5 Techniques d'analyse d'images et microtomodensitométrie.....	29
1.5.1 Corrélation d'images numériques.....	30
1.5.2 Microtomodensitométrie.....	31
1.6 Devis de mise en place des matériaux	32
1.6.1 Noyau.....	33
1.6.2 Filtre.....	33
CHAPITRE 2 MÉTHODOLOGIE.....	35
2.1 Description des composantes.....	35
2.1.1 Montage	35
2.1.2 Capteurs de pression	37
2.1.3 Caméras numériques.....	38
2.1.4 Granulomètre laser.....	39
2.1.5 Turbidimètre	39
2.1.6 PIVlab	40
2.1.7 Tomodensitomètre à rayons X	40
2.2 Caractérisation des matériaux.....	41
2.2.1 Homogénéisation du till.....	42
2.2.2 Distribution granulométrique.....	42
2.2.3 Compacité	43
2.2.4 Densité des solides.....	45
2.3 Procédure expérimentale.....	46

2.3.1	Préparation du montage	47
2.3.2	Saturation des pierres poreuses et des capteurs de pression	48
2.3.3	Préparation et mise en place des échantillons	49
2.3.4	Sollicitations hydrauliques	51
2.3.5	Prise de mesures et manipulations post-expérimentales	52
2.3.6	Démontage et prélèvement d'échantillons	54
CHAPITRE 3	EROSION MONITORING DURING CORE OVERTOPPING USING A LABORATORY MODEL WITH DIGITAL IMAGE CORRELATION AND X-RAY MICROCOMPUTED TOMOGRAPHY	57
Abstract	57
Résumé	58
3.1	Introduction	58
3.2	Methodology	61
3.2.1	Experimental setup	61
3.2.2	Granular Materials and Procedure	63
3.2.3	Digital Image Correlation and X-ray microcomputed tomography	67
3.3	Results	70
3.3.1	General observations	70
3.3.2	Particle Size Distribution and Mass Balance	73
3.3.3	Digital Image Correlation	75
3.3.4	X-ray Microcomputed Tomography	79
3.4	Discussion	79
3.5	Conclusion	83
3.6	Acknowledgments	85
CHAPITRE 4	ANALYSE PRÉLIMINAIRE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES ET DES DÉBITS	87
4.1	Méthodologie numérique	88
4.1.1	Paramètres non saturés des matériaux	88
4.1.2	Définition des composantes numériques	89
4.1.3	Procédure d'exportation des variables	91
4.2	Analyse des résultats	92
4.2.1	Distribution des charges hydrauliques dans le noyau	92
4.2.2	Comparaison des débits entrants	95
4.2.3	Estimation de la perméabilité du filtre 2C selon une approche numérique	96
4.3	Discussion	97
CONCLUSION	101
RECOMMANDATIONS	105

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....115

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 2.1	Diamètre effectif, pourcentage de particules fines et coefficient d'uniformité des matériaux44
Tableau 2.2	Indices des vides et masses volumiques maximal et minimal des filtres45
Tableau 2.3	Densité des solides pour chaque matériau46
Tableau 2.4	Programme expérimental du projet.....46
Tableau 3.1	Criteria for filters65
Tableau 3.2	Filter criteria validation for each test65
Tableau 3.3	Geotechnical parameters of the materials66
Tableau 3.4	Parameters derived from the compaction state of the tested materials for each test67
Tableau 3.5	Eroded dry mass for each upstream water level/cycle of each test.....74
Tableau 4.1	Paramètres non saturés des matériaux89
Tableau 4.2	Emplacement des points de mesure de la pression dans le noyau90

LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	a) Causes de rupture des grands barrages en remblai; b) Fréquence d'occurrence des cas de rupture par érosion interne	6
Figure 1.2	Cas de rupture par érosion interne a) Barrage Teton, USA; b) Barrage Gouhou, Chine	7
Figure 1.3	Mécanismes d'érosion interne	8
Figure 1.4	Méthode KL appliquée pour un échantillon de till du nord du Québec.....	9
Figure 1.5	Potentiel de stabilité interne évalué par WF	9
Figure 1.6	Fractions fine et grossière d'un sol	10
Figure 1.7	Distribution des particules fines dans une matrice de sol à grains grossiers a) Absence de particules fines; b) Présence partielle de particules fines; c) Vides remplis par des particules fines.....	11
Figure 1.8	Méthode de prédiction de la stabilité interne d'Indraratna et al. (2011)....	12
Figure 1.9	Interactions fluide-sol	15
Figure 1.10	a) Diagramme de Shields; b) Diagramme de Hjulström.....	15
Figure 1.11	Exemple d'un montage expérimental 1D	19
Figure 1.12	Modèle conceptuel des différents modes de progression de l'érosion	20
Figure 1.13	Exemple d'un montage expérimental 2D	21
Figure 1.14	Dégradation du noyau dans le temps pour un niveau d'eau donné.....	23
Figure 1.15	Superficie du territoire canadien recouverte de glace il y a 10 000 ans	25
Figure 1.16	Exemples de courbes de rétention d'eau pour des matériaux s'apparentant au till du nord du Québec	28
Figure 1.17	a) Distribution de la vitesse du fluide dans un milieu poreux; b) Maillage utilisé pour l'analyse des déplacements à la crête d'un talus.....	31
Figure 1.18	Structure interne d'un sol granulaire (résolution : 39 μm).....	32

Figure 2.1	Schéma du montage expérimental	36
Figure 2.2	Exemple de courbe de calibration d'un capteur de pression.....	38
Figure 2.3	Caméra numérique ACA2500 de Basler avec lentille Computar M0814-MP	39
Figure 2.4	Granulomètre laser Mastersizer 3000 de Malvern Instruments	40
Figure 2.5	Grille utilisée pour calibrer la caméra aval	41
Figure 2.6	Tomodensimètre XTH225	42
Figure 2.7	a) Processus d'homogénéisation du till par quartage; b) Sac d'échantillonnage utilisé pour entreposer les spécimens quartés	43
Figure 2.8	Courbes de compaction standard et de saturation du till	44
Figure 2.9	a) Pompe à vide utilisée pour désaérer l'eau; b) Montage utilisé pour saturer les capteurs de pression.....	48
Figure 2.10	Assemblage d'un tube rigide contenant une pierre poreuse	49
Figure 2.11	Étapes de mise en place du noyau a) Marteau pneumatique utilisé pour la compaction; Dépôt (b) et compactage (c) de la première couche de till; Dépôt (d) et compactage (e) de la deuxième couche de till; f) Noyau compacté une fois le moule retiré; Pentes amont (g) et aval (h) du noyau compacté; i) Dépôt de matériau granulaire le long de la fente aval	50
Figure 2.12	Variations du niveau d'eau amont dans le temps a) Tests 1, 2 et 4; b) Test 3; c) Test 3a	53
Figure 2.13	Technique de prélèvement des échantillons pour l'analyse par microtomodensitométrie	55
Figure 2.14	Sections du noyau prélevées après chaque essai.....	55
Figure 3.1	Schematic representation of core overtopping.....	59
Figure 3.2	Frontside and backside views of the experimental setup.....	62
Figure 3.3	Particle-size distribution of the materials	64
Figure 3.4	a) Principle of the DIC technique; b) Representation of the DIC algorithm; c) Schematic representation of a DIC experimental setup	69

Figure 3.5	Photographs of tests 1-4 before saturation, at the end of the stage during which the water level was maintained at the core/filter interface and at the end of each test.....	72
Figure 3.6	a) Intermediate filter layer created by paving at the downstream edge of the core for test 1 (backside of model); b) Influence of segregation on migration patterns of eroded particles for test 3 (frontside of the model); Horizontal and sloped surfaces of the core for test 2 c) at the upstream edge (top view) (d) and at the downstream edge (top view).....	73
Figure 3.7	Particle-size distribution of the eroded mass collected for tests 1-2 (a) and tests 3-3a (b).....	75
Figure 3.8	Results from DIC analyses of two recorded images during an erosion stage for tests 1-4 (vector scales for each test are shown on the figure)....	77
Figure 3.9	Relationship between mean displacement magnitude and percentage of eroded core material.....	78
Figure 3.10	μ CT results for tests 3 and 4 of downstream and upstream samples from different viewpoints	80
Figure 4.1	Courbes de rétention d'eau des matériaux	89
Figure 4.2	Géométrie et conditions aux frontières imposées dans les simulations	90
Figure 4.3	Maillage utilisé lors des simulations.....	91
Figure 4.4	Distribution des charges hydrauliques dans le noyau pour le test 3 a) Capteurs; b) Tubes ouverts	93
Figure 4.5	Distribution des charges hydrauliques dans le noyau pour le test 4 a) Capteurs; b) Tubes ouverts	94
Figure 4.6	Distribution des charges hydrauliques dans le noyau pour le test 3a a) Capteurs; b) Tubes ouverts	96
Figure 4.7	Distribution des débits entrants pour chaque palier a) Test 3; b) Test 4....	97
Figure 4.8	Relation entre le débit entrant et la perméabilité du filtre 2C.....	98
Figure 4.9	a) Ligne d'écoulement théorique au palier 1 lors du test 4; b) Surface libre en amont au palier 1 lors du test 4	100

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

CLAHE	Contrast-limited adaptive histogram equalization
CRE	Courbe de rétention d'eau
DEL	Diode électroluminescente
DIC	Digital image correlation
FEMA	Federal Emergency Management Agency
HQ	Hydro-Québec
NPT	National pipe tapered
PIV	Particle image velocimetry
SEBJ	Société d'énergie de la Baie-James
TDE	Time domain electromagnetics
μ CT	Microcomputed tomography

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

A	Pourcentage de particules passant le tamis 75 μm
A	Section transversale à l'écoulement
C_m	Capacité spécifique d'humidité
CR	Compacité relative
d	Taille d'une particule
d_{85}	Taille représentative de la portion fine d'un sol
d_x	Taille de grain du noyau correspondant à x % en poids du tamisat
D	Hauteur du niveau d'eau amont
D_{10}	Diamètre effectif
D_{c35}	Taille de contrôle des constrictionns
D_r	Densité des solides
D_x	Taille de grain du filtre correspondant à x % en poids du tamisat
e	Indice des vides
f	Facteur de friction
F	Fraction massique des particules de tailles inférieures à d
g	Accélération gravitationnelle
G^*	Paramètre de transport
h	Charge hydraulique
h_p	Charge de pression
h_z	Charge d'élévation
H	Hauteur du barrage
H	Fraction massique des particules comprises entre d et $4d$

i	Gradient hydraulique
I_d	Indice de densité relative
k	Perméabilité
k_{er}	Coefficient d'érosion
k_r	Perméabilité relative
K_{sat}	Conductivité hydraulique saturée
l	Distance entre deux équipotentiels
l	Paramètre de connectivité/tortuosité des pores
L	Largeur de la crête du noyau
M_s	Masse sèche
M_t	Masse totale
M_w	Masse d'eau
n	Paramètre de distribution des pores
n	Porosité
p	Pressions interstitielles
P	Tamisat du tamis 5 mm
Q	Débit
R	Refus du tamis 5 mm
Re_p	Nombre de Reynolds des particules
S	Coefficient d'emmagasinement
S_e	Saturation effective
S_r	Degré de saturation

t	Temps
U	Tension électrique
U	Vitesse de Darcy
V	Volume
w	Teneur en eau massique
w_{opt}	Teneur en eau massique optimale
x, y, z	Coordonnées cartésiennes
α	Angle d'inclinaison de la pente aval du barrage
α	Inverse de la valeur d'entrée d'air
ε	Taux d'érosion
γ	Ordre polynomial
θ	Angle d'inclinaison de la base du barrage
θ	Teneur en eau volumique
θ_r	Teneur en eau volumique résiduelle
θ_{sat}	Teneur en eau volumique saturée
ρ_d	Masse volumique sèche
ρ_s	Masse volumique des solides
ρ_w	Masse volumique de l'eau
τ	Résistance au cisaillement
τ_c^*	Paramètre de Shields
ψ	Succion
χ_0	Paramètre de similarité

XXVIII

Unités de mesure

cm	Centimètre
dB	Décibel
h	Heure
kg	Kilogramme
kPa	Kilopascal
kV	kilovolt
L	Litre
m	Mètre
mg	Milligramme
min	Minute
mm	Millimètre
Pa	Pascal
po	Pouce
rpm	Rotation par minute
s	Seconde
UTN	Unité de turbidité néphélogométrique
V	Volt
W	Watt
μ A	Microampère
μ m	Micron
°C	Degré Celsius

INTRODUCTION

L'utilisation d'ouvrages de retenue d'eau douce est pratique commune au Québec, que ce soit pour la production d'hydroélectricité, l'irrigation des terres agricoles ou le contrôle des inondations en périodes de crues ou de fortes précipitations. La forte concentration sur le territoire québécois de dépôts meubles laissés par la dernière glaciation a favorisé la construction de barrages en remblai zonés. Parmi les barrages exploités par Hydro-Québec (HQ), 72 % sont constitués de remblai (HQ, 2002). Différents matériaux contenant des propriétés distinctes et ayant des fonctions variées composent ce type d'ouvrages (p. ex. noyau, filtre, enrochement, drain). L'utilisation du till comme noyau autour duquel un matériau filtrant est mis en place est une configuration commune au Québec (SEBJ, 1987).

Normalement, les barrages en remblai zonés sont conçus de manière à ce que la crête du noyau soit plus élevée que l'élévation maximale du niveau d'eau du réservoir. Or, le risque que des événements hydrologiques majeurs se produisent, comme la montée globale des niveaux d'eau due à la fonte des glaciers ou à de fortes précipitations, ne cesse d'augmenter suite aux changements climatiques observés sur l'ensemble du globe. À cet égard, aux États-Unis, plusieurs ouvrages ne comporteraient pas un évacuateur de crues de capacité suffisante pour contrer la montée généralisée des niveaux d'eau douce (FEMA, 2014).

Le franchissement de noyau se produit lorsque le niveau du réservoir dépasse la crête du noyau. Cela génère une augmentation des gradients hydrauliques à l'intérieur du noyau en plus de diminuer les contraintes effectives. Ces paramètres ont un impact direct sur le comportement mécanique et microstructural de l'ouvrage, influençant notamment à l'échelle locale le degré de saturation, l'arrangement des grains et la perméabilité. Ultiment, le franchissement de noyau peut entraîner la migration des particules fines du noyau, particulièrement au contact avec le filtre, créant du même coup des instabilités et une réduction de l'efficacité des filtres. Cette érosion de contact est surtout critique à l'interface entre deux sols dont le matériau grossier n'a pas été conçu selon les critères de filtres.

Le comportement des barrages en remblai zonés en période de franchissement de noyau suscite de nombreux questionnements. Certains ouvrages plus âgés pourraient être mal conçus et ne pas contenir de filtres adéquats pour prévenir l'érosion du noyau en de pareilles circonstances (Milligan, 2003). Une meilleure compréhension des mécanismes d'érosion à l'interface entre le noyau et le filtre lors du franchissement de noyau permettrait d'éviter la perte de performance de l'ouvrage et, ultimement, d'empêcher sa rupture. Cette dernière peut entraîner de sévères conséquences, tant aux niveaux social, environnemental et économique.

À la lumière de la problématique énoncée ci-haut, cette étude comporte deux objectifs principaux :

- évaluer les mécanismes d'érosion durant le franchissement de noyau pour différentes granulométries de matériaux filtrants;
- établir l'effet de la variation cyclique du niveau d'eau en amont sur la propagation de l'érosion.

Pour y parvenir, un montage expérimental simulant la crête d'un noyau d'un barrage en remblai a été conçu. Le montage permet de prendre en compte une géométrie de noyau réaliste, des matériaux bien étalés, un écoulement influencé par la gravité et un niveau d'eau amont variable. Durant la phase expérimentale de cette étude, quatre essais ont été effectués en combinant un noyau de till et différents matériaux filtrants. Les pressions interstitielles dans le noyau, la masse de sol érodée, les débits entrants et la turbidité ont été mesurés pour suivre et comprendre les mécanismes d'érosion.

Des simulations numériques ont été effectuées avec le logiciel COMSOL pour analyser les charges hydrauliques mesurées à l'intérieur du noyau et pour valider la conception du montage. La corrélation d'images numériques (DIC) et la microtomodensitométrie à rayons X (μ CT) ont été utilisées comme outils complémentaires pour analyser les mécanismes d'érosion à l'échelle des pores le long de l'interface noyau/filtre. Ces techniques ont été

combinées avec les résultats expérimentaux pour obtenir un bilan précis du comportement du noyau en période de franchissement de noyau selon la granulométrie du matériau filtrant.

Ce mémoire est divisé en quatre chapitres. Le chapitre 1 présente la revue de littérature. Dans ce chapitre, il est question des mécanismes de rupture des barrages en remblai, des avancées associées à l'utilisation de l'imagerie numérique en mécanique des sols, des propriétés géotechniques du till et de diverses études expérimentales ayant couvert le phénomène de franchissement de noyau. Le chapitre 2 traite de la méthodologie employée dans le cadre de cette étude. L'accent est mis sur la description du montage et de ses composantes, sur la caractérisation des matériaux et sur les manipulations expérimentales. Par la suite, le chapitre 3 présente l'article scientifique soumis conjointement avec ce mémoire. L'article présente notamment les résultats provenant de la DIC et de la μ CT. Le chapitre 4 compare les charges hydrauliques mesurées dans le noyau ainsi que les débits expérimentaux avec des simulations numériques. Finalement, les conclusions générales de ce projet sont exposées et certaines recommandations sont proposées concernant les axes de recherche potentiels qui gagneraient à être explorés dans des projets ultérieurs.

CHAPITRE 1

REVUE DE LITTÉRATURE

Cette revue de littérature se consacre sur six thèmes majeurs couvrant la problématique du franchissement de noyau. D'abord, des cas typiques de rupture de barrages en remblai et les incertitudes associées à leur comportement géotechnique sont présentés. Ensuite, les mécanismes d'érosion interne pouvant survenir dans ces ouvrages sont introduits. La troisième section présente des modèles expérimentaux qui ont permis d'étudier le franchissement du noyau, tandis que le quatrième thème porte sur l'analyse du comportement géotechnique du till. La cinquième section focalise sur le potentiel d'applicabilité des techniques d'analyse d'images et de la microtomodensitométrie en mécanique des sols. Finalement, les exigences de mise en place des matériaux présents dans un barrage en remblai conçu au Québec sont présentées.

1.1 Recensement des cas de rupture de barrages en remblai et enjeux actuels

Malgré les avancées technologiques des dernières décennies en géotechnique, plusieurs barrages d'envergure dans le monde ont subi des dommages importants. Une des causes expliquant cette incongruité provient du fait que le comportement d'un tel ouvrage excède généralement la compréhension des modèles théoriques et mathématiques employés lors de la conception et de la mise en place (Milligan, 2003). Le manque de rigueur dans le contrôle et l'instrumentation lors des phases de construction et d'opération peut également engendrer des écarts entre le comportement prédit et réel de l'ouvrage.

Par définition, un grand barrage est un ouvrage de plus de 15 m de hauteur à partir du point le plus bas de sa fondation ou un ouvrage d'une hauteur de 5 à 15 m dont le volume du réservoir est supérieur à trois millions de m³ (HQ, 2002). Les causes de rupture des grands barrages en remblai dans le monde sont divisées en cinq catégories (Foster, Fell, & Spannagle, 2000) : l'érosion interne, la surverse, l'inefficacité de l'évacuateur de crues, les instabilités de pentes et la liquéfaction. La Figure 1.1a classe ces causes de rupture par degré

d'importance. On note que près de la majorité des cas de rupture ont été initiés par érosion interne. De plus, on remarque que la surverse de la crête du barrage, un phénomène qui implique nécessairement le franchissement de noyau pour les barrages en remblai zonés, est responsable de 36 % des cas de rupture des grands barrages en remblai. La présence de filtres non conformes, le sous-compactage ainsi que l'utilisation de sables bien gradués et de matériaux silteux comme noyau augmentent significativement le potentiel de rupture par érosion interne des barrages (Foster et al., 2000; Milligan, 2003). La présence de conduites et d'instruments au sein de l'ouvrage peut aussi augmenter leur vulnérabilité face à l'érosion en induisant des chemins d'écoulement préférentiel (Garner & Fannin, 2010).

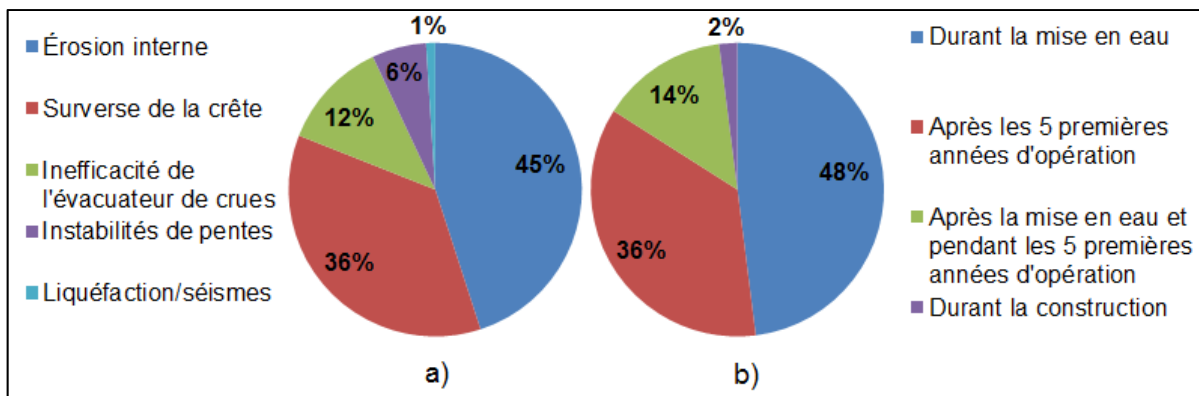


Figure 1.1 a) Causes de rupture des grands barrages en remblai;
 b) Fréquence d'occurrence des cas de rupture par érosion interne
 Adaptée de Foster et al. (2000)

Plusieurs cas réels de rupture par érosion interne de grands barrages sont bien documentés. C'est le cas par exemple du barrage Teton, aux États-Unis, ayant rompu en 1976 (Figure 1.2a), et du barrage Gouhou, en Chine, ayant rompu en 1993 (Figure 1.2b). Dans le premier cas, l'érosion s'est propagée dans l'ouvrage sous forme d'érosion régressive (renard hydraulique), suite à l'apparition d'une fuite concentrée initiée dans le noyau par fracturation hydraulique (Fell, MacGregor, Stapledon, Bell, & Foster, 2015). Dans le second cas, une erreur dans la conception de l'ouvrage et un phénomène de ségrégation ont créé des chemins d'écoulement préférentiel près de la crête de l'ouvrage (Zhang & Chen, 2006). Le barrage

Gouhou s'est rompu peu de temps après sa construction, durant la mise en eau. En réalité, la rupture d'un ouvrage par érosion interne survient rarement au-delà des cinq premières années d'opération, comme le démontre la Figure 1.1b (Foster et al., 2000).

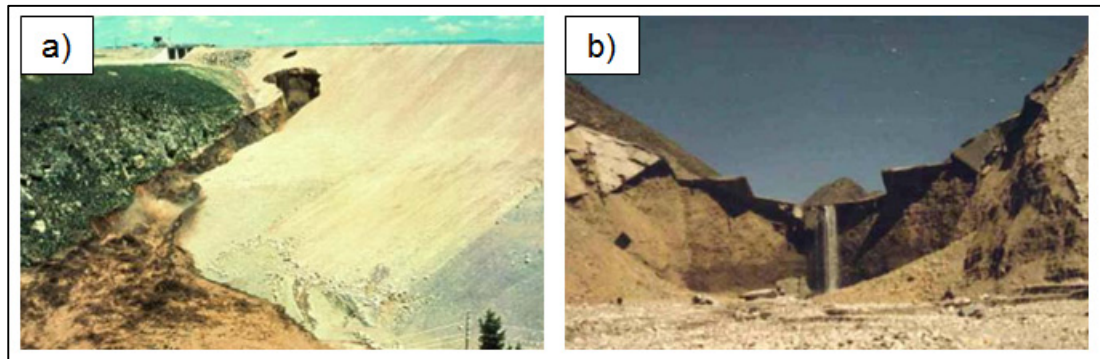


Figure 1.2 Cas de rupture par érosion interne
 a) Barrage Teton, USA; b) Barrage Gouhou, Chine
 Adaptée de Chang (2012)

1.2 Mécanismes d'érosion interne

Par définition, l'érosion interne se produit lorsque les particules composant un sol sont transportées par les forces d'écoulement. L'érosion interne est transitoire, c'est-à-dire qu'elle peut progresser ou même cesser dans le temps et dans l'espace, selon les conditions géotechniques et hydrauliques présentes dans l'ouvrage. Il peut donc s'écouler plusieurs années avant que la progression de l'érosion affecte significativement la stabilité d'un ouvrage (p. ex. Zhang & Chen, 2006). Différents mécanismes d'érosion interne ont été recensés à ce jour : l'érosion régressive, l'érosion par fuite concentrée, la suffosion et l'érosion de contact (Fell & Fry, 2007). La Figure 1.3 illustre les mécanismes d'érosion interne sur une vue simplifiée d'un barrage en remblai zoné.

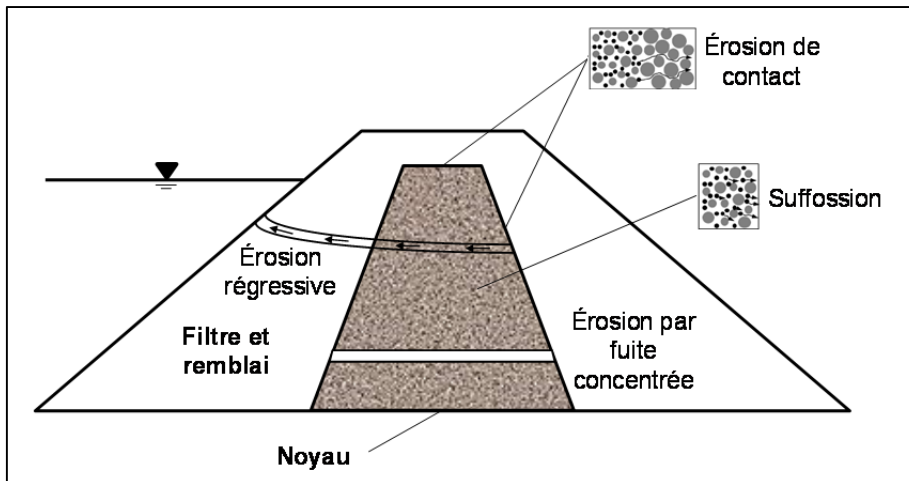


Figure 1.3 Mécanismes d'érosion interne
Adaptée de Chang (2012)

1.2.1 Suffosion

La suffosion, aussi appelée suffusion ou suffosion dépendamment des auteurs, survient lorsque les forces d'écoulement mobilisent les particules fines d'un sol granulaire entre sa matrice composée de grains grossiers. Ce phénomène est propre à certains sols dont la distribution granulométrique et l'arrangement des pores ne permettent pas de contrôler la migration des particules fines lors d'un écoulement (p. ex. sols bien gradués). De manière générale, pour qu'il y ait suffosion dans un sol, la taille des vides doit être suffisamment grande pour permettre le transport des particules fines.

De nombreux modèles empiriques permettent d'évaluer le potentiel de stabilité interne des sols face à la suffosion. Kenney & Lau (1985, 1986) (KL) ont notamment proposé une méthode qui s'applique aux sols uniformes sableux. Un tel sol ne présente pas de risque de suffosion si $H/F \leq 1$, où F représente la fraction massique des particules de taille inférieure à la taille d'un grain d et H est la fraction massique des particules comprises entre la taille d et $4d$. La Figure 1.4 illustre un exemple de l'utilisation de la méthode KL pour vérifier le potentiel de stabilité d'un échantillon de till.

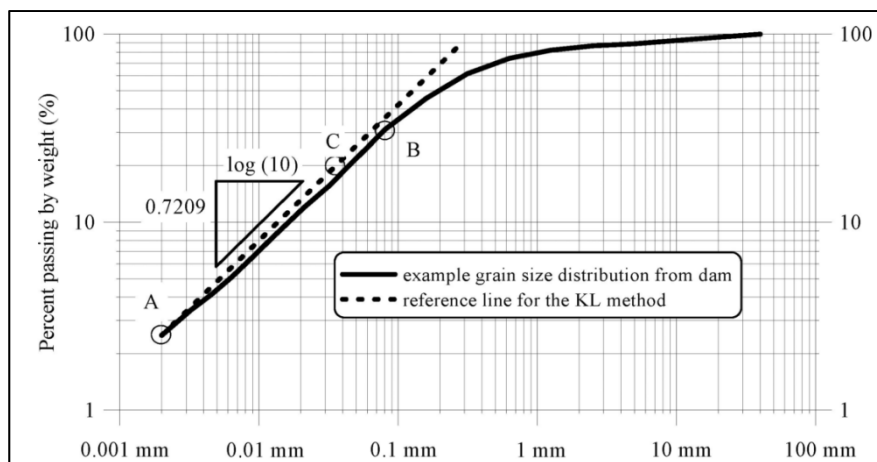


Figure 1.4 Méthode KL appliquée pour un échantillon de till du nord du Québec
Tirée de Smith (2012)

La plupart des méthodes empiriques sont basées sur la distribution granulométrique des sols granulaires (p. ex., Burenkova, 1993; Li & Fannin, 2008; Wan & Fell, 2008). Par exemple, la méthode de Wan & Fell (2008) (WF) délimite des zones de stabilité, de transition et d'instabilité d'un sol selon l'allure des pentes caractérisant les parties fine et grossière de sa courbe granulométrique (Figure 1.5). Cette méthode est applicable pour des sols bien gradués, contrairement à la méthode KL qui fournit des résultats trop conservateurs pour ce type de sol.

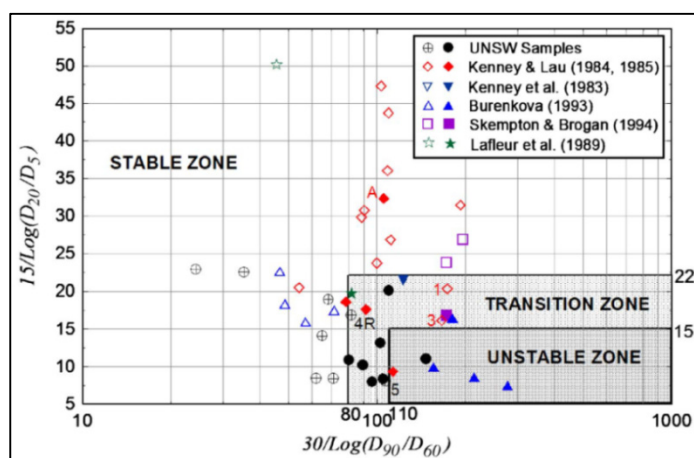


Figure 1.5 Potentiel de stabilité interne évalué par WF
Tirée de Wan & Fell (2008)

D'autres modèles de prédiction du potentiel de stabilité interne des sols sont plutôt basés sur la taille des pores et l'analyse de la texture primaire (p. ex., Indraratna, Nguyen, & Rujikiatkamjorn, 2011; Shire et al., 2014; To, Galindo-Torres, & Scheuermann, 2015; Vincens, Witt, & Homberg, 2015).

Un sol granulaire peut comporter une structure bimodale, c'est-à-dire qu'il peut contenir deux fractions de particules distinctes : une fraction immobile composée de grains gossiers, appelée texture primaire, et une fraction mobile composée de particules lâches pouvant se déplacer entre les vides (constrictions) formés par la fraction immobile. L'allure de la courbe granulométrique (PSD) caractérisant un sol bimodal est généralement soit discontinue (*gap-graded*) ou bien étalée (Figure 1.6).

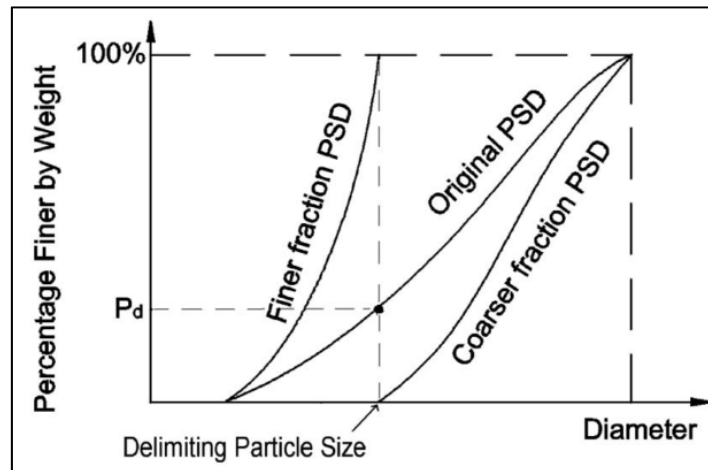


Figure 1.6 Fractions fine et grossière d'un sol
Tirée de Indraratna et al. (2011)

La répartition de ces fractions au sein d'un matériau peut influencer son comportement lors d'une sollicitation mécanique ou hydraulique. La Figure 1.7 présente trois configurations typiques d'agencement de particules caractérisant un sol granulaire. Dans le premier cas (Figure 1.7a), aucune particule fine n'est contenue dans les pores, et le comportement du sol

est influencé par la texture primaire. Dans le deuxième cas (Figure 1.7b), il y a présence de particules lâches pouvant être mobilisées dans le réseau de pores du sol, mais en quantité insuffisante pour permettre un transfert des contraintes effectives. Dans le troisième cas (Figure 1.7c), les vides sont complètement occupés par la fraction fine du sol, permettant un transfert efficace des contraintes et empêchant toute mobilisation des particules fines.

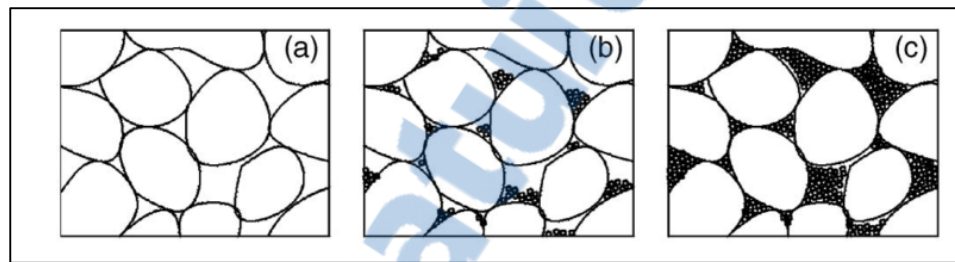


Figure 1.7 Distribution des particules fines dans une matrice de sol à grains grossiers
 a) Absence de particules fines; b) Présence partielle de particules fines;
 c) Vides remplis par des particules fines
 Tirée de Indraratna et al. (2011)

En se basant sur ces concepts, Indraratna et al. (2011) ont développé une méthode empirique prenant en compte la taille de contrôle des constrictions (*controlling constriction size*) de la texture primaire du sol (D_{c35}), et la taille représentative des particules de la portion lâche du sol (d_{85}) (Figure 1.8). Selon cette méthode, pour $D_{c35}/d_{85} > 0,82$, le sol est considéré comme instable face à la suffosion, tandis que pour $D_{c35}/d_{85} < 0,73$, le sol est considéré stable. La taille de contrôle des constrictions est un paramètre géométrique caractérisant la distribution des pores d'un matériau grossier (Kenney, Chahal, Chiu, Orange, & Ume, 1985). Il représente la taille maximale d'une particule qui peut être transportée à travers le filtre ou, en d'autres mots, la taille minimale d'une particule pouvant être retenue par le filtre. La méthode d'Indraratna et al. (2011) s'applique pour des sols ayant une distribution bimodale dont la migration des particules fines dans les pores est possible (Figure 1.7b).

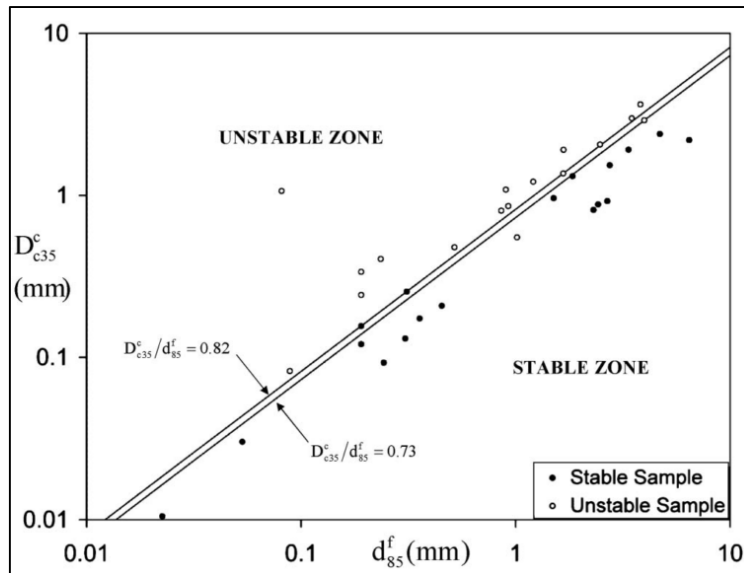


Figure 1.8 Méthode de prédiction de la stabilité interne
d'Indraratna et al. (2011)
Tirée de Indraratna et al. (2011)

1.2.2 Érosion de contact

L'érosion de contact, ou érosion interfaciale ou de surface, survient au contact entre deux matériaux de distributions granulométriques distinctes. À l'interface, il y a un risque que les particules du matériau fin migrent à travers le matériau grossier, dépendamment des forces d'écoulement. Dans un barrage en remblai zoné, les endroits potentiellement sujets à l'érosion de contact sont les interfaces entre le noyau et le filtre à la crête et entre la fondation et le barrage. L'érosion de contact peut également survenir au sein d'un même matériau suite à un phénomène de ségrégation.

Deux conditions conduisent à l'érosion de contact entre deux matériaux : le critère géométrique et le critère hydrodynamique.

1.2.2.1 Critère géométrique

Le critère géométrique tire son appellation de la configuration géométrique (distribution des pores, arrangement des grains, etc.) du matériau grossier (filtre) présent au contact avec un matériau fin (noyau). De manière simple, ce critère définit la taille maximale que doivent avoir les pores du matériau grossier pour retenir les particules du matériau fin. En ingénierie des barrages, les critères de conception des filtres sont basés sur le critère géométrique.

Originellement, Terzaghi a établi qu'un filtre doit avoir un $D_{15} \leq 5d_{85}$ pour empêcher la migration des particules du noyau sous un écoulement (Holtz, Kovacs, & Sheahan, 2011). D_{15} est la taille des grains du filtre correspondant à 15 % en poids du tamisat, tandis que le d_{85} est la taille des particules du noyau correspondant à 85 % en poids du tamisat. Sherard, Dunnigan, & Talbot (1984) ont démontré que ce critère était largement conservateur et que la granulométrie du noyau et la forme des grains du filtre avaient une influence sur la capacité de rétention du matériau filtrant. Ainsi, Sherard & Dunnigan (1989) ont développé un modèle plus complet de critères de filtres pour différents matériaux de base (noyau). Dans leur modèle, le D_{15} maximal du filtre varie selon le pourcentage de particules fines A du noyau, modifié pour une fraction passante de sable équivalente à 100 %. Les critères de Sherard & Dunnigan (1989) prennent aussi en compte l'étalement de la courbe granulométrique du noyau. Encore aujourd'hui, ces critères sont couramment utilisés dans la conception des filtres de barrages en remblai. Le chapitre 3 présente en détail ces critères de filtres.

Les critères de Sherard & Dunnigan (1989) ont été établis en laboratoire pour des échantillons de matériau de base densément compactés (entre 95 et 100 % de l'optimum Proctor standard). En réalité, les techniques de mise en place et les conditions climatiques présentes sur le terrain peuvent induire des zones sous-compactées au sein du noyau et augmenter sa vulnérabilité face à l'érosion. En ce sens, pour des barrages contenant un noyau argileux faiblement compacté (entre 90 et 95 %) et dont la teneur en eau de mise en place se situe au-dessus de l'optimum, Soroush, Shourijeh, & Molavi (2016) proposent d'appliquer $D_{15} \leq 7d_{85}$ comme critère de rétention. Aucune étude ne fait toutefois mention de la validité

des critères de Sherard & Dunnigan (1989) pour un noyau granulaire bien étalé (p. ex. till) faiblement compacté.

1.2.2.2 Critère hydrodynamique

Le deuxième critère qui engendre de l'érosion de contact est relié aux conditions hydrodynamiques. Admettons que les pores du filtre ne sont pas suffisamment petits pour empêcher le transport des particules fines du noyau. Pour que ces particules soient érodées, la vitesse d'écoulement doit toutefois atteindre une valeur critique. La compréhension des interactions hydrodynamiques entre deux matériaux superposés de granulométries différentes est étroitement reliée avec les modèles développés dans le domaine du transport des sédiments pour des environnements fluviaux (p. ex. Cao, Pender, & Meng, 2006). La plupart de ces modèles prennent en compte la gravité, les forces du fluide, la turbulence et l'arrangement des grains pour prédire la vitesse d'écoulement critique initiant le mouvement d'un grain de sol (Garcia, 2008). La Figure 1.13 illustre des exemples de forces agissant entre une particule et le fluide.

Dans le domaine du transport des sédiments, parmi les nombreux modèles de prédiction du critère hydrodynamique, on retrouve le diagramme de Shields (Figure 1.10a) et le diagramme de Hjulström modifié par Sundborg (1956) (Figure 1.10b). Ces modèles sont encore aujourd'hui largement utilisés pour des applications in situ. Le premier est un outil qui permet de prédire la contrainte de cisaillement hydraulique critique, aussi appelée paramètre de Shields τ_c^* , initiant le mouvement d'un grain de sol défini en fonction du nombre de Reynolds Re_p . Le diagramme de Hjulström permet, quant à lui, de déterminer si une rivière va éroder, transporter ou déposer des sédiments selon la taille des grains et la vitesse d'écoulement. Cet outil s'applique pour des sédiments composés de quartz situés à une profondeur d'eau de 1 m.

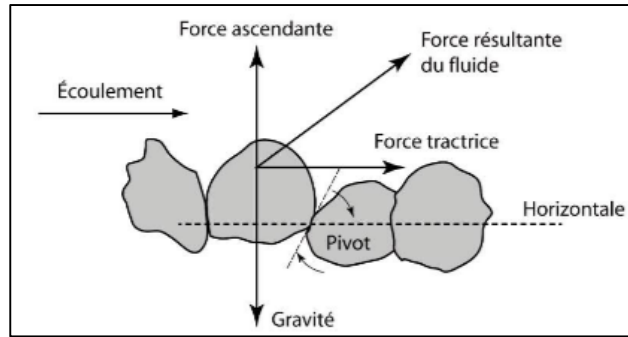


Figure 1.9 Interactions fluide-sol
Tirée de Fort, Bétard, & Fassetta (2015)

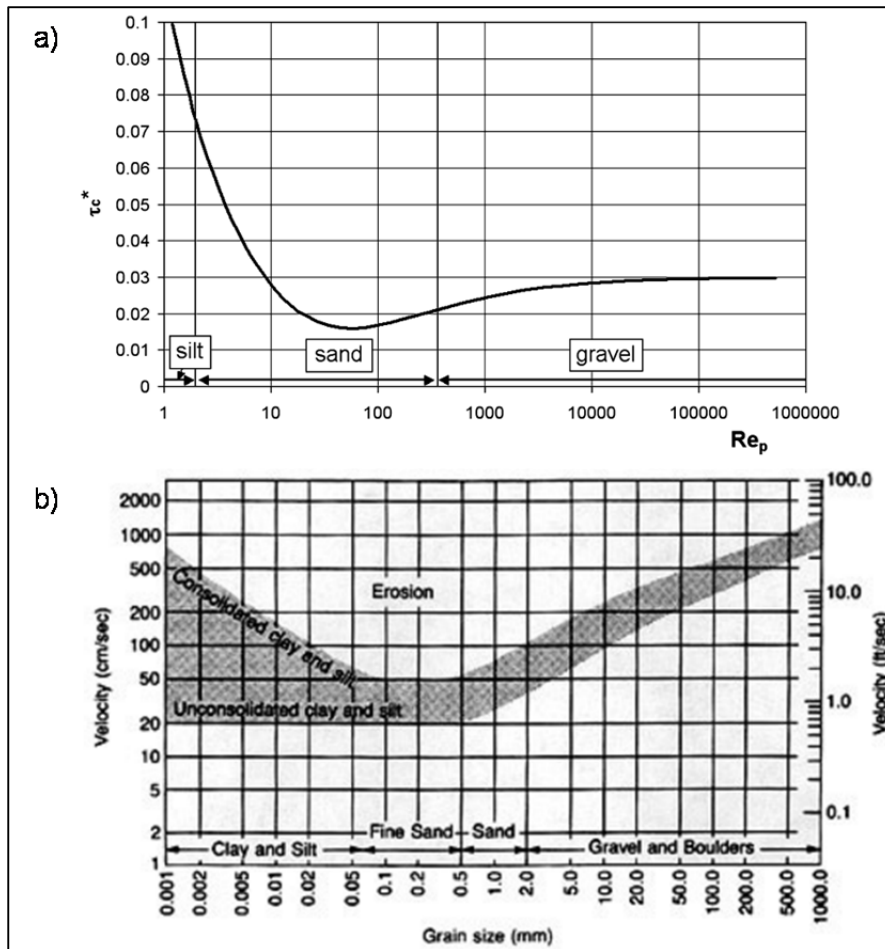


Figure 1.10 a) Diagramme de Shields; b) Diagramme de Hjulström
Tirées respectivement de Shields (1936) et de Boggs (2006)

Pour les sols cohésifs, les interactions entre les particules et le fluide sont plus complexes que pour les sols pulvérulents. La plupart des modèles développés pour des sols grossiers ne sont pas applicables pour des sols comportant une fraction fine (silts et argiles). C'est le cas par exemple du diagramme de Shields. Par conséquent, la vérification du critère hydrodynamique pour les sols cohésifs est plutôt basée sur des relations semi-empiriques. L'Équation 1.1 montre un exemple d'une telle relation (Philippe, Beguin, & Faure, 2013).

$$\varepsilon = k_{er} (\tau - \tau_c)^\gamma \quad (1.1)$$

où γ est l'ordre polynomial, k_{er} est le coefficient d'érosion, τ est la contrainte de cisaillement hydraulique, τ_c est la contrainte de cisaillement hydraulique critique et ε est le taux d'érosion.

Plusieurs relations semi-empiriques similaires à l'Équation 1.1 ont été proposées (p. ex. Wan & Fell, 2004; Annandale, 2006; Beguin, Philippe, & Faure, 2013). À ce jour, les techniques de mesure du taux d'érosion proviennent principalement d'observations visuelles ou de mesures directes obtenues avec une balance ou un turbidimètre. Cependant, ces procédés engendrent inévitablement certains biais de mesure. Par exemple, on doit souvent supposer qu'aucune particule du matériau fin ne reste piégée dans le matériau grossier en cours d'essai. De plus, le taux d'érosion critique associé à la contrainte de cisaillement hydraulique initiant l'érosion est généralement un seuil fixé arbitrairement basé sur le jugement des chercheurs.

Outre les équations semi-empiriques et les modèles analytiques décrits précédemment, il existe des modèles qui prennent en compte l'aspect stochastique de l'érosion (p. ex. Garcia, 2008; Philippe et al., 2013). Selon ce principe, pour toute vitesse d'écoulement non nulle, il y a une probabilité non nulle que le transport des particules se produise. À l'origine, cette notion a été introduite pour des interactions entre un fluide et un lit de sédiments uniformes. En se basant sur ce principe, on peut s'attendre à ce que de faibles gradients hydrauliques puissent engendrer de l'érosion au sein d'un barrage. En ce sens, il a été recensé que des

barrages avec des gradients aussi faibles que 0,05 avaient subi de l'érosion (Foster et al., 2000).

Wörman & Olafsdottir (1992) ont développé un modèle basé sur l'aspect stochastique de l'érosion pour prédire le taux de transport de particules du noyau G^* . Leur modèle s'applique pour un écoulement horizontal à l'interface entre un sol fin et un sol grossier (Équation 1.2).

$$G^* = \left(0,56 \frac{e_{\text{filtre}}}{(D_r \text{ noyau} - 1)} i \frac{D_{15}}{d_{85}} \right)^{12} n_{\text{filtre}} \quad (1.2)$$

où i est le gradient hydraulique, e est l'indice des vides, n est la porosité et D_r est la densité des solides.

À ce jour, ces modèles probabilistes ne permettent toutefois pas de prédire un seuil critique sous lequel l'érosion engendrée n'aurait pas de répercussions significatives sur le comportement géotechnique du sol.

Si les critères géométriques et hydrodynamiques sont relativement bien compris pour une interface entre deux sols uniformes grossiers et un écoulement horizontal, c'est toutefois moins le cas pour des sols bien gradués (p. ex. till), des géométries complexes (p. ex. surfaces pentues et discontinuités), des conditions non saturées et des régimes d'écoulement transitoires. Ces conditions sont omniprésentes dans un barrage en remblai zoné.

1.2.3 Érosion régressive

L'érosion régressive, ou renard hydraulique (*piping* en anglais), se produit lorsque les particules fines d'un sol sont érodées au point de sortie d'un chemin d'écoulement, créant une zone de faiblesse de conductivité hydraulique élevée. Cette zone de faiblesse se propage graduellement vers l'amont à mesure que les particules sont érodées vers l'aval. Le pied aval du barrage, où les gradients hydrauliques sont normalement plus élevés, est une zone

vulnérable à l'initiation de l'érosion régressive. La conduite créée par la progression de l'érosion régressive peut parfois mener à des affaissements visibles à la surface du barrage (*sinkholes*) (Garner & Fannin, 2006).

1.2.4 Érosion par fuite concentrée

L'érosion par fuite concentrée survient suite à la formation d'une fissure localisée dans un matériau ou par fracturation hydraulique. Le tassement différentiel, le sous-compactage, la ségrégation et la dessiccation peuvent être à l'origine de ce type d'érosion. La progression de l'érosion par fuite concentrée dépend grandement de la géométrie de la fissure créée.

1.3 Avancées expérimentales sur le franchissement de noyau

Le franchissement de noyau se produit lorsque le niveau d'eau amont dépasse la crête du noyau du barrage. Le niveau d'eau du réservoir se situe alors entre la crête du noyau et celle de l'ouvrage. À l'échelle locale, le franchissement de noyau peut créer de l'érosion de contact et modifier le régime d'écoulement. Globalement, la stabilité du barrage peut être affectée. Cette section analyse des études expérimentales ayant traitées du franchissement de noyau.

1.3.1 Montages expérimentaux unidimensionnels

Les montages expérimentaux unidimensionnels (1D) permettent d'étudier les mécanismes d'érosion le long de l'interface horizontale entre un matériau de base et un matériau grossier (Figure 1.11). À l'échelle d'un barrage, ce type de montage permet de simuler l'érosion sur une interface horizontale entre le noyau et le filtre, à la crête.

Certains montages 1D ont permis de développer des relations empiriques entre le taux d'érosion, la vitesse d'écoulement du fluide et certaines propriétés géotechniques des matériaux (p. ex., Wörman, 1996; Guidoux, Faure, Beguin, & Ho, 2010; Beguin et al., 2013).

En d'autres mots, ces relations découlent du critère hydrodynamique permettant de prédire la vitesse d'écoulement critique initiant l'érosion de particules d'un matériau fin à l'interface avec un matériau grossier. Or, la plupart de ces relations ne s'appliquent pas pour des matériaux de base bien étalés. Elles sont également peu employées dans la pratique commune, car elles dépendent habituellement de l'équipement utilisé en laboratoire et de divers facteurs d'échelle.

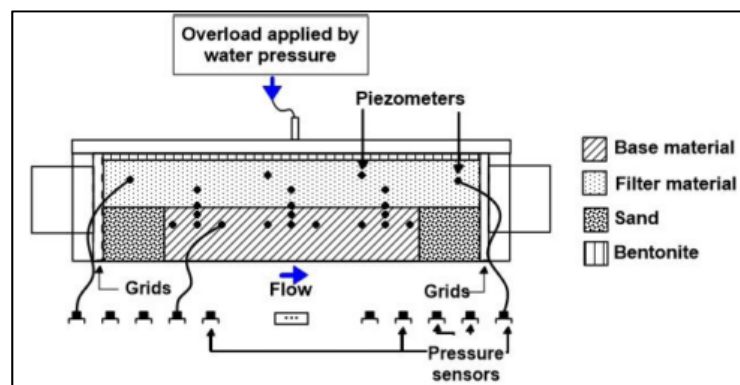


Figure 1.11 Exemple d'un montage expérimental 1D
Tirée de Dionne & Konrad (2015)

Dionne & Konrad (2015) ont étudié le comportement du till du nord du Québec utilisé comme noyau de barrage en conditions de franchissement de noyau. Ils ont observé deux phénomènes limitant la progression de l'érosion du noyau pour un filtre non conforme : le pavage (*paving, bridging*) et le colmatage (*clogging, binding*). Le pavage se traduit par l'apparition d'une couche hybride formée par triage granulométrique. À mesure que les particules fines du noyau sont transportées à travers le filtre, les particules grossières non érodées restent en place et agissent naturellement comme filtre aval.

Le colmatage se produit lorsque les particules fines du noyau sont transportées à travers le filtre par un écoulement, puis s'agglomèrent dans les pores. Pour qu'un tel phénomène se produise, le réseau de vides du filtre doit cependant être discontinu. En d'autres mots, les pores doivent être isolés l'un de l'autre, sans quoi les particules érodées du noyau ne s'accumuleraient pas entre les grains du filtre. Ces observations quant à l'absence d'érosion

en continu pour certains matériaux filtrants non conformes sont similaires à celles de Sherard et al. (1984). Wörman (1996) et Beguin et al. (2013) ont observé que le colmatage entraîne une diminution du taux d'érosion en fonction du temps pour une vitesse d'écoulement donnée. Mentionnons que les critères de filtres adoptés à ce jour ne permettent pas de déterminer précisément si un filtre non conforme est suffisamment fin pour limiter la progression de l'érosion en continu. Foster & Fell (2001) ont introduit un modèle conceptuel en ce sens (Figure 1.12).

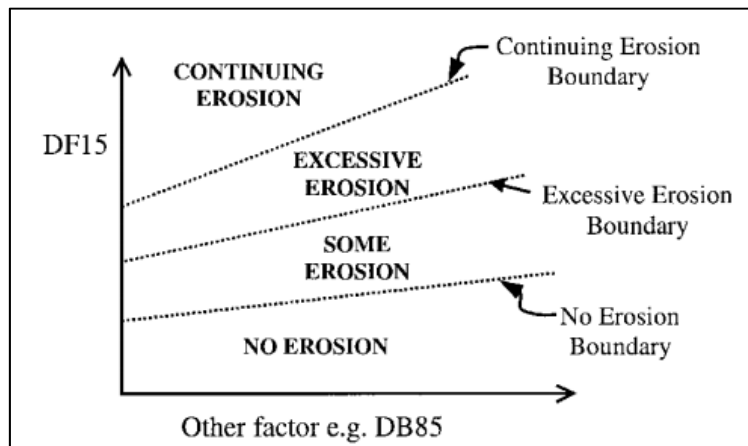


Figure 1.12 Modèle conceptuel des différents modes de progression de l'érosion
Tirée de Foster & Fell (2001)

De manière générale, les phénomènes limitant l'érosion en continu des particules du noyau, comme le colmatage ou le pavage, peuvent engendrer une diminution de la perméabilité du filtre et affecter sa performance à long terme (Reddi, Xiao, Hajra, & Lee, 2000).

Dans un autre ordre d'idée, Beguin et al. (2013) ont mis l'accent sur le concept de profondeur critique d'érosion du noyau. Essentiellement, ils ont démontré qu'au-delà d'une certaine profondeur, les particules du noyau situées près de l'interface horizontale avec le filtre ne sont pas érodées pour un débit constant. Selon eux, la profondeur critique d'un sol uniforme

granulaire est influencée par la résistance au cisaillement des grains. Il est possible de l'approximer selon le d_{50} du noyau.

1.3.2 Montages expérimentaux bidimensionnels

Les montages expérimentaux bidimensionnels (2D) (Figure 1.13) permettent d'étudier l'érosion de contact entre deux matériaux en prenant en compte une configuration géométrique 2D des matériaux (p. ex. pentes du noyau et du filtre) et des conditions hydrauliques réalistes (p. ex. écoulement influencé par la gravité). Contrairement aux montages 1D, il est possible d'observer les mécanismes d'érosion à l'échelle globale au sein du barrage à partir d'un montage 2D (p. ex. instabilités de pentes, érosion régressive, érosion de contact).

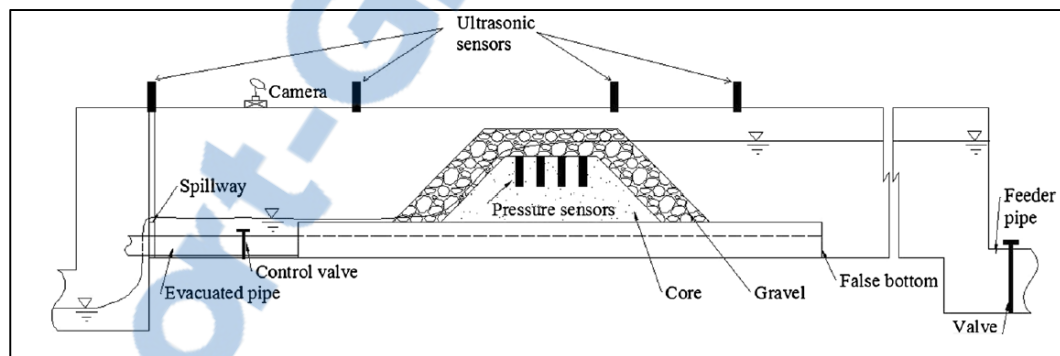


Figure 1.13 Exemple d'un montage expérimental 2D
Tirée de Javadi & Mahdi (2014)

À partir d'un tel modèle, Wörman & Skoglund (1992) ont identifié l'extrémité aval de l'interface noyau/filtre comme étant l'endroit le plus propice pour initier l'érosion de contact. L'érosion se propagerait par la suite graduellement vers l'amont, le long de cette interface. Cette observation a été corroborée expérimentalement par Wörman & Olafsdottir (1992) et numériquement par Dumberry, Duhaime, & Éthier (2015). Ces derniers ont constaté que la courbure des lignes d'écoulement est plus prononcée à l'extrémité aval de l'interface, induisant des gradients hydrauliques locaux plus élevés.

Wörman & Skoglund (1992) ont vérifié si la non-conformité des critères de filtres pouvait engendrer de l'érosion de contact lors du franchissement de noyau. Ils ont convenu qu'un filtre conforme toute forme d'érosion du noyau en période de franchissement de noyau. Wörman & Skoglund (1992) ont par ailleurs observé un phénomène de colmatage dans certains de leurs essais impliquant un filtre non conforme. Ils ont évoqué que l'érosion peut soit progresser en continu ou être limitée par un phénomène de colmatage, dépendamment de la granulométrie et de la porosité du matériau utilisé comme filtre. Ces observations vont dans le même sens que celles effectuées par Dionne & Konrad (2015).

L'utilisation de modèles expérimentaux 2D a également permis d'étudier l'effet de la montée du niveau d'eau amont sur la propagation de l'érosion dans le temps. Selon Wörman & Olafsdottir (1992), le taux d'érosion du noyau n'est pas affecté par l'augmentation du gradient hydraulique et par la dégradation graduelle de l'interface entre les deux matériaux. En d'autres mots, l'augmentation du niveau d'eau en amont n'influence pas la progression de l'érosion après qu'elle eût été initiée pour un niveau d'eau donné. Le taux d'érosion est plutôt influencé par les propriétés du filtre. Wörman & Olafsdottir (1992) ont développé une relation empirique pour prédire le taux de dégradation χ_0 de l'interface noyau/filtre pour des matériaux uniformes granulaires et pour un écoulement horizontal (Équation 1.3; Figure 1.14).

$$\chi_0 = \frac{1}{1 - n_{\text{noyau}}} \frac{d_{85}}{L^2} \sqrt{\frac{gD_{15}}{2f}} \frac{G^*}{n_{\text{filtre}}} t \quad (1.3)$$

où t est le temps, L est la largeur de la crête du noyau, f est un facteur de friction, g est la gravité et G^* est le paramètre de transport défini par l'Équation 1.2.

Ces paramètres doivent toutefois satisfaire des intervalles très stricts, c'est pourquoi l'Équation 1.3 est principalement employée de manière approximative en pratique.

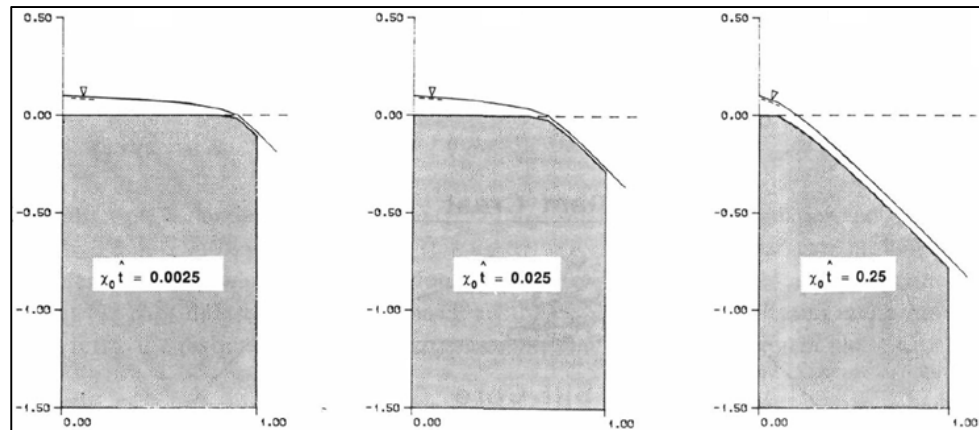


Figure 1.14 Dégradation du noyau dans le temps pour un niveau d'eau donné
Tirée de Wörman & Olafsdottir (1992)

Dans un autre ordre d'idée, certains chercheurs ont utilisé des modèles 2D pour étudier le phénomène de surverse des barrages (p. ex., Davies, Manville, Kunz, & Donadini, 2007; Gregoretti, Maltauro, & Lanzoni, 2010; Maknoon & Mahdi, 2010; Javadi & Mahdi, 2014; Seo et al., 2006). Ces études ont relevé que la surverse complète de l'ouvrage peut engendrer des instabilités de pente et la rupture. Pour un niveau d'eau se situant entre la crête du noyau et la crête de l'ouvrage, Maknoon & Mahdi (2010) et Javadi & Mahdi (2014) ont observé que le pied aval du barrage est l'endroit le plus critique à l'érosion. Les instabilités locales observées à cet endroit sont survenues avant l'atteinte de la surverse complète de l'ouvrage. Javadi & Mahdi (2014) ont développé une relation empirique, préalablement introduite par Gregoretti et al. (2010), afin de prédire la hauteur critique D_{cr} du niveau d'eau affectant la stabilité de l'ouvrage (Équation 1.4).

$$\frac{D_{cr}}{H} = (0,0391 + 0,4446 \tan \theta) \left(0,1299 + 0,4173 \left(\frac{D_{50}}{H} \right)^{0,7247} \right) (0,3931 - 0,2042 \tan \alpha) \quad (1.4)$$

où H est la hauteur du barrage, D_{50} est la taille moyenne des particules de l'enrochement, α est l'inclinaison de la pente aval et θ est l'inclinaison de la base du barrage.

Cette équation s'applique seulement pour un niveau d'eau situé entre le filtre et l'enrochement, au-dessus de la crête du noyau. Maknoon & Mahdi (2010) et Javadi & Mahdi (2014) ont utilisé un noyau de till à faible plasticité dans leur modèle. Leur étude comporte peu de détails sur les mécanismes d'érosion observés et la conformité des critères de filtres.

Certaines études expérimentales ont pris en compte le poids des terres réel présent dans un barrage. Guidoux et al. (2010) et Dionne & Konrad (2015) ont intégré à leur montage un système de confinement sous pression hydraulique pour reproduire les conditions réelles de terrain. Seo et al. (2006) ont plutôt employé une centrifugeuse pour augmenter la force gravitationnelle. L'imposition du poids des terres in situ peut paraître, a priori, nécessaire pour limiter les effets d'échelle dans un modèle réduit représentant un barrage. Toutefois, l'impact des contraintes effectives sur l'initiation et la propagation de l'érosion est encore aujourd'hui incompris (p. ex. Skempton & Brogan, 1994; Li & Fannin, 2012; Shire, O'Sullivan, Hanley, & Fannin, 2014).

1.3.3 Essais cycliques

Seo et al. (2006) ont étudié l'effet de la variation cyclique du niveau d'eau amont sur la progression de l'érosion lors du franchissement de noyau. Ils ont montré que la variation fréquente du niveau d'eau dans le temps peut générer des fissures localisées le long de la crête du noyau, et que la vitesse à laquelle le niveau d'eau varie a un effet sur le comportement du noyau.

1.4 Comportement du till

Les matériaux qui composent un barrage en remblai proviennent généralement de bancs d'emprunts à proximité du site de construction. L'analyse géomorphologique de ces sols peut être un outil intéressant pour prédire leur comportement géotechnique, étant donné la forte relation entre la genèse d'un matériau et ses propriétés géotechniques. L'évaluation du

potentiel d'instabilité d'un sol face à la suffosion à partir de relations empiriques peut également s'avérer efficace.

1.4.1 Géomorphologie et propriétés géotechniques

Pour ce projet, le noyau étudié est un till basal (till de fond). Au Québec, la formation des dépôts de till résulte de l'action érosive des glaciers sur le socle rocheux du Bouclier canadien à l'époque de la glaciation du Wisconsin (Figure 1.15). Un till basal a été transporté à la base du glacier, contrairement au till d'ablation, résultant de la fonte du glacier (Milligan, 1977). Les tills basaux ont une distribution granulométrique bien étalée. De manière générale, les dépôts de till provenant de l'est du Canada sont principalement granulaires, avec un faible indice de plasticité, une faible compressibilité et une résistance au cisaillement élevée. Ils peuvent contenir une faible proportion d'argile résultant du broyage des roches originellement présentes en surface (Boulton, 1977).

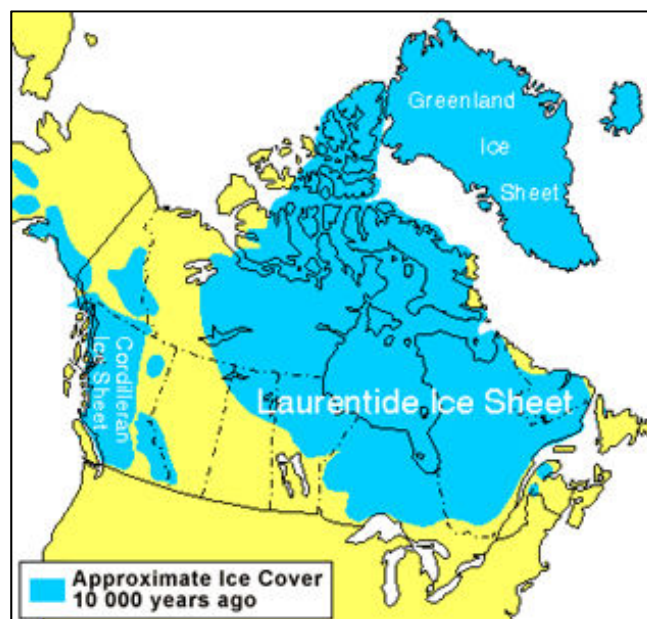


Figure 1.15 Superficie du territoire canadien recouverte de glace il y a 10 000 ans
Tirée de Rutter (2006)

1.4.2 Propriétés hydrauliques

Généralement, la perméabilité des tills du nord du Québec utilisés comme noyau de barrage est incluse entre 10^{-5} et 10^{-7} m/s (Leroueil, Le Bihan, Sebaihi, & Alicescu, 2002). La perméabilité des tills comporte une forte anisotropie en raison de la nature hétérogène (p. ex. teneur en particules fines, distribution des pores, etc.) de ces matériaux (Smith & Konrad, 2011).

Chapuis (2004) a développé une méthode empirique pour évaluer la perméabilité k des sols naturels non plastiques (Équation 1.5).

$$k[\text{m/s}] = 0,024622 \left(\frac{d_{10}^2 e^3}{1+e} \right)^{0,7825} \quad (1.5)$$

où d_{10} est le diamètre effectif.

Cette relation est valable pour des sols dont le diamètre effectif et l'indice des vides satisfont les intervalles suivants : $0,003 \leq d_{10} \text{ (mm)} \leq 3$ et $0,3 \leq e \leq 1$. Selon l'Équation 1.5, on constate qu'un matériau densément compacté n'aura pas la même perméabilité qu'un matériau lâche d'indice des vides plus élevé.

La courbe de rétention d'eau (CRE) est largement utilisée pour caractériser le comportement non saturé d'un sol. Elle permet de déterminer la quantité d'eau retenue dans les pores pour une succion donnée (en cm ou en kPa). Le modèle de van Genuchten (1980) est un des nombreux modèles qui met en relation les propriétés non saturées d'un sol (Équations 1.6 à 1.8) et qui permet de définir la courbe de rétention d'eau (Équation 1.6).

$$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_{sat} - \theta_r) \left[1 + (\alpha\psi)^n \right]^{(1-1/n)} \quad (1.6)$$

$$S_e = \frac{\theta(\psi) - \theta_r}{\theta_{sat} - \theta_r} = [1 + (\alpha\psi)^n]^{1/n-1} \quad (1.7)$$

$$k_r = S_e^l \left(1 - \left[1 - S_e^{n/(n-1)} \right]^{1-1/n} \right)^2 \quad (1.8)$$

où θ est la teneur en eau volumique, ψ est la succion, θ_r est la teneur en eau résiduelle, θ_{sat} est la teneur en eau saturée, α est l'inverse de la valeur d'entrée d'air, S_e est la saturation effective et n et l sont des paramètres de distribution des pores.

Dû à leur forte teneur en silt, les tills du nord du Québec ont une rétention d'eau relativement faible (Ng & Menzies, 2007). Ils peuvent induire jusqu'à plusieurs mètres de remontée capillaire dépendamment de leur degré de compacité, de l'état de contraintes et de leur distribution granulométrique (Holtz et al., 2011). La Figure 1.16 illustre quelques exemples de CRE de matériaux s'apparentant au till du nord du Québec. Les résultats de Malenfant-Corriveau (2016) proviennent spécifiquement d'un essai de succion effectué sur un échantillon de till à faible plasticité provenant du nord du Québec. On constate que l'allure des courbes diffère fortement d'un auteur à l'autre. Cela démontre l'effet de l'hétérogénéité sur le comportement non saturé d'un matériau s'apparentant au till.

Plusieurs modèles permettant de prédire les propriétés non saturées des sols sont proposés dans la littérature (p. ex., Arya & Paris, 1981; Aubertin, Mbonimpa, Bussière, & Chapuis, 2003; Chapuis, Masse, Madinier, & Duhaime, 2015). Les équations développées par Chapuis et al. (2015) prennent notamment en compte l'indice des vides et le diamètre effectif du sol (Équations 1.9 à 1.11).

$$\theta_r [\text{cm}] = 0,0174(ed_{10})^{-0,432} \quad (1.9)$$

$$n [\text{kPa}^{-1}] = 4,1577(ed_{10})^{0,0336} \quad (1.10)$$

$$\alpha = 3,0304(ed_{10})^{0,8446} \quad (1.11)$$

Ces équations sont valables pour des sols à grains grossiers dont $ed_{10} > 0,05$ mm. Elles fournissent des résultats moins précis pour des matériaux bien étalés comportant une teneur en particules fines (p. ex. till).

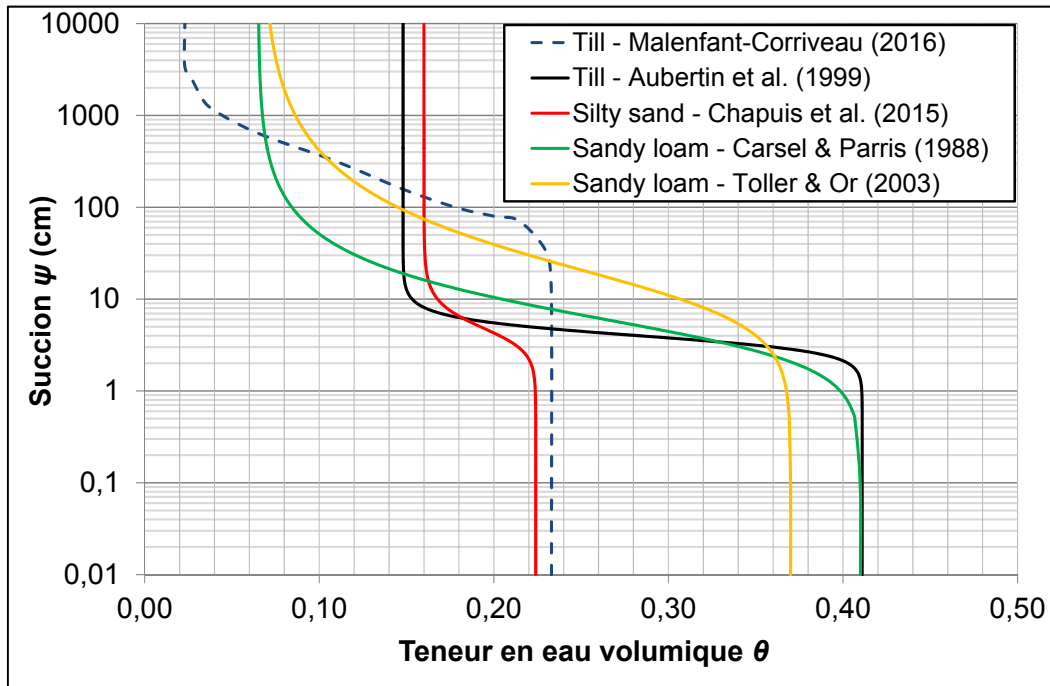


Figure 1.16 Exemples de courbes de rétention d'eau pour des matériaux s'apparentant au till du nord du Québec

1.4.3 Stabilité interne

La distribution granulométrique bien étalée des tills les rend vulnérables à la ségrégation durant leur mise en place (Milligan, 2003) et à la suffosion lors de la mise en eau (Sherard et al., 1984). La ségrégation peut entraîner des zones locales instables et des chemins d'écoulement préférentiel à l'intérieur du noyau. Une mise en place méticuleuse demeure la méthode la plus efficace pour prévenir la ségrégation. Outre le till, certains matériaux bien étalés employés comme filtre peuvent être sujets à la ségrégation.

Certaines questions demeurent concernant le comportement des tills face au phénomène de suffosion. De nombreuses observations visuelles montrent que les tills ont tendance à s'autoréparer naturellement et à contrer le phénomène de suffosion dans le temps (Fell & Fry, 2007). Ce phénomène d'autoréparation (*self-healing*) se produit lorsque les particules fines, transportées par l'écoulement, s'agglomèrent et colmatent les pores du matériau, empêchant toute propagation de l'érosion.

Lafleur, Montès, & Alicescu (1999) et Smith (2012) ont démontré que les tills du nord du Québec sont stables face à la suffosion s'ils contiennent plus de 12 % de particules fines (silts et argiles). Smith (2012) a affirmé que le potentiel de stabilité interne d'un sol agissant à titre de noyau de barrage ne doit pas être uniquement évalué empiriquement. La variabilité spatiale des propriétés géotechniques et les interrelations entre les aspects géométrique, hydraulique et mécanique au sein du matériau doivent être prises en compte.

Outre les phénomènes de ségrégation et de suffosion, les conditions de compactage peuvent également affecter la stabilité des tills du nord du Québec. Leur forte teneur de silt a tendance à les rendre instables lorsqu'ils sont compactés du côté humide de l'optimum standard (Milligan, 1977). Watabe, Leroueil, & Le Bihan (2000) ont mentionné qu'un till compacté sous ces conditions est considéré comme un matériau homogène à perméabilité faible et constante. À l'inverse, un till compacté du côté sec de l'optimum Proctor est considéré comme un agrégat à perméabilité élevée et variable.

1.5 Techniques d'analyse d'images et microtomodensitométrie

La compréhension du comportement géotechnique d'un sol ne doit pas seulement être limitée à l'utilisation de relations empiriques ou à une caractérisation macroscopique des matériaux. En mécanique des sols, l'arrangement des grains et des pores influence grandement le comportement géotechnique d'un matériau (Holtz et al., 2011). En ce sens, des techniques d'analyse d'images comme la corrélation d'images numériques et la microtomodensitométrie permettent de focaliser sur l'arrangement des grains à petite échelle. Cette section présente

différentes applications de la DIC et de la μ CT en mécanique des sols. Le cadre théorique couvrant ces techniques est présenté au chapitre 3.

1.5.1 Corrélation d'images numériques

La corrélation d'images numériques (DIC) permet de calculer les champs de déplacements et de déformations entre deux images enregistrées à des moments distincts dans le temps. La DIC est dérivée de la *Particle Image Velocimetry* (PIV), une technique d'analyse d'images essentiellement employée en mécanique des fluides pour mesurer la distribution des vitesses dans un fluide (Adrian, 2005). En géotechnique, la DIC est principalement utilisée pour étudier les déformations d'un matériau granulaire soumis à un chargement (p. ex. essai de capacité portante, essai triaxial, analyse de stabilité de pente) (p. ex. White, Take, & Bolton, 2003; Kim, Penumadu, Gregor, Kardjilov, & Manke, 2009; Pan, Qian, Xie, & Asundi, 2009; Takano, Lenoir, Otani, & Hall, 2015). Quelques études ont toutefois employé ces techniques pour étudier l'érosion des particules dans un milieu poreux (p. ex. Take, 2003; Beguin et al., 2013). Ces derniers ont utilisé la PIV pour mettre en relief la contrainte de cisaillement hydraulique appliquée sur les grains d'un sol (Figure 1.17a). Ils ont utilisé des billes de verre uniformes comme échantillon grossier, de l'huile minérale comme fluide, un laser planaire à rayons phosphorescents et un filtre optique passe-haut pour optimiser les contrastes entre les matériaux et le fluide et ainsi faciliter l'analyse d'images.

L'utilisation de la photogrammétrie, technique de mesure basée sur l'analyse d'images prises à différents intervalles de temps selon différents points de vue, est également utilisée en géotechnique (p. ex. Thomas & Cantré, 2009). Cette technique diffère de la DIC et de la PIV du fait que ces dernières emploient spécifiquement un algorithme de traitement d'images de corrélation croisée permettant de générer des champs vectoriels de déformation. La photogrammétrie est plutôt basée sur des concepts purement trigonométriques. Take (2003) a combiné la PIV et la photogrammétrie pour étudier l'effet des cycles saisonniers de la

pression interstitielle sur la stabilité d'un talus (Figure 1.17b). La combinaison de ces techniques lui a permis d'identifier des instabilités locales et de faibles déplacements.

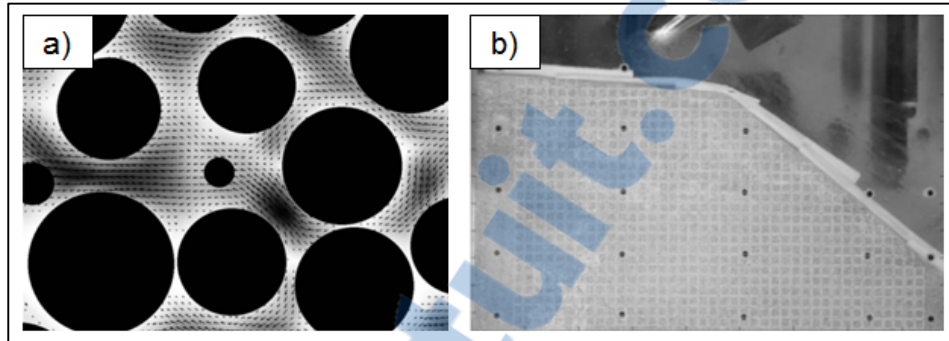


Figure 1.17 a) Distribution de la vitesse du fluide dans un milieu poreux;
 b) Maillage utilisé pour l'analyse des déplacements à la crête d'un talus
 Tirées respectivement de Beguin et al. (2013) et White et al. (2003)

1.5.2 Microtomodensitométrie

La microtomodensitométrie (μ CT) est une technique non destructive employant un rayonnement pénétrant, tel que les rayons X, qui permet de reconstruire l'image d'un échantillon en trois dimensions (3D). Cette technique est largement utilisée dans les domaines de la médecine et du génie mécanique. Elle a plus récemment été employée en géotechnique pour évaluer la densité, le degré de saturation et la porosité d'échantillons de sol granulaire (p. ex., Tollner & Verma 1989; Kim et al. 2013, Takano et al. 2015). La microtomodensitométrie a toutefois été peu utilisée pour étudier les mécanismes d'érosion à l'interface entre deux matériaux granulaires. Les appareils courants de microtomodensitométrie nécessitent généralement qu'un échantillon de faibles dimensions soit placé près de la source à rayons pénétrants pour obtenir une bonne résolution. L'utilisation de modèles expérimentaux 2D rend, par conséquent, la microtomodensitométrie restrictive.

Binner, Homberg, Prohaska, Kalbe, & Witt (2010) ont étudié le phénomène de suffosion d'un échantillon de sol granulaire mis en place dans un moule de faibles dimensions (Figure

1.18). Ils ont identifié trois types de particules ayant un comportement mécanique différent face à un écoulement : les particules portantes, les particules mobiles et les particules retenues. Mukunoki, Otani, Maekawa, Camp, & Gourc (2010) ont utilisé la microtomodensitométrie à rayons X afin d'étudier l'érosion provoquée par l'infiltration d'eau dans une couche de recouvrement d'un site d'enfouissement. Cette technique leur a permis de localiser des chemins d'écoulement préférentiel et d'observer un phénomène de colmatage résultant du transport des particules fines.

De manière générale, les principales limitations de la microtomodensitométrie pour des applications en géotechnique sont la représentativité des échantillons étudiés, l'effet de parois et la difficulté à différencier les phases liquides et gazeuses contenues dans les pores du sol (Taina, Heck, & Elliot, 2007).

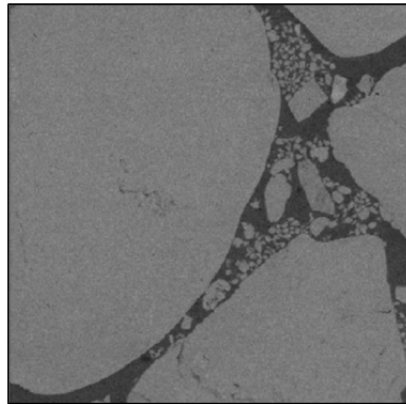


Figure 1.18 Structure interne
d'un sol granulaire
(résolution : 39 μm)
Tirée de Binner et al. (2010)

1.6 Devis de mise en place des matériaux

Cette section résume les pratiques courantes de mise en place des noyaux et des filtres adoptées au Québec (SEBJ, 1987).

1.6.1 Noyau

Le niveau de compaction du noyau sur le terrain est défini selon la compacité relative CR (Équation 1.12).

$$CR = \frac{\rho_{d \text{ in situ}}}{\rho_{d \text{ max}}} \quad (1.12)$$

où $\rho_{d \text{ in situ}}$ est la masse volumique sèche mesurée sur le terrain et $\rho_{d \text{ max}}$ est la masse volumique sèche maximale obtenue selon la norme ASTM D698 (ASTM, 2012a). La compacité relative du noyau doit être supérieure ou égale à 97 %. La teneur en eau w à laquelle le noyau doit être compacté varie selon l'intervalle suivant : $w_{\text{opt}} - 1 \% \leq w \leq w_{\text{opt}} + 2 \%$, où w_{opt} est la teneur en eau optimale correspondant à $\rho_{d \text{ max}}$, obtenue selon la norme ASTM D698 (ASTM, 2012a).

1.6.2 Filtre

La compacité du filtre présent autour du noyau à la crête est définie selon l'indice de densité relative I_d (Équation 1.13). Les indices des vides maximal et minimal ainsi que les masses volumiques sèches maximale et minimale sont établis selon les normes ASTM D4253 (ASTM, 2014a) et ASTM D4254 (ASTM, 2014b). L'indice de densité relative du filtre doit être supérieur ou égal à 70 %.

$$I_d = \frac{e_{\text{max}} - e}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}} = \frac{1/\rho_{d \text{ min}} - 1/\rho_d}{1/\rho_{d \text{ min}} - 1/\rho_{d \text{ max}}} \quad (1.13)$$

Les critères de conception des filtres employés à ce jour diffèrent selon le type de matériau utilisé comme noyau. Le chapitre 3 présente les critères de filtres adoptés en pratique et utilisés pour ce projet. Pour éviter la ségrégation, la dimension maximale du matériau filtrant est limitée à 80 mm.

CHAPITRE 2

MÉTHODOLOGIE

Ce chapitre comporte trois sections. D'abord, les composantes du montage et les spécifications des appareils et des logiciels utilisés pour ce projet sont décrits. Par la suite, les propriétés des matériaux sont présentées. Finalement, le programme d'essais expérimentaux de cette étude est introduit.

2.1 Description des composantes

2.1.1 Montage

Le montage expérimental utilisé dans le cadre de ce projet est présenté à la Figure 2.1. Le montage représente un zoom de la crête d'un barrage. Le montage est un bassin ouvert de dimensions suivantes : 1,3 m de longueur par 0,5 m de largeur par 0,6 m de hauteur. Le bassin est fait de verre acrylique transparent (plexiglas) de 19 mm d'épaisseur. Il est divisé en deux sections principales, soit la partie où l'échantillon est mis en place, de 1 m de longueur, et la partie contenant le réservoir amont, de 0,3 m de longueur. Ces deux sections sont séparées par une plaque poreuse de plastique de 13 mm d'épaisseur perforée de trous de 14 mm de diamètre et distancés de 25 mm centre à centre, ainsi qu'une toile de nylon avec des ouvertures de 1 mm. La plaque poreuse permet de distribuer l'eau uniformément à travers l'échantillon. Le montage contient des renforts structuraux (p. ex. poutres d'aluminium, planche de contreplaqué, équerres, vis) pour contrer les charges dues aux sollicitations hydrauliques et mécaniques en cours d'essai. La structure a été conçue selon les principes de base en mécanique statique (p. ex. Beer & Johnston, 2011).

Le montage expérimental permet de reproduire l'interface entre le noyau et le filtre à la crête d'un barrage en remblai zoné. Le noyau est mis en place au centre du bassin, avec des pentes symétriques 5V:1H selon les dimensions suivantes : 0,25 m de hauteur par 0,5 m de largeur. La longueur de la crête du noyau fait 0,7 m, tandis que la longueur à la base est de 0,8 m. Les

penes sont basées sur les dimensions typiques rencontrées dans certains ouvrages du nord du Québec (p. ex. SEBJ, 1987). Le filtre occupe la totalité de l'espace restant du bassin.

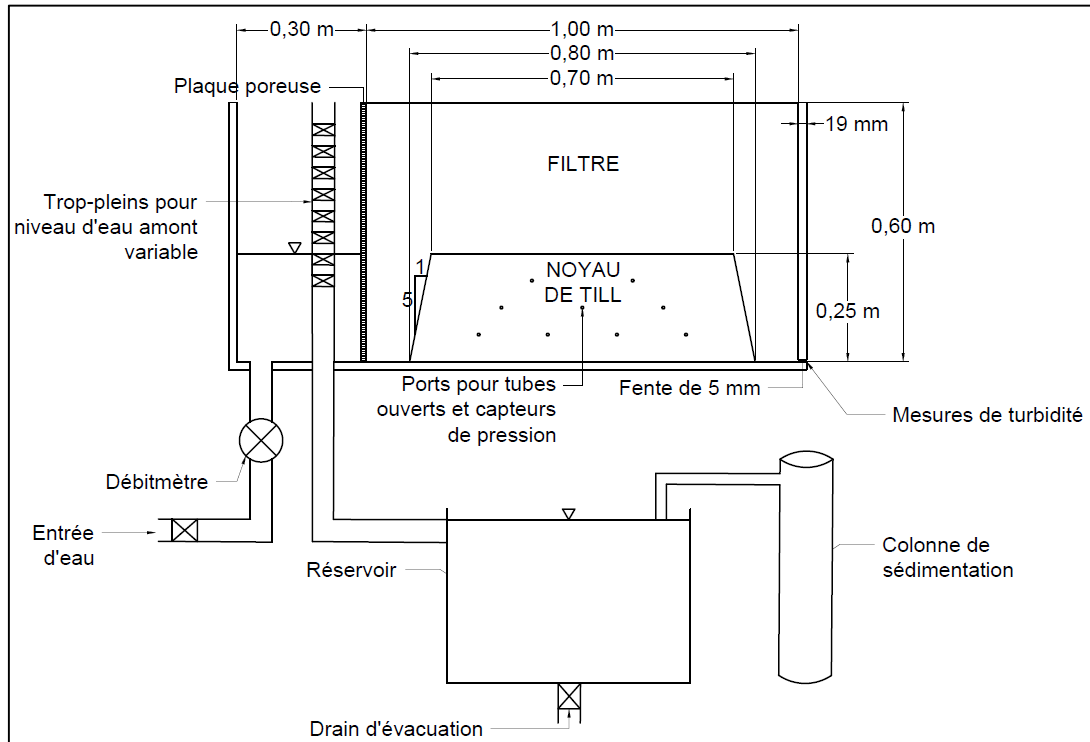


Figure 2.1 Schéma du montage expérimental

Le montage représente l'interface noyau/filtre à échelle réduite. Dans un ouvrage réel, les dimensions des matériaux à la crête diffèrent de celles prises en compte pour cette étude. En effet, l'épaisseur du matériau filtrant au-dessus du noyau et la largeur de la crête du noyau sont respectivement environ 5 et 6,5 fois inférieures aux dimensions réelles des ouvrages de retenue en remblai au Québec (SEBJ, 1987). Mentionnons également qu'un barrage réel peut faire plusieurs centaines de mètres de longueur. De plus, le poids réel des terres à la crête n'a pas été considéré pour ce projet. Par conséquent, les contraintes effectives reproduites expérimentalement sont plus faibles que celles présentes dans un ouvrage réel.

À l'intérieur du réservoir amont, un bras de distribution muni de huit valves et de trop-pleins permet de faire varier le niveau d'eau et d'imposer différentes charges hydrauliques. Une fente de 5 mm est localisée en aval sur toute la largeur du fond du bassin. À la sortie du montage, les sédiments érodés convergent grâce à une gouttière inclinée vers une colonne de sédimentation munie d'un trop-plein. Les trop-pleins du réservoir amont et de la colonne de sédimentation sont reliés à un grand réservoir situé sous le bassin principal, à partir duquel l'eau est rejetée dans les drains du laboratoire. Ce réservoir permet aussi de récolter les particules fines s'échappant des colonnes de sédimentation. Cette configuration a permis d'avoir un écoulement par gravité durant les tests. L'eau récoltée à la sortie du montage n'a pas été réutilisée.

Sur la face arrière du bassin, six piézomètres ouverts et trois capteurs de pression sont reliés à des pierres poreuses disposées au centre du noyau. Ces instruments permettent de mesurer les charges hydrauliques dans le noyau en cours d'essais. Les dimensions des ports prévus à l'installation de ces dispositifs sont de 0,25 po (6,3 mm) NPT. Les neuf ports sont distribués symétriquement selon la géométrie trapézoïdale du noyau. Des images de l'essai sont enregistrées en continu avec deux caméras numériques reliées à un système d'acquisition. Deux projecteurs DEL comprenant des boîtes de diffusion permettent d'obtenir un éclairage indirect et uniforme. Le chapitre 3 fournit davantage de détails sur ces composantes.

2.1.2 Capteurs de pression

Les capteurs de pression (OF-68074-00 de Cole-Parmer) comportent une sortie en tension à signal composé (*compound*) variant de 0,1 à 5,1 V. L'intervalle de mesure se situe entre -101,4 et 103,4 kPa avec une précision de $\pm 0,13\%$ à pleine échelle. La tension d'alimentation doit être comprise entre 12 et 28 V. Les capteurs comportent un embout de 0,25 po (6,3 mm) NPT mâle à leur extrémité. Avant les essais, les capteurs de pression ont été calibrés pour obtenir la relation entre la charge de pression (h_p) imposée et la tension (U) mesurée (Figure 2.2). Les capteurs ont été calibrés pour des charges de pression variant entre

-150 et 100 cm. En cours d'essai, l'acquisition des valeurs mesurées par les capteurs a été effectuée à partir d'un programme LabVIEW (Annexe I, Figure-A I-1).

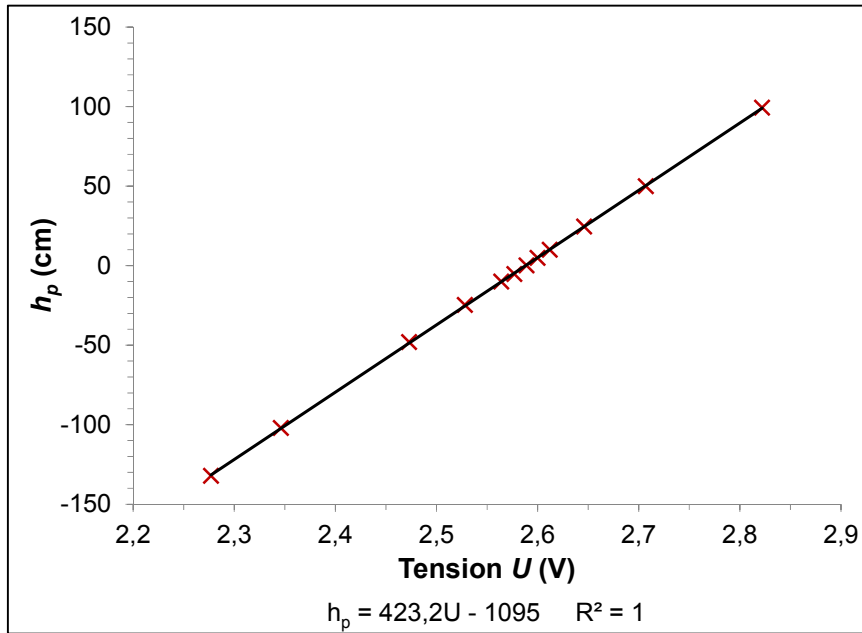


Figure 2.2 Exemple de courbe de calibration d'un capteur de pression

2.1.3 Caméras numériques

Les caméras numériques (ACA2500 de Basler, Figure 2.3) peuvent enregistrer jusqu'à 14 images par seconde, en couleur. Deux types de lentilles ont été nécessaires pour obtenir différents champs de capture. Une lentille M0814-MP de Computar avec une distance focale de 8 mm a été utilisée pour la vue d'ensemble du montage, tandis qu'une lentille M1620-MPW2 de Computar avec une distance focale de 16 mm a servi pour la partie aval du noyau. Un programme LabVIEW a permis de traiter les images obtenues par les caméras en cours d'essai (Annexe I, Figure-A I-2).



Figure 2.3 Caméra numérique
ACA2500 de Basler avec
lentille Computar M0814-MP

2.1.4 Granulomètre laser

Un granulomètre laser (Mastersizer 3000 de Malvern Instruments, Figure 2.4) a été utilisé pour effectuer l'analyse granulométrique de la fraction fine des particules érodées en cours d'essai. L'appareil peut mesurer des tailles de particules entre 0,01 et 3 500 μm . Avant les analyses, quelques grammes de la fraction fine des échantillons ont été prélevés par quartage. Durant les analyses, des ultrasons ont été utilisés pour défaire les agrégats formés par la fraction fine du noyau. Un intervalle d'obscurisation inclus entre 5 et 10 % a été visé afin d'améliorer le ratio signal/bruit et de limiter la quantité de lumière diffuse par les particules. La vitesse d'agitation et le taux d'ultrasons ont été fixés à 2 950 rpm et 50 %, respectivement. Les particules ont été prédéfinies comme des grains arrondis de silice de coefficient d'absorption de 0,1 et d'indice de réfraction de 1,544.

2.1.5 Turbidimètre

Un turbidimètre 2020e de LaMotte a été employé pour analyser la turbidité des échantillons d'eau prélevés à la sortie du montage. L'intervalle de mesure de l'appareil se situe entre 0 et 100 UTN, avec une précision absolue de $\pm 0,1$ UTN. Avant chaque mesure, un blanc de turbidité a été analysé avec l'eau du robinet pour soustraire la turbidité naturelle de l'eau utilisée dans les essais expérimentaux.



Figure 2.4 Granulomètre laser Mastersizer 3000 de Malvern Instruments

2.1.6 PIVlab

Le logiciel PIVlab (Thielicke & Stamhuis, 2014a) a été utilisé pour effectuer la corrélation d'images numériques. Cet outil utilise un code source MATLAB ouvert et une interface d'utilisateur graphique. Avant les analyses, un filtre CLAHE (*contrast-limited adaptive histogram equalization*) de 200 pixels a été imposé sur les photographies pour augmenter le contraste. L'analyse des images a été effectuée avec un algorithme de corrélation croisée basé sur la transformée de Fourier incluant deux passes de balayage. La taille des zones de déformation (*interrogation areas*) pour chacune des passes varie de 512 à 256 pixels. Une grille de calibration a été placée sur la paroi du montage avant chaque essai (Figure 2.5). Cette grille permet de faire la conversion des unités de pixels en millimètres. Un filtre de déviation standard a été appliqué pour éliminer les vecteurs de déformation erronés.

2.1.7 Tomodensitomètre à rayons X

La microtomodensitométrie à rayons X des échantillons a été réalisée avec l'appareil XTH225 de Nikon (Figure 2.6). Durant l'acquisition, un filtre de cuivre a été placé par-dessus la source pour réduire les artéfacts associés au durcissement du faisceau (*beam hardening*). L'énergie et le courant du faisceau ont été respectivement fixés à 221 kV et

184 μA , pour une puissance résultante de 40,7 W. Le paramétrage comporte également une amplification géométrique de 2,5, un temps d'exposition de 0,5 s et un gain d'amplification de 18 dB. Le positionnement de l'échantillon par rapport à la source a permis d'obtenir une résolution de 80 μm durant les analyses. La reconstruction 3D des spécimens et la segmentation des images ont été réalisées avec les logiciels CT Pro 3D de Nikon et VGStudio MAX 2.2, respectivement. Un filtre analytique supplémentaire a été imposé pour corriger les artefacts provoqués par le durcissement du faisceau.



Figure 2.5 Grille utilisée pour calibrer la caméra aval

2.2 Caractérisation des matériaux

Pour ce projet, cinq matériaux différents ont été utilisés, soit un noyau de till et quatre filtres granulaires (G1, G2, G3 et 2C). Cette section présente les résultats des essais de caractérisation effectués sur ces matériaux. Le till et le filtre 2C proviennent de bancs d'emprunt localisés dans le nord du Québec. Les filtres G1, G2 et G3 sont composés de pierre de rivière à grains arrondis et ont été obtenus d'un paysagiste situé près de Montréal.



Figure 2.6 Tomodensimètre XTH225
Adaptée de Nikon Metrology (2012)

2.2.1 Homogénéisation du till

Au sein du montage, il y a un risque que les propriétés géotechniques du till varient spatialement dû à l'hétérogénéité du matériau (section 1.5.2). Cela peut ultimement influencer les résultats. Avant la phase expérimentale, le till a été homogénéisé par quartage selon la norme ASTM C702 (ASTM, 2011) (Figure 2.7a). Les portions quartées obtenues varient entre 25 et 35 kg. Elles ont été entreposées dans des sacs hermétiques (Figure 2.7b).

2.2.2 Distribution granulométrique

L'analyse granulométrique des matériaux a été effectuée selon la norme ASTM D422 (ASTM, 2007) en utilisant des tamis métriques, comme il est d'usage au Québec. Les courbes granulométriques sont présentées au chapitre 3. La taille maximale des grains de l'ensemble des matériaux a été fixée à 56 mm. Cette taille permet de limiter, d'une part, la formation de chemins d'écoulement préférentiel le long des parois du montage et, d'autre

part, la ségrégation. La plus petite dimension d'un montage impliquant un écoulement à travers un échantillon de sol doit être au moins huit fois la taille maximale des particules du spécimen pour contrer ces phénomènes (Chapuis, 2012).



Figure 2.7 a) Processus d'homogénéisation du till par quartage;
b) Sac d'échantillonnage utilisé pour entreposer les spécimens quartés

Le Tableau 2.1 présente certaines propriétés des matériaux utilisés, soit le diamètre effectif, le pourcentage de particules fines A ($d < 80 \mu\text{m}$) et le coefficient d'uniformité C_u . Trois des matériaux filtrants (G1, G2 et G3) comportent une distribution granulométrique uniforme majoritairement composée de graviers. Le filtre 2C est, quant à lui, relativement bien étalé. Les coefficients d'uniformité du till et du filtre 2C sont relativement élevés contrairement aux autres matériaux. Cela implique qu'il y a un risque accru de ségrégation lors de la mise en place de ces matériaux (Holtz et al., 2011).

2.2.3 Compacité

La Figure 2.8 présente la courbe de compaction standard du till, établie selon la norme ASTM D698 (ASTM, 2012a), et les courbes de saturation, définies par l'Équation 2.1.

$$S_r = \frac{w}{\frac{\rho_w}{\rho_{d \max}} - 1} \frac{1}{\rho_s} \quad (2.1)$$

où S_r est le degré de saturation, ρ_w est la masse volumique de l'eau et ρ_s est la masse volumique des solides.

Tableau 2.1 Diamètre effectif, pourcentage de particules fines et coefficient d'uniformité des matériaux

Matériau	D_{10} (mm)	A (%)	C_u
Noyau de till	0,025	31	19
Filtre G1	21	0	1,5
Filtre G2	6,7	0	1,9
Filtre G3	2,0	0	3,5
Filtre 2C	0,31	2	35

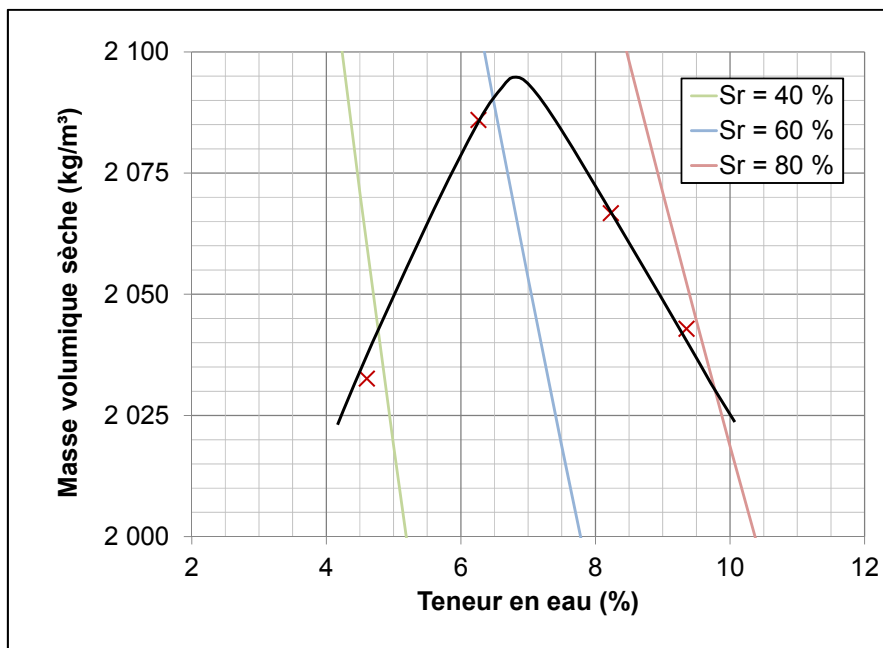


Figure 2.8 Courbes de compaction standard et de saturation du till

On constate que le till a une masse volumique sèche maximale de 2 095 kg/m³ et une teneur en eau optimale de 6,8 %. Le degré de saturation à l'optimum correspond à 63 %.

Le Tableau 2.2 présente les indices des vides maximal et minimal ainsi que les masses volumiques sèches maximale et minimale des matériaux, établies selon les normes ASTM D4253 (ASTM, 2014a) et ASTM D4254 (ASTM, 2014b). L'indice des vides minimal et la masse volumique sèche maximale des filtres G1, G2 et G3 n'ont pas été évalués étant donné que ces matériaux n'ont pas été compactés lors de leur essai respectif.

Tableau 2.2 Indices des vides et masses volumiques maximal et minimal des filtres

Matériau	e_{\min}	e_{\max}	$\rho_{d \max}$ (kg/m ³)	$\rho_{d \min}$ (kg/m ³)
Filtre G1	-	0,598	-	1 671
Filtre G2	-	0,576	-	1 675
Filtre G3	-	0,608	-	1 667
Filtre 2C	0,205	0,408	2 266	1 939

2.2.4 Densité des solides

Le Tableau 2.3 présente la densité des solides pour chaque matériau. Les valeurs ont été déterminées à partir de la norme ASTM D854 (ASTM, 2014c), pour la fraction du sol passant le tamis 5 mm P , et selon la norme ASTM C127 (ASTM, 2012b), pour la fraction du sol retenue sur le tamis 5 mm R . La densité moyenne a été calculée à partir de l'Équation 2.2.

$$D_{r \text{ moyenne}} = \frac{1}{\frac{R}{D_{r d \geq 5 \text{ mm}}} + \frac{P}{D_{r d < 5 \text{ mm}}}} \quad (2.2)$$

Tableau 2.3 Densité des solides pour chaque matériau

Matériau	D_r	D_r	D_r
	d < 5 mm	d ≥ 5 mm	moyenne
Noyau de till	2,70	2,68	2,70
Filtre G1	-	2,67	2,67
Filtre G2	-	2,64	2,64
Filtre G3	2,78	2,64	2,68
Filtre 2C	2,78	2,69	2,73

2.3 Procédure expérimentale

Le Tableau 2.4 présente le programme expérimental de ce projet. La conformité des filtres ainsi que les exigences de mise en place des matériaux selon la pratique commune (SEBJ, 1987) y sont introduites. La teneur en eau visé lors de la mise en place est la valeur médiane de l'intervalle exigé dans la pratique, tel que présenté au chapitre 1. Au total, quatre tests impliquant un noyau de till et quatre matériaux filtrants ont été réalisés.

Tableau 2.4 Programme expérimental du projet

Test	Noyau				Filtre				Particularité
	Matériau	A^*	CR (%)	w	Matériau	D_{15} (mm)	Respect du critère de rétention	I_d (%)	
1	Till	37	97	$w_{opt} + 0,5$	G1	22	Non	0	Essai critique pour validation du montage
2	Till	37	97	$w_{opt} + 0,5$	G2	8	Non	0	
3	Till	37	97	$w_{opt} + 0,5$	G3	2,5	Non	0	Faible variation cyclique du niveau d'eau
3a	Till	37	97	$w_{opt} + 0,5$	G3	2,5	Non	0	Forte variation cyclique du niveau d'eau
4	Till	37	97	$w_{opt} + 0,5$	2C	0,5	Oui	70	Conditions réalistes

* Déterminé à partir de la courbe granulométrique du sol ajustée à 100 % passant le tamis 4,75 mm

D'après les critères de filtres présentés au chapitre 3, le filtre doit avoir un $D_{15} \leq 0,7$ mm pour empêcher l'érosion du noyau. Les matériaux G1, G2 et G3 ne respectent pas les critères de filtres. L'intervalle de valeurs de D_{15} de ces matériaux a permis d'étudier l'influence de la taille des particules du filtre sur la propagation de l'érosion du noyau. Le matériau G1 a un D_{15} largement supérieur au matériau G3, lequel se rapproche davantage du seuil critique. L'utilisation de ces matériaux a permis de valider les critères de filtres pour des conditions hydrauliques et géométriques réalistes. Précisément, le test 1 a permis de vérifier l'efficacité du montage expérimental et de valider la procédure expérimentale en présence d'érosion prononcée. Il s'agit en quelque sorte d'un test critique à partir duquel le choix des matériaux filtrants pour les tests 2 et 3 a pu être établi.

Les matériaux uniformes n'ont pas été compactés lors de leur essai respectif afin de limiter l'effet de la compacité des filtres sur le processus d'érosion du noyau. Les résultats provenant de ces tests sont davantage utilisés pour mieux comprendre les mécanismes d'érosion interne à la crête d'un barrage pour différentes granulométries de filtres. Le compactage affecte la perméabilité d'un échantillon en diminuant notamment la taille de ses pores (Holtz et al., 2011), ce qui peut affecter la quantité de particules du noyau érodées en cours d'essai. Inversement, le filtre 2C du test 4 a été compacté selon les exigences de la pratique courante. Pour ce test, l'accent a été mis sur le suivi des mécanismes d'érosion pour une configuration réaliste de matériaux présents à la crête d'un barrage en remblai. Notons que des variations cycliques du niveau d'eau amont ont été imposées pour les tests 3 et 3a seulement.

2.3.1 Préparation du montage

Avant chaque test, le bas de la plaque diffuseuse a été scellé avec une colle thermoplastique de silicone pour limiter les écoulements préférentiels entre le réservoir amont et l'échantillon (Figure 2.1). Une pellicule protectrice de plastique de 0,2 mm d'épaisseur a également été installée à l'intérieur de la paroi avant du bassin. Cette pellicule protège la paroi du montage photographiée par les caméras contre les rayures par les grains.

2.3.2 Saturation des pierres poreuses et des capteurs de pression

Avant chaque essai, les neuf pierres poreuses et les trois capteurs de pression ont été saturés en utilisant de l'eau désaérée pour dissoudre plus efficacement les bulles d'air. Un système composé d'une pompe à vide et d'un réservoir contenant une hélice a été utilisé (Figure 2.9a). Une pression sous vide de 100 kPa a été appliquée pendant 20 minutes pour obtenir une concentration en oxygène dissous inférieure à 2 mg/L (ASTM, 2016). Durant le processus de désaération de l'eau, l'hélice a été maintenue en mouvement pour favoriser l'évacuation de l'oxygène contenue dans l'eau.

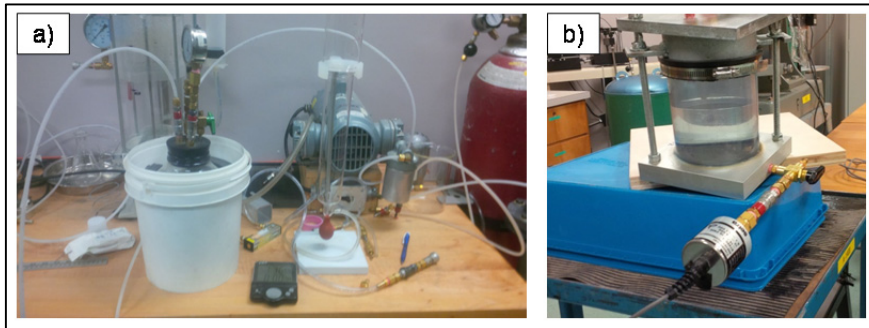


Figure 2.9 a) Pompe à vide utilisée pour désaérer l'eau;
b) Montage utilisé pour saturer les capteurs de pression

Un perméamètre a été conçu pour saturer les capteurs de pression (Figure 2.9b). Le moule utilisé comporte deux ports disposés aux extrémités ainsi qu'une valve d'étanchéité. Initialement, le capteur vide a été pesé sur une balance précise à $\pm 0,1$ g pour connaître sa masse à l'état non saturé. Ensuite, une quantité d'eau désaérée a été ajoutée jusqu'à la moitié du moule avec un écoulement ascendant. Puis, le capteur a été connecté par le port du bas. Une pression sous vide de 15 kPa a ensuite été appliquée par le port du haut. Toutes les deux heures, le capteur a été repesé pour avoir un suivi de la saturation. Celle-ci est jugée optimale lorsque la masse du capteur est constante entre deux mesures consécutives. Le temps nécessaire pour saturer un capteur n'a jamais dépassé 12 heures. Durant tout le processus, le perméamètre a été incliné pour faciliter le rejet des bulles d'air contenues dans les capteurs.

La Figure 2.10 montre un tube rigide contenant une pierre poreuse et un raccord rapide (*quick connect*) à ses extrémités. Pour saturer les pierres, une chaudière de 20 L et une pompe à vide ont été utilisées. Initialement, les pierres poreuses ont été submergées dans l'eau désaérée contenue dans la chaudière. Ensuite, pour permettre à l'eau de percoler à travers les pierres poreuses, un vide de 15 kPa a été appliqué par l'extrémité contenant les raccords rapides. Les pierres ont été gardées submergées jusqu'à leur installation dans le montage.



Figure 2.10 Assemblage d'un tube rigide contenant une pierre poreuse

2.3.3 Préparation et mise en place des échantillons

La mise en place du till s'est déroulée en plusieurs étapes. Le noyau a été compacté en deux couches distinctes de 12,5 cm d'épaisseur à l'aide d'un marteau pneumatique muni d'une plaque de métal de 5,1 cm d'épaisseur (Figure 2.11a). Un moule en polystyrène expansé à sections multiples a été conçu pour obtenir la géométrie du noyau souhaitée. Le calcul de la quantité de till nécessaire pour atteindre les exigences de mise en place (Tableau 2.4) est présenté à l'Annexe II.

Initialement, les échantillons de till ont été humidifiés à la teneur en eau exigée (Tableau 2.4), puis entreposés pendant une semaine pour distribuer l'eau dans les pores de manière homogène. Par la suite, la quantité de till composant la première couche a été déversée au centre du bassin, entre les deux sections du moule (Figure 2.11b), puis l'échantillon a été compacté jusqu'au sommet de la première section du moule (Figure 2.11c). Une fois le compactage complété, la surface de l'échantillon a été scarifiée pour permettre une meilleure adhérence avec la couche sus-jacente. La quantité de till composant la deuxième couche a ensuite été ajoutée (Figure 2.11d) et compactée jusqu'à la hauteur délimitée par la deuxième

section du moule (Figure 2.11e). Le moule a finalement été retiré délicatement (Figure 2.11f) et les parois amont et aval du noyau ont été nettoyées (Figures 2.11g et 2.10h).

Une fois le noyau mis en place, le matériau filtrant a été déversé. Les matériaux G1, G2 et G3 ont préalablement été lavés. Le filtre 2C n'a pas été lavé, étant donné que le test 4 reproduit les conditions réelles de terrain. Les filtres ont minutieusement été déposés de manière à prévenir la ségrégation. Le filtre 2C a été compacté selon les exigences présentées au Tableau 2.4. Les masses volumiques réelles sont présentées au chapitre 3.

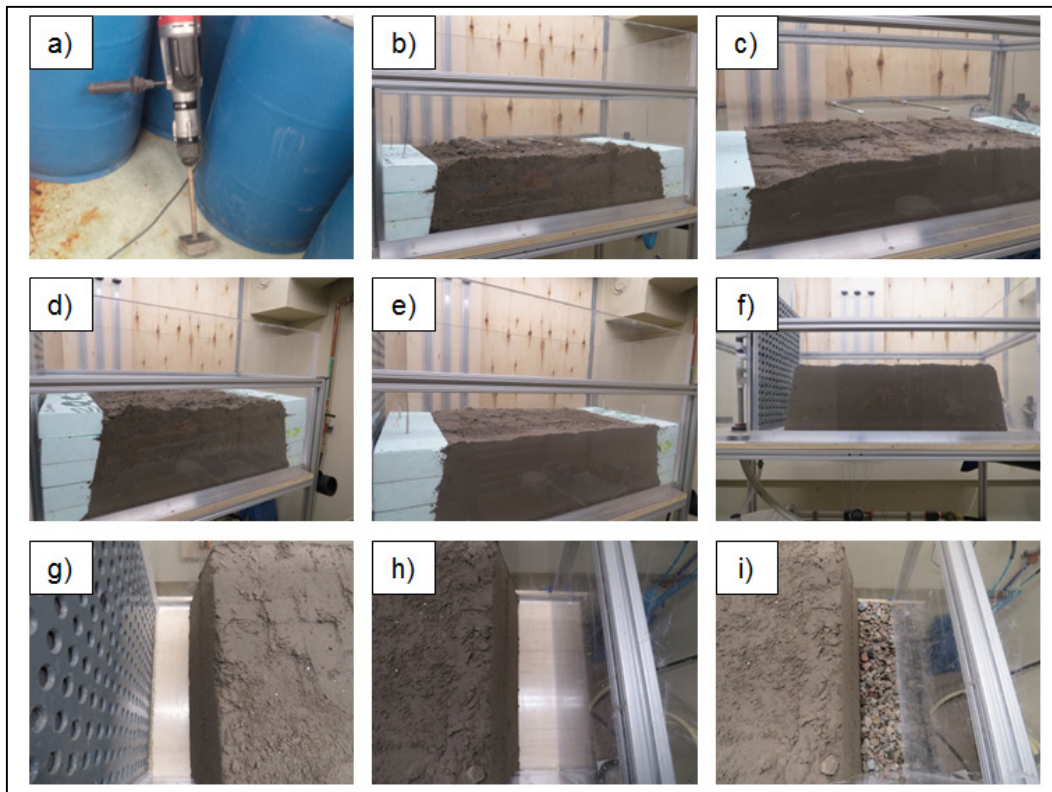


Figure 2.11 Étapes de mise en place du noyau

a) Marteau pneumatique utilisé pour la compaction; Dépôt (b) et compactage (c) de la première couche de till; Dépôt (d) et compactage (e) de la deuxième couche de till; f) Noyau compacté une fois le moule retiré; Pentés amont (g) et aval (h) du noyau compacté; i) Dépôt de matériau granulaire le long de la fente aval

Les courbes granulométriques présentées au chapitre 3 montrent que les filtres 2C et G3 comportent une teneur en particule sableuse ($d < 5$ mm). Comme la taille de ces particules est inférieure à la largeur de la fente, elles peuvent être évacuées du montage si elles sont érodées par les forces d'écoulement. Cela peut modifier la nature et le comportement des filtres. Pour contrecarrer ce phénomène, une fine couche de matériau granulaire, conçu conformément aux critères de filtres, a été placée devant la fente aval du montage (Figure 2.11i).

2.3.4 Sollicitations hydrauliques

La Figure 2.12 illustre la variation du niveau d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps pour chaque test. Pour les tests 1, 2 et 4, une phase de saturation a été imposée au noyau en gardant le niveau d'eau constant au palier 1 pendant 24 heures (Figure 2.12a). L'augmentation du niveau d'eau a été effectuée par incréments de 5 cm jusqu'à l'atteinte du palier maximal. Celui-ci est soit limité par le débit entrant maximal ou la valve correspondant au palier maximal du montage (palier 8), dépendamment de la perméabilité du filtre. Le niveau d'eau de chacun des paliers a été maintenu pendant 12 heures. Le changement de palier a été effectué en moins de cinq minutes. Les simulations numériques effectuées par Dumberry et al. (2015) ont permis de fixer la durée des paliers en montrant que le noyau s'approche de la saturation totale après une période d'environ cinq heures.

La procédure du test 3 (Figure 2.12b) est semblable à celle des tests 1, 2 et 4, mis à part que le niveau d'eau amont varie faiblement avant l'augmentation prévue au palier suivant. Cette procédure a permis d'étudier l'effet d'une faible variation du niveau d'eau amont sur la propagation de l'érosion. En résumé, pour un palier donné (x), le niveau d'eau a été diminué au palier précédent ($x - 1$) deux heures avant l'augmentation prévue au palier suivant ($x + 1$). Le niveau d'eau a été gardé constant pendant une heure, avant d'être augmenté au palier suivant (x) et maintenu pendant la même période. Le palier supérieur ($x + 1$) a été atteint une heure plus tard. Cette procédure a été répétée jusqu'à l'atteinte du palier maximal.

Les sollicitations hydrauliques du test 3a ont été imposées de manière cyclique (Figure 2.12c). Contrairement au test 3, les variations cycliques du test 3a sont de grandes amplitudes. Étant donné que ce test s'est déroulé immédiatement après le test 3, aucune phase de saturation du noyau n'a été imposée. Il a été pris pour acquis que le noyau demeurerait saturé entre les deux tests. Initialement, le niveau d'eau amont a été gardé constant au palier 1 pendant une heure. Par la suite, il a été augmenté instantanément jusqu'au palier maximal, où il a été maintenu pendant une heure. Cette variation de paliers correspond à un cycle hydraulique. Au total, six cycles ont été imposés lors du test 3a.

2.3.5 Prise de mesures et manipulations post-expérimentales

Les paramètres qui ont fait l'objet d'un suivi en cours d'essais incluent les pressions interstitielles dans le noyau, le débit entrant dans le montage, la turbidité de l'eau à la sortie du montage, la température de l'eau, la quantité de sédiments érodés et les images enregistrées par les caméras numériques.

Les pressions interstitielles dans le noyau ont été enregistrées automatiquement par les capteurs toutes les 15 secondes. Les niveaux d'eau ont été mesurés sur les tubes ouverts toutes les 30 minutes. La fréquence de lecture a été augmentée avec des mesures aux 15 minutes à chaque changement de palier, pendant une heure. Le débit entrant dans le montage a été mesuré avec un débitmètre toutes les 30 minutes. À la sortie du montage, des échantillons d'eau ont été prélevés à chaque heure. La température de l'eau dans le réservoir amont a été obtenue toutes les quatre heures à l'aide d'un thermomètre numérique. Entre chaque palier hydraulique, la cellule contenant les sédiments érodés du palier précédent a été remplacée par une cellule vide. Les sédiments ont été séchés à l'étuve à 110 °C pendant plusieurs jours, après avoir été transférés dans un récipient métallique. Ensuite, le contenu a été pesé sur une balance précise à $\pm 0,1$ g. L'analyse granulométrique a été effectuée par tamisage selon la norme ASTM D422 (ASTM, 2007) pour la fraction grossière ($d \geq 80 \mu\text{m}$) et à partir d'un granulomètre laser pour la fraction fine ($d < 80 \mu\text{m}$).

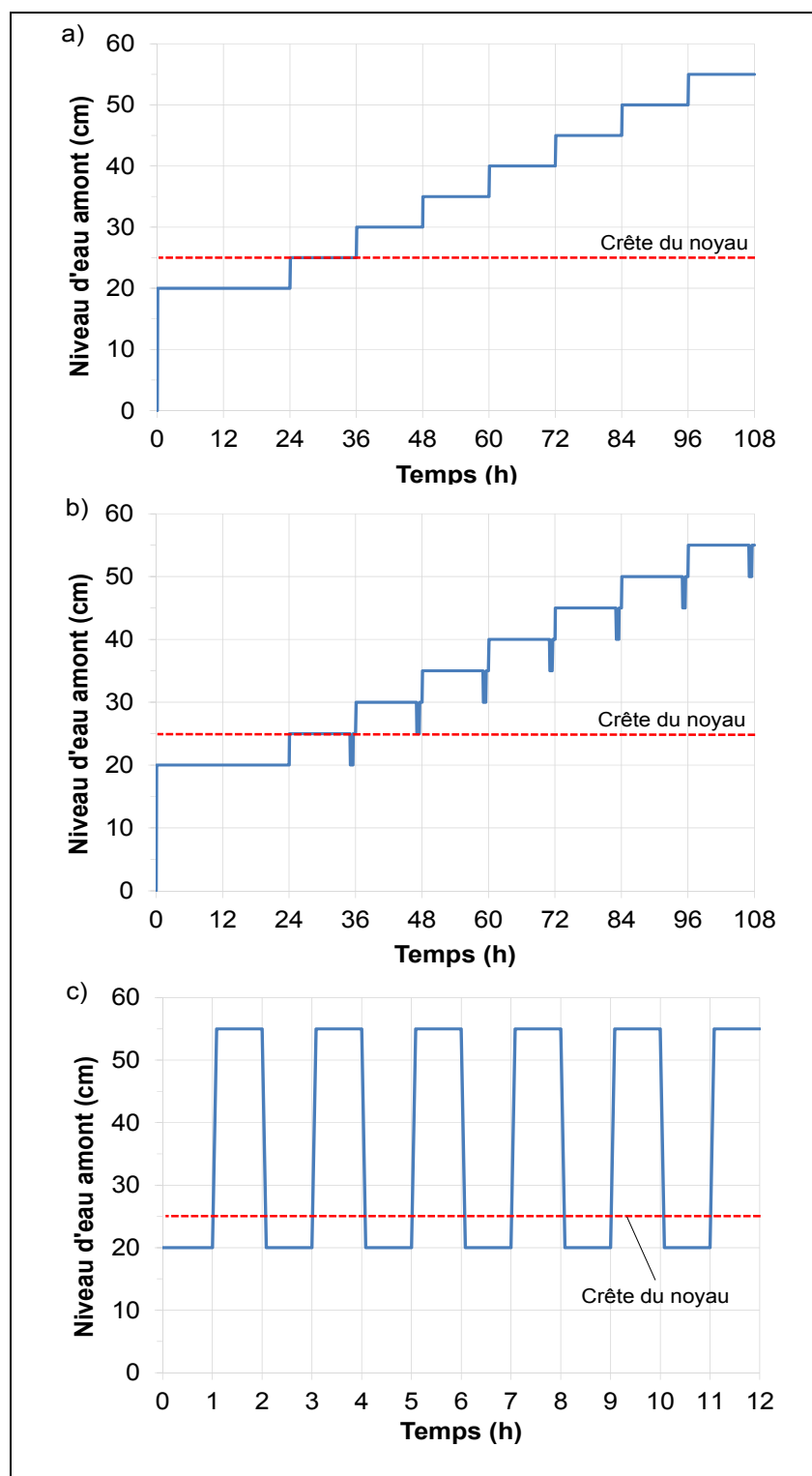


Figure 2.12 Variations du niveau d'eau amont dans le temps
a) Tests 1, 2 et 4; b) Test 3; c) Test 3a

Durant les essais, l'acquisition des images de la vue d'ensemble a été effectuée à une fréquence d'une image par seconde. La caméra de la vue aval a enregistré, quant à elle, trois images par seconde. Cette dernière a été mise en marche uniquement lors des changements de paliers hydrauliques. L'acquisition a cessé lorsqu'il n'y avait plus d'érosion apparente du noyau. Après chaque essai, les photographies provenant de la caméra aval ont été analysées avec le logiciel PIVlab. Les images de la vue d'ensemble ont été utilisées pour étudier les mécanismes d'érosion à l'échelle globale.

2.3.6 Démontage et prélèvement d'échantillons

Pour les tests 1 et 2, après avoir vidangé le réservoir amont, le filtre a été extrait en une seule étape, en prenant soin de ne pas altérer la surface du noyau. Pour les tests 3 et 4, des échantillons ont été prélevés pour être analysés par microtomodensitométrie. Les moules utilisés pour l'échantillonnage sont composés d'aluminium à paroi mince avec un diamètre de 10,2 cm et une longueur de 15,2 cm. Les échantillons ont été collectés aux extrémités amont et aval de la crête du noyau, au centre du bassin, le long de l'axe perpendiculaire à l'écoulement. La Figure 2.13 présente la procédure d'échantillonnage.

En premier lieu, le filtre a été retiré jusqu'à une épaisseur d'environ 5 cm au-dessus du noyau (Figure 2.13a). Ensuite, les moules d'échantillonnage ont été insérés dans l'échantillon en les percutant avec un marteau de caoutchouc et une plaque de bois contreplaqué. La quantité restante du filtre a par la suite été retirée du bassin, de manière à laisser en place uniquement le noyau et les moules d'échantillonnage enfoncés (Figure 2.13b). Après avoir extrait une certaine quantité du noyau présent en périphérie des moules, ces derniers ont été retirés (Figure 2.13c). En dernier lieu, la base des échantillons prélevés a été scellée avec une colle thermoplastique à base de silicone (Figure 2.13d) pour éviter que l'eau et les particules fines du noyau ne s'échappent par le bas du moule.

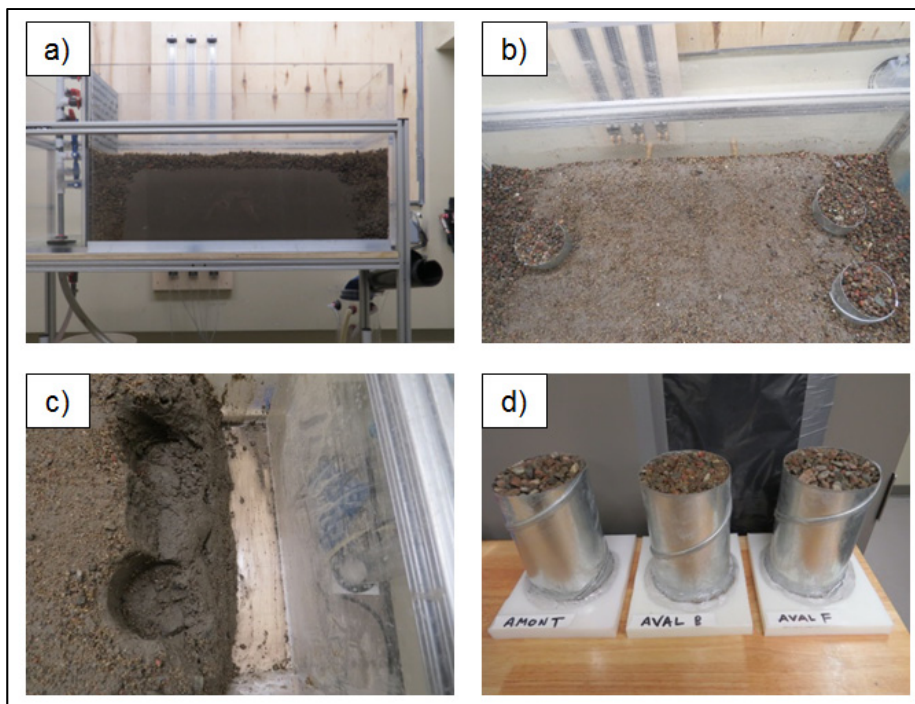


Figure 2.13 Technique de prélèvement des échantillons pour l'analyse par microtomodensitométrie

Suite au démoulage du filtre, plusieurs sections du noyau ont été prélevées et entreposées. Ces sections, illustrées à la Figure 2.14, sont les pentes amont et aval (1 et 2), la crête (3) et le centre du noyau, divisé en trois sous-sections (4, 5 et 6).



Figure 2.14 Sections du noyau prélevées après chaque essai

CHAPITRE 3

EROSION MONITORING DURING CORE OVERTOPPING USING A LABORATORY MODEL WITH DIGITAL IMAGE CORRELATION AND X-RAY MICROCOMPUTED TOMOGRAPHY

Kevin Dumberry¹, François Duhaime² et Yannic A. Éthier³

^{1,2,3} Département de génie de la construction, École de technologie supérieure,
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article soumis à la revue « Canadian Geotechnical Journal » en décembre 2016.

Abstract

Core overtopping in embankment dams is an important phenomenon that may lead to contact erosion along the core/filter interface. This paper presents new experimental results regarding erosion mechanisms at the core/filter interface during core overtopping. The experimental results were obtained using a reduced-scale model with a variable upstream water level. Digital image correlation (DIC), microcomputed tomography (μ CT) and sediment collection at the outlet were used to quantify erosion. Four experimental runs were conducted with a till core and different filters. Only one of the four filters satisfied the filter criteria applied. No contact erosion occurred during this test. For filters that did not respect the filter criteria, piping occurred within the core along the downstream slope when the water level reached the crest. As a result of the self-healing process within the core material, the erosion rate decayed with time as the hydraulic gradient increased. Results for DIC mainly reflected settlements within the filter due to erosion and a soil arching effect. The magnitude of the displacement vector obtained with DIC is directly proportional to the volume of till eroded. μ CT showed that contact erosion occurred continuously, but it appeared less significant than piping.

Keywords: Core overtopping, contact erosion, embankment dams, digital image correlation, microcomputed tomography

Résumé

Pour les barrages en remblai zonés, le franchissement de noyau est un problème important qui peut provoquer une érosion de contact le long de l'interface noyau/filtre. Cet article présente de nouveaux résultats expérimentaux sur les mécanismes d'érosion à l'interface noyau/filtre durant le franchissement de noyau. Les résultats expérimentaux ont été obtenus à partir d'un modèle à échelle réduite dont le niveau d'eau amont est variable. La corrélation d'images numériques (DIC), la microtomodensitométrie à rayons X (μ CT) et la collecte de sédiments en aval du montage ont permis de quantifier l'érosion. Quatre essais ont été effectués avec un noyau en till et différents matériaux filtrants. Seulement un des filtres respectaient les critères de filtre appropriés. Aucune érosion de contact ne s'est produite pour ce test. Pour les filtres qui ne respectaient pas les critères de filtre, un phénomène d'érosion régressive (renard hydraulique) est apparu le long de la pente aval du noyau lorsque le niveau d'eau a atteint la crête. Le taux d'érosion a diminué dans le temps à mesure que le gradient hydraulique augmentait, dû à un phénomène d'autoréparation du noyau. La DIC a permis de mettre en évidence les tassements verticaux dans le filtre ainsi qu'un effet d'arche. Le déplacement vectoriel mesuré par la DIC est directement proportionnel au volume de till érodé. La μ CT a démontré que l'érosion de contact se produit en continu, mais elle apparaît moins significative que l'érosion régressive.

Mots clés : franchissement de noyau, érosion de contact, barrages en remblai, corrélation d'images numériques, microtomodensitométrie

3.1 Introduction

The core/filter interface of an embankment dam can be vulnerable to erosion if the upstream water level rises over the summit of the core (Figure 3.1). In the long term, instabilities can be generated and filter effectiveness within the dam reduced. This phenomenon, called core overtopping, may be a consequence of heavy precipitation or insufficient spillway capacity.

Due to recent improvements in the analysis of extreme flood events, and better precipitation and watershed information, it has been inferred that several thousand dams in the United States alone do not have sufficient spillway capacity to accommodate the appropriate design floods (FEMA, 2014).

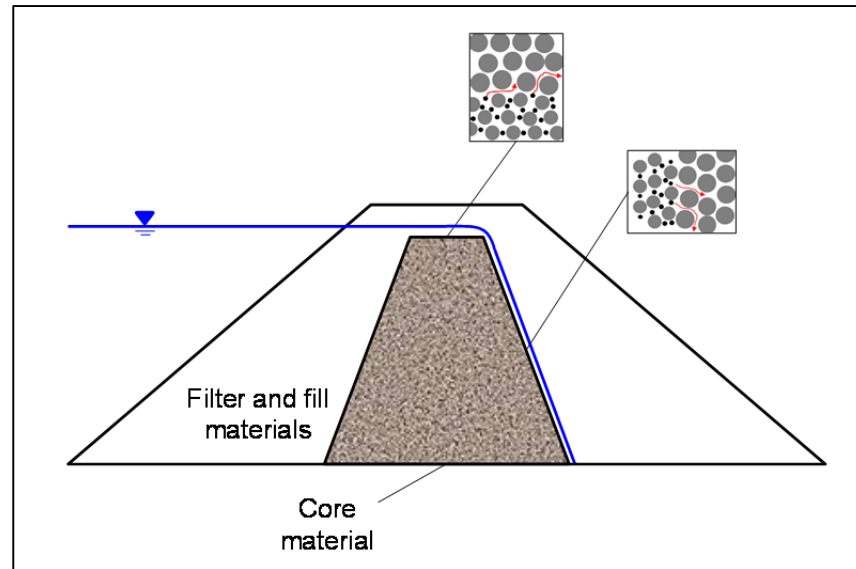


Figure 3.1 Schematic representation of core overtopping

Dam failure can have severe economic, social and environmental consequences. Since internal erosion is recognized as an important cause of dam failure (Foster et al., 2000), the ability to predict and understand erosion processes for different parts of a dam is fundamental. In the complex setting of an embankment dam crest, recent studies suggest that erosion is mostly associated with: 1) large hydraulic gradients and water velocities, especially at the downstream edge of the core/filter interface (Wörman & Skoglund, 1992) and in the unsaturated portion of the core and filter (Zhang & Chen, 2006); 2) within zones of low effective stress (soil arching) (Fell et al., 2015). Internal erosion is also associated with materials that are internally unstable (broadly or gap-graded grain size distributions) or combinations of materials that fail to satisfy the filter criteria. Currently, the selection of appropriate filters and the prediction of their long-term behaviour are mainly assessed by empirical relationships based on grain size distributions and practitioner judgment (Fell et al., 2015). These criteria have evolved through time. As a result, old retaining

structures do not necessarily reflect current practices for filter design and could be susceptible to erosion.

A limited number of experimental studies have addressed the problem of core overtopping. Some researchers mainly focused on the horizontal interface between a base material and a coarse material under tangential flow condition (Wörman, 1996; Guidoux et al., 2010; Dionne & Konrad, 2015), while others considered more realistic geometric configurations and hydraulic boundaries (Wörman & Olafsdottir, 1992; Wörman & Skoglund, 1992; Seo et al., 2006; Maknoon & Mahdi, 2010). Most experimental studies have shown that fulfilling the filter criteria prevents the propagation of contact erosion during core overtopping. Otherwise, contact erosion is initiated at the downstream edge of the core/filter interface, where local hydraulic gradients are higher. Since these local hydraulic gradients do not increase significantly with the rise of the upstream water level, the progression of contact erosion is not influenced by an increase in water level (Wörman & Olafsdottir, 1992).

Empirical relationships based solely on grain size distribution do not allow the progression of internal erosion to be modelled. Internal erosion depends on pore and grain geometries, effective stress, porosity, hydraulic gradient and degree of saturation. These parameters depend on both macro and microscale phenomena (Pirnia et al., 2016). Even though state-of-the-art experimental and numerical methods, such as X-ray microcomputed tomography (μ CT), digital image correlation (DIC) and discrete elements (DEM), now allow the microscale behaviour of soil to be studied, progression of internal erosion at the pore scale has been the object of less attention (Binner et al., 2010; Beguin et al., 2013; Takano et al., 2015). Most studies used μ CT to evaluate the properties of uniform granular samples, such as bulk density, water content and porosity (Tollner & Verma, 1989; Kim et al., 2013, Takano et al., 2015). DIC has been predominantly used to investigate local strains in granular materials under loading (White et al., 2003; Pan et al., 2007; Boccalini et al., 2015).

There is currently a lack of knowledge regarding the progression of contact erosion for complex geometries, flow conditions influenced by gravity, upstream hydraulic boundaries that vary in the short-term and broadly graded materials. Indeed, a careful review of the literature indicates that there is a need for experimental data that are more consistent with actual field conditions. Moreover, few attempts have been made to examine contact erosion with DIC and μ CT. This study aims at evaluating the relationship between the progression of erosion during core overtopping and the fulfilment of filter criteria. It is inferred that a laboratory model more representative of actual field conditions along with DIC and μ CT should provide insight on the erosion mechanisms at the local scale during core overtopping. The experimental setup allows the placement of broadly graded materials with a representative geometry and the application of 2D hydraulic boundary conditions. This paper describes the model developed and used for this study. Important DIC and μ CT concepts are also defined. Experimental results are presented, along with a discussion that puts the emphasis on filter criteria validity and the potential applications of DIC and μ CT in the study of internal and contact erosion.

3.2 Methodology

3.2.1 Experimental setup

The experimental setup used in this study is presented in Figure 3.2. The basin is made of transparent acrylic, 19 mm thick, to allow the erosion process to be observed during the tests. The basin contains an upstream water reservoir connected to the main section where the till and filter materials are placed. The main section is 1.0 m long, 0.5 m wide and 0.6 m high, with a total volume of 0.3 m³. The model width was chosen to have a ratio of at least 1:8 between the maximum particle size of the tested materials and the basin dimensions. This requirement limits the influence of preferential flow, erosion and segregation along the wall of the test setup (Chapuis, 2012). In accordance with this maximum ratio, the maximum particle size was fixed at 56 mm.

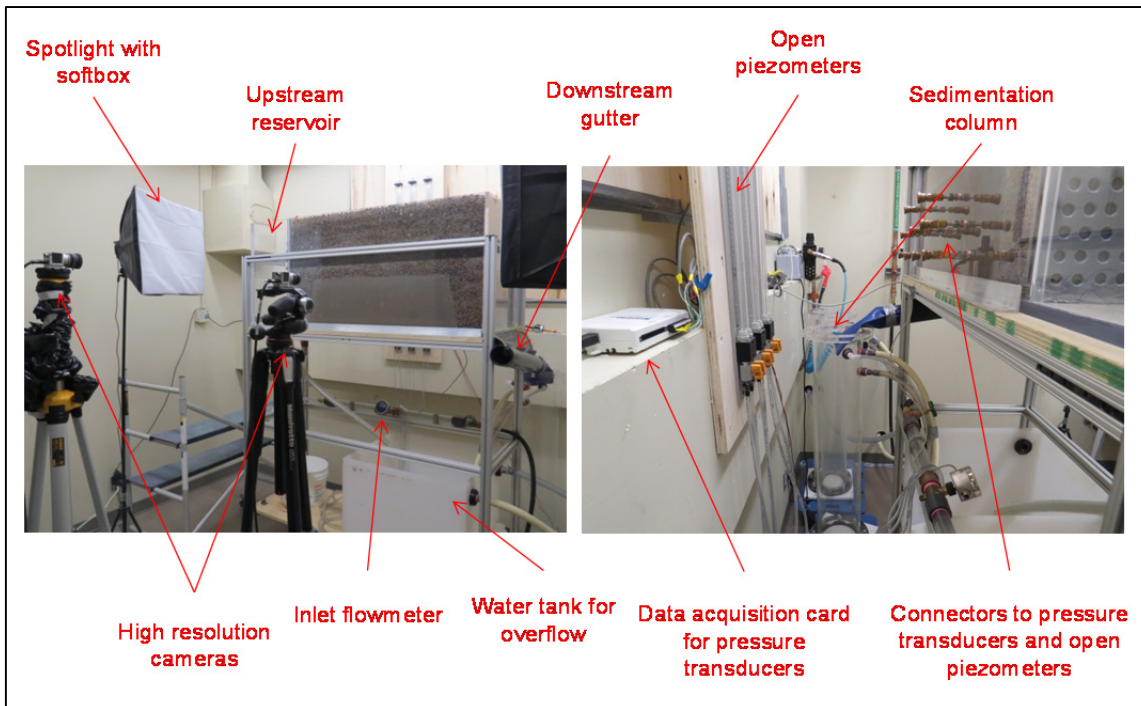


Figure 3.2 Frontside and backside views of the experimental setup

The physical model represents the crest of an embankment dam core. The core material forms a trapezoidal prism with a height of 0.25 m, a base of 0.80 m, and 5V:1H symmetric slopes. These proportions are based on typical crest dimensions for the core of earthfill dams in Eastern Canada (SEBJ, 1987). Different filter materials were placed around the core for each test. As the objective of this project was to make a preliminary survey of erosion mechanisms during core overtopping, effective stress conditions of real dams were not exactly reproduced: effective stress was lower in the experimental model than in actual dams. Moreover, overall hydraulic gradients in the filters were higher than those observed in actual dam configurations where the width of the core at the crest is larger (SEBJ, 1987).

A plastic sheet with 14-mm diameter holes and a nylon mesh with 1-mm diameter openings allowed water to flow into the soil from the upstream reservoir. The latter includes a series of overflow drains to change the upstream hydraulic head during core overtopping. A 5 mm wide downstream outlet slot permitted both water and eroded particles to be collected in a

sedimentation column. The overflow drains of the upstream reservoir and the sedimentation column flowed into a water tank located underneath the basin. The water tank also collected fine particles not intercepted by the sedimentation column. Seepage was driven by gravity during the experiments. The system was open as water at the outlet was not reused.

Two high-resolution colour cameras with softbox lighting were mounted in front of the basin. The first camera recorded one image per second of the whole test setup with an 8 mm objective. The second camera recorded three images per second of the downstream part of the core/filter interface with a 16 mm objective. This region of interest was chosen because erosion was initiated at the downstream edge of the core in previous experiments (Wörman & Skoglund, 1992; Javadi & Mahdi, 2014). To prevent scratches, a transparent plastic film was applied on the sidewall that was filmed. Hydraulic head and suction were also measured in the core using six open piezometers and three pressure transducers with porous stones. Hydraulic head values are not presented herein, but have been discussed at length by Dumberry (2017).

3.2.2 Granular Materials and Procedure

Tests were conducted by combining different filter materials with the same till core from Northern Quebec. Three types of gravel (G1, G2 and G3) and one well-graded sand (2C) representative of the material in contact with the till at the crest of some Northern Quebec dams were used as filters (Figure 3.3). Filter criteria from Fell et al. (2015) were used for the purpose of this study (Tableau 3.1). Based on those criteria, the minimal value of D_{15} for the filter, the diameter of filter particles corresponding to 15% passing by weight, is affected by both the d_{85} , the diameter of core particles corresponding to 85% passing by weight, and the fines content A of the core material. In accordance with Tableau 3.1, filters must have a $D_{15} \leq 0.7$ mm to fulfill the filter criteria applicable to embankment dams with broadly graded cores. As shown in Tableau 3.2, the three uniform gravel materials did not fulfill the filter criterion, while the 2C material did. One material had a D_{15} value relatively close to the filter criteria, while the two others were coarser. Filter materials G1, G2 and G3 were washed free

of fine particles prior to the tests. Tableau 3.3 presents the effective diameter D_{10} , the coefficient of uniformity C_u , the specific gravity of solids G_s , the minimum and maximum values of the void ratio e , the minimum and maximum values of the dry density ρ_d and the optimum water content w_{opt} of the materials used in this study. These parameters were evaluated using the applicable ASTM standards (i.e., ASTM, 2007; ASTM, 2012; ASTM, 2014a; ASTM, 2014b).

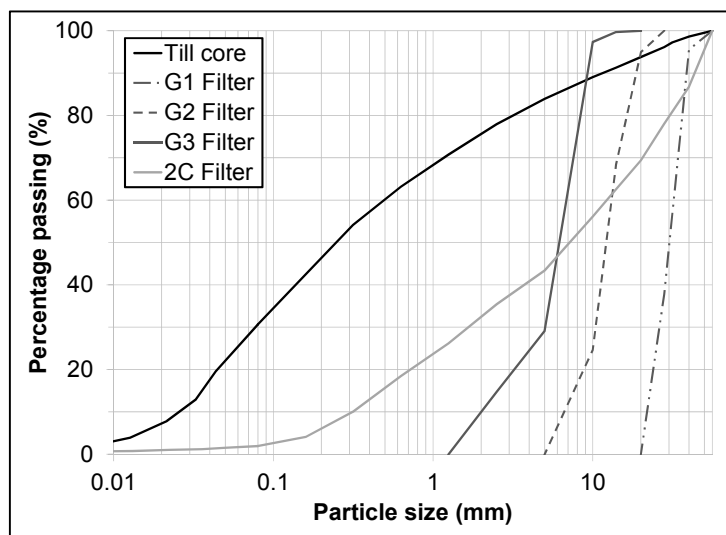


Figure 3.3 Particle-size distribution of the materials

The behaviour of the core material of an embankment dam must be well understood since its stability and geotechnical properties may influence the dam performance. In Northern Quebec, glacial till deposits are characterized by a low plasticity index, a low compressibility and a high shear strength (Boulton, 1977). They are well or broadly graded materials, which can potentially result in suffosion and segregation (Sherard et al., 1984; Milligan, 2003). However, their potentially unstable behaviour tends to be rectified by a self-healing process (Fell & Fry, 2007), because of which the fine particles that are eroded upstream gradually fill the pore network downstream, thus limiting further erosion. Lafleur et al. (1999) demonstrated that glacial tills from Northern Quebec similar to the one used in this study

should be stable with respect to suffosion for a fines content higher than 12 %, which is the case for the till core used in this study (Tableau 3.3).

Tableau 3.1 Criteria for filters
Adapted from Fell et al. (2015)

Base soil description	A^* (%)	Filter criteria
Fine silts and clays	> 85	$D_{15} \leq 9d_{85}^{**}$
Sands, silts, clays and silty and clayey sands	35 – 85	$D_{15} \leq 0.7 \text{ mm}$
Sands and gravels	< 15	$D_{15} \leq 4d_{85}$
Silty and clayey sands and gravels	15 – 35	$D_{15} \leq \left(\frac{35-A}{35-15} \right) (4d_{85} - 0.7 \text{ mm}) + 0.7 \text{ mm}^{***}$

* For base soil containing particles larger than the No. 4 (4.75 mm) sieve, A is determined from the gradation curve of the base soil which has been adjusted to 100 % passing the No. 4 sieve

** When $9d_{85}$ is less than 0.2 mm, use 0.2 mm

*** When $4d_{85}$ is less than 0.7 mm, use 0.7 mm

Tableau 3.2 Filter criteria validation for each test

Core material	A (%)		
Till	36.5		
Test Number	Filter Material	D_{15} (mm)	Filter criterion fulfillment
1	G1	22	No
2	G2	8	No
3 and 3a	G3	2.5	No
4	2C	0.5	Yes

Tableau 3.3 Geotechnical parameters of the materials

Material	Fines content (%)	D_{10} (mm)	C_u	G_s	e_{min}	e_{max}	$\rho_{d min}$ (kg/m ³)	$\rho_{d max}^*$ (kg/m ³)	w_{opt} (%)
Till	31	0.025	19	2.70				2,095	6.75
G1	0	21	1.5	2.67		0.598	1,671		
G2	0	6.7	1.9	2.64		0.576	1,675		
G3	0	2.0	3.5	2.68		0.608	1,667		
2C	2	0.31	35	2.73	0.205	0.468	1,939	2,266	

* $\rho_{d max}$ was evaluated with ASTM (2012) for the till material and with ASTM (2014a) for 2C material

In accordance with practice (e.g., SEBJ, 1987), the compaction water content for the till was slightly above the optimum water content of the standard effort compaction test (i.e., $w_{opt} + 0.5$). The till was compacted in two 12.5 cm thick layers. The core was compacted using a pneumatic hammer with a 5.1 cm square metal plate. A minimum relative compaction of 97 % with respect to the maximal dry density from the standard effort compaction test was targeted. Filter materials that did not fulfill the filter criteria (tests 1-3) were dumped to limit the impact of compaction on erosion. Material 2C from test 4 was compacted to a minimum relative density index of 70 %. All materials were carefully placed to prevent segregation as much as possible. Tableau 3.4 presents the relative compaction RC and the relative density index I_d of the materials obtained for each test.

During each test, the water level was initially set 5 cm below the top of the core for a saturation period of 24 hours. The duration of the saturation phase is critical since steady state conditions are more representative of actual field conditions. COMSOL simulations presented by Dumberry et al. (2015) helped to predict the unsaturated behaviour of the tested specimens and to estimate the saturation period required for each increment. After the saturation period, the water level was gradually increased by 5 cm increments and held constant for 12 hours after each increment. The procedure was repeated until the maximum upstream water level was reached. Depending on the filter material permeability, the maximum upstream water level was either limited by the maximum inlet flow rate or the highest overflow valve (0.55 m after 8 hydraulic head stages). Test 3a was conducted at the

end of test 3 using the same specimen. For this test, the upstream water level was varied between its two extreme positions (i.e., levels 1 and 8) cyclically in time. For each cycle, the water level was held constant for 1 hour. Six cycles were completed for this test.

Tableau 3.4 Parameters derived from the compaction state of the tested materials for each test

Test	Material	ρ_d (kg/m ³)	w (%)	e	RC or I_d^* (%)
1	Till	2,033	7.29	0.328	97.0
	G1	1,671		0.598	0
2	Till	2,034	7.17	0.327	97.1
	G2	1,675		0.576	0
3 and 3a	Till	2,046	7.12	0.320	97.7
	G3	1,667		0.608	0
4	Till	2,038	7.18	0.325	97.3
	2C	2,161		0.268	71.2

* Relative compaction (RC) and relative density index (I_d) were evaluated respectively for the core and the filter materials

The model and the test procedures were designed to measure or calculate the parameters that potentially control the erosion mechanisms at the crest of an embankment dam. Pore pressures and suctions were recorded manually every 30 minutes with the open piezometers and automatically every 15 seconds with the pressure transducers. Flow rate and turbidity measurements were also obtained manually every 30 minutes. Eroded sediments were collected at the outlet of the test setup to be weighted after drying and analyzed using sieve analysis for the sand fraction and laser diffraction for the fine fraction. At the end of each test run, images recorded from the downstream camera were analyzed using DIC, while the images obtained from the general view mainly served to describe qualitatively the progression of erosion. For tests 3 and 4, μ CT analyses were completed on specimens collected using thin-walled aluminum samplers with a 4-inch diameter and a length of 6 inches. The samples were collected at the downstream and upstream edges of the top of the core, at the centre of the basin along the axis perpendicular to water flow. Dumberry (2017) provides details on the specifications and parameters regarding the laser diffraction device, digital cameras, pressure transducers and the flowmeter.

3.2.3 Digital Image Correlation and X-ray microcomputed tomography

Digital image correlation (DIC), also known as particle image velocimetry (PIV), allows displacement and strain fields in a soil section to be computed. The PIV technique was first introduced to study the motion of particles under flow conditions (Adrian, 2005). This technique was adapted for geotechnical purposes (e.g., White et al., 2003). The principles of DIC can be summarized as follows. Several images are captured with a digital camera. Sub-images of image A (test patches) are compared with larger sub-images of image B (search patches) (Figure 3.4a). The most probable test patch displacement from image A within the search patches of image B is then estimated with a cross-correlation technique (Figure 3.4b). This procedure is then repeated by comparing subsequent images, until all images have been examined. Displacement fields are computed from the conversion between pixel and length coordinates. Depending on the application, it may be needed to use more accurate methods to convert pixel-length units, for instance by taking in account the effect of glass distortion. However, as discussed by White et al. (2003), the standard conversion method, which uses a calibration grid, is normally accurate enough for soil mechanics applications. Uniform and indirect lighting should be used to avoid reflections on the transparent wall. Figure 3.4c shows the schematic representation of a DIC setup.

For this project, images were analyzed using PIVlab (Thielicke & Stamhuis, 2014a), an open-source MATLAB code for DIC that includes a graphical user interface. The displacements were calculated using a direct Fourier transform correlation with multiple passes (FFT window deformation). Pre-processing parameters included a filter enhancing the contrast in the images and 2 passes with interrogation areas varying from 512 to 256 pixels. Large interrogation areas generate a better signal-to-noise ratio but give a low vector resolution (Thielicke & Stamhuis, 2014b). A calibration grid was placed over the sheet wall prior to each test for pixel/length conversion. Wild vectors obtained during the analyses were removed with a standard deviation filter.

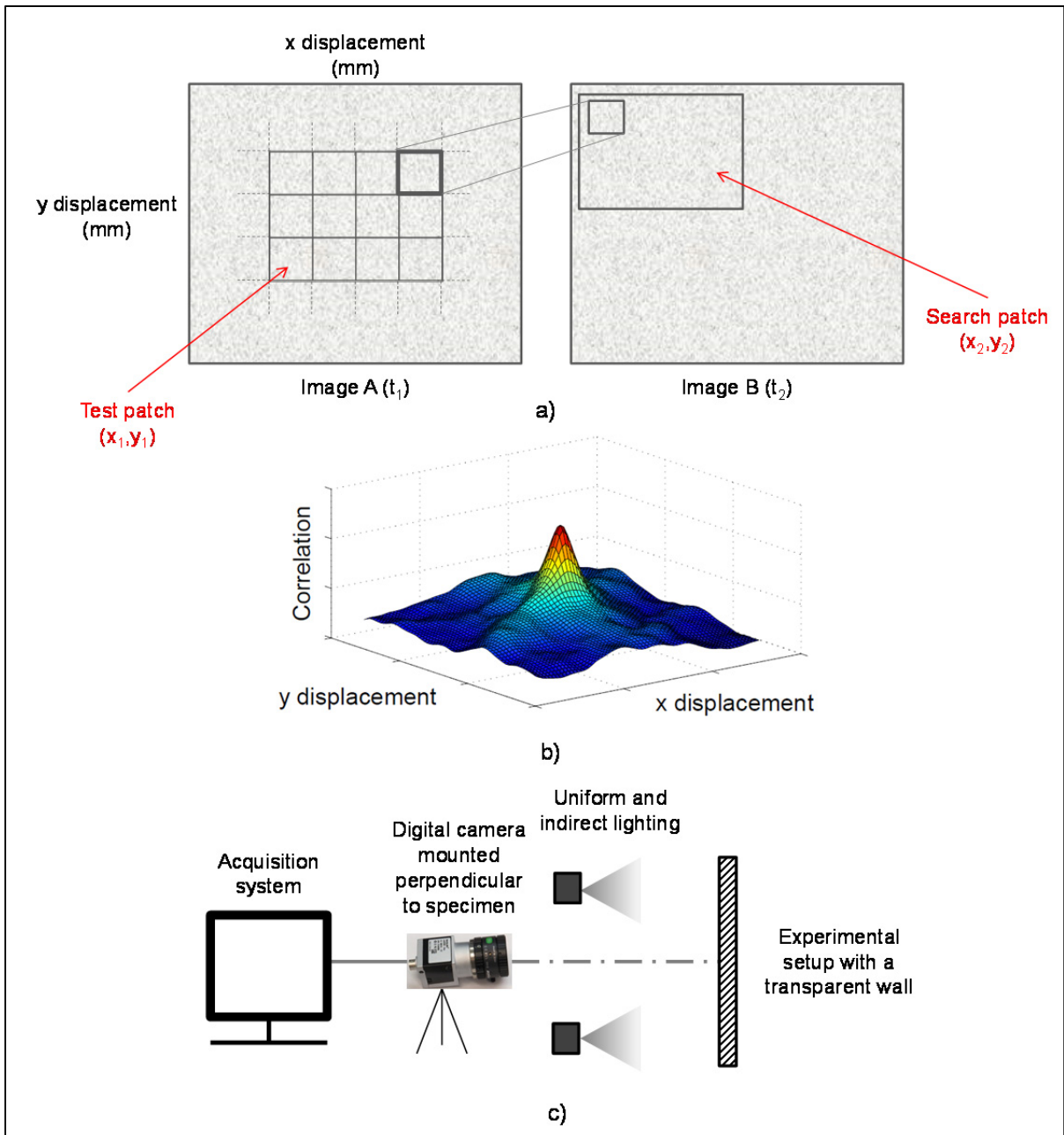


Figure 3.4 a) Principle of the DIC technique; b) Representation of the DIC algorithm; c) Schematic representation of a DIC experimental setup
Adapted from Pan et al. (2009) and White et al. (2003)

Microcomputed tomography is a non-destructive technique that uses the attenuation of X-rays in a specimen to conduct a 3D reconstruction of this specimen. During a scan, a source sends X-rays that travel in straight lines through the specimen. Some of the X-rays are

absorbed by the specimen, reducing their intensity. During the scan, the specimen is rotated around a vertical axis. For each position, X-rays attenuation forms a shadow image on a flat panel detector that converts the X-ray energy into light. After a full rotation of the specimen, its volume is divided in a large number of 3D cells (voxels). Using the shadow images, a linear X-ray attenuation value is estimated for each cell to obtain the 3D reconstitution of the object. Typically, voxels that display a strong X-ray attenuation (i.e., solid grains) are represented as brighter region, while darker regions represent materials with low attenuation (i.e., water and air in the voids).

For the purpose of this study, a XT H 225 μ CT scan from Nikon was used for the analyses. This device contains a microfocus X-ray source, which means that the size of the X-ray source is on the order of a few microns. This reduced focal spot decreases the shadow effects and allows the specimen to be closer to the X-ray source, thus enhancing the resolution. For the scans presented in this paper, beam energy and current were respectively set to 221 kV and 184 μ A. The exposure time was set to 500 ms for each shadow image. The specimen location inside the μ CT scan allowed the computation of a minimal voxel size of 80 μ m. As a result, it was not possible to distinguish individual fine particles during the post-processing. A beam hardening correction was applied to the images to reduce the streak artefacts from dense structures in the specimen. Beam hardening was also reduced using a copper filter placed over the output window of the X-ray source. Preliminary segmentation and volume rendering were realized with Visual Graphics Studio MAX 2.2. Further details on the parameters used for DIC and μ CT analyses are presented by Dumberry (2017).

3.3 Results

3.3.1 General observations

Cameras allowed qualitative observation of erosion to be made for each experimental run. Figure 3.5 shows photographs representing the state of the core/filter interface from the

beginning of the test (before saturation) until the end of each experimental run. Results from tests 1 and 2 showed significant erosion. For these core/filter combinations, erosion was first initiated locally along the downstream slope of the core, and then gradually progressed toward the horizontal interface as the upstream water level and hydraulic gradient increased, thus inducing a piping phenomenon (Fell & Fry, 2007). As erosion progressed, the core material located above the pipe was continuously being eroded. Vertical settlements and reorganization of grains inside the filter material were also observed during the progression of the erosion. Tests 1 and 2 had to be stopped after reaching, respectively, the third and fourth upstream water levels because the flow rate at the inlet did not match the high permeability of the filter materials. Maximum flow rates of 45 and 41 L/min were measured for tests 1 and 2, respectively. At the end of these tests, particle re-gradation was observed along the downstream slope (i.e., paving effect). As water velocities increased, fine particles were eroded preferentially at the downstream edge of the core. This allowed the remaining larger grains to act as a natural intermediate filter layer between the original filter and core materials. Figure 3.6a represents a detailed view of the core/filter downstream interface where a paving effect was observed.

Even though the filter material of test 3 did not satisfy the filter criterion (Tableau 3.2), no major erosion occurred. Some local instability appeared on the downstream slope (Figure 3.5), but no piping was observed within the core material. For test 4, the filter material satisfied the filter criteria and no erosion occurred on the downstream slope or along the horizontal interface. Maximum flow rates of 38 and 0.70 L/min were obtained for tests 3 and 4, respectively.

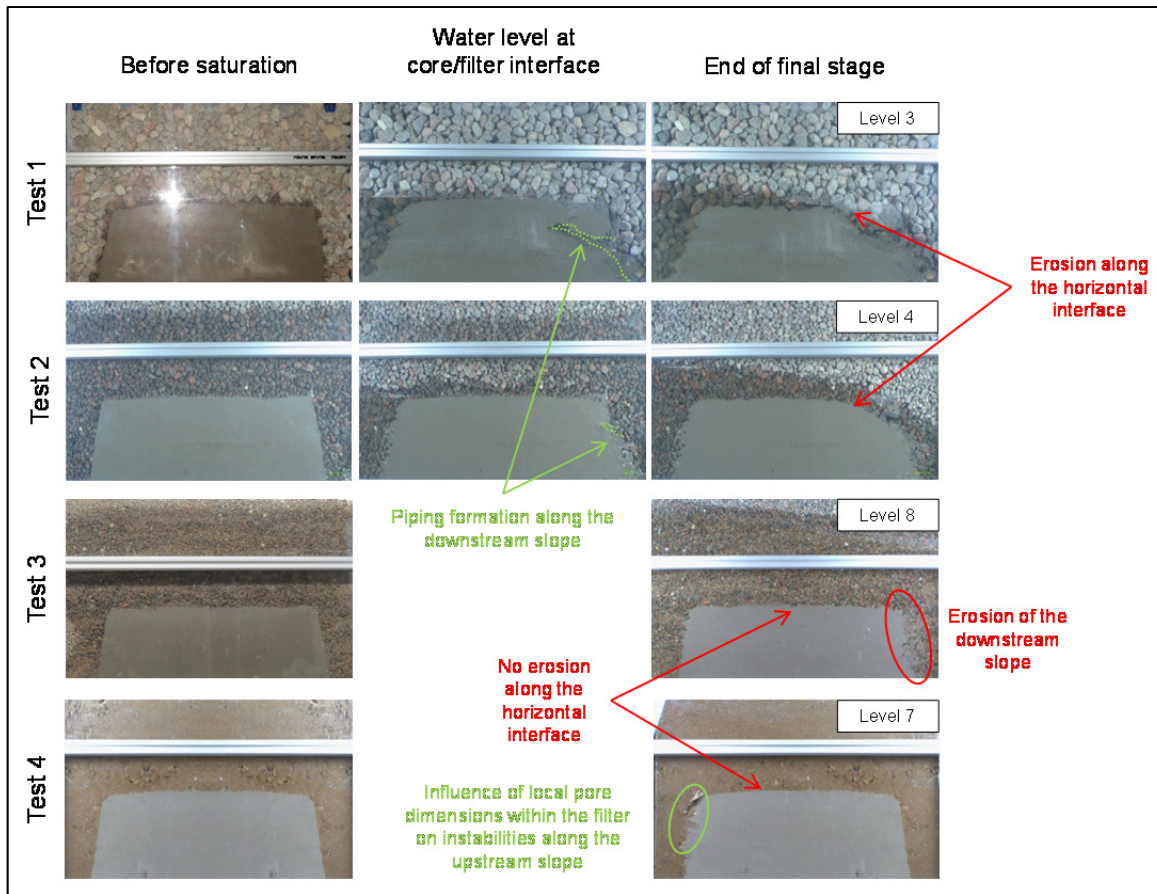


Figure 3.5 Photographs of tests 1-4 before saturation, at the end of the stage during which the water level was maintained at the core/filter interface and at the end of each test

For all tests, local instabilities were observed during the impoundment phase (i.e. saturation stage) along the upstream slope of the core material. Interfacial erosion along the horizontal interface occurred mainly for tests 1, 2 and 3, but was smaller in scale compared to the erosion observed along the downstream slope. For all water levels during which eroded particles were collected at the outlet, the propagation of erosion varied over time. For a 12-hour water level stage, erosion lasted less than 1 hour. Erosion apparently ceased after this initial erosion period, irrespective of the filter grain size distribution.

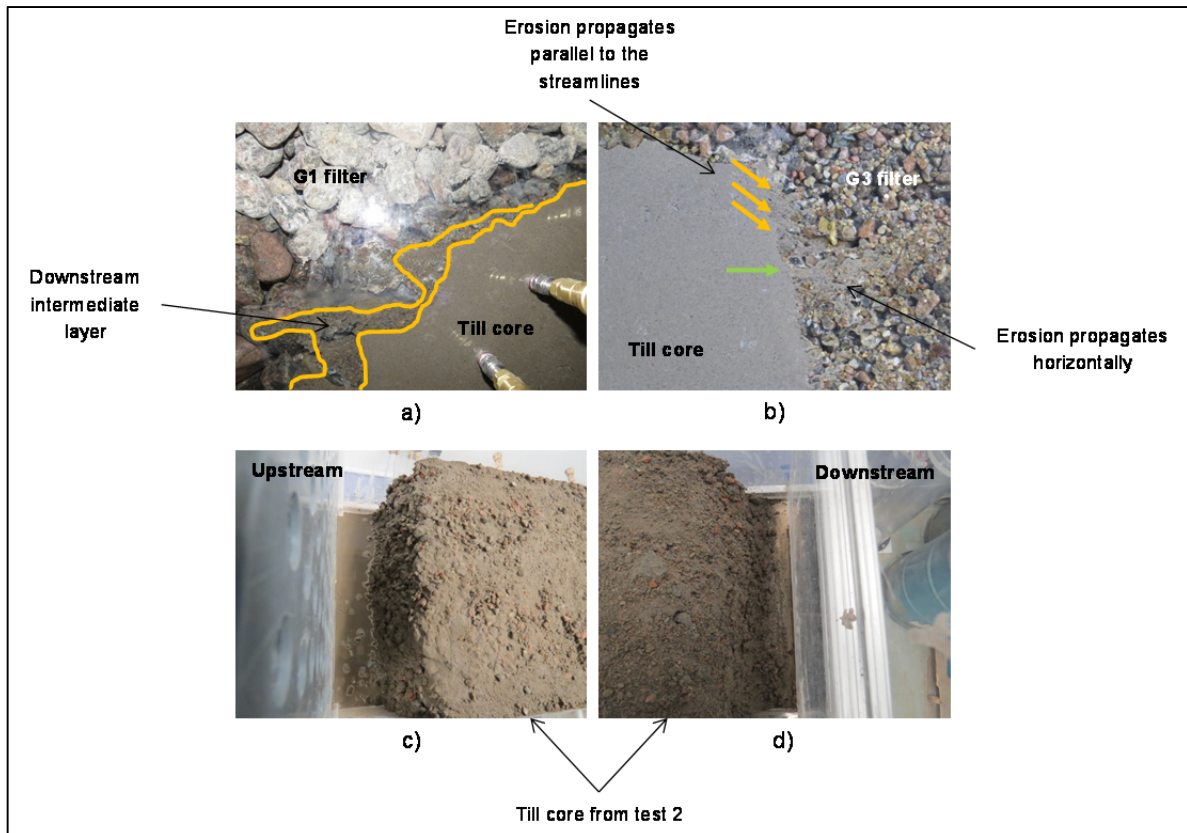


Figure 3.6 a) Intermediate filter layer created by paving at the downstream edge of the core for test 1 (backside of model); b) Influence of segregation on migration patterns of eroded particles for test 3 (frontside of the model); Horizontal and sloped surfaces of the core for test 2 c) at the upstream edge (top view) (d) and at the downstream edge (top view)

3.3.2 Particle Size Distribution and Mass Balance

Particle size distribution and mass balance analyses provided useful information on the propagation of erosion with time and the type of material being eroded. Tableau 3.5 presents mass balance results for each test. The percentage of eroded dry mass was computed considering the initial dry mass of the core material after placement (190.5 kg). Tableau 3.5 shows that major erosion was triggered when the upstream water level reached the core/filter interface (level 2) for test 2. The same phenomenon was observed for test 1, based on visual observation. For test 3, erosion was initiated during level 3, when the water table overtopped the crest of the core by 5 cm. No significant erosion occurred when the upstream water level was at the same elevation as the core/filter horizontal interface. For tests 1 to 3, the greatest

amount of eroded mass was collected during level 3. For cyclic test 3a, the erosion rate gradually decreased as the number of cycles increased. These results suggest that, in some conditions, even a filter that does not satisfy the filter criterion can control core particle erosion.

Tableau 3.5 Eroded dry mass for each upstream water level/cycle of each test

Water level	Test 1 (%)	Test 2 (%)	Test 3 (%)	Test 4 (%)	Cycle	Test 3a (%)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1	5.64E-03
2	5.35*	0.886	9.19E-06	0.00	2	2.44E-03
3		1.07	4.59E-04	0.00	3	2.76E-03
4		0.139	1.08E-04	0.00	4	2.06E-03
5			3.14E-05	0.00	5	1.90E-03
6			8.38E-05	0.00	6	2.01E-03
7			3.13E-04	0.00		
8			6.79E-05			
Total**	5.35	2.65	2.14E-01	0.00		3.64E-02

* Value from this test represent eroded dry mass from levels 2 and 3

** Total mass calculation includes the mass eroded that was also collected in the water tank

Figure 3.7 shows the particle-size distribution of the sediments eroded and collected at the outlet for each water level. The particle-size analyses demonstrate that the eroded particles tended to become coarser as the water level increased, especially for tests 1 and 2. Eroded particles collected from levels 4 to 8 for test 3 were similar in terms of particle-size distributions. Particle-size gradation curves of sediments collected during test 3a were finer than those obtained for levels 4 to 8 for test 3.

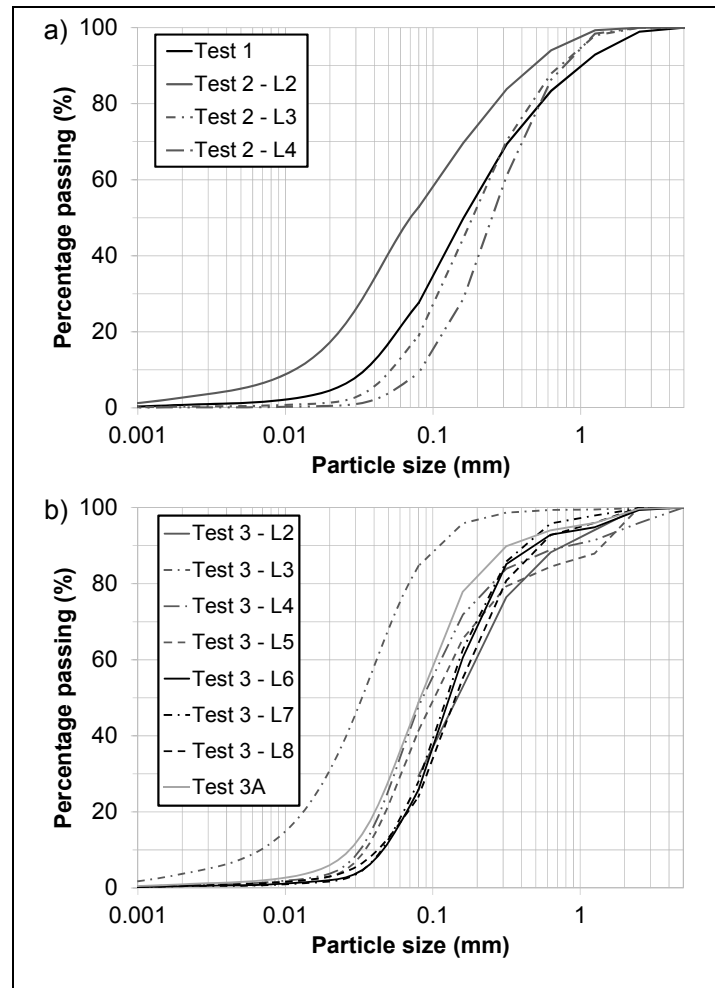


Figure 3.7 Particle-size distribution of the eroded mass collected for tests 1-2 (a) and tests 3-3a (b)

3.3.3 Digital Image Correlation

Results for DIC are presented in Figure 3.8. Three images are shown for each test: the initial (image 1) and final (image 2) photographs used in the calculations, and the computed displacement field. For tests 1 and 2, a total of 63 and 34 photographs were respectively used for the calculations. Displacement vectors are displayed at their real scale, which means that a vector length of 1 pixel represents a displacement of 1 pixel during the test. The DIC results show the complex distribution of displacement vectors (i.e., rapid orientation changes) where the pipe was formed. These rapid orientation changes are due both to large local deformations and patch comparison issues. The displacement vectors also show mean

vertical settlements of approximately 7 and 5 mm, for tests 1 and 2, respectively, within the filter material at the downstream edge of the core material. The width of this settlement zone corresponds to the length of the erosion pipe. The settlement occurred simultaneously as the pipe progressed upward and as the core particles were eroded. In some parts of the section, for example over the edge of the core, the vertical displacements seem to increase downward, possibly indicating arching and an increase in porosity above the erosion zone. No major particle displacements were observed within the core material, with distance from the interface and the pipe.

For test 3, a total of 55 photographs were used for the calculations. Displacement vectors are represented at a magnified scale of 10:1, which means that a vector with a length of 10 pixels represents a real displacement of 1 pixel on the image. This magnification was used because particles displacements and the associated deformations were very small for this test compared to tests 1 and 2. It can be noticed that the displacements are concentrated at the downstream edge of the core. The mean vertical settlement is approximately 0.6 mm. No major migration of filter grains or contact erosion was observed. Results show that the vertical component of vector displacements is predominant.

For test 4, a total of 11 photographs were used for the calculations. Vector displacements are represented with a scale of 75:1 as displacements were even smaller. The analyzed images show vertical settlements in the filter, and along the interface between till and filter, both at the top of the core and on the downstream slope. The mean vertical settlement within the filter is approximately 0.2 mm. Contrary to tests 1 and 2, local instabilities and vertical settlements due to erosion for tests 3 and 4 are difficult to distinguish by simply comparing visually the initial and final photographs. The field of displacement vectors obtained in test 4, where no erosion occurred, appears typical of the expected behavior of a till core showing some settlements at the wetting stage, therefore giving confidence to the DIC methods used herein.

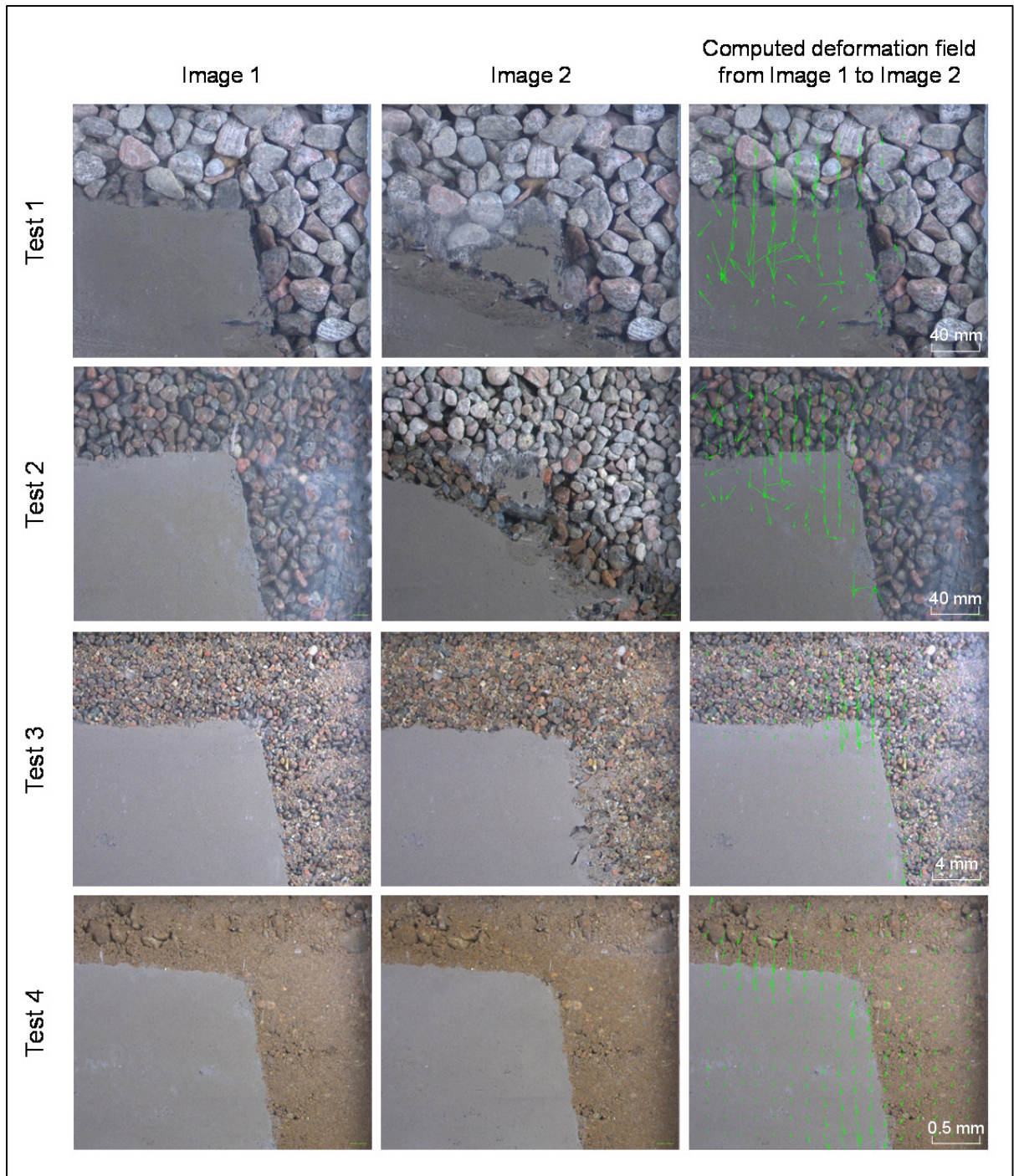


Figure 3.8 Results from DIC analyses of two recorded images during an erosion stage for tests 1-4 (vector scales for each test are shown on the figure)

The DIC results clearly show that the magnitude of the displacement vectors is related to the volume of till eroded during each test. Figure 3.9 shows the relationship between the mean displacement magnitude (in mm) obtained with DIC and the percentage of eroded core mass as presented in Tableau 3.5. Results are presented for the complete tests and individual water level stages. The mass of fine sediments collected for each test in the water tank at the outlet of the sedimentation column was uniformly distributed among each water level. This assumption is questionable as the particle size distribution of the eroded sediments and the fraction of sediments that bypassed the sedimentation column varied in time. The mean displacement vector is subvertical for all tests, except for test 4 that showed relatively small displacements. This is consistent with the displacement vectors presented in Figure 3.8.

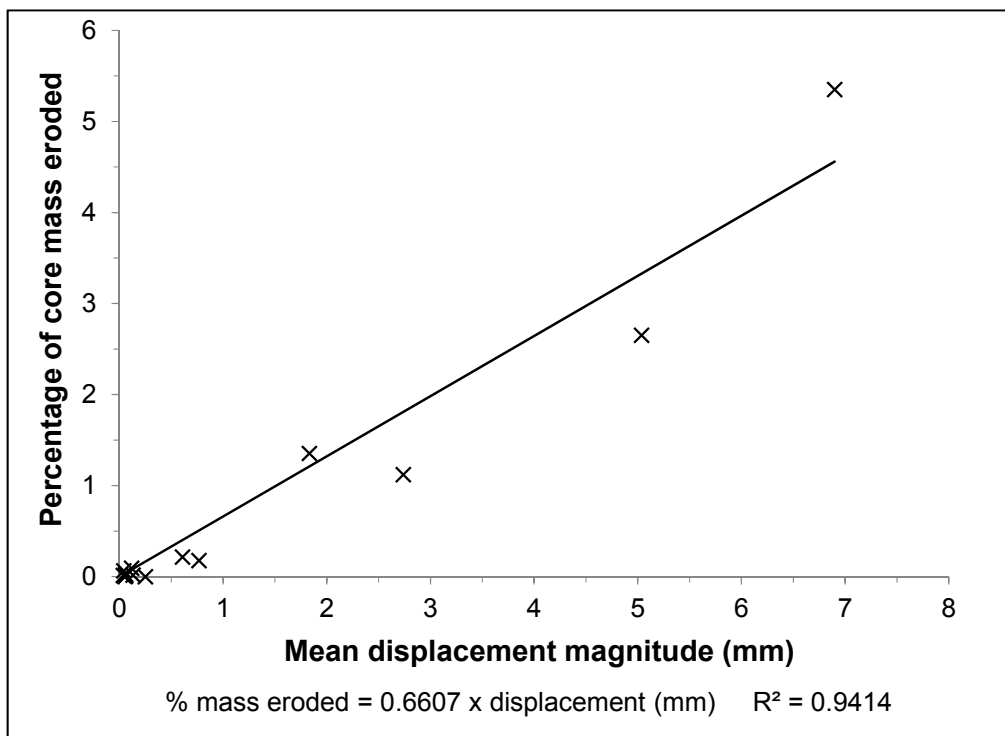


Figure 3.9 Relationship between mean displacement magnitude and percentage of eroded core material

3.3.4 X-ray Microcomputed Tomography

Figure 3.10 presents the μ CT scan results for tests 3 and 4 from different viewpoints. For test 3, the scan shows local instabilities along the upstream slope during the impoundment phase. The post-experiment downstream interface of the core is uneven and rougher than the initially undisturbed interface. This could be caused either by the hydraulic forces that eroded the core particles during the experiments, the effect of the compaction effort on the core surfaces regularity or the remoulding effects during sampling. For test 4, a similar pattern was observed regarding local instabilities along the interfaces of the core/filter materials, with the exception that the irregularity seems to be less prominent. This is expected since no eroded particles were collected at the outlet of the test setup. Accordingly, the downstream plan view of the tested sample shows a relatively intact post-experiment core interface.

3.4 Discussion

Based on the results presented in Tableau 3.5, some particles from the core were collected at the test setup outlet for tests 1 to 3. This implies that the three incorrectly designed filters did not contain pore constrictions that were small enough to retain the fine particles of the core material. However, for test 3, even if the filter criteria were not fulfilled, only 0.25 % of the total dry mass of the till was eroded during the complete run, including the cyclic core overtopping stages at the end of the test. It is not clear if this mass loss is significant. For comparison purposes, it has been observed that the global performance of the WAC Bennett Dam, located in British Columbia, Canada, was affected by a much smaller percentage of mass loss (Garner & Fannin, 2010). Indeed, the presence of two sinkholes of at least $1,400 \text{ m}^3$ within a total volume of about $2.5 \times 10^7 \text{ m}^3$ of till material caused significant changes in flow rates and pressure measurements within the dam. Based on this comparison, it can be inferred that erosion rates as low as 0.25 % could potentially have a negative influence on the performances of embankment dams. It thus appears important to put more effort on the modelling, both numerical and physical, of the evolution of minor erosion events for embankment dams. Better modelling tools would allow erosion thresholds to be defined.

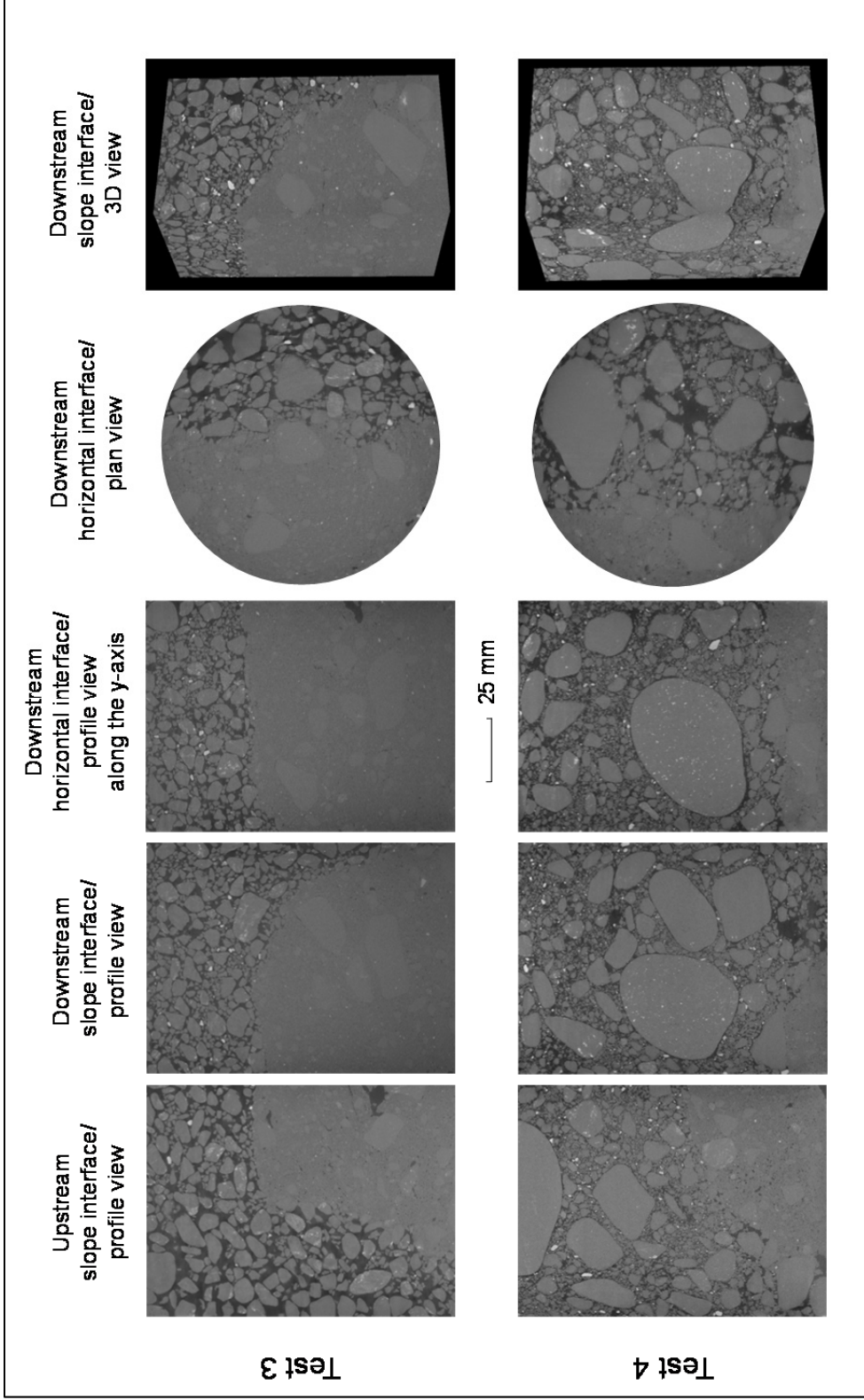


Figure 3.10 μ CT results for tests 3 and 4 of downstream and upstream samples from different viewpoints

Visual analysis of erosion was useful to understand the erosion mechanisms at the top of the core. For tests 1 and 2, piping was initiated along the downstream slope, before complete core overtopping (Figure 3.5). Erosion along the downstream slope of the core during overtopping experiments has been observed by other researchers (e.g., Gregoretti et al., 2010; Javadi & Mahdi, 2014). However, in these cases, piping developed while the core material was completely saturated and overtopped. A close look at the photographs for tests 1 and 2 shows the pipe to be parallel to the streamline delimiting the saturated/unsaturated conditions within the core. For tests 1 and 2, it appears that contact erosion at the horizontal interface between till and filter was less significant than the erosion due to piping. Based on these results, it can be inferred that erosion of the downstream slope would be more critical than erosion along the core/filter horizontal interface for actual dams. Also, hydraulic gradients before core overtopping would be much higher for a real dam. As a result, piping along the downstream slope of the core would probably be initiated before the water level could reach the top of the core. This implies that combinations of filter and core materials that are stable when the water level is below the core summit would not be negatively impacted by core overtopping. Some uncertainties remain however about the global stability of the dam with respect to the general pore pressure increase and decrease in effective stress that would be associated with a rise in water level.

A qualitative examination of the post-experiment results from tests 1 and 2 reveals the presence of graded bedding along the downstream slope (Figure 3.6a). Three different materials could be identified. As fine particles from the till were eroded through the filter, the core material along the downstream interface became coarser. This created a relatively uniform intermediate filter layer that was coarser than the original core material, but finer than the filter. This phenomenon, known as paving or bridging, has been observed previously for broadly graded core materials (e.g., Lafleur et al., 1989; Wörman, 1996; Dionne & Konrad, 2015). Other researchers have referred to the self-healing capability of broadly graded materials (e.g., Milligan, 2003; Fell & Fry, 2007). A post-experiment visual analysis of the surfaces of the core material for test 2 showed a much coarser matrix at the

downstream edge of the core (Figure 3.6d) compared to the upstream edge (Figure 3.6c). As shown on Figure 3.6d, erosion was relatively homogeneous along the width of the test set up. According to Tableau 3.5, the percentage of eroded particles decayed in time after a critical water level was reached. Therefore, as observed by Wörman & Olafsdottir (1992), the erosion rate was not correlated with the upstream water level once the erosion was initiated. Wörman & Olafsdottir (1992) explained this trend in terms of hydraulic gradient. The paving effect described previously probably also explains why the erosion rate decreased during the later stages of each test.

For test 4, the correctly designed filter material was efficient at retaining the core particles. No particles were collected at the test setup outlet. Important differences between the test set up and actual field conditions must however be noted. First, the filter material used for this test was densely compacted. However, for actual field conditions, under-compacted zones are likely to be found in areas where material placement poses challenges, for instance in the vicinity of instruments or spillways. In that sense, some studies have demonstrated that filter criteria should be revised for under-compacted core material (Watabe et al., 2000; Soroush et al, 2016).

The degree of segregation and heterogeneity is also a significant difference between the laboratory model presented in this paper and actual field conditions. Milligan (2003) mentioned that internal erosion of broadly graded till is more likely to be the consequence of segregation during placement rather than from hydraulic conditions or geometric instability. For this laboratory study, placement of filter material G3 created thin layers of coarser material and discontinuous voids within the filter (Figure 3.6b). These coarse-grained layers influenced the path followed by the eroded core particles, as they tended to migrate horizontally within these layers. Segregation of filter 2C for test 4 also created localized void networks along the upstream interface. Local instabilities were observed in these large voids (Figure 3.5). Wörman & Olafsdottir (1992) and Smith (2012) also acknowledged that even limited spatial variations in soil characteristics can increase the risk for erosion.

DIC provided interesting results regarding contact erosion between two granular materials. This technique was able to calculate the displacements in the material surrounding the erosion zones. However, the high local deformation rates associated with particles migration or seepage were not always handled properly by this technique. For instance, Figure 3.8 showed the presence of randomly oriented vectors along the pipe. Changes in water content and the fine texture of the till with respect to the resolution of the photographs are other issues with DIC for this model. DIC remains a promising analyzing tool for studying erosion processes despite these limitations. PIV algorithms that handle discrete displacement have recently been developed (e.g., Andò et al., 2012). These algorithms could help modify PIVlab to handle erosion.

Reconstruction of μ CT models provided additional information on erosion away from the sidewalls of the test setup. Along with DIC analyses and photographs of the post-experiment core material (Figures 3.6c and 3.6d), μ CT demonstrates that the influence of sidewall on erosion was negligible. Reconstruction of μ CT models remains a relatively new tool in geotechnical engineering. With proper segmentation techniques (e.g., Taina et al., 2007; Kim et al., 2013), the local grain size distribution of the intermediate filter associated with paving could be calculated. μ CT analyses can also give detailed morphological information about the shape, size distribution and connectivity of the pore network within the sample. This could provide interesting information knowing that some researchers recently studied the effect of constriction size in soils on their geotechnical behaviour (Indraratna et al., 2011; Shire et al., 2014; To et al., 2015).

3.5 Conclusion

In Quebec, most large dams are zoned earthfill structures with a glacial till core protected by filters. This paper looked at the erosion mechanisms at the local scale during core overtopping by using a laboratory model representative of actual field conditions, and image processing techniques such as DIC and μ CT. In total, four tests involving impoundment of the upstream reservoir eventually above the core top were performed with the same core

material, a Northern Quebec glacial till, and different filter materials. The first three tests were conducted with uniform gravel filters with D_{15} of 22 mm (G1), 8 mm (G2) and 2.5 mm (G3). These filters did not fulfill the usual filter criterion. The fourth filter, a widely graded sand with a D_{15} of 0.5 mm (2C), satisfied the filter criterion and was more representative of actual field conditions. Hydraulic boundaries were defined by a variable upstream water level initially fixed 5 cm under the crest of the core for a saturation phase of 24 hours. Water levels were then increased by 5 cm increments each 12 hours. Material G3 was also tested by imposing extreme water levels (i.e., levels 1 and 8) during 1 hour for a total of six cycles.

No eroded particles were collected downstream for the test involving filter 2C. Uniform gravel filters did not adequately protect the core material, since eroded particles were collected downstream. The most pronounced erosion was associated with the coarsest filter material. For the tests involving filters G1 and G2, a pipe appeared along the downstream slope when the water level reached the crest of the core. The pipe was parallel to the flow line. Erosion during these tests was mainly due to the progression of the pipe within the core material rather than contact erosion along the horizontal interface. For the first three tests, erosion mainly occurred when the water level reached the core/filter interface and the subsequent level. The erosion rate decayed in time as the hydraulic gradient increased. The self-healing process that was observed at the interface between core and filter explains this decrease in erosion rate. For each water level increment, erosion mainly took place during the first hour of the imposed hydraulic condition.

The DIC technique clearly showed that the displacement vector magnitude is directly proportional to the volume of till eroded. DIC results provided detailed information on the vertical settlements and grains reorganization within the filter material, as the core was being eroded. μ CT results put the emphasis on the post-experiment downstream interface of the core, which became uneven and rougher than the initially undisturbed interface as the hydraulic gradient increased. For filters G3 and 2C, results showed that erosion mainly

appeared along the downstream slope. μ CT also showed that there was no wall effect with the setup and conditions used herein.

Experimental results for this study will further be analyzed using a numerical model based on a multiscale approach, combining particle scale modelling with the discrete element method (open-source code YADE), and COMSOL. Upcoming experimental runs will also be conducted using the same setup to study the effect of unsaturated conditions in embankment dams on internal erosion. The reduced-scale nature of this study nevertheless necessitates caution with regards to the inferences drawn for large embankment dams. The effect of the spatial configuration of the soil components must also be considered. Further experimental studies should focus on the downstream slope stability of the core material in core overtopping conditions. Filter efficiency in such conditions is also an issue, as to whether pore pressures, flow rates and effective stress have an impact on the filter stability.

3.6 Acknowledgments

The authors are grateful to the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and Hydro-Québec for their financial support through a Collaborative Research and Development grant (CRD). The authors would also like to acknowledge the technical support of Sébastien Ménard for the design and construction of the test setup and the help of two graduate students who monitored the test setup at night.

CHAPITRE 4

ANALYSE PRÉLIMINAIRE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES ET DES DÉBITS

Dans ce chapitre, les résultats de pressions interstitielles dans le noyau et de débits entrants dans le montage pour les tests 3, 3a et 4 sont comparés avec des simulations numériques en 2D effectuées avec le logiciel COMSOL Multiphysics 5.2a (COMSOL AB, 2016). Mentionnons que la turbidité des échantillons et la température de l'eau ne font pas l'objet d'analyse pour ce projet. Ces résultats sont présentés à l'Annexe III (Figure-A III-1 et Tableau-A III-1). Les résultats de pressions interstitielles mesurées pour le test 2 et de débits entrants pour les tests 1 et 2 sont présentés à l'Annexe III (Figure-A III-2 et Figure-A III-3). Les résultats de pressions interstitielles pour le test 1 ne sont pas présentés dans ce mémoire.

COMSOL est un logiciel d'éléments finis. Il comprend le module *Porous Media and Subsurface Flow* permettant de simuler l'écoulement d'un fluide dans un milieu poreux. Il est important de mentionner que le logiciel COMSOL n'a pas été employé pour étudier les mécanismes d'érosion du noyau.

Le présent chapitre se divise en deux parties. D'une part, la méthodologie employée lors des simulations numériques est décrite. L'accent est mis sur les paramètres non saturés des matériaux, sur la définition des composantes numériques et sur la procédure d'exportation des variables. D'autre part, les résultats obtenus expérimentalement et numériquement sont présentés. Les résultats de charges hydrauliques et de débits entrants sont analysés. Une relation pour prédire la perméabilité du matériau 2C en fonction du débit est proposée. Finalement, une discussion sur les principales sources d'erreurs ayant pu affecter les résultats obtenus est présentée.

4.1 Méthodologie numérique

Les simulations numériques reproduisent la procédure suivie lors des essais expérimentaux (chapitre 2). Les sollicitations hydrauliques, la configuration géométrique du bassin et les propriétés géotechniques des matériaux ont été prises en compte. À noter que les simulations ont été effectuées selon un sens d'écoulement de la droite (amont) vers la gauche (aval).

Les simulations numériques sont basées sur l'interface *Richards' Equation* du module *Porous Media and Subsurface Flow*. Cette interface permet de simuler un écoulement en régime transitoire à la fois dans des milieux saturés et non saturés (Équation 4.1).

$$\nabla \cdot \rho_w \left(K_{sat} k_r \left(\frac{\nabla p}{\rho_w g} + \nabla h_z \right) \right) = \rho_w \left(\frac{C_m}{\rho_w g} + S_e S \right) \frac{\partial p}{\partial t} \quad (4.1)$$

où C_m est la capacité spécifique d'humidité, S est le coefficient d'emmagasinement, p est la pression interstitielle, K_{sat} est la conductivité hydraulique saturée, k_r est la perméabilité relative et h_z est la charge d'élévation.

4.1.1 Paramètres non saturés des matériaux

Plusieurs modèles de rétention sont proposés dans COMSOL pour définir les propriétés non saturées des matériaux. Pour ce projet, le modèle analytique de van Genuchten (1980) a été préconisé (Équations 1.6 à 1.8).

Le Tableau 4.1 présente les paramètres non saturés et la perméabilité k des matériaux intervenant dans les simulations. Les relations de Chapuis (2004) et de Chapuis et al. (2015) ont été utilisées pour évaluer ces paramètres (Équations 1.9 à 1.11). Le paramètre l de l'Équation 1.11 a été approximé à 0,5 pour chacun des matériaux, tel que proposé par Mualem (1976). La Figure 4.1 illustre les courbes de rétention d'eau des matériaux.

Tableau 4.1 Paramètres non saturés des matériaux

Matériau	θ_r	θ_{sat}	α (m^{-1})	n	k (m/s)
Noyau de till	0,14	0,25	0,516	3,54	4,5E-06
Filtre G3	0,016	0,38	35,1	4,19	1,5E-04
Filtre 2C	0,051	0,21	3,64	3,83	1,6E-02

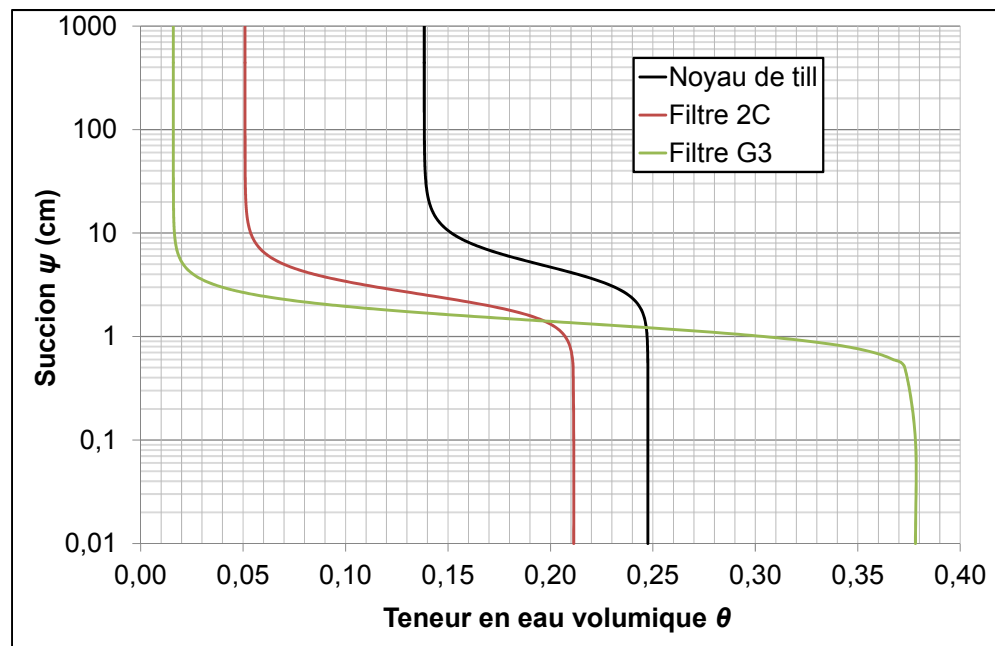


Figure 4.1 Courbes de rétention d'eau des matériaux

4.1.2 Définition des composantes numériques

La Figure 4.2 présente la géométrie et les conditions aux frontières imposées dans les simulations. Les frontières imperméables (lignes noires) et les frontières où une charge hydraulique ou une pression interstitielle est imposée (lignes bleues) y sont représentées. L'emplacement des points de mesure de la pression interstitielle dans le noyau du modèle réduit y est également illustré. Le Tableau 4.2 fournit les coordonnées de ces points de mesure selon le système de référence de la Figure 4.2. Initialement, la charge hydraulique h amont a été supposée nulle. La condition initiale aval est définie par une charge de pression

de 0 m. Elle a été maintenue constante sur toute la durée des simulations. La condition à la frontière aval représente l'équilibre à la pression atmosphérique.

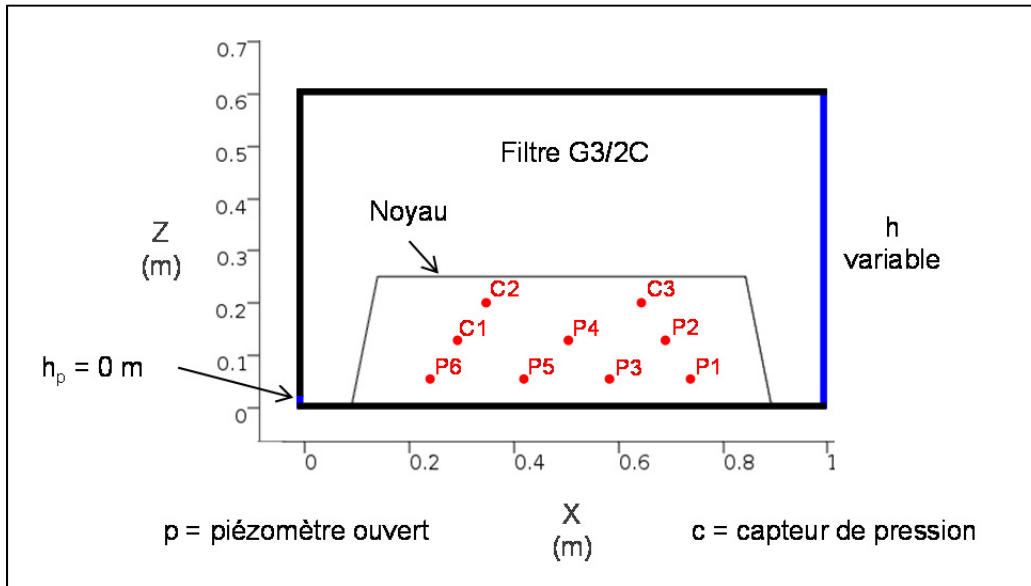


Figure 4.2 Géométrie et conditions aux frontières imposées dans les simulations

Tableau 4.2 Emplacement des points de mesure de la pression dans le noyau

Coordonnées	P1	P2	P3	P4	P5	P6	C1	C2	C3
x (m)	0,7325	0,6875	0,5775	0,5	0,4225	0,2675	0,3125	0,38325	0,62915
z (m)	0,0625	0,125	0,0625	0,125	0,0625	0,0625	0,125	0,1875	0,1875

Lors des simulations, la perméabilité des matériaux a été supposée isotrope. La masse volumique de l'eau et le coefficient d'emmagasinement ont été posés à $1\,000\text{ kg/m}^3$ et à 10^{-8} Pa^{-1} , respectivement. Le coefficient d'emmagasinement définit la variation de la masse d'eau contenue dans le sol et découle de la contraction du squelette du sol et de la dilation de l'eau présente dans les pores. La gravité joue également un rôle primordial dans les simulations. En l'absence de cette dernière, il n'y aurait aucune dissipation des pressions interstitielles à travers l'échantillon. La gravité a été fixée à $9,81\text{ m/s}^2$ selon l'axe z . Les pressions interstitielles ont été converties en charges hydrauliques à partir de l'Équation 4.2.

$$h = \frac{p}{\rho_w g} + h_z \quad (4.2)$$

La Figure 4.3 présente le maillage utilisé pour les simulations. Des éléments triangulaires ont été utilisés. On constate que le maillage est plus raffiné près de la fente aval.

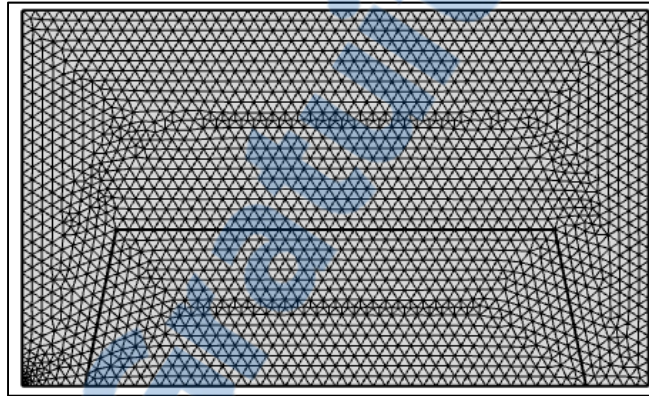


Figure 4.3 Maillage utilisé lors des simulations

Les équations différentielles qui décrivent les écoulements non saturés sont fortement non linéaires. Il y a donc un risque que le modèle ne converge pas vers la solution. Lors des simulations, la non-convergence du modèle s'est produite pour certaines valeurs des paramètres intervenant dans le modèle de van Genuchten (1980). Pour y remédier, des valeurs initiales de ces paramètres ont d'abord été définies. Les valeurs ont été choisies de manière à faire converger le modèle. Par la suite, les équations différentielles ont été résolues par balayage auxiliaire (*auxiliary sweep*). Concrètement, les équations sont résolues par itérations selon un intervalle prédéfini de valeurs jusqu'à l'atteinte de la valeur souhaitée. Cette procédure est souvent utilisée en mécanique des fluides pour des problèmes impliquant des écoulements turbulents (Straccia, 2016).

4.1.3 Procédure d'exportation des variables

Les valeurs de charges hydrauliques dans le noyau ont été extraites aux points définis au Tableau 4.2 à partir de la technique *cut point 2D* proposée dans COMSOL. Les débits

entrants Q ont été obtenus en intégrant la composante longitudinale de la vitesse de Darcy U_x par rapport à l'élévation z le long de la condition frontière amont (Équation 4.3). La largeur du modèle y est également prise en compte pour obtenir un débit sur l'ensemble du volume.

$$Q = UA = y \int U_x dz \quad (4.3)$$

4.2 Analyse des résultats

4.2.1 Distribution des charges hydrauliques dans le noyau

Les Figures 4.4 (test 3) et 4.5 (test 4) présentent la distribution des charges hydrauliques dans le noyau obtenue expérimentalement et numériquement. Rappelons que, durant le test 3, le niveau d'eau amont a varié avant l'augmentation de chaque palier. À première vue, on constate une diminution des charges hydrauliques expérimentales durant la phase de saturation. Cette diminution est associée à la baisse du niveau d'eau dans le réservoir amont durant la nuit. On remarque également que les charges hydrauliques dans le noyau diminuent graduellement de l'amont vers l'aval et convergent vers les conditions aux frontières. Pour chaque palier du test 3, le niveau d'eau du tube ouvert P3 n'a pas été en mesure de s'équilibrer (Figure 4.4b). La pierre poreuse du tube rigide a par la suite été remplacée.

Dans l'ensemble, on remarque que les résultats expérimentaux provenant des capteurs de pression sont supérieurs à ceux obtenus numériquement. À l'opposé, les valeurs expérimentales des tubes ouverts sont plus faibles que les valeurs théoriques. L'écart entre les valeurs varie pour chacun des points de mesure. Par exemple, on constate que les valeurs simulées et mesurées au point P2 du test 3 (Figure 4.4b) sont relativement rapprochées. Ce n'est pas le cas pour le capteur C1 du test 4 (Figure 4.5a), où il y a environ 8 cm d'écart. De manière générale, l'écart entre les valeurs numériques et expérimentales pour les tubes ouverts augmente avec le niveau d'eau amont. C'est plutôt l'inverse pour les capteurs.

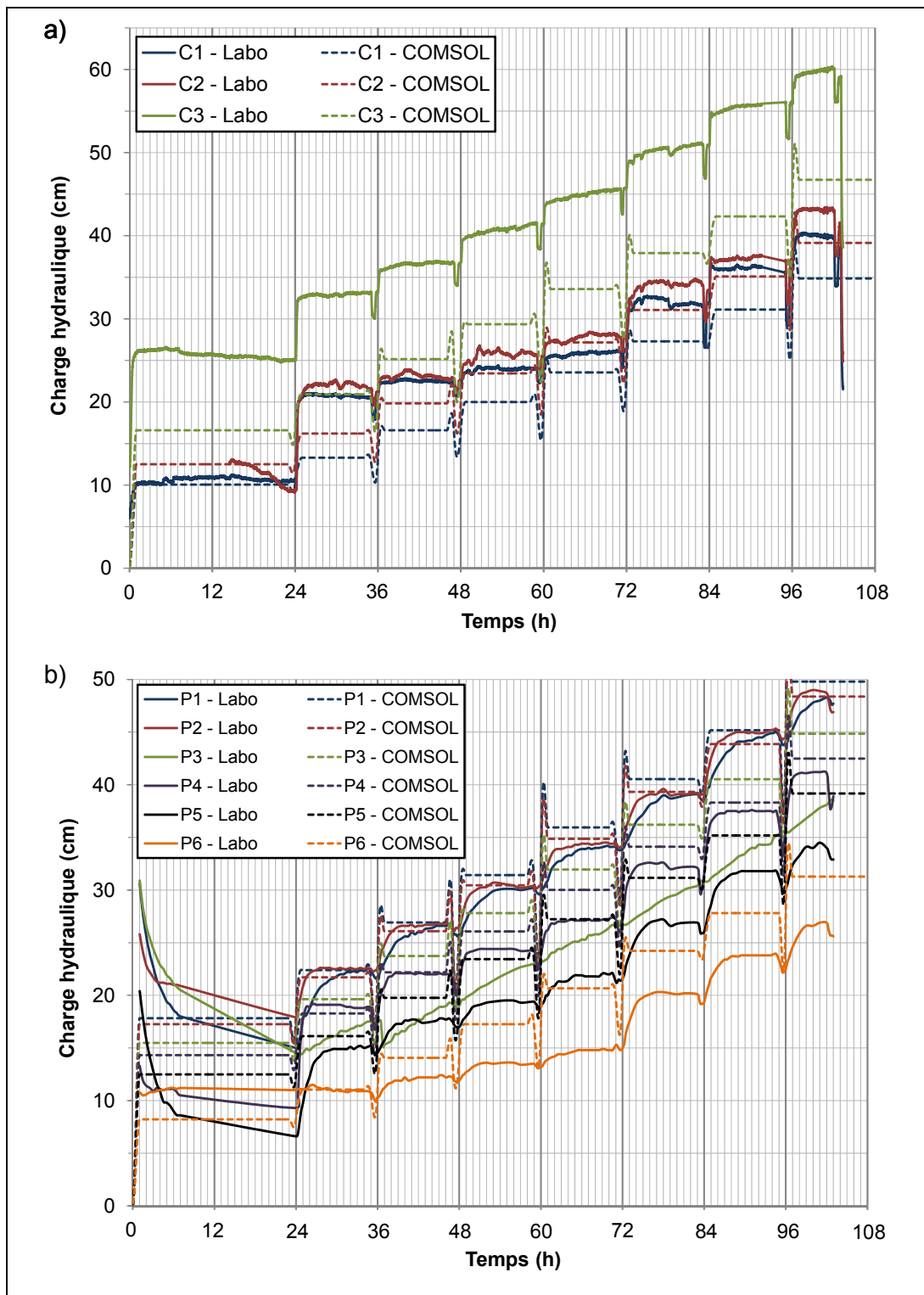


Figure 4.4 Distribution des charges hydrauliques dans le noyau pour le test 3
a) Capteurs; b) Tubes ouverts

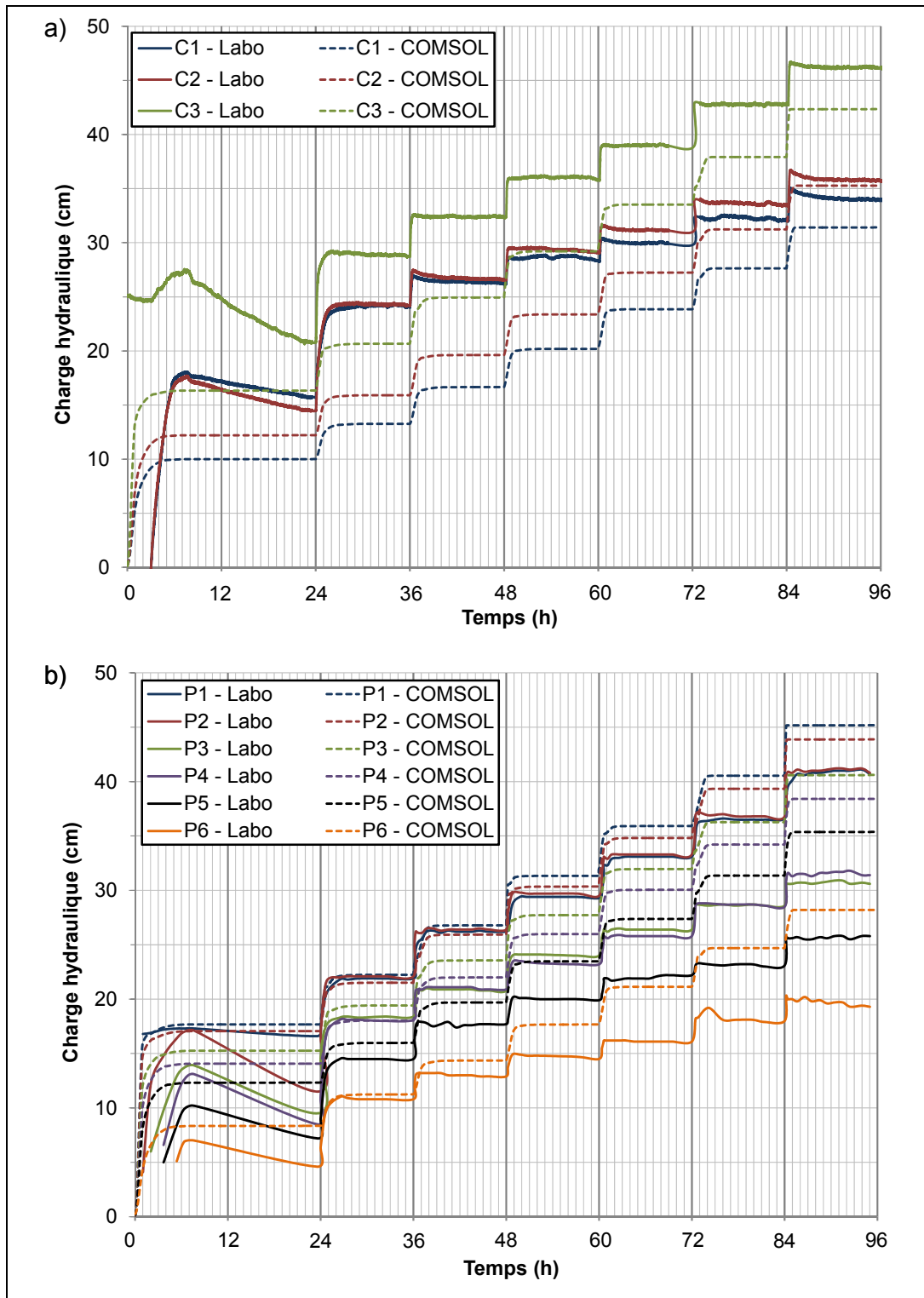


Figure 4.5 Distribution des charges hydrauliques dans le noyau pour le test 4
a) Capteurs; b) Tubes ouverts

De plus, on constate que les valeurs numériques pour un même point de mesure sont similaires d'un test à l'autre. Cela est cohérent étant donné que les propriétés non saturées du noyau, influençant la distribution des pressions interstitielles, sont identiques pour chaque simulation. Or, on note que les charges mesurées expérimentalement pour un même point de mesure varient légèrement d'un test à l'autre. De manière générale, les valeurs mesurées par les capteurs tendent à s'équilibrer plus rapidement que les valeurs mesurées par les tubes ouverts. Il peut s'écouler plus d'une heure avant que les charges mesurées par les tubes ouverts s'équilibrent au palier amont imposé. Les valeurs mesurées par les capteurs se stabilisent, quant à elles, après quelques minutes.

La Figure 4.6 présente les résultats de l'essai cyclique (test 3a). Seule la distribution des charges hydrauliques mesurées par les capteurs est présentée. La durée des cycles est trop courte pour permettre au niveau d'eau à l'intérieur des tubes ouverts de s'équilibrer. On constate qu'un écart d'environ 7 cm sépare les valeurs mesurées des valeurs numériques pour les capteurs C1 et C2. Cet écart est plutôt de l'ordre de 14 cm pour le capteur C3. Les valeurs mesurées par ce capteur sont étonnamment élevées au palier 1 (de l'ordre de 30 cm). Théoriquement, la charge mesurée à cet endroit devrait être plus faible que le niveau d'eau amont (20 cm).

4.2.2 Comparaison des débits entrants

La Figure 4.7 présente les débits entrants prédits et mesurés pour les tests 3 et 4. On constate que, pour le test 3 (Figure 4.7a), les débits théoriques sont généralement supérieurs aux débits expérimentaux. Les valeurs tendent toutefois à se rapprocher à mesure que le niveau d'eau en amont augmente. Pour le test 4 (Figure 4.7b), les débits théoriques sont inférieurs aux débits mesurés. Contrairement au test 3, que plus le niveau d'eau augmente, plus l'écart entre les débits théoriques et expérimentaux augmente.

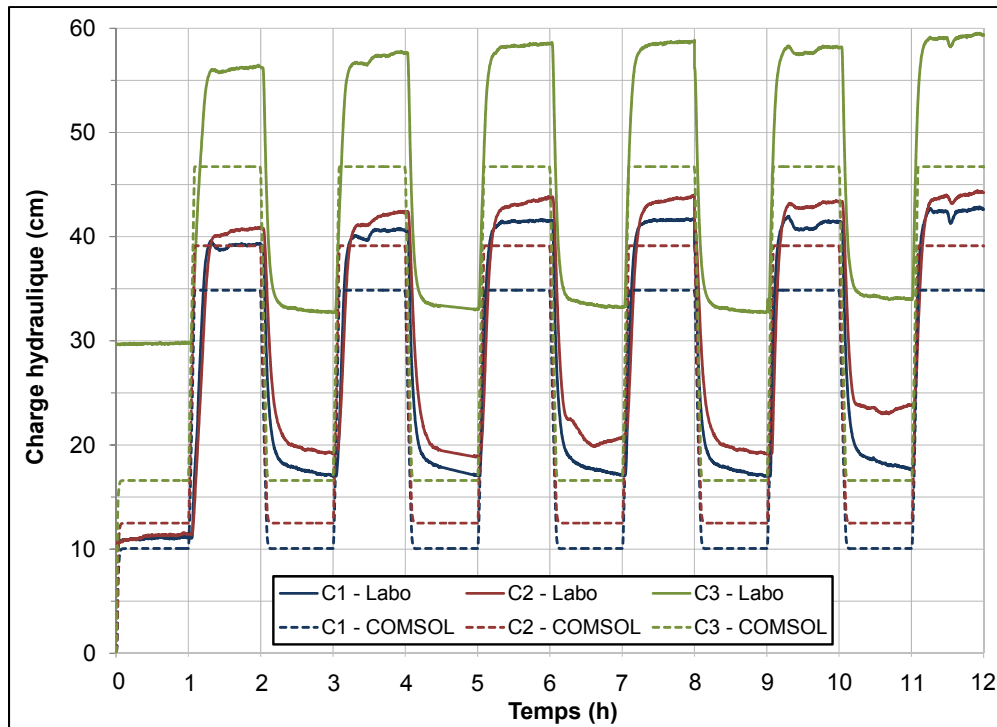


Figure 4.6 Distribution des charges hydrauliques dans le noyau pour le test 3a
a) Capteurs; b) Tubes ouverts

4.2.3 Estimation de la perméabilité du filtre 2C selon une approche numérique

La Figure 4.8 présente une corrélation entre le débit entrant dans le montage du dernier palier et la perméabilité du filtre 2C. Cette relation est propre aux paramètres utilisés dans les simulations avec COMSOL (section 4.2.1). D'après la courbe de tendance, pour un débit expérimental au palier 7 correspondant à 0,70 L/min (valeur réelle mesurée lors du test 4), la perméabilité du filtre 2C est égale à $2,8E-04$ m/s. Cette valeur est 1,9 fois plus élevée que la valeur obtenue avec la méthode de Chapuis (2004). Il demeure toutefois difficile de se prononcer sur la conformité de la relation proposée à la Figure 4.8. Selon Chapuis (2012), une méthode empirique de prédiction de la perméabilité est jugée acceptable si la valeur estimée est incluse entre la moitié et le double de la valeur réelle obtenue expérimentalement.

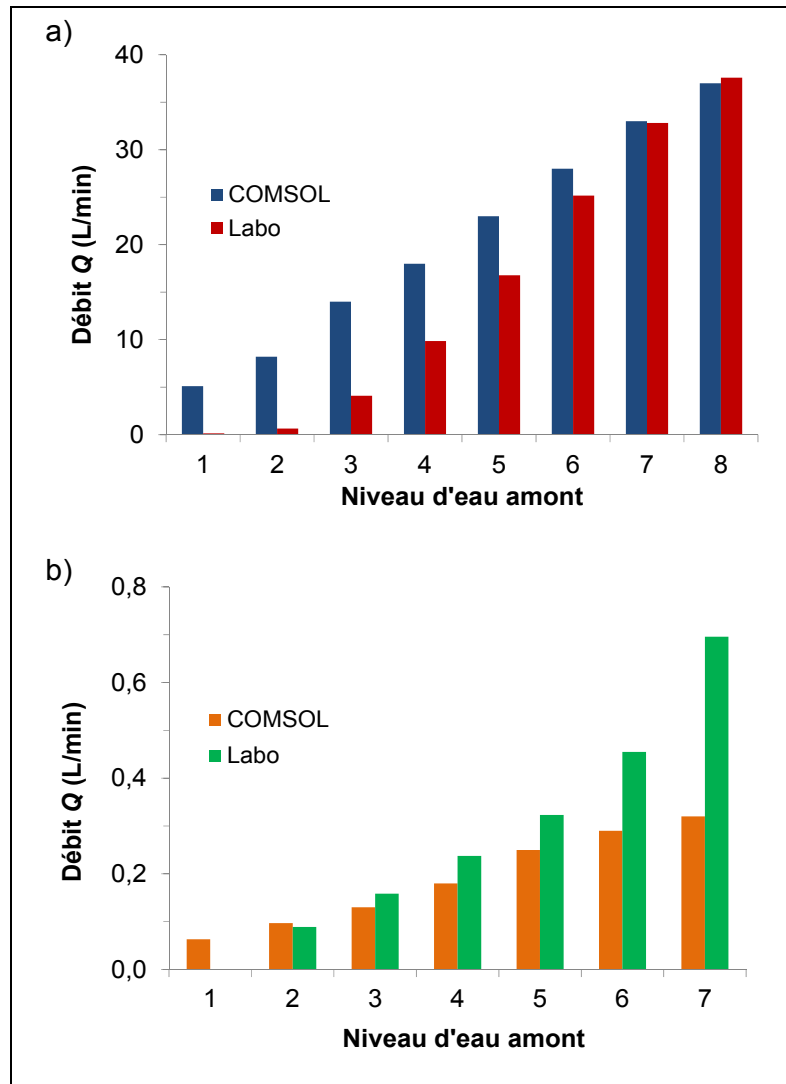


Figure 4.7 Distribution des débits entrants pour chaque palier
a) Test 3; b) Test 4

4.3 Discussion

En comparant les résultats obtenus au laboratoire avec ceux obtenus des simulations numériques, on remarque que plusieurs sources d'erreurs émergent. D'un point de vue expérimental, on peut penser à la calibration et à la saturation des capteurs de pression et des pierres poreuses. Durant ces procédés, des bulles d'air peuvent rester piégées à l'intérieur du diaphragme des capteurs et à l'intérieur des pierres. Il est également possible que des particules fines se soient accumulées autour des pierres poreuses durant les essais.

L'agglomération de ces particules peut induire un colmatage des micropores des pierres et empêcher l'eau interstitielle de pénétrer efficacement.

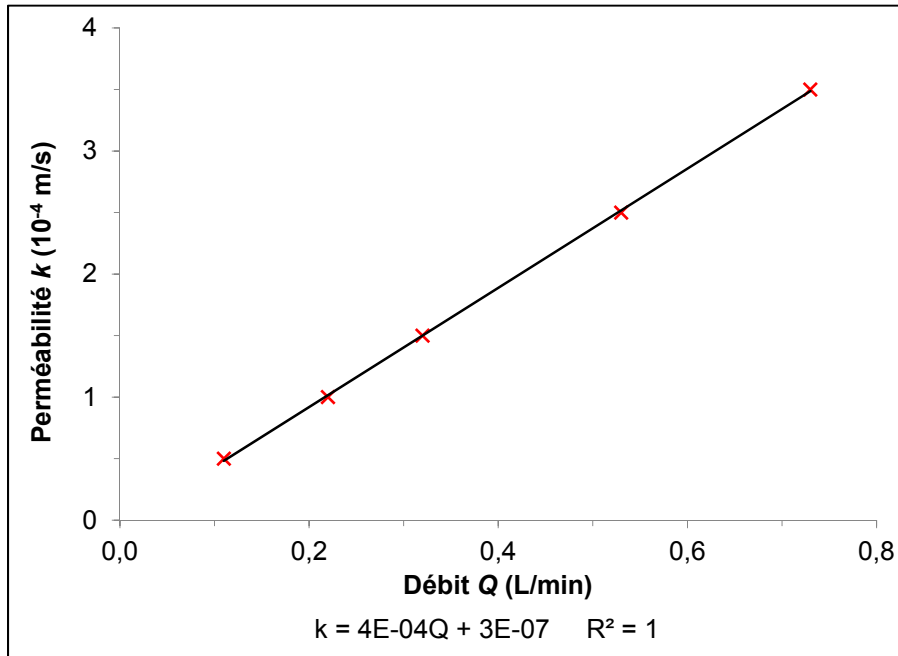


Figure 4.8 Relation entre le débit entrant et la perméabilité du filtre 2C

Les résultats présentés aux Figures 4.4 et 4.5 démontrent que les pressions interstitielles mesurées expérimentalement sont plus élevées que celles qui ont été modélisées, particulièrement pour les valeurs mesurées avec les capteurs. Ce phénomène a également été observé dans de nombreux grands barrages réels impliquant des milieux non saturés (St-Arnaud, 1995). En réalité, il y a constamment des bulles d'air qui restent coincées à l'intérieur des pores du noyau suite à la mise en eau de l'ouvrage. Les pressions interstitielles au sein du noyau sont influencées par ces bulles d'air retenues durant la submersion. Elles sont comprimées à la pression interstitielle ambiante qui décroît dans le sens de l'écoulement. La présence de ces bulles d'air augmente les pressions interstitielles mesurées.

L'estimation empirique des propriétés non saturées des matériaux peut affecter les résultats obtenus numériquement. Tel que discuté au chapitre 1, le modèle de Chapuis et al. (2015) n'a

pas été développé pour des matériaux bien étalés et hétérogènes comme le till. La vérification de leur modèle avec un matériau bien étalé, tel un sable silteux dont $ed_{10} < 0,05$ mm, a démontré une faible corrélation entre les valeurs prédites et le comportement réel du matériau (Figure 1.16). En comparant la CRE du till présentée à la Figure 4.1 avec les résultats de Malenfant-Corriveau (2016), on remarque un écart d'environ 0,12 en ce qui a trait à la teneur en eau résiduelle. L'étalement de la courbe théorique (Figure 4.1), principalement influencé par le paramètre n (Équation 1.10), est également moins prononcé.

Les essais standardisés qui permettent de déterminer la CRE des sols (ASTM, 2008) sont développés de manière à imposer une succion donnée à un échantillon et d'en mesurer le volume d'eau évacué. La teneur en eau est ainsi évaluée pour chaque palier de ψ . En se basant sur ce principe, la CRE du till pourrait être ajustée par modélisation inverse selon les valeurs de pressions et de débits mesurées en cours d'essai. Pour y parvenir, un bilan précis de la quantité d'eau entrant et sortant dans le montage est nécessaire. Le suivi de la teneur en eau dans le noyau peut être effectué en continu à partir de sondes TDE. Comme le démontre les résultats présentés aux Figures 4.4 et 4.5, les pierres poreuses ont principalement mesuré des pressions interstitielles positives dans le noyau. Il est important de rappeler que la présence d'instruments de mesure (p. ex. pierres poreuses) dans le noyau engendre des chemins d'écoulement préférentiel pour les fluides. Il y a donc un risque que la succion mesurée soit réduite dû à l'évacuation de l'air (Malenfant-Corriveau, 2016).

Les propriétés non saturées initiales, associées aux conditions de mise en place du noyau, peuvent également engendrer des erreurs dans les simulations. Lors de la mise en place du noyau au laboratoire, une teneur en eau se situant près de l'optimum a été imposée, représentant un degré de saturation inférieur à 100 % (section 2.2.3). Dans la pratique commune, la saturation initiale d'un noyau de till varie généralement entre 60 % et 80 % (Loiselle & Hurtubise, 1976). Or, dans les simulations numériques, le degré de saturation initial du noyau n'a pas été considéré, ce qui peut affecter la distribution théorique des pressions interstitielles (Duhaime, 2015).

En ce qui a trait aux résultats de débits entrants, il y a quelques causes qui peuvent expliquer l'écart obtenu entre les débits mesurés et théoriques. Prenons à titre d'exemple les valeurs du palier 1 du test 4. Un débit expérimental pratiquement nul a été mesuré, tandis que le débit théorique obtenu vaut environ 0,05 L/min. En pratique, aucun écoulement n'est présent dans le filtre au-dessus du noyau lors du palier initial. L'eau s'écoule par gravité à très faible débit à travers le noyau (Figure 4.9a). Or, pour les mêmes conditions, dans les simulations, on remarque qu'un écoulement est présent dans le filtre au-dessus du noyau (Figure 4.9b). Sur cette figure, la ligne d'écoulement est représentée en bleu et les lignes vertes représentent les équipotentielles. La présence d'un tel écoulement dans le filtre augmente les débits entrants dans le montage car le filtre est plus perméable que le noyau (Tableau 4.1). Cela justifie la valeur numérique élevée du débit.

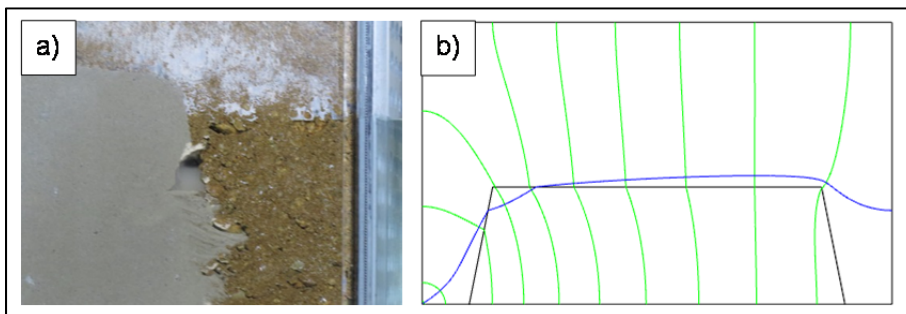


Figure 4.9 a) Ligne d'écoulement théorique au palier 1 lors du test 4;
b) Surface libre en amont au palier 1 lors du test 4

Durant les simulations, la perméabilité a été supposée homogène et isotrope. En réalité, dû au poids des terres, à l'effort appliqué lors du compactage et à l'hétérogénéité (Smith & Konrad, 2011), la conductivité hydraulique horizontale du noyau est largement supérieure à la conductivité hydraulique verticale. Par conséquent, cela engendre une surestimation des débits théoriques par rapport aux débits mesurés en réalité. Ce phénomène explique en parties les différences entre les débits numériques et expérimentaux.

CONCLUSION

Ce projet de maîtrise traite des mécanismes d'érosion présents à l'interface entre le noyau et le filtre, à la crête d'un barrage en remblai zoné, en période de franchissement de noyau. Cette section présente les conclusions générales et certaines limitations à la lumière des résultats obtenus pour chacun des objectifs de ce projet.

1) évaluer les mécanismes d'érosion durant le franchissement de noyau pour différentes granulométries de matériaux filtrants

Les résultats ont démontré qu'un filtre conçu conformément aux critères de filtre permet d'empêcher l'érosion d'un noyau de till du nord du Québec en période de franchissement de noyau. Par conséquent, il est possible d'inférer que le franchissement de noyau n'affecte pas la stabilité du noyau à la crête si le filtre le protégeant est conçu conformément aux critères de filtres. Si le filtre au contact avec le noyau n'est pas conçu conformément, l'érosion du noyau est inévitable. Le taux d'érosion est plus important plus le filtre est grossier.

L'érosion de contact le long de l'interface horizontale entre le noyau et le filtre n'est pas un enjeu majeur lors du franchissement de noyau. La stabilité le long de la pente aval du noyau est plus critique. À cet endroit, un phénomène d'érosion régressive peut s'amorcer le long de la surface libre et progresser graduellement vers l'amont. L'érosion peut être initiée avant l'immersion complète du noyau. En d'autres mots, si l'interface le long de la pente aval entre le noyau et le filtre est initialement stable pour un niveau d'eau situé sous la crête du noyau, sa stabilité ne devrait pas être négativement affectée par le franchissement de noyau. Quelques incertitudes demeurent toutefois à propos de la stabilité globale du barrage lors du franchissement de noyau. Dans de telles conditions, les pressions interstitielles peuvent augmenter et les contraintes effectives peuvent diminuer dans le noyau.

Une fois l'érosion du noyau initiée pour un niveau d'eau donné, la montée subséquente du niveau d'eau n'influence pas la progression de l'érosion. Pour ce projet, à chaque changement de paliers, le noyau s'est érodé pendant un court laps de temps, après quoi

l'érosion a cessé de se propager, indépendamment de la granulométrie du filtre. Un phénomène d'autoréparation du noyau cause cette diminution du taux d'érosion dans le temps. À mesure que les particules fines du noyau sont transportées à travers le filtre par les forces d'écoulement, les grains grossiers non érodés du noyau restent en place et forment naturellement un filtre empêchant toute propagation de l'érosion.

2) établir l'effet de la variation cyclique du niveau d'eau en amont sur la propagation de l'érosion

Des variations cycliques du niveau d'eau amont ont été imposées lors des tests 3 et 3a impliquant un filtre conçu non conformément aux critères de filtre. La variation cyclique du niveau d'eau engendre de l'érosion. Toutefois, le taux d'érosion diminue progressivement dans le temps à mesure que le nombre de cycles augmente. Aucun essai cyclique n'a été effectué avec un filtre conçu conformément aux critères de filtres. En l'occurrence, l'absence de résultats ne permet pas de formuler une conclusion claire concernant l'impact d'une sollicitation cyclique du niveau d'eau sur la stabilité de l'ouvrage pour un filtre bien conçu.

Le montage expérimental utilisé pour ce projet comporte certaines limitations qui peuvent affecter les résultats. Au laboratoire, certains paramètres qui peuvent avoir une influence directe sur l'érosion n'ont pas reproduit les conditions de terrain. C'est le cas notamment des contraintes effectives et des gradients hydrauliques à l'intérieur du noyau. La présence d'instruments de mesure à l'intérieur du noyau (p. ex. pierres poreuses) peut également accentuer l'érosion et affecter les pressions interstitielles en créant des chemins d'écoulement préférentiel. L'hétérogénéité des propriétés du till et la procédure de mise en place des matériaux sont également des facteurs pouvant affecter les mécanismes d'érosion observés en laboratoire et la reproductibilité des essais. Au laboratoire, un volume relativement restreint de matériau a été étudié. Or, dans un ouvrage réel, ces propriétés peuvent varier considérablement sur la grande quantité de till utilisée. De plus, quelques incertitudes persistent sur l'efficacité du montage expérimental, principalement quant au processus de collecte des sédiments. Au début de chaque test, une quantité non négligeable de particules

fines érodées s'est échappée de la colonne de sédimentation. Cela biaise le taux d'érosion obtenu pour chaque palier. Lors des analyses DIC, cette quantité de masse perdue a été supposée uniformément répartie entre les paliers, ce qui n'est pas le cas en réalité.

Il convient de s'interroger sur les effets d'échelle du modèle réduit pouvant affecter les résultats obtenus et les conclusions inférées à l'égard des ouvrages à grande échelle. Au chapitre 3, il a été observé que l'érosion s'initie le long de la pente aval avant la submersion complète du noyau. Or, il faut évoquer qu'un effet d'échelle majeur affecte ce phénomène. En effet, pour un noyau ayant plusieurs mètres de hauteur, il est raisonnable de croire que le phénomène observé en laboratoire se produirait bien avant que le niveau atteigne l'interface horizontale entre le noyau et le filtre. En outre, le franchissement ne serait pas nécessairement la cause de cette instabilité. D'autres effets d'échelle induits dans le montage pourraient influencer le comportement de l'échantillon en affectant les régimes d'écoulement (Heller, 2011) et les gradients hydrauliques (Fell & Fry, 2013). Mentionnons finalement comme autre limitation de cette étude l'imposition d'une granulométrie restreinte pour les matériaux afin de limiter les chemins d'écoulement préférentiel dans le montage.

Cette étude fournit des données expérimentales qui permettent de mieux comprendre les phénomènes d'autoréparation du till et la progression de l'érosion interne quand les critères de filtres ne sont pas respectés. Ces résultats peuvent être utiles pour détecter et suivre plus adéquatement l'érosion interne dans de réels ouvrages. Mentionnons que la conception du montage expérimental en soi est un accomplissement important compte tenu de l'absence d'essais standardisés permettant de prédire et de comprendre les mécanismes d'érosion interne à travers un échantillon de sol granulaire. Les résultats provenant de cette étude seront éventuellement analysés avec un modèle numérique basé sur une approche multiéchelle. Cette approche combine la méthode d'éléments discrets (logiciel YADE) pour modéliser les interactions à l'échelle des particules, et COMSOL. Des essais supplémentaires seront ultérieurement effectués avec le même montage afin d'étudier l'effet des conditions non saturées dans les barrages en remblai sur les mécanismes d'érosion interne.

RECOMMANDATIONS

Cette section propose des recommandations en ce qui a trait aux potentiels axes de recherche qui gagneraient à être explorés et à l'optimisation de la procédure expérimentale de ce projet.

1) améliorer l'interprétation des résultats actuels

Dans un autre ordre d'idée, mentionnons quelques aspects qui gagneraient à être étudiés davantage en se basant seulement sur les résultats générés pour ce projet. Au chapitre 3, l'accent a été mis sur l'utilisation de la DIC et de la μ CT comme outils d'analyse pour étudier les mécanismes d'érosion. Pour la DIC, il a été démontré que la technique comportait certaines limitations pour des déformations élevées. Il pourrait être avantageux d'augmenter le nombre d'images analysées pour une même déformation et de diminuer la taille des zones de déformation pour augmenter la précision des déplacements calculés. Pour la μ CT, il pourrait être intéressant de procéder à la segmentation des images obtenues en imposant un seuil critique d'atténuation (Taina et al., 2007). Cela permettrait de différencier les grains solides des phases aqueuses et gazeuses. Ainsi, certains paramètres géotechniques comme la densité, la porosité et la teneur en eau de l'échantillon pourraient être calculés.

En ce qui a trait aux résultats des pressions interstitielles au sein du noyau, une analyse plus exhaustive permettrait de mieux comprendre le comportement non saturé du noyau en cours d'essai. Les simulations numériques avec COMSOL pourraient également être optimisées en prenant en compte les paramètres réels de mise en place des matériaux (p. ex. degré de saturation, densité, perméabilité anisotrope). De plus, comme mentionné au chapitre 4, le degré de précision des simulations par rapport au comportement réel augmenterait si les paramètres non saturés des matériaux étaient obtenus expérimentalement au lieu d'être approximés à l'aide de relations empiriques.

2) reproduire les essais en imposant des paliers hydrauliques plus courts et en utilisant de l'eau désaérée pour la saturation

Cela permettrait de vérifier la reproductibilité des tests et l'effet de l'hétérogénéité des propriétés du till sur l'érosion. Il pourrait être intéressant de diminuer le temps d'imposition des paliers hydrauliques, étant donné que l'érosion se produit majoritairement dans un court laps de temps après la montée du palier. Des paliers de six heures seraient suffisants pour assurer un degré de saturation optimal des échantillons (Dumberry et al., 2015). De l'eau désaérée pourrait être utilisée lors du palier initial pour augmenter le degré de saturation du noyau et ainsi limiter la présence de bulles d'air pouvant affecter la distribution des pressions interstitielles (St-Arnaud, 1995).

3) optimiser le montage expérimental

Il est proposé d'intégrer un turbidimètre en ligne à la sortie aval du montage pour obtenir des mesures de turbidité en continu. Le suivi de la quantité des solides totaux en suspension serait également une bonne alternative. Il est aussi recommandé de remplacer les tubes ouverts par des capteurs de pression pour augmenter la précision et la fréquence de mesure des pressions dans le noyau. L'ajout de ports de pression en aval dans le matériau filtrant pourrait être utile pour suivre les phénomènes d'autoréparation du noyau. Il est aussi suggéré d'intégrer une balance placée sous les colonnes de sédimentation pour obtenir le taux d'érosion en fonction du temps pour chacun des paliers.

4) mettre l'accent sur la stabilité de la pente aval du noyau

La stabilité de la pente aval du noyau et les mécanismes d'autoréparation sont des enjeux majeurs qui affectent la progression de l'érosion. L'étude du comportement du filtre aval lors du franchissement de noyau serait également un axe de recherche intéressant. La migration de particules fines du noyau peut influencer la distribution des pressions interstitielles et des contraintes effectives dans le filtre, et donc son efficacité (Reddi et al., 2000). Il pourrait être

intéressant de se pencher sur le phénomène d'érosion en continu du noyau, tel que discuté par Sherard et al. (1984) et Dionne & Konrad (2015).

5) étudier l'effet d'autres propriétés géotechniques sur la propagation de l'érosion

L'étude de la compacité, de l'étalement de la courbe granulométrique et de l'angularité des grains du filtre et du noyau sur la progression de l'érosion serait un axe de recherche intéressant. Ces paramètres affectent la perméabilité et la résistance au cisaillement des matériaux (Holtz et al., 2011). Les conditions de terrain rencontrées lors de la mise en place peuvent également affecter la distribution des propriétés géotechniques des matériaux et, par conséquent, influencer les processus d'érosion (Soroush et al., 2016).

ANNEXE I

PROGRAMMES LABVIEW

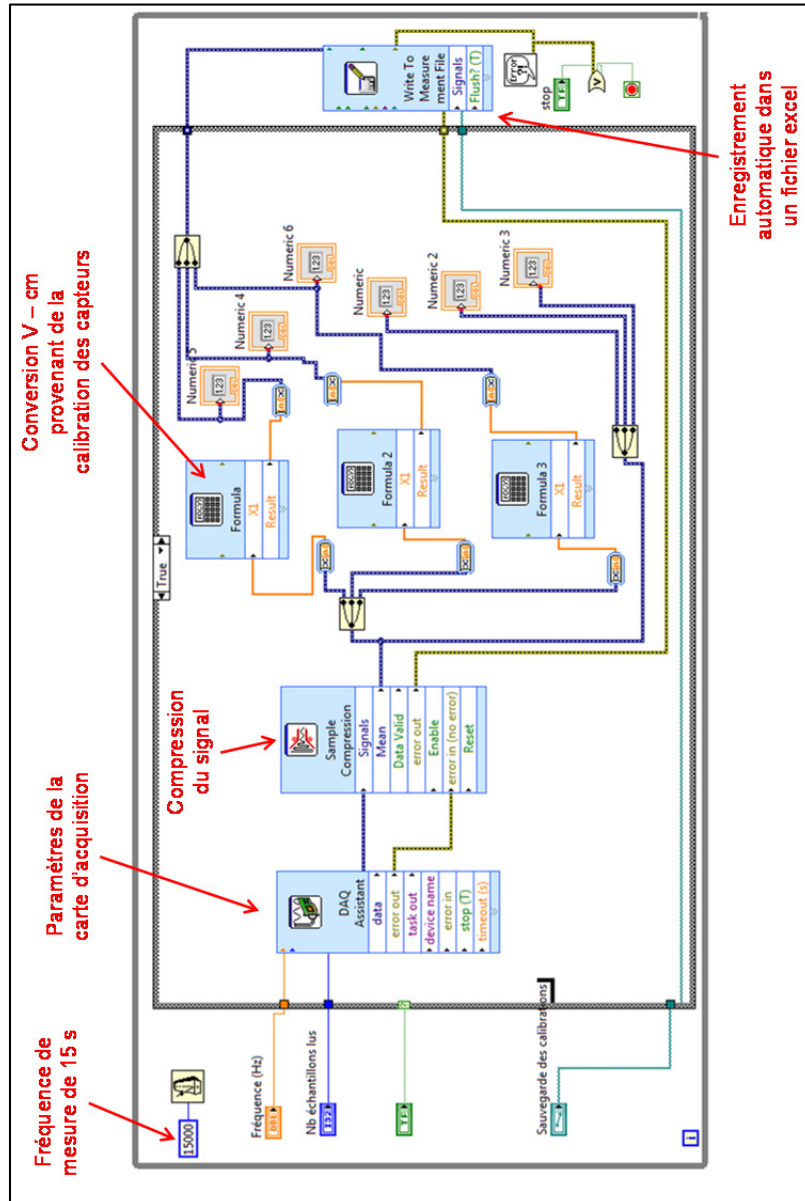


Figure-A II-1 Programme LabVIEW développé pour l'enregistrement des valeurs mesurées par les capteurs

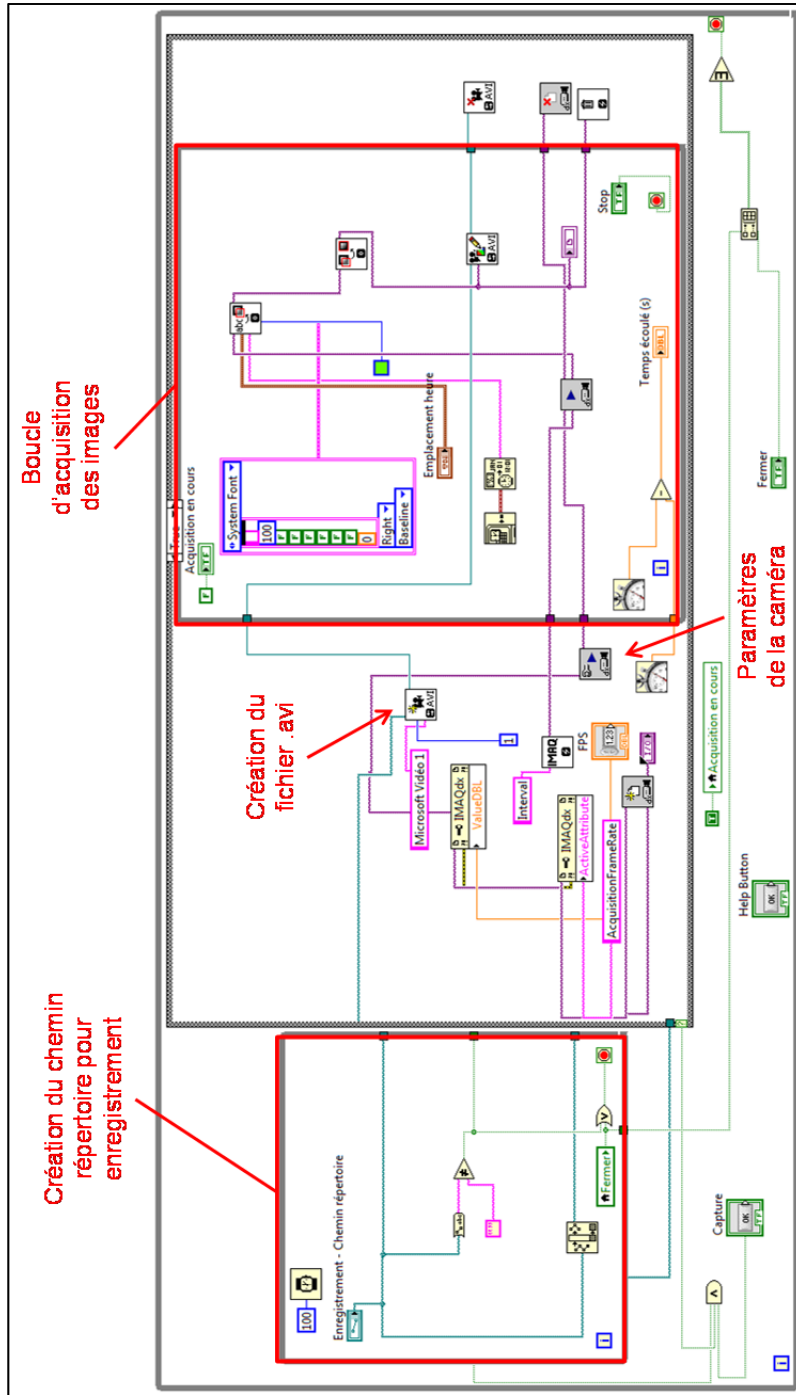


Figure-A I-1 Programme LabVIEW développé pour l'acquisition d'images avec les caméras

ANNEXE II

CALCUL DE LA QUANTITÉ DE TILL NÉCESSAIRE

Exigences

$$CR \geq 97 \%$$

$$w = w_{\text{opt}} + 0,5 \%$$

Paramètres

$$\rho_{d \text{ max}} = 2095 \text{ kg/m}^3$$

$$w_{\text{opt}} = 6,75 \%$$

Quantités nécessaires

Pour la première couche,

$$V_1 = \frac{(0,8 \text{ m} + 0,75 \text{ m})}{2} \cdot 0,125 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} = 0,0484 \text{ m}^3$$

$$M_{s1} = CR \cdot \rho_{d \text{ max}} \cdot V_1 = 0,97 \cdot 2095 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,0484 \text{ m}^3 = 98,4 \text{ kg}$$

$$M_{w1} = w \cdot M_{s1} = 0,0725 \cdot 98,4 \text{ kg} = 7,1 \text{ kg}$$

$$M_{t1} = M_{w1} + M_{s1} = 7,1 \text{ kg} + 98,4 \text{ kg} = \mathbf{105,5 \text{ kg}}$$

Pour la deuxième couche,

$$V_2 = \frac{(0,75 \text{ m} + 0,7 \text{ m})}{2} \cdot 0,125 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} = 0,0453 \text{ m}^3$$

$$M_{s2} = CR \cdot \rho_{d \text{ max}} \cdot V_2 = 0,97 \cdot 2095 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,0453 \text{ m}^3 = 92,1 \text{ kg}$$

$$M_{w2} = w \cdot M_{s2} = 0,0725 \cdot 92,1 \text{ kg} = 6,7 \text{ kg}$$

$$M_{t2} = M_{w2} + M_{s2} = 6,7 \text{ kg} + 92,1 \text{ kg} = \mathbf{98,8 \text{ kg}}$$

ANNEXE III

RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES : TURBIDITÉ, TEMPÉRATURE ET CHARGES HYDRAULIQUES

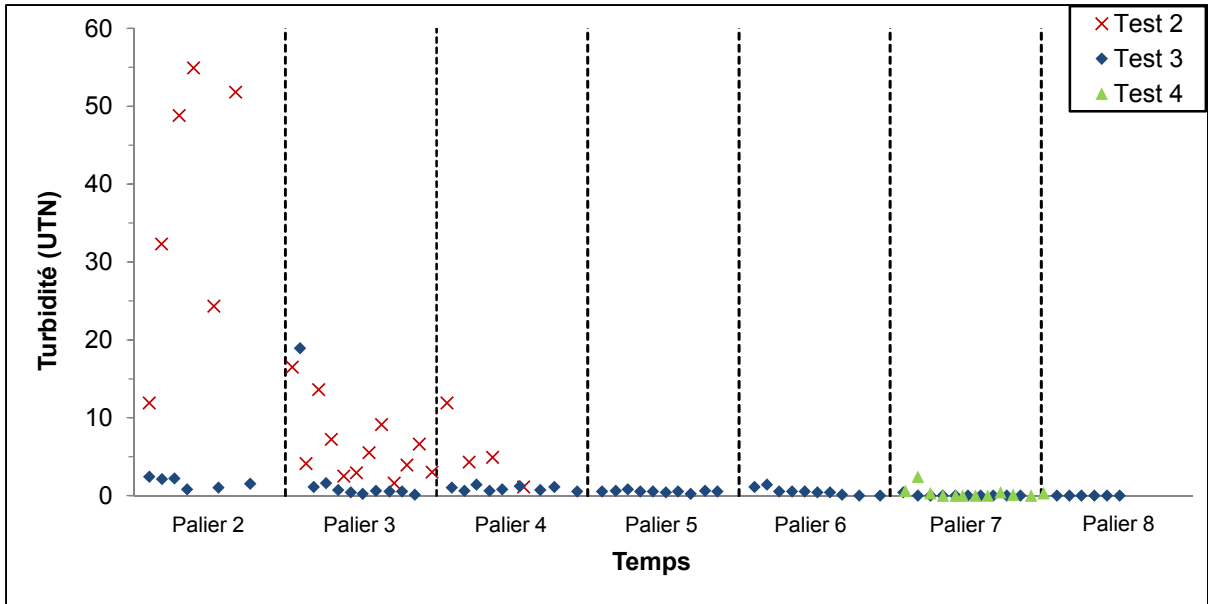


Figure-A III-1 Turbidité des échantillons d'eau pour les tests 1, 2 et 3

Tableau-A III-1 Température moyenne de l'eau utilisée pour chaque test

Test	1	2	3	3a	4
Température moyenne de l'eau dans le réservoir amont (°C)	3,1	6,5	22,2	23,4	15,2

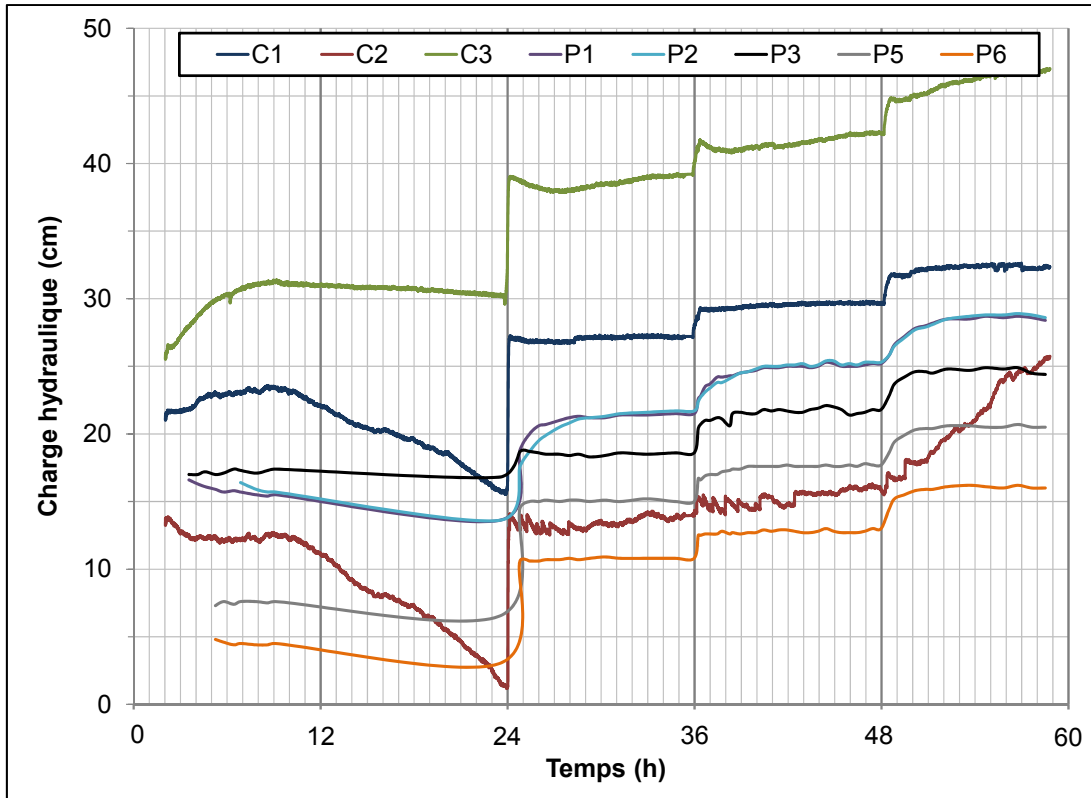


Figure 4-A III-2 Distribution des charges hydrauliques dans le noyau pour le test 2

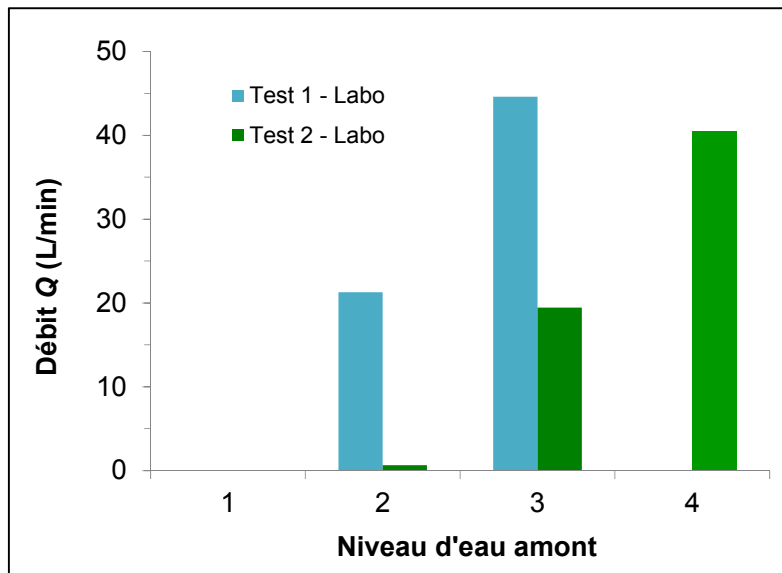


Figure-A III-3 Débits entrants dans le montage pour les tests 1 et 2

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Adrian, R. J. (2005). Twenty years of particle image velocimetry. *Experiments in Fluids*, 36, 159-169.
- Andò, E., Hall, S. A., & Viggiani, G. (2012). Grain-scale experimental investigation of localised deformation in sand: a discrete particle tracking approach. *Acta Geotechnica*, 7, 1-13.
- Annandale, G. W. (2006). *Scour technology: Mechanics and engineering practice*. New York, NY: McGraw-Hill.
- Arya, L. M., & Paris, J. F. (1981). A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data. *Soil Science Society of America Journal*, 45(6), 1023-1030.
- ASTM. (2007). *Standard test method for particle-size analysis of soils*. Norme D422. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM. (2008). *Standard test methods for soil water characteristic curve for desorption using hanging column, pressure extractor, chilled mirror hygrometer, or centrifuge*. Norme D6836. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM. (2011). *Standard test methods for reducing samples of aggregate to testing size*. Norme C702. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM. (2012a). *Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12 400 ft-lbf³ (600 kN-m/m³))*. Norme D698. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM. (2012b). *Standard test methods for density, relative density (specific gravity) and absorption of coarse aggregate*. Norme C127. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM. (2014a). *Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table*. Norme D4253. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM. (2014b). *Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density*. Norme D4254. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM. (2014c). *Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer*. Norme D854. West Conshohocken, PA: ASTM International.

- ASTM. (2016). *Standard test methods for water permeability of geotextiles by permittivity*. Norme D4491. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Aubertin, M., Aachip, M., Monzon, M., Joanes, A. Bussière, B., & Chapuis, R. P. (1999). *Étude de laboratoire sur l'efficacité des barrières de recouvrement construites à partir de résidus miniers*. (Rapport n°NEDEM/MEND 2.22.2b). Montréal, Canada: École Polytechnique de Montréal.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., & Chapuis, R. P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40, 1104-1122.
- Beer, F. P., & Johnston, R. E. (2011). *Mécanique pour ingénieurs: volume 1* (2^e éd.). Montréal, Canada: Chenelière/McGraw-Hill.
- Beguin, R., Philippe, P., & Faure, Y. H. (2013). 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*, 139(1), 1-11.
- Binner, R., Homberg, U., Prohaska, S., Kalbe, U., & Witt, K. J. (2010). Identification of descriptive parameters of the soil pore structure using experiments and μ CT data. Dans *5th International Conference on Scour and Erosion, San Francisco, CA, Novembre 7-10, 2010* (pp. 397-407). Reston, VA: ASCE.
- Boccalini, F., Chen, Z., Omidva, M., & Iskander, M. (2015). A study of plane strain pile jacking and driving in granular media. Dans *International Foundations Congress and Equipment Expo, IFCEE, San Antonio, TX, Mars 17-21, 2015* (pp. 738-747). Reston, VA: ASCE.
- Boggs, S. (2006). *Principles of sedimentology and stratigraphy* (4^e éd.). Upper Saddle River, NJ: Pearson.
- Boulton, G. W. (1977). The development of geotechnical properties in glacial tills. Dans Legget, R. F. (Éd.), *Glacial till: An inter-disciplinary study*. (pp. 292-303). Ottawa, Canada: The Royal Society of Canada.
- Burenkova, V. V. (1993). Assessment of suffosion in non-cohesive and graded soils. *Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering*, 357-360.
- Cao, Z., Pender, G., & Meng, J. (2006). Explicit formulation of the Shields diagram for incipient motion of sediment. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(10), 1097-1099.

- Carsel, R. F., & Parrish, R. S. (1988). Developing joint probability distribution of soil water retention characteristics. *Water Resources Research*, 24, 755-769.
- Chang, D. (2012). *Internal erosion and overtopping erosion of earth dams and landslide dams*. (Thèse de doctorat, Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong).
- Chapuis, R. P. (2004). Predicting the saturated hydraulic conductivity of sands and gravel using effective diameter and void ratio. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(5), 787-795.
- Chapuis, R. P. (2012). Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: A review. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(3), 401-434.
- Chapuis, R. P., Masse, I., Madinier, B., & Duhaime, F. (2015). Water-retention curves of coarse soils without organic matter: Improved data for improved predictions. *Geotechnical Testing Journal*, 38(3), 325-337.
- COMSOL AB. (2016). COMSOL Multiphysics (version 5.2a). [Logiciel]. Repéré à <https://www.comsol.fr/>.
- Davies, T., Manville, V., Kunz, M., & Donadini, L. (2007). Modeling landslide dambreak flood magnitudes: Case study. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(7), 713-720.
- Dionne, P., & Konrad, J. (2015). An experimental study of contact erosion between a till core and coarser crest and filter material. Dans *68th Canadian Geotechnical Conference and 7th Canadian Permafrost Conference, Québec, Canada, September 20-23, 2015*. Richmond, Canada: Canadian Geotechnical Society.
- Duhaime, F. (2015, septembre). *COMSOL Multiphysics: Application examples for geotechnical engineering and the modelling of embankment dams*. Communication présentée à 68th Canadian Geotechnical Conference and 7th Canadian Permafrost Conference, Québec, Canada.
- Dumberry, K., Duhaime, F., & Éthier, Y. A. (2015). Experimental study of contact erosion during core overtopping. Dans *Canadian Dam Association Annual Conference, Mississauga, Canada, Octobre 3-8, 2015* (pp. 214-228). Toronto, Canada: Canadian Dam Association.
- Fell, R., & Fry, J. J. (2007). The state of the art of assessing the likelihood of internal erosion of embankment dams, water retaining structures and their foundations. Dans Fell, R. & Fry, J. J. (Éds), *Internal erosion of dams and their foundations*. (pp. 1-23). London, UK: Taylor & Francis.

- Fell, R., & Fry, J. J. (2013). State of the art on the likelihood of internal erosion of dams and levees by means of testing. Dans Bonelli, S. & Nicot, F. (Éds), *Erosion in geomechanics applied to dams and levees*. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., Bell, G., & Foster, M. (2015). *Geotechnical engineering of dams* (2^e éd.). Boca Raton, FL: Taylor & Francis.
- FEMA. (2014). *Overtopping protection for dams: Best practices for design, construction, problem identification and evaluation, inspection, maintenance, renovation and repair* (Rapport n° P-1015). Denver, CO: USBR.
- Fort, M., Bétard, F., & Fassetta, G. A. (2015). *Géomorphologie dynamique et environnement*. Paris, France: Armand Colin.
- Foster, M., & Fell, R. (2001). Assessing embankment dam filters that do not satisfy design criteria. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(5), 398-407.
- Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000). Statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), 1000-1024.
- Garcia, M. H. (Éd.). (2008). *Sedimentation engineering: Processes, measurements, modeling, and practice*. Reston, VA: ASCE.
- Garner, S. J., & Fannin, R. F. (2010). Understanding internal erosion: A decade of research following a sinkhole event. *International Journal on Hydropower and Dams*, 17(3), 93-98.
- Gregoretto, C., Maltauro, A., & Lanzoni. (2010). Laboratory experiments on the failure of coarse homogeneous sediment natural dams on a sloping bed. *Journal of Hydraulic Engineering*, 136(11), 868-879.
- Guidoux, C., Faure, Y. H., Beguin, F., & Ho, C. C. (2010). Contact erosion at the interface between granular coarse soil and various base soils under tangential flow condition. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(5), 741-750.
- Heller, V. (2011). Scale effects in physical hydraulic engineering models. *Journal of Hydraulic Research*, 48(3), 293-306.
- Holtz, R. D., Kovacs, W. D., & Sheahan, T. C. (2011). *An introduction to geotechnical engineering* (2^e éd.). Upper Saddle River, NJ: Pearson.

- Hydro-Québec. (2002). Ouvrages de retenue. Repéré à <http://www.hydroquebec.com/comprendre/hydroelectricite/ouvrages-retendue.html>.
- Indraratna, B., Nguyen, V., & Rujikiatkamjorn, C. (2011). Assessing the potential of internal erosion and suffusion of granular Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(5), 550-554.
- Javadi, N., & Mahdi, T. F. (2014). Experimental investigation into rockfill dam failure initiation by overtopping. *Natural Hazards*, 74, 623-637.
- Kenney, T. C., Chahal, R., Chiu, E., Omange, G. N., & Ume, C. A. (1985). Controlling constriction sizes of granular filters. *Canadian Geotechnical Journal*, 22, 32-43.
- Kenney, T. C., & Lau, D. (1985). Internal stability of granular filters. *Canadian Geotechnical Journal*, 22, 215-225.
- Kenney, T. C., & Lau, D. (1986). Internal stability of granular filters: Reply. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(3), 420-423.
- Kim, F. H., Penumadu, D., Gregor, J., Kardjilov, N., & Manke, I. (2013). High-resolution neutron and X-ray imaging of granular materials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(5), 715-723.
- Lafleur, J., Mlynarek, J., & Rollin, A. L. (1989). Filtration of broadly graded cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(12), 1747-1768.
- Lafleur, J., Montès, P., & Alicescu, V. (1999). Internal stability of particles in dam cores made of broadly graded moraines. Dans *52nd Canadian Geotechnical Conference, Regina, Canada, Octobre 25-27, 1999* (pp. 551-558). Richmond, Canada: Canadian Geotechnical Society.
- Leroueil, S., Le Bihan, J. P., Sebaihi, S., & Alicescu, V. (2002). Hydraulic conductivity of compacted tills from northern Quebec. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 1039-1049.
- Li, M. X., & Fannin, R. J. (2008). Comparison of two criteria for internal stability of granular soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(9), 1303-1309.
- Li, M. X., & Fannin, R. J. (2012). A theoretical envelope for internal instability of cohesionless soil. *Géotechnique*, 62(1), 77-80.
- Loiselle, A. A. (1977). Properties and behavior of till as construction material. Dans Legget, R. F. (Éd.), *Glacial till: An inter-disciplinary study*. (pp. 211-237). Ottawa, Canada: The Royal Society of Canada

- Maknoon, M., & Mahdi, T. F. (2010). Experimental investigation into embankment external suffusion. *Natural Hazards*, 54(3), 749-763.
- Malenfant-Corriveau, M. (2016). Propriétés hydrauliques d'un till compacté possédant un faible pourcentage de particules argileuses. (Maîtrise en génie civil, Université Laval, Québec).
- Milligan, V. (1977). Geotechnical aspects of glacial tills. Dans Legget, R. F. (Éd.), *Glacial till: An inter-disciplinary study*. (pp. 269-291). Ottawa, Canada: The Royal Society of Canada
- Milligan, V. (2003). Some uncertainties in embankment dam engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(9), 785-797.
- Mualem, Y. (1976). A new model predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, 12, 513-522.
- Mukunoki, T., Otani, J., Maekawa, A., Camp, S., & Gourc, J. P. (2010). Evaluation of leakage behavior through defected geomembranes using X-ray CT and numerical analysis. Dans J. Desrues, G. Viggiani, & P. Bésuelle (Éds), *Advances in X-ray Tomography for Geomaterials* (pp. 213-219). Arlington, VA: ISTE.
- Ng, C. W. W., & Menzies, B. (2007). *Advanced unsaturated soil mechanics and engineering*. London, UK: Taylor & Francis.
- Nikon Metrology. (2012). *Operator Manual XT H 225 X-ray System*. Nikon Metrology, Hertfordshire, UK.
- Pan, B., Qian, K., Xie, H., & Asundi, A. (2009). Two-dimensional digital image correlation for in-plane displacement and strain measurement: A review. *Measurement, Science and Technology*, 20, 1-17.
- Philippe, P., Beguin, R., & Faure, Y. H. (2013). Contact erosion. Dans Bonelli, S. & Nicot, F. (Éds), *Erosion in geomechanics applied to dams and levees*. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.
- Pirnia, P., Duhaime, F., Éthier, Y. A., & Dubé, J. (2016). Development of a multiscale numerical modelling tool for granular materials. Dans *69th Canadian Geotechnical Conference, Vancouver, Canada, Octobre 2-5, 2016*. Richmond, Canada: Canadian Geotechnical Society.

- Reddi, L. N., Xiao, M., Hajra, M. G., & Lee, I. M. (2000). Permeability reduction of soil filters due to physical clogging. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(3), 236-246.
- Rutter, J. (2006). Glaciation. Dans *The Canadian Encyclopedia*. Repéré à <http://www.thecanadianencyclopedia.ca/en/article/glaciation/>.
- SEBJ. (1987). *Complexe hydroélectrique de La Grande Rivière : Réalisation de la première phase*. Montréal, Canada: SEBJ/Chenelière.
- Seo, M. W., Ha, I. S., Im, E. S., Kim, H. S., Kim, Y. S., & Kim, T. H. (2006). Centrifuge tests for evaluating effects of water level change on fill dam behavior. Dans *6th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Hong Kong, Août 4-6, 2006* (pp. 431-434). London, UK: Taylor & Francis.
- Sherard, J. L., & Dunnigan, L. P. (1989). Critical filters for impervious soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(7), 927-947.
- Sherard, J. L., Dunnigan, L. P., & Talbot, J. R. (1984). Basic properties of sand and gravel filters. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(6), 684-700.
- Shields, A. F. (1936). *Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung*. (Thèse de doctorat, Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau, Berlin, Allemagne).
- Shire, T., O'Sullivan, C., Hanley, K. J., & Fannin, R. J. (2014). Fabric and effective stress distribution in internally unstable soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(72), 1-11.
- Skempton, A. W., & Brogan, J. M. (1994). Experiments on piping in sandy gravels. *Geotechnique*, 44(3), 449-460.
- Smith, M. (2012). Assessment of the internal stability of a dam core. *La Houille Blanche*, (4-5), 54-59.
- Smith, M., & Konrad, J. (2011). Assessing hydraulic conductivities of a compacted dam core using geostatistical analysis of construction control data. *Canadian Geotechnical Journal*, 48, 1314-1327.
- Soroush, A., Shourijeh, P. T., & Molavi, S. (2016). Applicability of filter design criteria for wet core embankment dams in wet climates. *Geotechnical Testing Journal*, 39(3), 343-361.
- St-Arnaud, G. (1995). The high pore pressure within embankment dams: an unsaturated soil approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, 892-898.

- Straccia, A. (2016, 29 mars). Viscosity ramping improves the convergence of CFD models. [Billet de blogue]. Repéré à <https://www.comsol.com/blogs/viscosity-ramping-improves-the-convergence-of-cfd-models>.
- Sundborg, A. (1956). The River Klaralven: A study of fluvial processes. *Geografiska Annaler*, 38(3), 238-316.
- Taina, I. A., Heck, R. J., & Elliot, T. R. (2007). Application of X-ray microcomputed tomography to soil science: A literature review. *Canadian Journal of Soil Science*, 88(1), 1-19.
- Take, W. A. (2003). *The influence of seasonal moisture cycles on clay slopes*. (Thèse de Doctorat, University of Cambridge, Cambridge, UK).
- Takano, D., Lenoir, N., Otani, J., & Hall, S. A. (2015). Localised deformation in a wide-grained sand under triaxial compression revealed by X-ray tomography and digital image correlation. *Soils and Foundations*, 55(4), 906-915.
- Thielicke, W., & Stamhuis, E. J. (2014a). PIVlab (version 1.41) [Logiciel]. Repéré à <http://dx.doi.org/10.6084/m9.figshare.1092508>.
- Thielicke, W., & Stamhuis, E. J. (2014b). PIVlab – Towards user-friendly, affordable and accurate digital particle image velocimetry in MATLAB. *Journal of Open Research Software*, 39(30), 1-10.
- Thomas, H., & Cantré, S. (2009). Applications of low-budget photogrammetry in the geotechnical laboratory. *The Photogrammetric Record*, 24(128), 332-350.
- To, H. D., Galindo-Torres, S. A., & Scheuermann, A. (2015). Primary fabric fraction analysis of granular soils. *Acta Geotechnica*, 10, 375-387.
- Tollner, E. W., & Verma, B. P. (1989). X-Ray μ CT for quantifying water content at points within a soil body. *Soil and Water*, 32(3), 901-905.
- Tuller, M., & Or, D. (2003). Retention of water in soil and the soil water characteristic curve. *Encyclopedia of soils in the environment*, 4, 278-289.
- van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of American Journal*, 44(5), 892-898.

- Vincens, E., Witt, K. J., & Homberg, U. (2015). Approaches to determine the constriction size distribution for understanding filtration phenomena in granular materials. *Acta Geotechnica*, 10, 291-303.
- Wan, C. F., & Fell, R. (2004). Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(4), 373-380.
- Wan, C. F., & Fell, R. (2008). Assessing the potential of internal instability and suffusion in embankment dams and their foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(3), 401-407.
- Watabe, Y., Leroueil, S., & Le Bihan, J. (2000). Influence of compaction conditions on pore-size distribution and saturated hydraulic conductivity of a glacial till. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 1184-1194.
- White, D. J., & Take, W. A. (2002). *GeoPIV : Particle Image Velocimetry (PIV) software for use in geotechnical testing* (Rapport n°CUED/D-SOILS/TR322). Cambridge, UK: Cambridge University Engineering Department.
- White, D. J., Take, W. A., & Bolton, M. D. (2003). Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. *Geotechnique*, 55(7), 619-631.
- Wörman, A. (1996). Constitutive equation for filtration of well graded base soil with flow parallel to base/filter interface. Dans *2nd International Conference on Geofilters, Montréal, Canada, Mai, 1996* (pp. 295-304). Richmond, Canada: Bitech Publishers.
- Wörman, A., & Olafsdottir, R. (1992). Erosion in a granular medium interface. *Journal of Hydraulic Research*, 30(5), 639-655.
- Wörman, A., & Skoglund, M. (1992). Overtopping of the core in rockfill dams: Internal erosion. Dans *2nd International Conference on Hydropower Development, Lillehammer, Norvège, Juin 16-18, 1992* (pp. 433-440). Rotterdam, Netherlands: A. A. Balkema.
- Zhang, L. M., & Chen, Q. (2006). Seepage failure mechanism of the Gouhou rockfill dam during reservoir water infiltration. *Soils and Foundations*, 46(5), 557-568.

