

**Titre:** Étude expérimentale de l'initiation de la rupture des digues en  
Title: enrochement par surverse

**Auteur:** Nasrin Javadi  
Author:

**Date:** 2012

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Javadi, N. (2012). Étude expérimentale de l'initiation de la rupture des digues en  
enrochement par surverse [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de  
Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/804/>  
Citation:

## Document en libre accès dans PolyPublie Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/804/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de  
recherche:** Tew-Fik Mahdi, & Daniela Blessent  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE L'INITIATION DE LA RUPTURE DES  
DIGUES EN ENROCHEMENT PAR SURVERSE

NASRIN JAVADI

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2012

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE L'INITIATION DE LA RUPTURE DES DIGUES EN  
ENROCHEMENT PAR SURVERSE

Présenté par : JAVADI Nasrin

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LECLERC Guy, Ph. D., président

M. MAHDI Tew-Fik, Ph. D., membre et directeur de recherche

Mme BLESSENT Daniela, Ph. D., codirectrice de recherche

M. FUAMBA Musandji, Ph. D., membre

## DÉDICACE

*Je dédie ce mémoire à mes chers parents*

*Et*

*Tous les membres de ma famille*

## **REMERCIEMENTS**

Je profite de cette occasion pour exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, m'ont apporté leur soutien sincère pour la réalisation de ce travail de recherche.

Mes remerciements les plus sincères s'adressent en premier lieu à M. Mahdi Tew-fik, mon directeur de recherche qui a crédité de sa confiance cette recherche et pour la somme de ses conseils, recommandations et encouragements.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et à remercier ma codirectrice Mme. Daniela Blessent pour ses directives, conseils et disponibilités en tout temps.

Je tiens également à remercier les membres du jury d'avoir accepté de consacrer du temps à la lecture et à l'évaluation de ce mémoire.

Par la même occasion, je remercie chaleureusement M. Ali Roshanfekr pour sa disponibilité et son expertise dans les écoulements à travers les enrochements, ses conseils ont été un grand point d'éclair.

Par ailleurs, je tiens à remercier les collègues étudiants que j'ai côtoyés au bureau pour l'agréable climat de travail qu'ils ont su instaurer et que j'ai beaucoup apprécié. J'aimerais remercier grandement Essoyéké Batchabani pour sa patience et sa disponibilité envers mes questions, ses commentaires et nos échanges ont toujours été très constructifs. Mes remerciements vont aussi à Étienne Bélanger pour ses aides techniques dans les assemblages des essais au laboratoire. Je voudrais également remercier Narcisse Adjalla et Fatimetou N'gaidé d'avoir accepté la relecture de ce document et aussi pour leurs encouragements tout au long de ce travail.

Mes remerciements s'étendent également à ma famille, notamment à mes parents pour leurs appuis inconditionnels, leurs amours, leurs sacrifices et soutien tout au long de mes études.

J'aimerais également exprimer ma reconnaissance envers mes amis qui ont fait partie de ma vie et m'ont soutenu pendant mes années d'étude au Canada.

## RÉSUMÉ

L'enrochement est le matériau de construction le plus abondant. Il est souvent utilisé pour la rétention de l'eau sous différents contextes, tels que les barrages, les digues ou les systèmes de drainage. À cause des changements climatiques, on pourrait assister à des augmentations de niveau d'eau dans les réservoirs en amont de ces ouvrages. La hausse des niveaux d'eau mettra en danger la stabilité des ouvrages en enrochement, qui ne sont pas capables de supporter de forts débordements, ainsi que la vie des habitants à leurs proximités.

Ce travail de recherche s'intéresse au développement d'une relation empirique qui permet de déduire la hauteur d'eau critique de surverse par-dessus la crête à partir des paramètres géométriques et physiques de digues. De plus, afin d'estimer le débit s'écoulant à travers les enrochements, qui sont constitués de matériaux très perméables où le régime d'écoulement est généralement turbulent et la relation de Darcy n'est pas applicable, il a été nécessaire de bien analyser les phénomènes hydrauliques dans une digue expérimentale.

Dans le but d'atteindre les objectifs visés, dans un premier temps, des essais ont été réalisés dans le canal hydraulique du laboratoire hydro-environnemental de l'École Polytechnique de Montréal sur un modèle de digue en enrochement avec un noyau étanche intégré. À l'aide de ces essais, l'initiation de la brèche dans la couche d'enrochement de la digue, sous l'influence de différentes variables, telles que la granulométrie de l'enrochement, la pente du parement aval et la pente du lit du canal a été étudiée. Les résultats ont révélé des tendances linéaires d'une part entre la hauteur critique de surverse et la pente du parement aval et d'autre part entre cette hauteur critique et la pente du lit. Par ailleurs, une tendance de type puissance a été observée entre la hauteur critique de surverse et la granulométrie de l'enrochement. Ces résultats ont permis de développer la relation empirique recherchée.

Dans un deuxième temps, une revue de littérature a permis d'analyser les formules empiriques les plus utilisées pour caractériser la relation non-linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse d'infiltration d'écoulement dans les enrochements. Ces formules permettent de déterminer le débit d'infiltration correspondant aux flux nets passant à travers la digue. Pour chacune de ces relations empiriques, certains paramètres caractérisant l'enrochement doivent être déterminés, tels que le rayon hydraulique moyen, la porosité et la granulométrie. Afin de choisir une relation pouvant décrire l'écoulement à travers la digue expérimentale, deux types d'essais de

perméabilité ont été réalisés. Le premier type consistait à conduire des essais d'écoulement unidirectionnel à travers un perméamètre rempli d'enrochements, tandis que le deuxième type d'essais était basé sur des tests d'écoulement bidirectionnel à travers la digue expérimentale avec un noyau étanche construit avec les mêmes enrochements. La cohérence entre les valeurs mesurées et celles calculées par la relation de Wilkins a justifié l'utilisation de cette relation empirique pour estimer le débit d'infiltration à travers la digue. Lorsque le débordement par la crête est survenu, un débit de surverse a été calculé par la relation de l'écoulement passant par-dessus un déversoir.

## ABSTRACT

Rockfill is the most abundant building material. It is often used for water retention under different contexts, such as dams, embankments or drainage systems. Climate change may cause water level rising in reservoirs. As rockfill structures are not able to resist strong overtopping flow, rising water levels will constitute a danger for rockfill dam stability as well as for people living nearby. This work aimed the development of an empirical formula that allows calculation of critical water level of overflow at the crest from dam geometrical and physical parameters. Since rockfill is a highly permeable material where flow regime is usually turbulent, the common Darcy's relationship cannot be applied to estimate flow rate through it. Therefore, it was necessary to investigate the hydraulic phenomena in a laboratory dam model to accurately estimate flow rate through rockfill.

To achieve these objectives, during the first part of this work, several experimental tests on a rockfill dam model with impervious core were conducted in the hydraulic channel of the hydro-environmental laboratory at the École Polytechnique of Montréal. The purpose of these tests was to study the initiation of riprap failure under the influence of different variables, such as rock size, riprap bank downstream side slope and bed slope. Results showed linear trends between critical water level and both downstream side slope and bed slope. Also, a power trend was observed between critical level and riprap grain size. The formula to calculate the critical water level of overtopping was developed from these results.

In a second step, a literature review aimed at analyzing the empirical relationships commonly used to characterize the nonlinear relationship between bulk velocity and hydraulic gradient. These relationships are essential to determine the infiltration rate corresponding to the net flows passing through the dam. These empirical relationships contain parameters characterizing the embankment material, such as mean hydraulic radius, porosity and particle size. To choose a suitable relationship to describe the flow through the experimental dam, two types of permeability tests were performed. The first one is a unidirectional flow test through rockfill in a permeameter, while the second test is based on the analysis of bidirectional flow through the experimental dam with an impervious core constructed with the same rocks. Consistency between the measured values and those calculated by the Wilkins's relation has justified the use of his

empirical relationship to estimate the seepage rate through the embankment. Once the overtopping occurred, the overflow rate was calculated using the relation of flow passing over a weir.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES.....	XIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XVI
LISTE DES ANNEXES.....	XXI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Problématique.....	3
1.2 Objectifs de la recherche .....	4
1.3 Méthodologie de travail .....	4
1.4 Plan et contenu du mémoire .....	7
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	8
2.1 Introduction .....	8
2.2 Régime d'écoulement laminaire.....	8
2.2.1 Limites de validité de la loi de Darcy .....	9
2.3 Estimation du rayon hydraulique moyen .....	10
2.4 Régime d'écoulement turbulent .....	13
2.4.1 Perte de charge non-linéaire de l'écoulement à travers l'enrochement .....	13
2.4.2 Essais réalisés pour trouver la relation non-linéaire de l'écoulement à travers l'enrochement.....	19

2.5	Mesure du débit.....	21
2.6	Étude des modèles expérimentaux de rupture de barrage en enrochement.....	23
2.7	Conclusion.....	25
CHAPITRE 3 MODÈLE EXPÉRIMENTAL.....		27
3.1	Introduction .....	27
3.2	Description du modèle expérimental.....	27
3.2.1	Géométrie et composition du modèle.....	32
3.3	Les instruments de prise de mesure de niveau d'eau .....	44
3.3.1	Piézomètres .....	44
3.3.2	Capteurs.....	45
3.3.3	Système d'acquisition et de traitement de données.....	50
3.4	Conclusion.....	52
CHAPITRE 4 ÉTUDE EXPÉRIMENTALE.....		54
4.1	Introduction .....	54
4.2	Processus d'essais sur l'initiation de la rupture d'une digue en enrochement .....	54
4.2.1	Préparation du matériel et mise en place de la digue .....	55
4.2.2	Déroulement des essais .....	57
4.2.3	Initiation de la rupture dans la couche du gravier de la digue.....	59
4.2.4	Prise des mesures .....	62
4.2.5	Étude de sensibilité.....	62
4.3	Essais de perméabilité dans l'enrochement.....	66
4.3.1	Exécution d'essais unidirectionnels .....	67
4.3.2	Exécution d'essais bidirectionnels .....	68
4.4	Répétitivité des essais.....	70

4.5 Conclusion.....	70
CHAPITRE 5 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET DISCUSSION.....	72
5.1 Introduction .....	72
5.2 Écoulement 1D et 2D dans l'enrochement.....	72
5.2.1 Relation entre le gradient hydraulique et la vitesse de l'écoulement .....	73
5.2.2 Choix d'une relation empirique appropriée .....	76
5.2.3 Estimation du débit.....	81
5.3 Résultat des études d'initiation de la brèche .....	82
5.3.1 Analyse du gradient critique .....	83
5.3.2 Hauteur d'eau critique par-dessus la crête .....	86
5.4 Développement de la courbe de régression.....	89
CONCLUSION ET RECOMMENDATIONS.....	92
BIBLIOGRAPHIE .....	95
ANNEXES .....	100

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1: Comparaison entre les estimations de $r_E$ par Wilkins et Hansen (Hansen 1992).....	13
Tableau 3-1: Paramètres caractéristiques des granulats .....	35
Tableau 3-2: Diamètre des grains à 15% et 85% de passage .....	36
Tableau 3-3: Vérification des critères de rétention et de perméabilité.....	36
Tableau 3-4: Densité relative des matériaux utilisés.....	37
Tableau 3-5: Porosité dans les matériaux .....	38
Tableau 3-6: Conductivité hydraulique du sable et de la moraine .....	39
Tableau 3-7: Teneur en eau et masse volumique à l'optimum .....	41
Tableau 4-1: Résumé des types d'essais réalisés .....	66
Tableau 4-2: Validité des critères pour négliger l'effet de paroi (Dudgeon 1967) .....	67
Tableau 5-1: Fréquence de chaque forme de particule dans chaque classe de granulométrie .....	77
Tableau 5-2: Variation du nombre de Reynolds du début d'essai jusqu'à la fin de l'essai de perméabilité .....	78

## LISTE DES FIGURES

Figure 1-1: Organigramme du protocole expérimental ( de la méthode appliquée dans l'étude) ....	6
Figure 2-1: Caractérisation de la forme des particules pour un échantillon de roche a) Définition des trois axes d'une particule et b) Diagramme de Zingg (1935) .....	12
Figure 2-2: Abaque de calcul du coefficient de débit pour une digue submergée ou non (Bradley 1973).....	23
Figure 3-1: Schéma du dispositif expérimental.....	27
Figure 3-2: Vue globale du montage expérimental a) vue amont de la digue et b) vue aval de la digue .....	28
Figure 3-3: Vanne de sortie de la conduite d'amenée .....	29
Figure 3-4: Dispositif de contrôle du niveau d'eau a) vanne de contrôle et tuyaux d'évacuation et b) ouverture du côté amont du faux fond .....	30
Figure 3-5: Déversoir .....	31
Figure 3-6: Courbe de calibration du déversoir .....	31
Figure 3-7: Tamis de grande capacité .....	33
Figure 3-8: Courbes granulométriques des matériaux utilisés pour construire la digue expérimentale .....	34
Figure 3-9: Série de tamis et agitateur utilisés pour l'analyse granulométrique .....	34
Figure 3-10: Réalisation du test de perméabilité à charge constante .....	39
Figure 3-11: Réalisation du test de perméabilité à charge variable .....	40
Figure 3-12: Coupe type de la digue composée de noyau en terre .....	42
Figure 3-13: Coupe type de la digue composée d'un noyau en bois.....	43
Figure 3-14: Perméamètre utilisé lors de l'étude d'écoulement unidirectionnel à travers l'enrochement.....	44
Figure 3-15: Piézomètres installés sur la paroi du perméamètre .....	45
Figure 3-16: Capteur de pression submersible dans un flux .....	46

Figure 3-17: Capteur ultrasonique non-submersible dans un flux .....	46
Figure 3-18: Montage utilisé pour la calibration des capteurs submersibles placés dans la couche de sable.....	47
Figure 3-19: Montage utilisé pour la calibration des capteurs submersibles placés dans le coffrage en bois .....	48
Figure 3-20: Courbe de calibration d'un des capteurs utilisés .....	48
Figure 3-21: Emplacement des capteurs dans la couche du sable du noyau en terre.....	49
Figure 3-22: Emplacement des capteurs dans le noyau en bois .....	50
Figure 3-23: L'effet de la paroi sur l'écoulement dans le canal.....	50
Figure 3-24: Système d'acquisition de données de marque OMEGA .....	51
Figure 3-25: Interface graphique du programme .....	51
Figure 3-26: Burettes fixées à une feuille millimétrique.....	52
Figure 4-1: Marque des dimensions des couches sur les vitres des parois latérales du canal.....	55
Figure 4-2: Marteau mécanique de compactage .....	56
Figure 4-3: Planche en bois retenant l'enrochement lors de son emplacement .....	57
Figure 4-4: Courbe de pression interstitielle versus conductivité hydraulique (SEEP user's guide 2001).....	58
Figure 4-5: Phases de rupture de la digue a) Phase d'initiation de la rupture au pied du parement aval, b) Érosion progressive du parement aval et c) Phase de formation de la brèche .....	61
Figure 4-6: Granulométries utilisées a) 10-14 mm,b) 14-20 mm et c) 20-25 mm .....	64
Figure 4-7: Planches de bois utilisées pour modifier la pente du lit du canal .....	65
Figure 4-8: Présentation de la nappe d'eau à travers la digue en enrochement .....	70
Figure 5-1: Présentation de la relation non linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse de l'écoulement dans l'enrochement pour les deux cas analysés a) gravier de 10-14 mm, b) gravier de 14-20 mm et c) gravier de 20-25 mm.....	75
Figure 5-2: Comparaison des vitesses d'écoulement pour les trois granulométries considérées... <td>75</td>	75

Figure 5-3: Distribution des enrochements selon leur forme a) gravier de 10-14 mm, b) gravier de 14-20 mm et c) gravier de 20-25 mm.....	78
Figure 5-4: Évaluation de la performance de six relations empiriques caractérisant l'écoulement non-Darcien a) gravier de 10-14 mm avec $n = 0.417$ et $m = 0.89$ , b) gravier de 14-20 mm avec $n = 0.42$ et $m = 1.26$ et c) gravier de 20-25 mm avec $n = 0.44$ et $m = 1.8$ .....	81
Figure 5-5: Comparaison entre les débits mesurés ( $Q_m$ ) et calculés par les relations empiriques ( $Q_c$ ) .....	82
Figure 5-6: Évolution du gradient effectif en fonction du débit d'écoulement sur la digue avec noyau en bois a) gravier de 10-14 mm avec $\alpha = 45^\circ$ et $\theta = 0^\circ$ b) gravier de 14-20 mm avec $\alpha = 45^\circ$ et $\theta = 0^\circ$ et c) gravier de 20-25 mm avec $\alpha = 45^\circ$ et $\theta = 0^\circ$ .....	85
Figure 5-7: Comparaison du gradient effectif critique à l'initiation de la brèche pour les deux types de noyau: en terre et en coffrage en bois .....	86
Figure 5-8: Hauteur d'eau critique adimensionnelle sous l'effet de différentes variables a) granulométrie, b) pente du parement aval et c) pente du lit .....	89
Figure 5-9: Comparaison des hauteurs de surverse adimensionnelles mesurées ( $D_{cr}/H$ ) m et calculées empiriquement ( $D_{cr}/H$ ) c correspondant à l'initiation de la brèche.....	91

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

<i>a</i>	Axe la plus grande d'une roche (L)
ou	Constante de la relation non linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement (-)
<i>A</i>	Section d'écoulement ( $L^2$ )
ou	Coefficient de la relation non-linéaire de Forchheimer (-)
$A_{vs}$	Aire de la surface par unité de volume de pierre ( $L^{-1}$ )
<i>b</i>	Axe intermédiaire d'une roche (L)
ou	Constante de la relation non linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement (-)
<i>B</i>	Coefficient de la relation non-linéaire de Forchheimer (-)
<i>c</i>	Axe la plus petite d'une roche (L)
ou	Constante de la relation non linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement (-)
<i>C</i>	Coefficient de débit pour un écoulement libre (-)
ou	Coefficient de la relation non-linéaire de Missbach (-)
$C_s$	Coefficients de débit d'un écoulement submergé (-)
$C_u$	Coefficient d'uniformité (-)
<i>d</i>	Diamètre de particule (L)
<i>D</i>	Diamètre de perméamètre (L)
$D_{cr}$	Hauteur critique de surverse (L)
$D_p$	Diamètre de particule (L)
$D_{10}$	Diamètre du tamis laissant passer 10 % de sol (L)
$D_{50}$	Diamètre du tamis laissant passer 50 % de sol (L)

$D_{60}$	Diamètre du tamis laissant passer 60 % de sol (L)
$D_{15(N)}$	Diamètre du tamis laissant passer 15 % de matériau de noyau (L)
$D_{15(F)}$	Diamètre du tamis laissant passer 15 % de matériau de filtre (L)
$D_{85(N)}$	Diamètre du tamis laissant passer 85 % de matériau de noyau (L)
$D_{85(F)}$	Diamètre du tamis laissant passer 85 % de matériau de filtre (L)
$e$	Indice des vides (-)
$f$	Coefficient de frottement (-)
$F$	Coefficient de la relation non-linéaire de Missbach (-)
$g$	Accélération de la pesanteur (L/T <sup>2</sup> )
$h$	Niveau d'eau (L)
ou	Hauteur d'eau amont au-dessus de la crête de la digue (L)
$h_f$	Perte de charge dans une conduite de longueur $L$ (L)
$h_{cr}$	Niveau d'eau critique dans le réservoir
$H_I$	Charge totale au-dessus de la crête de la digue (L)
$H$	Hauteur de la digue (L)
$H_n$	Hauteur du noyau (L)
$k$	Perméabilité intrinsèque du milieu poreux (L <sup>2</sup> )
$K$	Conductivité hydraulique du sol (L/T)
$K_s$	Coefficient empirique de Stephenson (-)
$K_t$	Coefficient d'angularité de Stephenson (-)
$K_M$	Coefficient empirique de Martins (-)
$i$	Gradient hydraulique (-)

	ou	Gradient de hauteur d'eau (-)
$i_c$		Gradient critique (-)
$J$		Degré d'efficacité de la surface spécifique (-)
$J_{roche}$		Degré d'efficacité de la surface spécifique d'une particule de roche (-)
$J_{shpere}$		Degré d'efficacité de la surface spécifique d'une sphère (égale à 6) (-)
$l$		Longueur de la ligne d'eau (L)
$L$		Longueur caractéristique (L)
	ou	Longueur de la conduite (L)
	ou	Largeur du déversoir (L)
	ou	Largeur au pied de la digue (L)
$m$		Rayon hydraulique moyen (L)
$M_W$		Masse d'eau présente dans un sol (M)
$M_S$		Masse des gains solides secs dans un sol (M)
$n$		Porosité (-)
$N$		Constante de la relation non linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement (-)
$p$		Coefficient de la relation entre le coefficient de frottement et le nombre de Reynolds (-)
$q$		Débit unitaire par mètre de largeur ( $L^2/T$ )
$Q$		Débit d'écoulement ( $L^3/T$ )
$r_E$		Déviation de surface d'une particule par rapport à une sphère (-)
$Re$		Nombre de Reynolds (-)
$s$		Coefficient de la relation entre le coefficient de frottement et le nombre de Reynolds (-)

$S$	Coefficient de la relation entre le coefficient de frottement et le nombre de Reynolds (-)
$S_A$	Aire des vides ayant un volume total $V_{vide}$ ( $L^2$ )
$t$	Hauteur d'eau aval au-dessus de la crête (L)
$u^*$	Vitesse de cisaillement (-)
$V$	Vitesse moyenne de l'écoulement ( $L/T$ )
$V_v$	Vitesse réelle à travers les pores ( $L/T$ )
$V_T$	Volume de contrôle d'un sol ( $L^3$ )
$V_{solide}$	Volume des particules d'un sol dans un volume de contrôle ( $L^3$ )
$V_{vide}$	Volume des vides d'un sol dans un volume de contrôle ( $L^3$ )
$w$	Teneur en eau d'un sol (%)
$W$	Coefficient empirique de Wilkins (-)
ou	Largeur en crête de la digue (L)
$W_n$	Largeur en crête du noyau (L)
$Z$	Coefficient de la relation entre le coefficient de frottement et le nombre de Reynolds (-)
$\alpha$	Exposant empirique
ou	Pente du parement aval de la digue ( $^\circ$ )
$\alpha'$	pente du parement aval du noyau ( $^\circ$ )
$\beta$	Pente du parement amont de la digue ( $^\circ$ )
$\beta'$	Pente du parement amont du noyau ( $^\circ$ )
$\gamma$	Poids volumique de l'eau ( $M/T^2L^2$ )
$\theta$	Pente du lit du canal ( $^\circ$ )
$\mu$	Viscosité dynamique ( $M/LT$ )

$\nu$	Viscosité cinématique ( $L^2/T$ )
$\rho$	Densité du fluide ( $M/L^3$ )
$\rho_s$	Densité des grains ( $M/L^3$ )
$\rho_d$	masse volumique sèche du sol ( $M/L^3$ )
$\tau^*$	Contrainte de cisaillement, paramètre de Shields (-)
$\gamma$	Coefficient empirique de McCorquodale (-)

## **LISTE DES ANNEXES**

ANNEXE I : THÉORÈME DE BUCKINGHAM (analyse dimensionnelle de la hauteur de surverse).....	100
ANNEXE II : CALCUL DE L'INCERTITUDE ASSOCIÉE AUX MESURES.....	102
ANNEXE III : ÉVOLUTION DU GRADIENT EFFECTIF EN FONCTION DU DÉBIT.....	108
ANNEXE IV : RÉSULTATS DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ SUR L'ENROCHEMENT .....	114

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

La roche dans sa forme naturelle est le matériau de construction le plus abondant et le plus économique. Il a été avantageusement utilisé dans les ouvrages hydrauliques comme les barrages, les digues, les batardeaux, ou les systèmes de drainage.

Les barrages en terre ou enrochement présentent l'avantage de pouvoir reposer sur des fondations compressibles et ont un comportement plus souple sous le chargement que les barrages rigides, notamment ceux en béton. Tous les barrages en terre peuvent être considérés comme des barrages poids, c'est-à-dire résistants à la pression de l'eau par leur propre poids; c'est ce qui explique leur section de forme trapézoïdale (Association pour la Connaissance des Travaux Publics 2007). Il en existe plusieurs types, tels que les barrages homogènes, à noyau, à masque amont et à drain aval.

Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées (Association pour la Connaissance des Travaux Publics 2007). La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage et l'imperméabilité par le noyau central. Le noyau situé au centre de l'ouvrage est constitué de la terre la plus imperméable possible. Il est entouré par des filtres et du matériau de transition avant d'être épaulé par les recharges, selon les cas et la disponibilité des matériaux. La moraine et le gravier sont les matériaux de choix pour assurer l'imperméabilité et la recharge d'un barrage, respectivement. La moraine est souvent utilisée dans les régions marquées par le retrait des glaciers (Société d'énergie de la baie James 1987). Elle forme le noyau de la plupart des barrages en enrochement d'Hydro-Québec, comme certains des ouvrages de retenue du complexe La Grande (André et al. 2003).

Les barrages à noyau sont une bonne alternative comparativement aux autres types de barrage car ils présentent un risque minimum d'infiltration d'eau. Ceci s'explique par la compaction de leur corps central. Cependant, ce type de barrage a tendance à avoir un coût relativement élevé comparativement aux remblais homogènes. Au Québec, 72 % des 600 barrages exploités par l'entreprise Hydro-Québec, en 2002, sont de type barrages à noyau (Hydro-Québec 2003). Ces ouvrages, surtout avec leur vieillissement, présentent un risque de rupture à surveiller.

On entend par la rupture d'un ouvrage, la destruction ou le mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau (Marche 2008). L'analyse des causes de rupture les plus fréquentes permet d'associer aux ouvrages en remblai des modes de

rupture généralement plus lents que pour des ouvrages en béton (Marche 2008). L'observation de rupture des remblais a montré différents modes de destruction. Les plus souvent survenues, sont les ruptures par déversement, par l'érosion de la crête et du parement aval, ou par l'érosion interne dans le corps de l'ouvrage ou dans sa fondation. Ces modes de rupture supposent l'arrachement progressif et le transport des éléments constructifs de l'ouvrage par l'écoulement et donc un démarrage assez lent et une accélération progressive pour parvenir à l'équilibre dicté par le comportement de la retenue et les apports qui l'alimentent (Marche 2008).

La Commission Internationale des Grands Barrages (1994) a révélé qu'environ un tiers de toutes les ruptures de remblai-barrage ont été causées par l'insuffisance de la capacité de retenue qui se traduit par un débordement par la crête. D'après leurs statistiques, Foster et al. (2000) ont aussi mentionné la surverse comme étant la cause principale de rupture des ouvrages en remblai (terre et enrochement). La destruction d'un ouvrage en remblai par surverse se traduit par un débordement par-dessus la crête et une érosion causée par la force du courant au pied de la digue, suivie par l'érosion interne du corps et des fondations du barrage engendrant ainsi la vidange de la retenue. Une crue de rupture se propage alors en aval, inondant la vallée et mettant en danger la vie des habitants.

Au Québec, la loi sur la sécurité des barrages exige que la crête d'un barrage susceptible à l'érosion, en son point le plus bas, soit d'au moins 1 mètre au-dessus du niveau atteint par la crue de sécurité, à moins que le propriétaire ne démontre, à la satisfaction du ministère, que toutes les incertitudes hydrologiques et hydrauliques ainsi que celles relatives à la gestion des crues soient prises en compte dans l'établissement de la crue de sécurité (Assemblée Nationale du Québec 2000). L'élément d'étanchéité des barrages susceptibles à l'érosion, pour ceux en disposant, doit être d'une hauteur au moins égale à celle du niveau de la crue de sécurité. Les dispositions mentionnées ne s'appliquent pas à un barrage existant (Marche 2008).

D'après Goubet (1979), il est à noter que les ouvrages en remblai supportent souvent des déversements avant de rompre, ceci grâce à la forte perméabilité de la couche d'enrochement qui, pendant les périodes de crue, permet à l'excédent d'eau de passer à travers ou par-dessus les ouvrages jusqu'à une certaine hauteur maximale sans causer l'effondrement de la structure.

Selon les travaux de Von Thun et Gillette (1990), la brèche dans un barrage ne se forme pas nécessairement dès que l'eau se déverse par-dessus la crête. Selon les propriétés du matériau de

remblai, l'ouvrage peut tolérer plus ou moins longtemps un débordement par-dessus sa crête. Dépendamment du volume du réservoir, du niveau de la résistance de l'ouvrage, de la valeur du débit maximum libéré à la brèche et du moment où il se produit, les impacts peuvent être majeurs ou mineurs. Powledge et al. (1989) ont étudié le comportement des remblais qui sont soumis à des crues de débordement. De plus, leur rapport fournit également des informations sur les différents systèmes de protection qui ont été développés pour prévenir l'érosion des berges du barrage et de la chaussée au cours du débordement.

## 1.1 Problématique

Pour plusieurs stations climatologiques situées au Québec, l'augmentation des températures hivernales s'est également traduite par une augmentation de la fréquence des épisodes de gel-dégel. Ces épisodes, au cours desquels les températures franchissent le point de congélation et demeurent un certain temps au-dessus de 0 °C, peuvent avoir des impacts significatifs sur la variation du niveau d'eau en amont des barrages, entre autres les ouvrages de retenue (Milly et al. 2002; Yongping et al. 2004; Tie et Tang 2009). Ces derniers pourront augmenter le risque d'avènement de crues extrêmes dépassant les crues de dimensionnement des ouvrages et augmenter ainsi le risque de rupture de l'ouvrage par surverse. Ralston (1987) répertoriait déjà plus de 57 000 barrages qui présentaient un potentiel de débordement aux États Unis.

Étant donné que les ouvrages en remblai ne sont généralement pas capables de supporter de forts débordements, il est nécessaire de bien connaître les phénomènes hydrauliques qui les caractérisent. Ceci permet d'estimer plus précisément le débit à travers le barrage et de prédire de manière fiable le moment de la rupture par la modélisation des paramètres mis en jeu. Le but de ces études est tout d'abord d'empêcher la rupture à se produire et de permettre aux autorités compétentes de préparer un plan de secours adéquat et de concevoir des systèmes de détection précoce en cas de défaillance. Puisque prendre des mesures lors d'une inondation en temps réel sur le terrain est difficile, les expériences effectuées au laboratoire contribuent à améliorer la compréhension de rupture de barrages hydrauliques.

## 1.2 Objectifs de la recherche

L'objectif général poursuivi dans le cadre de cette recherche a deux volets principaux:

- Étudier le comportement de l'écoulement d'eau à travers l'enrochement.
- Étudier l'initiation de la rupture de la couche supérieure en enrochement (la recharge) d'une digue zonée causée par la surverse de l'eau par-dessus la crête de la digue.

Les objectifs spécifiques sont:

- a) Étudier la perméabilité de l'enrochement dans deux types d'essais différents. L'un étant un essai d'écoulement unidirectionnel et l'autre un essai d'écoulement bidirectionnel tout en faisant l'hypothèse d'avoir un milieu unidirectionnel afin de les comparer et aussi les valider par les relations décrites dans la littérature. L'étude de perméabilité consistera à trouver la relation liant la vitesse de l'écoulement à travers l'enrochement et le gradient hydraulique. La connaissance de cette relation aidera à calculer le débit s'écoulant dans ce milieu.
- b) Prédire visuellement la position du démarrage de l'érosion au niveau du parement aval de la digue engendrant le début du mouvement de l'enrochement.
- c) Effectuer des essais répétitifs sur des modèles réduits au laboratoire d'hydro-environnement de l'École polytechnique de Montréal afin de déterminer la hauteur critique de surverse par-dessus la crête de la digue causant l'initiation de la rupture, sous l'effet de différents paramètres tels que la granulométrie, la pente du parement aval et la pente du lit.
- d) Trouver une relation empirique permettant de déterminer la hauteur critique de surverse causant l'initiation de la rupture en utilisant l'analyse dimensionnelle. Cette relation empirique aura l'avantage de ne faire appel qu'à des paramètres d'entrées de nature géométrique, ce qui rendra son utilisation simple et pratique.

## 1.3 Méthodologie de travail

Afin d'atteindre les objectifs spécifiques, la méthodologie établie pour réaliser ce travail est subdivisée en plusieurs phases. L'organigramme de la Figure 1-1 résume la méthodologie conçue.

### ***Revue de la littérature***

Une étape importante du travail consiste à effectuer une revue de la littérature pour situer le sujet traité dans cette étude par rapport aux recherches précédentes et faire ressortir les aspects mis à l'étude. Ceci a été fait pour les deux volets du travail. La revue s'est étendue sur les études expérimentales ayant traité le même sujet et aussi sur les travaux antérieurs analysant l'écoulement à travers les enrochements et les relations décrivant ce type d'écoulement.

### ***Essai en laboratoire***

Pour ce faire, une géométrie de digue qui a été proposée antérieurement lors d'un projet de recherche par Hydro-Québec (Maknoon 2009) est choisie. En ce qui concerne le matériel utilisé, du gravier provenant de carrière de Beaudry a été employé pour la couche extérieure de recharge. La moraine de Baie James a été utilisée pour l'étanchéité du modèle. Le sable de la carrière Bauval Sables L.G. près de St-Jérôme a joué le rôle de filtre entre le noyau et la couche supérieure de gravier. Afin de s'assurer que les matériaux utilisés répondent aux exigences d'emplacement, certaines de leurs propriétés comme la granulométrie, la densité relative, le degré de compactage et la perméabilité ont été examinées. Une digue a été construite dans un canal de 75 cm de large et a été alimentée par un réservoir d'eau. La lecture des niveaux d'eau a été faite à l'aide des capteurs (ultrasonique et de pression), dont quatre ont été incorporés à l'interface entre le sable et le gravier et quatre autres ont été installés en amont et en aval de la digue. La lecture des niveaux d'eau de ces derniers permettait d'étudier l'initiation de la rupture sur la digue et en parallèle connaissant les niveaux d'eau à l'intérieur de la couche de gravier, l'étude de la perméabilité de l'enrochement suite à un écoulement bidirectionnel était possible. Dans l'optique de mieux étudier ce comportement, des essais dans un perméamètre ont aussi été réalisés par le passage d'un écoulement unidirectionnel. Après une analyse dimensionnelle des variables ayant un effet sur l'initiation de la rupture de la digue, une étude de sensibilité a été faite sur les propriétés physiques et géométriques du modèle réduit de la digue.

### ***Acquisition des données***

Durant les essais, les données, recueillies par un acquiseur de données, ont été traitées par le logiciel DeqLab et converties dans Microsoft Excel pour être analysées.

## Analyse des résultats

Une fois les données recueillies traitées, les niveaux d'eau en amont et en aval de la digue ont permis de mettre en graphique le gradient effectif et le débit d'écoulement permettant ainsi de déduire la hauteur critique de surverse causant l'initiation de la rupture. La compilation des résultats de toutes les études a permis de développer une relation empirique faisant appel aux paramètres d'entrée de nature géométriques et physiques pour prédire la hauteur critique de surverse. Les hauteurs d'eau lues à l'intérieur des enrochements dans les deux types d'essais (dans le perméamètre et dans la digue) ont permis de calculer les gradients hydrauliques moyens et les vitesses moyennes de l'écoulement. La comparaison des résultats mesurés avec les résultats calculés par les relations empiriques ( $i = f(V)$ ) a permis de choisir la plus représentative afin de l'utiliser dans l'avenir pour calculer le débit d'infiltration à travers la digue connaissant le gradient hydraulique.

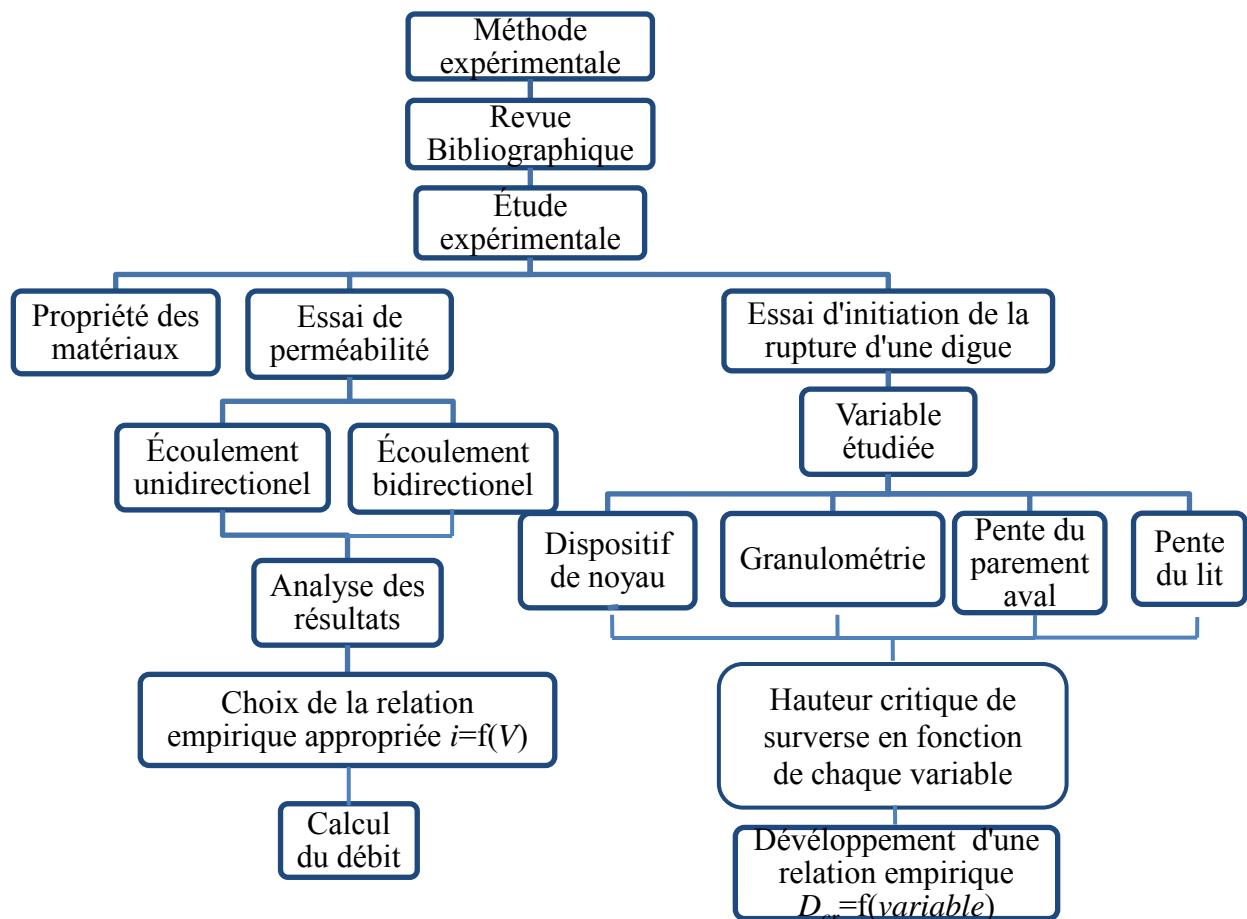


Figure 1-1: Organigramme du protocole expérimental ( de la méthode appliquée dans l'étude)

## 1.4 Plan et contenu du mémoire

Ce mémoire contient six chapitres. Le premier chapitre introduit le sujet, présente les problématiques existantes et les objectifs à atteindre et la méthodologie appliquée au sein du travail. Le second chapitre fait un survol des travaux antérieurs réalisés pour décrire le comportement de l'écoulement de l'eau à travers l'enrochement. De plus, ce chapitre présente les deux approches décrivant le comportement de l'écoulement de l'eau à travers l'enrochement (1D-2D). Le troisième chapitre détaille les caractéristiques du montage expérimental ainsi que les propriétés physiques des matériaux utilisés et les instruments de prise de mesure. Le quatrième chapitre met en lumière le processus expérimental des tests et également l'étude de sensibilité de différents paramètres. Le cinquième chapitre illustre les résultats expérimentaux des deux volets du projet suivis de leurs analyses pour souligner la forme de la relation empirique représentant les résultats. Les incertitudes liées à la prise de mesures sont aussi traitées en détail. Le dernier chapitre présente la conclusion sur le travail accompli et propose des recommandations pour les futures recherches. Le mémoire comprend également quatre annexes. La première traite l'analyse dimensionnelle des paramètres étudiés, la deuxième démontre le calcul d'incertitude associé aux mesures physiques, la troisième schématisise les graphiques de l'évolution du gradient effectif en fonction du débit d'écoulement pour tous les essais effectués et la quatrième présente les résultats des deux types d'essai de perméabilité (1D - 2D) sur les enrochements.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

### 2.1 Introduction

Une revue de littérature et une étude de l'état de l'art de l'hydraulique à travers les enrochements, de barrages en enrochement et de leur rupture sont présentées dans ce chapitre.

Le chapitre est divisé en deux parties principales qui présentent l'essentiel des bases théoriques. La première partie (sections 2.2 – 2.5) est consacrée à la description des régimes d'écoulement dans les milieux poreux et les enrochements et leurs limites d'application. Elle décrit également les lignes directrices pour la détermination du rayon hydraulique moyen dans les enrochements. Par la suite, en raison de la quantité importante de flux d'infiltration dans les barrages en enrochement, des équations fondamentales qui régissent la relation entre la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique sont présentées. Ces études ont abouti au calcul du débit d'infiltration à travers et par-dessus la crête d'une digue. La deuxième partie du chapitre (section 2.6) décrit les études sur le comportement de la rupture de trois types de barrages en enrochement : digues homogène en enrochement, digues en enrochement formées naturellement dans les vallées et digues en enrochement avec noyau.

### 2.2 Régime d'écoulement laminaire

La loi de Darcy s'applique pour décrire le régime d'écoulement laminaire dans les milieux poreux constitués de grains ayant un diamètre plus faible que 2 mm (Holtz 1991). Elle stipule que la vitesse d'écoulement du fluide à travers le milieu est linéairement proportionnelle au gradient hydraulique.

$$\frac{Q}{A} = V = Ki \quad (2.1)$$

Avec :

$Q$  : débit d'écoulement ( $L^3/T$ )

$A$  : section d'écoulement ( $L^2$ )

$i$  : gradient hydraulique (-)

$K$  : conductivité hydraulique du sol ( $L/T$ )

$V$  : vitesse moyenne de l'écoulement (L/T)

### 2.2.1 Limites de validité de la loi de Darcy

La méthode habituelle pour exprimer les limites supérieures de validité de la loi de Darcy en régime laminaire, par analogie avec l'écoulement en conduite, est de définir un nombre de Reynolds. Ce dernier est donné par :

$$\text{Re} = \frac{VL}{\nu} \quad (2.2)$$

Avec :

$L$  : longueur caractéristique (L)

$V$  : vitesse moyenne d'écoulement (L/T)

$\nu$  : viscosité cinématique ( $L^2/T$ )

Généralement, il est difficile de choisir une transition définitive d'un écoulement laminaire à un écoulement turbulent, dû à la difficulté de définir un paramètre de longueur unique,  $L$ , dans le nombre de Reynolds. De plus, étant donné la possibilité de variation considérable de la taille des vides dans un milieu poreux, les conditions d'écoulement varient et un changement progressif du régime est à prévoir.

La transition entre régime laminaire et turbulent a été investiguée par plusieurs auteurs et différentes valeurs du nombre de Reynolds sont mentionnées. Scheidegger (1974) rapporte une apparition d'écoulement turbulent à partir d'un Re de l'ordre de 100. Bear (1988) mentionne la valeur de Re égale à 100 comme la limite supérieure de la zone de transition entre l'écoulement laminaire et turbulent et il désigne que l'écoulement devient complètement turbulent à des valeurs des nombres de Reynolds encore plus élevées (par exemple  $\text{Re} > 150 - 300$ ).

McCorquodale et al. (1978) considèrent que la transition se développe lorsque Re est supérieur à 500. Fandet et al. (1987) ont identifié quatre régimes pour l'écoulement à travers un milieu poreux : Pré-Darcy :  $\text{Re} < 10^{-5}$ , Darcy :  $10^{-5} < \text{Re} < 5$ , Transition :  $5 < \text{Re} < 120$  et Turbulent :  $\text{Re} > 120$ .

En présence d'un milieu poreux, la vitesse réelle à travers les pores,  $V_v$ , s'exprime comme suit:

$$V_v = \frac{V}{n} \quad (2.3)$$

Avec :

$V$  : vitesse moyenne d'écoulement (L/T)

$n$  : porosité (-)

Afin d'inclure tous les paramètres importants caractérisant l'écoulement dans le milieu d'enrochement, la longueur caractéristique employée ici sera le rayon hydraulique des vides et la vitesse moyenne de l'écoulement sera remplacée par la vitesse à travers les vides. Ainsi, le nombre de Reynolds prend la forme suivante pour un tel milieu :

$$\text{Re} = \frac{Vm}{n \nu} \quad (2.4)$$

Avec :

$n$  : porosité (-)

$m$  : rayon hydraulique moyen (L)

## 2.3 Estimation du rayon hydraulique moyen

Le rayon hydraulique moyen dans un milieu d'enrochement est défini comme le diamètre d'un pore moyen. Ce paramètre a été jugé utile dans l'étude des caractéristiques d'écoulement dans des matériaux granulaires (Wilkins 1956; Olivier 1967; Mccorquodale et al. 1978; Jain et al. 1988; Li et Davies 1998). Comme le fluide circule à travers les pores, le rayon hydraulique moyen semble être le choix le plus rationnel pour la longueur caractéristique dans le nombre de Reynolds.

Taylor (1948) définit le rayon hydraulique moyen,  $m$ , comme suit:

$$m = \frac{V_{vide}}{S_A} \quad (2.5)$$

Avec :

$V_{vide}$  : volume des vides d'un sol dans un volume de contrôle ( $L^3$ )

$S_A$  : aire des vides ayant un volume total  $V_{vide}$  ( $L^2$ )

Il convient de noter que les équations de rayon hydraulique supposent que la surface des pores dans un volume donné est la même que la surface des particules. Il est à noter que cette hypothèse n'est applicable que pour les pierres ayant une forme sphérique, car pour les pierres ayant une forme plane, il y a une quantité relativement importante de superficie des particules perdue par leur contact. Cette hypothèse permet d'obtenir la relation suivante:

$$m = \frac{V_{vide}}{A_{vs} V_{solide}} = \frac{e}{A_{vs}} \quad (2.6)$$

Où  $A_{vs}$  est l'aire de la surface par unité de volume de pierre,  $V_{solide}$  est le volume de particules d'un sol dans un volume de contrôle et  $e$  est l'indice des vides. Pour une particule constituée d'une forme sphérique parfaite (ayant un diamètre  $d$ ) l'expression suivante s'applique:

$$A_{vs} = \frac{\pi d^2}{\frac{1}{6} \pi d^3} = \frac{6}{d} \quad (2.7)$$

La sphère est la forme géométrique ayant la surface spécifique par unité de volume ( $A_{vs}$ ) la plus petite. L'expression de  $A_{vs}$  peut s'exprimer ainsi :

$$A_{vs} = \frac{J}{d} \quad (2.8)$$

Où  $J$  représente le degré d'efficacité de la surface spécifique, dont la valeur vaut 6 pour les sphères.

Il est toutefois nécessaire de trouver un moyen pour déterminer la surface de particules de forme irrégulière. Relativement peu d'informations sont disponibles pour mesurer la surface des particules de roche concassée. McWhinnie et al. (2004) ont développé une relation qui dépend du poids moyen des particules pour définir la surface de roche. Garga et al. (1991) ont proposé une relation en fonction de l'axe intermédiaire de la roche.

Le facteur de forme des particules de roche,  $r_E$ , indique la déviation de la surface d'une particule par rapport à une sphère :

$$r_E = \frac{J_{roche}}{J_{sphere}} \quad (2.9)$$

$$A_{vs} = \frac{r_E J_{sphere}}{d} \quad (2.10)$$

Ainsi le rayon hydraulique prend la forme suivante :

$$m = \frac{ed}{6r_E} \quad (2.11)$$

Avec :

$e$  : indice des vides (-)

$d$  : diamètre de particule (L)

Sabin et al. (1994) ont présenté des valeurs de facteur de forme de particule,  $r_E$ , qui varient de 1.59 à 2.3 selon les quatre formes définies par le diagramme de Zingg (Figure 2-1).

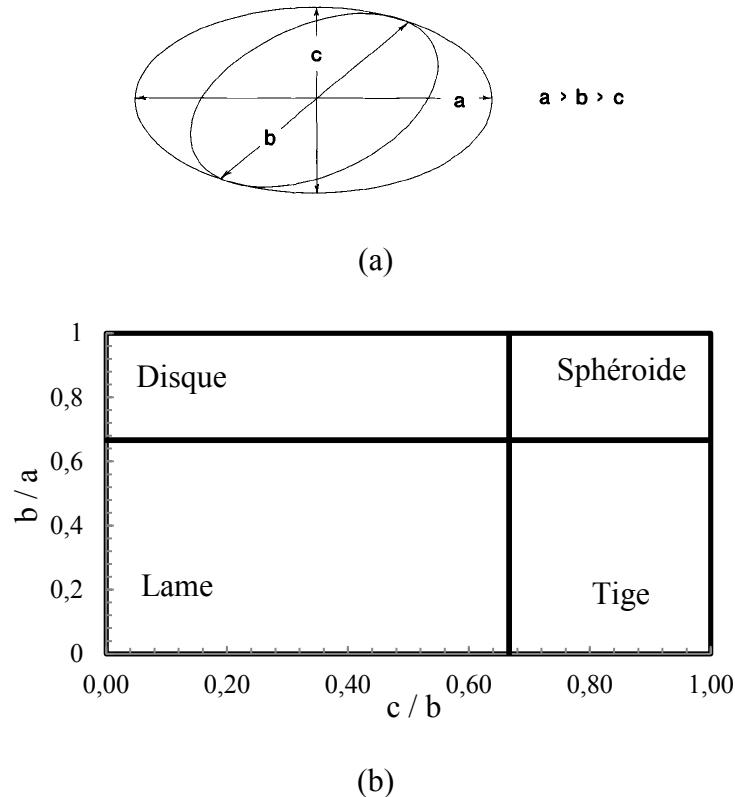


Figure 2-1: Caractérisation de la forme des particules pour un échantillon de roche a) Définition des trois axes d'une particule et b) Diagramme de Zingg (1935)

Hansen (1992) a présenté des estimations de la valeur de  $r_E$ , pour des pierres concassées et il les a comparées avec celles faites par Wilkins (1956). Ces valeurs sont indiquées au Tableau 2-1.

Tableau 2-1: Comparaison entre les estimations de  $r_E$  par Wilkins et Hansen (Hansen 1992)

Wilkins (1956)			Hansen (1992)		
Diamètre (cm)	$J_{roche}$	$r_E$	Diamètre (cm)	$J_{roche}$	$r_E$
2.29	9.33	1.56	1.94	9.11	1.52
4.45	7.26	1.21	2.46	9.44	1.57
7.62	9.33	1.56	3.59	11	1.83
10.2	7.47	1.24	13	8.12	1.35
moyenne		1.39	moyenne		1.57

## 2.4 Régime d'écoulement turbulent

Comme la vitesse d'écoulement est élevée dans les enrochements, il a été constaté que la loi de Darcy n'est plus valable et que des équations plus générales sont nécessaires pour décrire ce comportement. Ceci se traduit par l'existence de grands nombres de Reynolds, indiquant la prédominance des forces d'inerties comparativement aux forces visqueuses.

Sunada (1964) et Wright (1968) ont cherché à décrire l'écoulement d'un fluide à travers les enrochements par augmentation de la vitesse du flux et le développement du régime turbulent. L'écoulement dans les pores des enrochements peut être considéré comme étant similaire à l'écoulement dans les conduites, mais avec une configuration plus compliquée. L'hypothèse qui soutient cette analogie est que les vides sont saturés par l'eau en mouvement et que l'espace des pores a une géométrie simplifiée. Cette analogie fournit un outil pratique pour analyser le flux à travers l'enrochement et elle a été utilisée aussi par Kozeny-Carman pour décrire la théorie de l'écoulement dans les milieux poreux (Dullien 1979).

### 2.4.1 Perte de charge non-linéaire de l'écoulement à travers l'enrochement

Il existe une constante d'inertie dans les écoulements turbulents à l'intérieur de l'enrochement qui est causée par la tortuosité des chemins d'écoulement et l'existence de grandes résistances

locales. Cette constante d'inertie engendre un écoulement rotationnel dans plusieurs directions à travers le milieu avec la possibilité de se transformer en petits écoulements rotationnels (Nazemi et al. 2011). Ceci a pour effet d'exprimer une relation non-linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement. Cette constante d'inertie constitue la différence par rapport à l'écoulement du flux dans les conduites. Pour un écoulement dans une conduite de longueur  $L$ , la perte de charge,  $h_f$ , est donnée par :

$$h_f = f \frac{L}{4m} \frac{V^2}{2g} \quad (2.12)$$

Avec :

$f$  : coefficient de frottement (-)

$V$  : vitesse moyenne de l'écoulement,  $V = \frac{Q}{A}$  (L/T)

$m$  : rayon hydraulique (L)

$L$  : longueur de la conduite (L)

$g$  : accélération de la pesanteur (L/T<sup>2</sup>)

À partir de l'expression (2.12), il est possible d'écrire:

$$f = \frac{h_f}{L} \frac{8gm}{V^2} \quad (2.13)$$

Le gradient hydraulique,  $i$ , est défini comme la perte de charge par unité de longueur :

$$i = \frac{h_f}{L} \quad (2.14)$$

En remplaçant les relations (2.11) et (2.14) dans la relation (2.13) et en modifiant la vitesse de l'écoulement par la vitesse réelle à travers les pores (2.3) on obtient, pour un milieu poreux :

$$f = \frac{4eidgn^2}{3r_E V^2} \quad (2.15)$$

De plus, le nombre de Reynolds peut s'exprimer sous une autre forme en remplaçant l'équation (2.11) dans l'équation (2.4) :

$$\text{Re} = \frac{eVd}{6\nu nr_E} \quad (2.16)$$

où l'indice des vides,  $e$ , peut être exprimé en fonction de la porosité :

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (2.17)$$

Ainsi les relations (2.15) et (2.16) deviennent respectivement :

$$f = \frac{4idgn^3}{3r_E V^2 (1-n)} \quad (2.18)$$

$$\text{Re} = \frac{Vd}{6\nu(1-n)r_E} \quad (2.19)$$

En général, par une analyse de régression du coefficient de frottement en fonction du nombre de Reynolds dans un milieu d'enrochement, leur dépendance peut être écrite sous forme polynomiale et de puissance (Li et Davies 1998):

$$f = \frac{s}{\text{Re}} + p \quad (2.20)$$

Pour la forme quadratique, et :

$$f = S \text{Re}^Z \quad (2.21)$$

Pour la forme de puissance.

Contrairement à la définition du coefficient de frottement et du nombre de Reynolds pour l'écoulement en conduite, ces deux nombres n'ont pas de définition fixe pour un écoulement à travers l'enrochement. Par exemple, certains auteurs incluent la porosité dans l'un ou l'autre de ces termes (Ergun 1952) ou adoptent différentes définitions de la longueur caractéristique. Il paraît logique de continuer à présenter le comportement de l'écoulement en fonction de la vitesse de l'écoulement et les pertes de charge à travers le milieu. En remplaçant les relations (2.18) et (2.19) dans les deux équations ci-dessus, on obtient des expressions sous forme quadratique et de puissance respectivement :

$$i = \frac{4.5avr_E^2(1-n)^2}{d^2gn^3}V + \frac{0.75br_E(1-n)}{dgn^3}V^2 \quad (2.22)$$

$$i = \frac{3c(1-n)^{1-N} r_E^{1-N}}{4(6\nu)^N d^{1-N} g n^3} V^{2+N} \quad (2.23)$$

Les équations présentées ci-dessus ont été développées sur la base de considérations théoriques. Cependant, l'utilisation de ces expressions dans la pratique requiert une base de données afin de pouvoir évaluer les constantes  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $N$ . Des relations similaires aux relations (2.22) et (2.23) sont disponibles, bien que limitées en nombre (Volker 1975; Zissis et Terzidis 1991; Moutsopoulos et Tsihrintzis 2005).

Forchheimer et Missbach ont décrit deux équations sous forme générale pour décrire la relation entre la perte de charge non-linéaire de l'écoulement (gradient hydraulique) à travers des matériaux grossiers, tels que les enrochements, et la vitesse de l'écoulement (Bear 1979) :

$$\text{Forchheimer : } i = AV + BV^2 \quad (2.24)$$

$$\text{Missbach : } i = CV^F \quad (2.25)$$

Avec :

$A$ ,  $B$ ,  $C$  et  $F$  : constantes dépendant à la fois des propriétés de l'enrochement et du fluide (par exemple : structure des vides de l'enrochement, viscosité du fluide).

Il est nécessaire de trouver de façon empirique les coefficients  $A$ ,  $B$ ,  $C$  et  $F$  dans le but de développer la relation non-linéaire de l'écoulement à travers l'enrochement. Pour cela, il faut faire recours à des essais de perméabilité qui permettront d'étudier la perte de charge moyenne (gradient hydraulique) dans le milieu poreux en fonction de la vitesse moyenne l'écoulement.

Les relations mentionnées ci-dessous (2.26 - 2.33) sont les équations les plus connues et les plus utilisées dans la littérature, sous forme de puissance et quadratique, pour décrire la circulation du fluide à travers les enrochements. Ces chercheurs ont développé les coefficients de leurs relations à l'aide des essais de perméabilité à charge constante. Les essais peuvent être conduits sous deux types d'écoulement : un écoulement unidirectionnel (perméamètre cylindrique rempli d'enrochement) et un écoulement bidirectionnel (digue en enrochement construite dans un canal).

Ergun (1952) :

$$i = \left( \frac{1-n}{n^3} \right) \left( \frac{150\nu(1-n)}{gd^2} V + \frac{1.75}{gd} V^2 \right) \quad (2.26)$$

Wilkins (1956) :

$$i = \frac{1}{W^{1.85} m^{0.925}} V_V^{1.85} \quad (2.27)$$

Où :  $V_V = \frac{V}{n}$

Ward (1965) :

$$i = \frac{\mu}{k} V + \frac{0.55\rho}{k^{0.5}} V^2 \quad (2.28)$$

Dinoy (1971) modifié:

$$i = \frac{\nu}{gk} V + \left( \frac{100k^{1/4}}{gd^{3/2} n^{3/4}} \right) V^2 \quad (2.29)$$

McCorquodale (1978) :

$$i = \left( \frac{70\nu}{gnm^2} \right) V + \left( \frac{0.54\gamma}{gn^{0.5} m} \right) V^2 \quad (2.30)$$

Stephenson (1979) :

$$i = \frac{K_s}{gdn^2} V^2 \quad (2.31)$$

Martins (1990) :

$$i = \frac{C_u^{2\alpha}}{2gedn^2 K_M^2} V^2 \quad (2.32)$$

Ergun-Reichelt (Fand et Thinakaran 1990) :

$$i = 212 \frac{Mv}{gd^2} * \frac{(1-n)^2}{n^3} V + 1.57 \frac{M}{gd} \frac{1-n}{n^3} V^2 \quad (2.33)$$

Où :  $M = 1 + 2/3 \frac{d}{D(1-n)}$

Avec :

$k$  : perméabilité intrinsèque du milieu poreux ( $\text{L}^2$ )

$\rho$  : densité du fluide ( $\text{M/L}^3$ )

$\nu$  : viscosité cinématique ( $\text{L}^2/\text{T}$ )

$W$  : coefficient empirique de Wilkins, étant égal à 5.243 si on utilise les unités mètres et secondes, 52.43 si on utilise les centimètres et secondes et 32.9 si on utilise les pouces et secondes.

$\gamma$  : coefficient empirique de McCorquodale, égal à environ 1.5 pour la pierre concassée

$K_s$  : coefficient empirique de Stephenson ( $K_s = \frac{800}{\text{Re}} + K_t$ , d'où  $K_t$  est le coefficient pour tenir compte de l'angularité des particules, allant de 1 à 4 pour des pierres concassées sphériques à des pierres angulaires)

$K_M$  : coefficient empirique de Martins valant 0.56 pour les matériaux angulaires

$\alpha$  : exposant empirique égale à 0.26

$C_u$  : coefficient d'uniformité ( $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ )

$d$  : diamètre de particule (L)

$D$  : diamètre de perméamètre (L)

$n$  : porosité

$V$  : vitesse moyenne d'écoulement ( $\text{L/T}$ )

$V_V$  : vitesse réelle à travers les pores ( $\text{L/T}$ )

$\mu$  : viscosité dynamique ( $\text{N.T/L}^2$ )

$g$  : accélération de la pesanteur ( $\text{L/T}^2$ )

Li et Davies (1998) ont rassemblé les résultats expérimentaux d'autres chercheurs dans le but de trouver une corrélation plus générale (2.34). De plus, ils ont comparé par des simulations numériques les relations décrites ci-dessus (2.26 - 2.33) avec leur relation sur une large gamme

de porosité ( $n = 0.35 - 0.5$ ) et de taille d'enrochement ( $d = 0.01 \text{ m} - 2.0 \text{ m}$ ) et ils ont conclu que les résultats des expressions de Wilkins et Stephenson sont les plus proches à leurs résultats.

$$i = \left( \frac{1300\nu}{gnd^2} \right) V + \left( \frac{3.84}{gn^2d} \right) V^2 \quad (2.34)$$

Les équations de McCorquodale et Ergun-Reichelt ont l'avantage de tenir compte de l'effet de paroi.

Il est reconnu que l'exposant du terme de vitesse est l'unité pour un écoulement laminaire, et qu'il augmente à mesure que le nombre de Reynolds augmente. La valeur de l'exposant cité semble être d'environ 1.85 lorsque la turbulence est presque complètement développée, comme cité par Wilkins (1956). Par analogie avec l'écoulement en conduite, il semblerait logique que la valeur maximale avoisine 2 pour un écoulement turbulent pleinement développé, où la perte de charge

doit être proportionnelle à la charge de vitesse,  $\frac{V^2}{2g}$  (Dudgeon 1967; Ahmed et Sunada 1969).

#### **2.4.2 Essais réalisés pour trouver la relation non-linéaire de l'écoulement à travers l'enrochement**

L'écoulement à travers les enrochements est caractérisé par une dépendance non linéaire de la vitesse d'écoulement à la perte de charge sur une distance donnée parallèle à l'écoulement (gradient hydraulique). La nature de cette dépendance a souvent été exprimée en termes de facteurs tels que la porosité du milieu, la taille et la forme des particules qui composent le milieu et aussi les propriétés physiques du fluide.

Un perméamètre ayant un diamètre et une longueur spécifique est employé pour les essais unidirectionnels. Une fois la cellule bien remplie d'enrochement par couches légèrement compactées, sa porosité est évaluée et mise en saturation par un écoulement du bas vers le haut. Lors de la réalisation de l'essai, le perméamètre est alimenté du haut vers le bas par un réservoir à charge constante. Le gradient hydraulique moyen est calculé par la pente des niveaux du flux mesurés dans les piézomètres installés sur la paroi à des distances données. À la sortie, l'eau s'écoulant est récoltée dans un récipient, qui est ensuite pesé. En pesant l'eau récoltée dans un intervalle de temps donné, le débit d'écoulement à travers l'enrochement est calculé. En

changeant la charge d'entrée, le même scénario est répété à plusieurs reprises pour déterminer la relation entre le gradient hydraulique moyen et la vitesse moyenne de l'écoulement.

Par une étude de sensibilité sur différents paramètres (porosité, granulométrie, densité du fluide, etc...) ayant une influence sur la relation du gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement, une relation du type général est finalement développée.

Plusieurs chercheurs (Wilkins 1956; Stephenson 1979; Parkin et al. 1985; Morii 2002) ont aussi validé leurs résultats par une série de tests d'écoulement bidirectionnel au laboratoire sur un modèle de digue réduit placé dans un canal. Pour ce faire, le même type d'enrochement utilisé dans les essais de perméabilité unidimensionnels est posé dans le canal par couches légèrement compactées pour construire la digue. La masse de l'enrochement mis en place et le volume de la digue permettent de calculer la porosité in situ. Les pentes en amont et en aval de la digue sont retenues par un grillage avec des ouvertures carrées afin d'assurer la stabilité des pentes et prévenir toute érosion de roche de la pente aval. La hauteur d'eau au sein de la digue est mesurée à partir des points de repère installés le long de la paroi du canal. Le niveau d'eau en amont est soulevé successivement à six ou sept reprises. Une fois l'état stationnaire de l'écoulement atteint à chaque débit, le débit passant à travers la digue est mesuré à l'aide d'un déversoir à paroi mince installé en amont du canal. De plus, un gradient hydraulique moyen est calculé par la pente de la ligne d'écoulement :

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (2.35)$$

Avec :

$h$  : niveau d'eau (L)

$l$  : longueur de la ligne d'eau (L)

#### 2.4.2.1 Effet de paroi

Le terme «effet de paroi» se réfère au fait que le flux a tendance à avoir un comportement différent dans la zone immédiatement adjacente aux parois que dans le milieu poreux même. Il est mutuellement convenu qu'il y a deux effets majeurs causés par l'interruption d'un milieu poreux par des parois. Le premier effet étant la porosité locale dans la région près des parois qui est augmentée en raison de la divergence entre les rayons de courbure de la paroi et les particules,

et ainsi réduit la résistance à l'écoulement (Wadsworth 1961). Cependant, il y a un deuxième effet causé par la plus grande superficie de paroi exposée au fluide, qui crée une contrainte de cisaillement augmentant la résistance à l'écoulement près des parois. Comme ces deux effets s'opposent l'un à l'autre, il est nécessaire de comprendre lequel des deux exerce une plus grande influence sur le flux. Blake (1922) et Bakhmeteff et al.(1937) ont constaté que pour un fluide passant à travers un milieu poreux, le régime d'écoulement est laminaire. Pour cette raison, les contraintes de cisaillement contre le mur ont une grande influence sur l'écoulement. Par conséquent, il est estimé que lors d'un écoulement laminaire le deuxième effet est prédominant. Au contraire, pour un écoulement à travers les enrochements, où l'écoulement du fluide atteint la turbulence, le premier effet a une plus grande influence sur l'écoulement du fluide.

L'influence de la paroi pour un fluide circulant dans un milieu poreux est discutée, parmi plusieurs dont Graton et al. (1935), Rendell (1963) et Mehta (1969). Ils ont étudié l'effet du rapport du diamètre de la colonne de perméamètre par rapport au diamètre des particules ( $D/D_p$ ) et ils ont conclu que l'effet de paroi devient insignifiant lorsque ce rapport tend vers l'infini ( $D/D_p \rightarrow \infty$ ). Dudgeon (1967) a étudié cet effet dans les canaux. Lorsque la largeur du canal n'est pas suffisamment grande, les parois latérales ont un effet significatif sur les propriétés de l'écoulement. De plus, il a conclu que l'effet de paroi est localement négligeable si  $D/D_p > 10$ . Graig et al. (1988) ont conclu par leurs travaux que pour un contenant cylindrique avec un rapport  $D/D_p$  supérieur à 108 et pour un contenant rectangulaire avec un rapport  $D/D_p$  supérieur à 91, la porosité s'approche à moins de 1% de celle d'un milieu poreux infini.

## 2.5 Mesure du débit

Lors du passage de l'écoulement à travers une digue, deux cas peuvent survenir: un débordement par la crête ayant une infiltration à travers la digue ou un écoulement infiltrant à travers la digue sans débordement par la crête. Lorsqu'un débordement par-dessus la crête survient, le débit sera subdivisé en deux parties : une partie qui s'infiltre à l'intérieur de la digue et une autre qui déborde. Le débit d'infiltration à l'intérieur de la couche de gravier peut être calculé à partir de la relation de perméabilité exprimant le milieu. Connaissant le gradient entre deux points à l'intérieur de la couche de gravier, la vitesse d'écoulement ainsi que le débit d'infiltration peuvent être calculés. Il est à noter qu'on fait l'hypothèse de l'existence d'un noyau étanche où

l'infiltration d'eau est très faible. Par conséquent, l'écoulement se dirige en grande partie dans la couche la plus perméable, qui est la couche de gravier.

Le débit d'eau passant par-dessus la crête peut adéquatement être déterminé à l'aide des équations de l'écoulement d'un déversoir, comme il a été expliqué par Powledge (1989). L'équation généralement acceptée pour déterminer le débit unitaire en condition d'écoulement à surface libre est :

$$q = CLH_1^{3/2} \quad (2.36)$$

La charge totale  $H_1$  mesurée au-dessus la crête de la digue est calculée par :

$$H_1 = h + \frac{V^2}{2g} \quad (2.37)$$

Avec :

$q$  : débit unitaire par mètre de largeur ( $L^2/T$ )

$C$  : coefficient de débit (-)

$h$  : hauteur d'eau amont au-dessus de la crête de la digue (L)

$L$  : largeur de déversoir (L)

Si la crête est submergée, l'équation (2.36) doit être modifiée par un facteur de submersion  $\frac{C_s}{C}$  :

$$q = CLH_1^{3/2} \frac{C_s}{C} \quad (2.38)$$

Où  $C$  et  $C_s$  sont respectivement les coefficients de débit pour un écoulement libre et un écoulement submergé.

Pour déterminer le débit de déversement par-dessus une digue il est nécessaire de trouver le coefficient  $C$  et, si nécessaire, le coefficient  $C_s$ . Pour ce faire, il est possible d'utiliser l'abaque présenté à la Figure 2-2. Il faut entrer dans la courbe B en connaissant le rapport  $H_1 / W$  et obtenir ainsi le coefficient  $C$  de débit de l'écoulement. Si la valeur de  $H_1 / W$  devient inférieure à 0.15, il est suggéré d'utiliser la courbe A de la même figure. Si la submersion est présente (c'est-à-dire,

si  $t / H_1$  est plus grand que 0.76, d'où  $t$  est la hauteur d'eau aval au-dessus de la crête), la courbe C permet de trouver le facteur de submersion ( $C_s / C$ ) en connaissant la valeur de submersion en pourcentage.

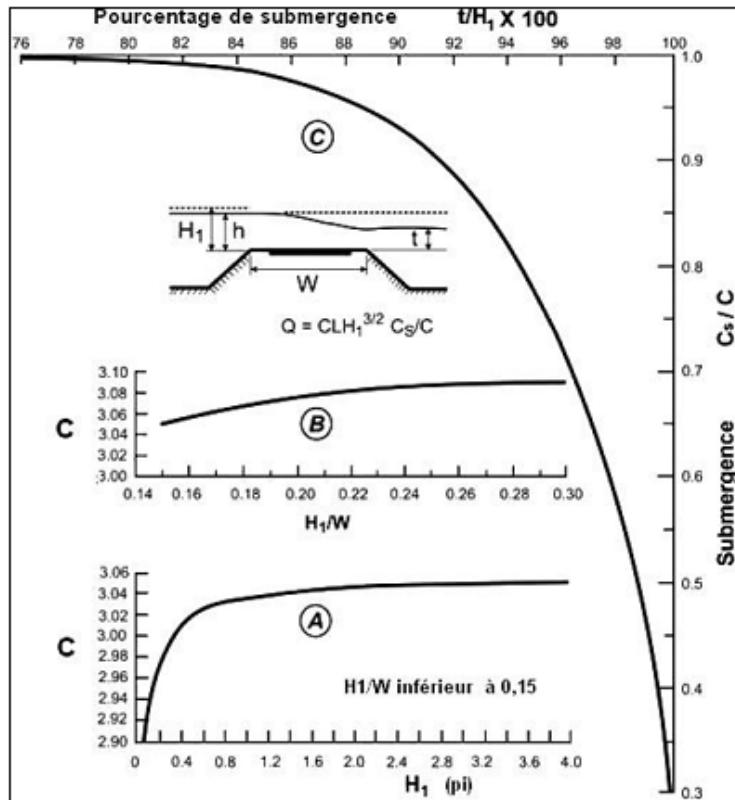


Figure 2-2: Abaque de calcul du coefficient de débit pour une digue submergée ou non (Bradley 1973)

## 2.6 Étude des modèles expérimentaux de rupture de barrage en enrochement

On présente ici les études expérimentales ayant traité le comportement et différents aspects de la rupture de trois types de barrages en enrochement : digues homogènes en enrochement, digues en enrochement formées naturellement dans les vallées et digues en enrochement avec noyau.

Dans les barrages, le moment de la rupture et l'ampleur des inondations résultantes sont contrôlés par de nombreux facteurs, parmi lesquels la taille du barrage et sa géométrie, les sédiments

caractéristiques, le taux d'absorption lors de la mise en eau, la taille et la profondeur du bassin de rétention (George 1989).

De nombreuses études décrivent la géométrie et le développement de la brèche ainsi que l'hydrogramme de rupture des barrages homogènes en enrochement (MacDonald et Langridge-Monopolis 1984; Froehlich 1987; Singh et Scarlatos 1988; Rozov 2003; Chinnarasri et al. 2004; Zerrouk et Marche 2005; Froehlich 2008; Macchione et Rino 2008). Certaines expériences physiques ne sont pas en mesure de révéler pleinement le mécanisme physique du phénomène d'inondation à cause de leurs échelles relativement petites (Coleman et al. 2002; Schmocke et Hager 2009). D'après Leps (1973), la stabilité du parement aval d'un barrage homogène en enrochement dépend de la densité relative du matériau composant le barrage, du taux maximal de débit d'infiltration et de l'inclinaison du parement aval du barrage. Franca et Almeida (2004) ont présenté le modèle RoDaB pour le calcul de l'hydrogramme résultant de la rupture d'un barrage homogène en enrochement. Ils ont utilisé les résultats obtenus par des expériences en laboratoire pour caractériser quelques aspects phénoménologiques pour lesquels, en ce moment, il n'existe pas encore d'approximation analytique (un coefficient et un exposant d'érosion qui dépendent du matériau du barrage). De plus, ils ont effectué une comparaison de leur modèle avec les résultats du modèle BREACH (Fread 1984). Cette comparaison révèle que le potentiel de rupture d'un barrage en enrochement est mineur que celui d'un barrage en terre et qu'il va céder d'une manière différente. Chinnarasri et al. (2003) ont analysé par des essais expérimentaux le régime d'écoulement et l'endommagement progressif des digues en enrochement ayant subi un débordement. Ils ont observé deux types de phénomènes à la surface de la digue: l'érosion et le glissement du talus suivis de l'érosion. Le taux de dégradation de la crête de la digue se trouve être dépendant de la pente du talus aval : plus la pente est raide plus le taux de dégradation sera élevé.

Une série de tests réalisée par Liao et Chou (2003) a été spécifiquement axée sur la compréhension des mécanismes de défaillance des barrages en enrochement formés naturellement dans des vallées par les glissements de terrain. Les matériaux se comptaient de sables et de graviers fins. Pour des fins d'expérience, un barrage avec une géométrie ayant une largeur de crête très grande a été placé dans un canal ayant une pente variable comprise entre 12 ° et 24 °. Pour simuler les crues, le débit a été augmenté de zéro à une valeur prescrite. De faibles débits ont été utilisés afin de causer la rupture au pied de la digue suivi de migration progressive

de la rupture vers l'amont, tandis que pour les grands débits, l'instabilité au pied de la digue et le débordement du barrage ont eu lieu simultanément. Gregoretti et al. (2010) ont œuvré à améliorer la compréhension des conditions hydrauliques et sédimentologiques qui conduisent aux débordements et aux ruptures par érosion de la crête des barrages en enrochements formés naturellement. Pour ce faire, ils ont réalisé une série systématique d'expériences pour différentes configurations de barrage, ainsi que pour un large éventail de taille de grains et de pente de lit. Ils ont choisi les formes fréquentes des barrages où sont survenus des glissements de terrain (Asanza et al. 1992; Mora et al. 1993; Takahashi 2007; Nash et al. 2008). Pour simuler une crue typique dans chaque expérience, le débit d'entrée a été augmenté de zéro à une valeur déterminée qui cause l'initiation de la rupture (soit causée par le déversement ou l'érosion). Les résultats expérimentaux ont été utilisés pour déterminer une relation dimensionnelle entre le niveau d'eau critique du réservoir et les paramètres connus comme la pente du canal du lit, quelques paramètres géométriques caractérisant la configuration de la digue, et les propriétés physiques du matériau. D'après leurs résultats, le niveau d'eau critique atteint au maximum la crête de la digue.

Dans une digue avec noyau imperméable, le processus d'érosion latérale est contrôlé par les matériaux de recharge non cohésifs et non par la résistance du noyau cohésif (Pugh et al. 1984). De plus, le taux d'érosion latérale et le débit de pointe suite à la rupture sont fonction du taux d'érosion du matériau non cohésif. Les aspects hydraulique et géologique du matériau non-cohésif du remblai sont importants dans le contrôle du processus de rupture d'un remblai avec noyau imperméable. Takahashi (2007) a prouvé que le type de rupture dépend essentiellement de la perméabilité et de la résistance des matériaux compostant le barrage. Généralement, un débordement survient lors d'une faible perméabilité et une haute résistance, tandis qu'un glissement soudain est induit par l'instabilité interne associée à une plus grande perméabilité et une faible résistance. Dans le cas d'une très grande perméabilité, la rupture est due à la migration des particules vers le parement amont après l'érosion au pied du parement aval.

## 2.7 Conclusion

Ce chapitre a proposé une synthèse des notions théoriques de l'écoulement à travers les enrochements. Plusieurs expressions ont été présentées par différents chercheurs afin de décrire le comportement de l'écoulement dans ce milieu (2.26 - 2.34). Les différentes approches pour obtenir ces relations ont aussi été présentées. Ces études ont été effectuées dans le but de calculer

le débit d'infiltration à travers la couche de gravier dans une digue en enrochement avec noyau étanche. Par la suite, une revue des travaux antérieurs ayant étudié la rupture des barrages en enrochement par des modèles expérimentaux a été faite. Trois types de modèles de digue en enrochement ont été analysés : homogène, homogène formé naturellement et avec noyau. Cette revue a permis de constater que l'accent des travaux a été mis sur la géométrie et le développement de la brèche, sur l'hydrogramme de rupture et sur la stabilité du parement aval. Peu de travaux ont été effectués sur des modèles de digue avec noyau. De plus, il a été constaté qu'il n'existe pas d'étude portée sur la prédiction de l'initiation de la brèche d'une digue en enrochement avec noyau causée par la surverse d'eau de la crête à l'aide des paramètres géométriques de la digue.

## CHAPITRE 3 MODÈLE EXPÉRIMENTAL

### 3.1 Introduction

Ce chapitre est consacré en première partie à la présentation des équipements et du montage expérimental ainsi qu'à la description des matériaux utilisés et leurs différentes propriétés. Les modèles expérimentaux étudiés consistent en un modèle de digue construite d'un noyau et d'une couche de gravier par-dessus et d'un modèle cylindrique placé dans une colonne perméamétrique. Les sections qui suivent décrivent en détail la géométrie et la composition de ces deux modèles.

Les essais expérimentaux ont été réalisés au laboratoire d'hydro-environnement de l'École Polytechnique de Montréal. Cependant, certaines manipulations, notamment le tamisage des barils de graviers et les essais de perméabilité sur le perméamètre ont été exécutées au laboratoire de géotechnique et au laboratoire d'hydrogéologie et d'environnement minier, respectivement.

### 3.2 Description du modèle expérimental

Le schéma de la Figure 3-1 et l'image de la Figure 3-2 montrent la configuration du dispositif expérimental. La digue a été construite dans un canal rectangulaire de 14.8 m de longueur, 0.5 m de profondeur et 0.76 m de largeur. Au niveau de la digue, le mur du canal est en vitre, ce qui permet d'observer l'écoulement à travers la digue et le mouvement des particules. La longueur du canal offre la possibilité de constituer un réservoir de retenue de  $5.7 \text{ m}^3$ .

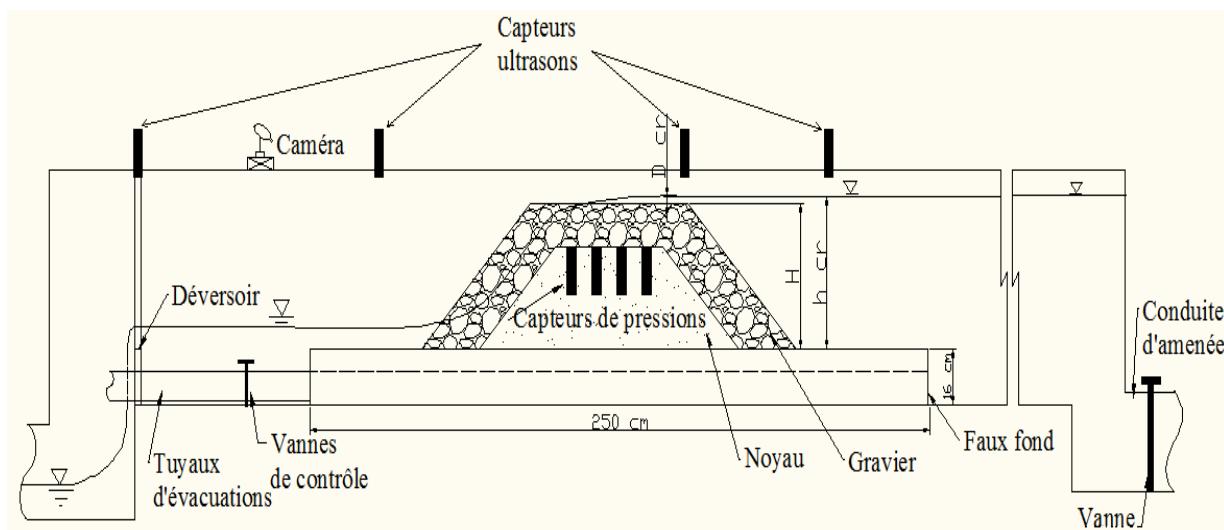


Figure 3-1: Schéma du dispositif expérimental

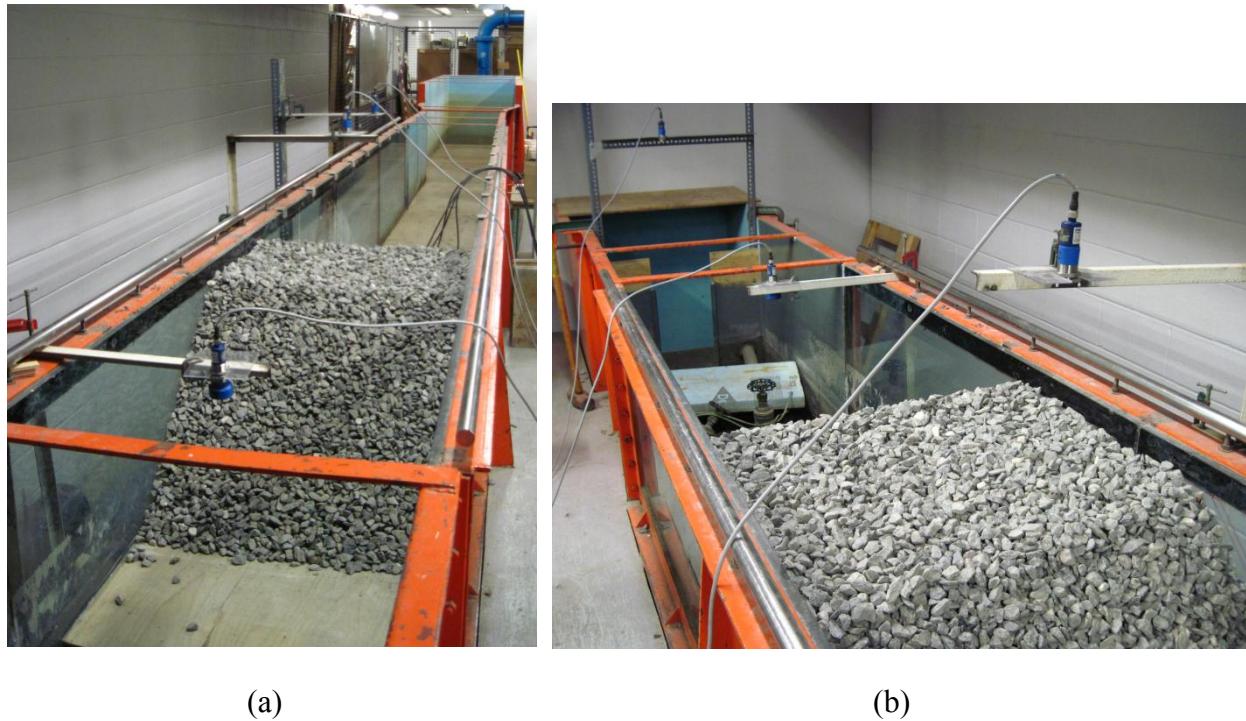


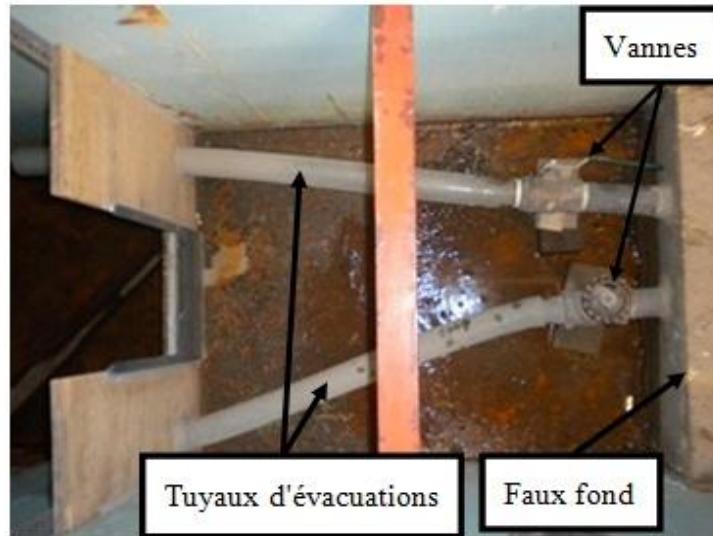
Figure 3-2: Vue globale du montage expérimental a) vue amont de la digue et b) vue aval de la digue

Le canal est alimenté par un circuit fermé constitué d'une pompe centrifuge approvisionnant un réservoir surélevé. Ce dernier assure une charge constante dans le canal. La conduite d'amenée au canal est équipée d'un débitmètre qui permet de faire la lecture du débit d'eau. La vanne de sortie de la conduite d'amenée au canal est d'une grande taille, ce qui rend difficile l'obtention de faibles variations de débit (Figure 3-3). L'ouverture maximale de la vanne admet un débit d'environ 100 l/s vers le canal.

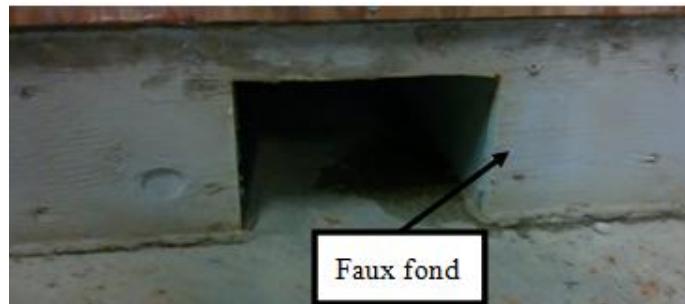


Figure 3-3: Vanne de sortie de la conduite d'amenée

Un faux fond de 2.5 m de longueur a été installé qui rehausser le fond du canal de 16 cm au niveau de la digue. Une ouverture du côté amont de ce fond permet le passage de l'eau. À son extrémité aval, deux vannes (Figure 3-4) sont installées. L'ouverture des vannes conduit à l'évacuation de l'eau stockée derrière le faux fond et permet de contrôler le niveau d'eau en amont de la digue et d'augmenter le débit passant à travers la digue avec de faibles incrément. Au début des essais, la vanne de la conduite d'amenée et les deux vannes à l'extrémité aval du canal restent grandement ouvertes. De cette façon une partie du débit alimentant le canal sera évacuée sans avoir traversé la digue. Par la suite la fermeture progressive des vannes en aval augmente le niveau d'eau en amont de la digue et de même le débit d'infiltration à travers la digue.



(a)



(b)

Figure 3-4: Dispositif de contrôle du niveau d'eau a) vanne de contrôle et tuyaux d'évacuation et b) ouverture du côté amont du faux fond

Un déversoir est installé à l'extrémité du canal afin de mesurer le débit (Figure 3-5). En effet, à cause de l'évacuation d'eau par les deux vannes, le débit indiqué par le débitmètre sur la conduite d'amenée du canal n'est pas exactement le débit traversant la digue. Afin d'estimer le débit d'écoulement, il a fallu calibrer le déversoir. Pour ce faire, il a été installé dans un canal ayant la même largeur. Le canal a été équipé d'un débitmètre et à l'aide d'un capteur ultrasonique installé vis-à-vis de sa crête, les mesures de hauteur de la lame d'eau par-dessus le déversoir ont été effectuées.

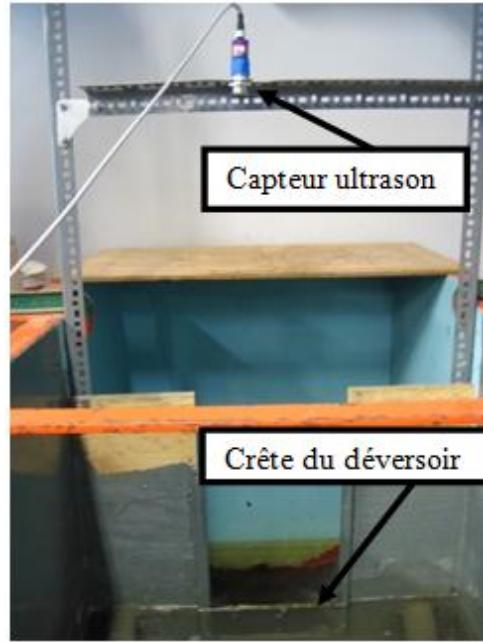


Figure 3-5: Déversoir

L'ajustement statistique des couples de valeurs  $[Q \text{ (m}^3/\text{s)}], h \text{ (m)}$  présenté à la Figure 3-6, a permis d'écrire la relation suivante avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.998$ .

$$Q = 1.0347h^2 + 0.0980h \quad (3.1)$$

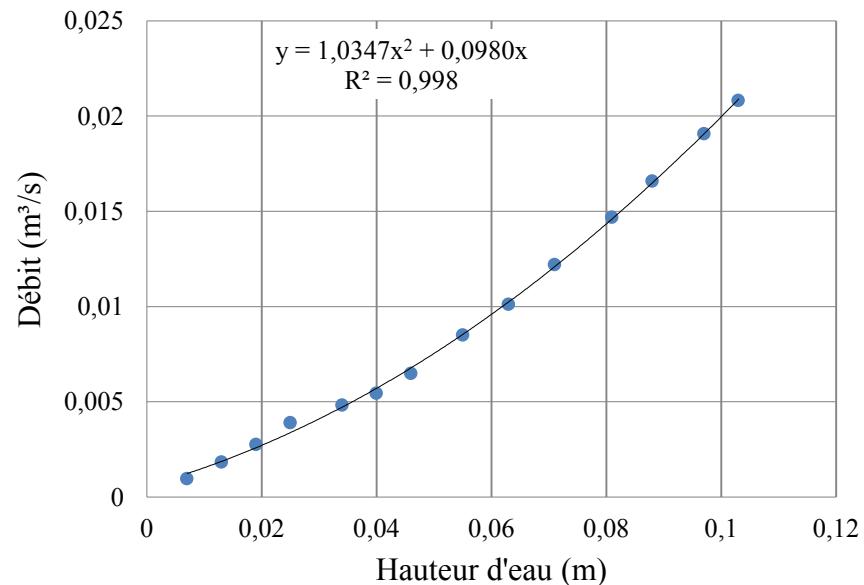


Figure 3-6: Courbe de calibration du déversoir

### **3.2.1 Géométrie et composition du modèle**

Deux séries de tests ont été réalisées. La première série porte sur une digue avec noyau en terre et la deuxième sur des digues munies d'un noyau sous forme d'un coffrage en bois vide à l'intérieur.

Trois types de matériaux (moraine, sable et gravier) ont été choisis pour former les différentes couches de la digue avec noyau en terre. La moraine a été choisie pour la couche du noyau étant donné qu'elle est le matériau le plus utilisé au Québec comme élément d'étanchéité des digues en remblai (Hydro-Québec 2003). Le sable a été choisi comme filtre et couche de transition entre la moraine et le gravier. Enfin, le gravier a été retenu pour composer la couche extérieure de recharge.

Avant de commencer toute expérience, il a été nécessaire de vérifier les propriétés des matériaux utilisés. Pour répondre à ce besoin, des tests de propriété ont été exécutés sur des échantillons représentatifs des matériaux. Les tests caractéristiques, présentés dans les sections suivantes, incluent l'analyse granulométrique, l'évaluation de la densité relative des grains et de la porosité, l'essai de compactage et de perméabilité.

#### **3.2.1.1 Propriétés des matériaux**

- *Granulométrie*

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et le pourcentage respectif de différentes familles de grains constituant un échantillon de sol. L'analyse consiste à séparer et à classer les grains selon leurs diamètres, à l'aide d'une série de tamis emboîtés les uns dans les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Les grains ainsi isolés peuvent être pesés pour déterminer la proportion de chacun d'entre eux dans l'échantillon considéré. Les résultats de l'analyse sont représentés graphiquement sur une échelle logarithmique. La sédimentométrie a été réalisée en conformité avec la norme ASTM: D422-63 (2002).

Trois granulométries différentes de gravier (dans ce document, on se réfère à ce matériel également avec le terme enrochement) ont été choisies pour la couche de recharge de la digue : 10-14 mm, 14-20 mm et 20-25 mm. Les graviers, provenant d'une carrière, étaient constitués d'un mélange de différentes granulométries et de grands tamis ont été utilisés (Figure 3-7) pour

les subdiviser dans les trois séries recherchées. En ce qui concerne le noyau et le filtre, un seul type de granulométrie a été utilisé.



Figure 3-7: Tamis de grande capacité

En raison de l'absence de pièces fines dans le matériau, seul une analyse granulométrique a été effectuée pour avoir la granulométrie des trois séries de gravier. Cette analyse a été conduite en utilisant la série de tamis entre 5 mm et 30 mm. Pour le sable, une analyse de granulométrie passant par les tamis de diamètre des mailles allant de 80 µm à 5 mm a été exécutée. La courbe granulométrique de la moraine, obtenue à la fois par une analyse granulométrique et sédimentométrique, a été fournie par le technicien du laboratoire (M. Etienne Bélanger). La distribution granulométrique de tous les matériaux utilisés est présentée à la Figure 3-8. La Figure 3-9 montre les différents tamis utilisés pour effectuer l'analyse granulométrique.

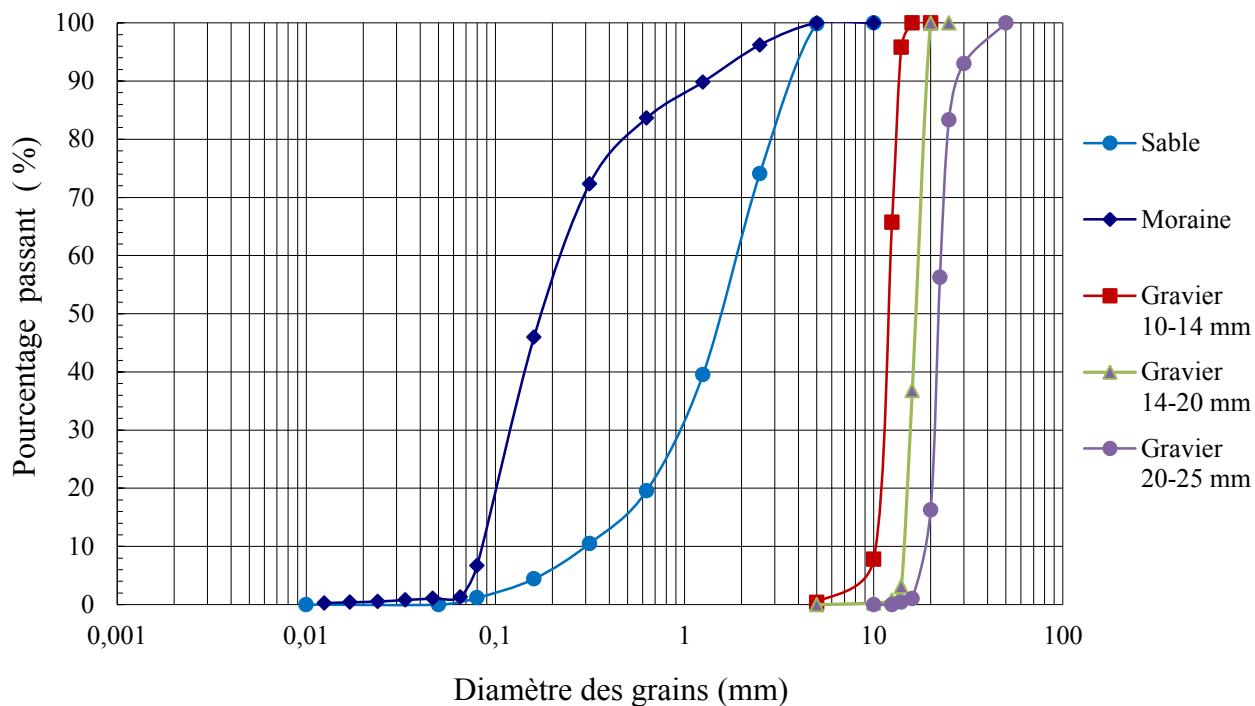


Figure 3-8: Courbes granulométriques des matériaux utilisés pour construire la digue expérimentale



Figure 3-9: Série de tamis et agitateur utilisés pour l'analyse granulométrique

Le diamètre représentatif et le coefficient d'uniformité de Hazen caractérisent la distribution granulométrique du sol et sont présentés au Tableau 3-1 pour les matériaux considérés dans cette étude.

Le diamètre représentatif de particules lors des analyses est le  $D_{50}$  (diamètre du tamis laissant passer 50 % de sol), tandis que le coefficient d'uniformité a été calculé comme suit :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.2)$$

Avec:

$D_{10}$  : diamètre du tamis laissant passer 10 % de sol (mm)

$D_{60}$  : diamètre du tamis laissant passer 60 % de sol (mm)

D'après le coefficient d'uniformité de Hazen,  $C_u$ , (Hazen 1892) les graviers utilisés ont une granulométrie uniforme ( $C_u < 2$ ), tandis que le sable et la moraine ont une granulométrie plus étalée ( $C_u > 2$ ).

Tableau 3-1: Paramètres caractéristiques des granulats

	$D_{50}$ (mm)	$C_u$
Gravier 10 - 14 mm	11.96	1.20
Gravier 14 - 20 mm	16.67	1.19
Gravier 20 – 25 mm	21.95	1.20
Moraine	0.18	2.83
Sable	1.60	5.94

La digue construite dans le cadre des essais expérimentaux était composée d'un filtre en milieu poreux. L'objectif de conception du filtre est de protéger la couche de base contre l'érosion et le lavage des particules fines et de permettre à l'eau de se drainer plus facilement à travers la digue. Pour cela, il doit avoir une plus grande perméabilité comparé au sol protégé pour permettre le passage de flux d'infiltration dans le filtre et prévenir l'accumulation de pressions interstitielles élevées et de forts gradients hydrauliques. Les infiltrations d'eau d'un sol à grains fins à un sol à grains grossiers peuvent laver les parties fines dans les vides entre les pièces plus grossières. Pour cette raison, la taille des grains de matériau filtrant doit être en mesure d'empêcher le mouvement du sol dans la zone protégée par le filtre.

Pour répondre à ces nécessités, Terzaghi (1939) a présenté les critères suivants sur la base des expériences réalisées:

- Critère de perméabilité :

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{85(N)}} \leq 4 \text{ ou } 5 \quad (3.3)$$

Avec :

$D_{15(F)}$  : diamètre du tamis laissant passer 15 % de matériau de filtre

$D_{85(N)}$  : diamètre du tamis laissant passer 85 % de matériau de noyau

- Critère de rétention :

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{15(N)}} \geq 4 \text{ ou } 5 \quad (3.4)$$

Avec :

$D_{15(N)}$  : diamètre du tamis laissant passer 15 % de matériau de noyau

D'après les diamètres représentatifs présentés au Tableau 3-2, les critères à l'interface moraine et sable sont valides. Par contre, l'interface sable et gravier pourrait subir un lavage de particules de sable (Tableau 3-3).

Tableau 3-2: Diamètre des grains à 15% et 85% de passage

	Noyau (Moraine)	Filtre (Sable)
$D_{15}$	0.093	0.48
$D_{85}$	0.715	3.23

Tableau 3-3: Vérification des critères de rétention et de perméabilité

	Moraine-Sable	Sable-Gravier 10-14 mm	Sable-Gravier 14-20 mm	Sable-Gravier 20-25 mm
Critère de rétention	0.67	3.30	4.57	6.13
Critère de teneur en eau	5.16	22.23	30.77	41.27

- *Densité relative*

La densité relative est le rapport entre la masse de sol et la masse d'un volume égal d'eau distillée à la température ambiante. Les tests de mesure de la densité relative ont été menés conformément aux normes ASTM: D-854-02 et C127 (2002).

La densité relative des matériaux naturels qui forment des blocs (comme les graviers concassés), a une variance relativement faible. La densité relative des grains par rapport à la densité de l'eau à 20°C obtenue pour chacun de nos matériaux est présentée au Tableau 3-4.

Tableau 3-4: Densité relative des matériaux utilisés

	10-14 mm	14-20 mm	20-25 mm	Moraine	Sable
Densité relative	2.69	2.71	2.74	2.70	2.73

- *Porosité*

La porosité est le volume des vides par unité de volume de sol.

$$n = \frac{V_{vide}}{V_T} \quad (3.5)$$

Avec :

$V_{vide}$  : volume des vides d'un sol dans un volume de contrôle ( $L^3$ )

$V_T$  : volume de contrôle d'un sol ( $L^3$ )

La porosité peut être également exprimée en fonction de l'indice de vides :

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (3.6)$$

Avec :

$e$  : indice de vides (d'autre part  $e = \frac{V_{vide}}{V_{Solide}}$  est le volume des vides par unité de volume des particules dans un volume de contrôle)

La porosité du gravier a été estimée par deux méthodes différentes. Dans la première méthode, un échantillon représentatif de gravier est mis en place dans une colonne circulaire de 29 cm de diamètre et de 100 cm de longueur. Le volume d'eau nécessaire pour remplir les vides permet alors d'estimer la porosité. Dans la deuxième méthode, la mesure de la masse du gravier mis en place dans la digue permet, grâce à la connaissance de la densité des grains, le calcul de cette porosité. Pour le sable et la moraine, la porosité est mesurée lors de l'essai de compactage. Le Tableau 3-5 présente les mesures de la porosité dans les trois conditions prises. La porosité sera utilisée lors de l'étude du comportement de l'eau à travers la couche en question.

Tableau 3-5: Porosité dans les matériaux

	10mm	14mm	20mm	Sable	Moraine
Porosité – dans la colonne	0.417	0.420	0.440	-	-
Porosité – dans la digue	0.393	0.395	0.396	-	-
Porosité – par essai de compactage	-	-	-	0.323	0.301

- *Conductivité hydraulique*

La conductivité hydraulique,  $K$  (coefficent de perméabilité), est la vitesse de déplacement de l'eau à travers un milieu poreux. La mesure directe de cette propriété physique en laboratoire s'effectue selon deux procédures, dites « à charge constante » et « à charge variable ». Les essais à charge constante sont mieux adaptés aux sols de forte perméabilité tandis que les essais à charge variable sont plus adaptés aux sols de faible perméabilité.

Pour la réalisation des tests, l'échantillon de sol a été compacté avec le marteau de compactage dans un cylindre perméamétrique. Un drain et un géotextile sont placés sur les deux bornes du spécimen, ce qui empêche le mouvement des particules. Une fois l'échantillon préparé, le moule est relié à un réservoir d'eau désaéré afin d'amener l'échantillon à saturation. Lorsque la saturation est atteinte, les tests peuvent être réalisés. Selon la méthode à charge constante, conformément à la norme ASTM: D2434-68 (1968) (Figure 3-10), l'eau traverse l'échantillon de sol placé dans le cylindre perméamétrique sous une charge d'entrée (cellule Mariotte) constante. Le cylindre d'échantillon est relié à deux burettes piézométriques sur les côtés. Compte tenu de la faible vitesse de l'écoulement dans le milieu, le débit est considéré laminaire. Par la mesure de la

quantité d'eau recueillie pendant un certain temps et la lecture de perte de charge sur les burettes installées, le coefficient de perméabilité est calculé. Par la méthode à charge variable et conformément à la norme ASTM: D5856-95 (1995) (Figure 3-11), la mesure de la quantité d'eau recueillie à la sortie et le taux d'abaissement du niveau d'eau dans la burette en amont, en fonction du temps, permettent d'obtenir le coefficient de perméabilité. Les résultats les plus représentatifs obtenus par les deux méthodes pour le sable et la moraine sont affichés au Tableau 3-6.

Tableau 3-6: Conductivité hydraulique du sable et de la moraine

	Sable	Moraine
$K$ (cm/s)	7.46E-03	4.52E-04

Pour ce qui est de la perméabilité à travers le gravier dans le cas où le régime d'écoulement devient turbulent, comme il a été expliqué dans le chapitre précédent, la relation entre la vitesse de l'écoulement et le gradient hydraulique n'est pas linéaire et dépend d'autres paramètres comme la porosité du milieu et la forme des pores. Les moyens d'obtention de ces relations seront élaborées en détail au chapitre suivant.

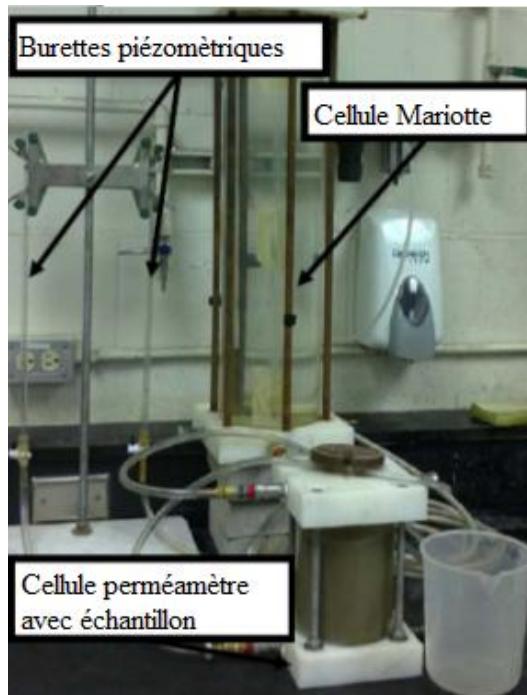


Figure 3-10: Réalisation du test de perméabilité à charge constante



Figure 3-11: Réalisation du test de perméabilité à charge variable

- *Compactage*

Le sol mis en place dans les ouvrages de retenue est compacté à un état dense pour obtenir des propriétés mécaniques satisfaisantes telles que la résistance au cisaillement, la compressibilité ou la perméabilité. L'essai de compactage en laboratoire fournit la base pour déterminer le pourcentage de compaction et la teneur en eau nécessaire pour assurer les propriétés techniques optimales.

Afin de construire la digue convenablement, la teneur en eau optimale a été trouvée par un essai Proctor Standard pour la masse volumique maximale sèche. Cette dernière permet d'avoir un degré de compaction assez élevé lors de la mise en place des matériaux.

L'essai Proctor standard a été effectué sur le sable et la moraine en conformité à la norme ASTM: D698-00a (2000). Pour réaliser l'essai, des échantillons avec des degrés de teneur en eau variables ont d'abord été préparés. Dans un moule d'un diamètre de 4 po (soit 101.6 mm), trois couches de sable ont été placées en trois étapes et chaque couche a été compactée avec un

marteau de 24.4 N laissé tomber vingt-cinq fois d'une hauteur de 12 po (soit 305 mm). Après avoir mesuré la masse de l'échantillon compacté dans le moule, l'échantillon a été placé dans le four afin de connaître sa masse sèche. Ce processus a été répété pour tous les échantillons préparés et la relation curvilinéaire entre la masse volumique sèche et la teneur en eau a été établie. Le Tableau 3-7 présente la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche de sols analysés.

La teneur en eau en pourcentage étant :

$$w = \frac{M_w}{M_s} * 100 \quad (3.7)$$

Avec :

$M_w$ : masse d'eau présente dans un sol (M)

$M_s$ : masse des gains solides secs dans un sol (M)

La masse volumique sèche du sol en kg/m<sup>3</sup> étant :

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_T}$$

Avec :

$M_s$ : masse des gains solides secs dans un sol sec (M)

$V_T$ : volume de contrôle d'un sol (L<sup>3</sup>)

Tableau 3-7: Teneur en eau et masse volumique à l'optimum

	Sable	Moraine
Teneur en eau optimale (%)	5.0	10.8
Masse volumique sèche maximale (kg/m <sup>3</sup> )	1867	1892

### 3.2.1.2 Dimensions du modèle de la digue

La digue dans son ensemble occupe toute la largeur du canal. La largeur en crête et la largeur au pied ont été fixées à 63 cm et 149 cm, respectivement. Sa hauteur était de 43 cm. La pente en amont a été fixée à 1V : 1H, tandis que celle en aval a été variée pour une étude de sensibilité.

- *Digue avec noyau étanche en terre*

Comme il a été mentionné dans les sections précédentes, le noyau en terre est composé de moraine et de sable. Le noyau a comme dimensions 33 cm de largeur en crête, 63 cm de largeur au pied et 15 cm de hauteur. Les deux pentes, en amont et en aval, sont formées avec un angle de  $45^\circ$ . La couche de filtre placée par-dessus le noyau a une épaisseur de 15 cm et une largeur de 43 cm en crête et 103 cm au pied. L'inclinaison des deux parements est la même que celle du noyau. La couche de gravier a une largeur de 63 cm en crête, avec une épaisseur de 13 cm. La pente de son parement amont est fixée à  $45^\circ$ , tandis que celle du parement aval est variable pour différents essais. La Figure 3-12 présente la coupe type du modèle.

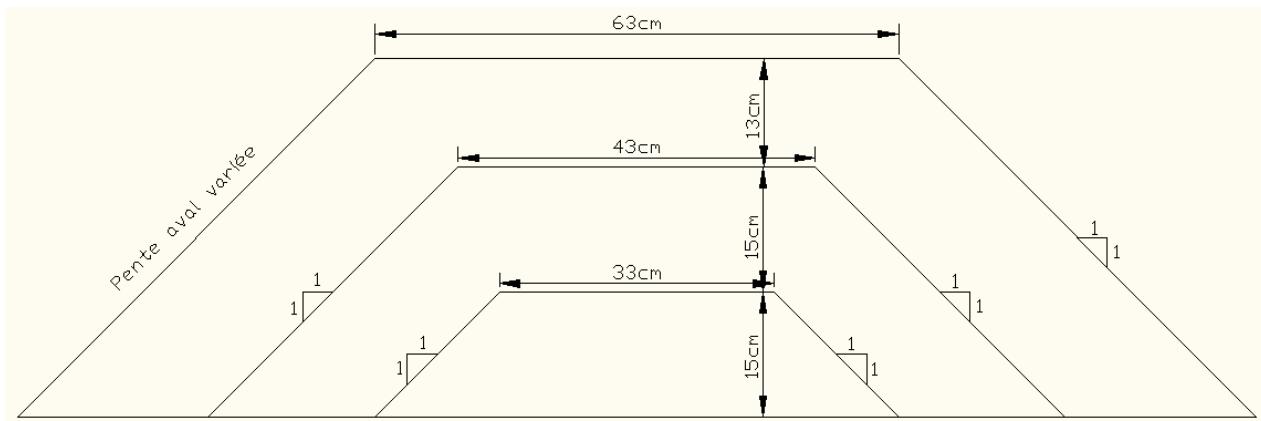


Figure 3-12: Coupe type de la digue composée de noyau en terre

- *Digue avec noyau étanche en bois*

Le noyau a été remplacé par un coffrage en bois vide à l'intérieur. Ses dimensions sont celles des bornes extérieures de la couche de sable (filtre), 43 cm de largeur en crête et 103 cm de largeur au pied, avec 30 cm de hauteur. L'étanchéité du coffrage en bois était bien assurée et son emplacement est fixé par du silicone sur les bords du canal. La couche de gravier a les mêmes dimensions que celle présentée dans le cas de la digue avec noyau en terre. La coupe type de la digue est schématisée à la Figure 3-13.

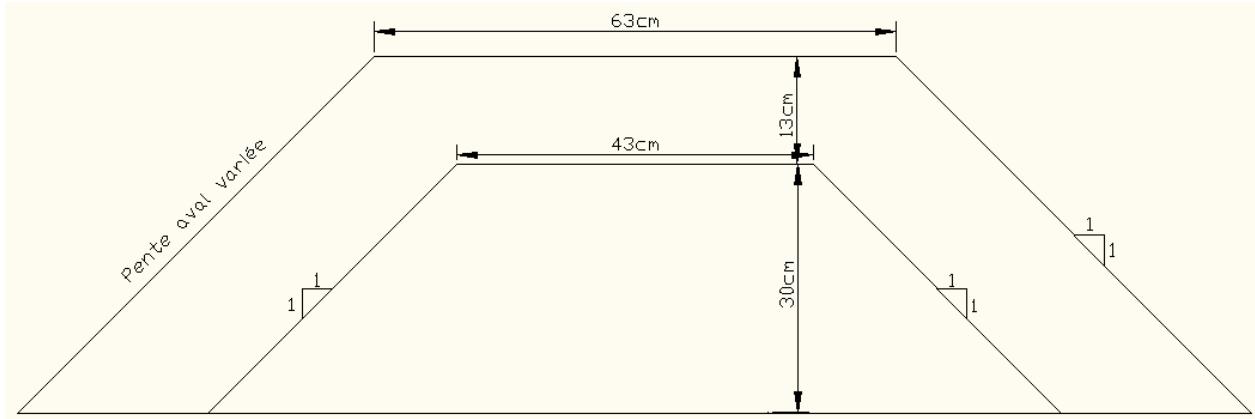


Figure 3-13: Coupe type de la digue composée d'un noyau en bois

### 3.2.1.3 Dimension du modèle de la colonne unidirectionnelle

Un perméamètre spécial, conçu de manière à éliminer les phénomènes dus à l'influence des parois par son diamètre assez grand par rapport au diamètre des grains, a été employé pour les essais. Cet appareil a un diamètre intérieur de 29.1 cm et une longueur d'échantillon de 100 cm (Figure 3-14). Le haut et le bas de la colonne sont bien enfermés par le couvercle et une membrane étanche afin d'assurer un ajustement sécuritaire, qui empêchait l'air d'entrer et l'eau du système de s'échapper. Les sections d'entrée et de sortie du perméamètre comportent un tube qui fait rentrer et sortir l'eau dans la colonne, qui est alimentée par un réservoir soumis à une charge constante.



Figure 3-14: Perméamètre utilisé lors de l'étude d'écoulement unidirectionnel à travers l'enrochement

### 3.3 Les instruments de prise de mesure de niveau d'eau

#### 3.3.1 Piézomètres

Pour la prise de mesure des niveaux d'eau lors des essais de perméabilité à travers le gravier dans le perméamètre, quatre piézomètres sont incorporés sur le parement de la colonne pour indiquer le niveau d'eau à différentes hauteurs le long de la colonne. Les espacements entre les piézomètres sont de 31.5 cm, 14.9 cm et 20.2 cm (Figure 3-15).



Figure 3-15: Piézomètres installés sur la paroi du perméamètre

### 3.3.2 Capteurs

Des capteurs ont été utilisés pour mesurer le niveau d'eau à des endroits spécifiques lors des essais sur le modèle de digue. Deux types de capteurs ont été utilisés; l'un de type ultrasonique et l'autre de type pression submersible. Les Figures 3-16 et 3-17 illustrent ces deux types de capteur.

Le principe de fonctionnement du capteur ultrasonique repose sur l'utilisation des ultrasons. Le temps requis par l'onde pour parcourir un aller-retour jusqu'à un objet permet de déterminer la distance entre l'objet et la source, qui est proportionnelle au signal de 0-10 V émis par le capteur. L'utilisation de capteurs ultrasoniques permet d'effectuer une prise de mesures sans contact avec l'eau, ce qui est avantageux car l'écoulement ne sera pas perturbé par l'introduction d'un instrument de mesure. Lors des essais, quatre capteurs de ce type alimentés par un courant de 15V ont été utilisés.

Le capteur de pression submersible fournit des mesures de pression et émet un signal de 0-24 mA proportionnel à la profondeur du fluide reposant sur la membrane en silicium à l'intérieur du capteur. Lors des expériences pour la mesure du niveau d'eau à l'intérieur de la digue, quatre capteurs de ce type alimentés par un courant de 15V ont été utilisés.



Figure 3-16: Capteur de pression submersible dans un flux



Figure 3-17: Capteur ultrasonique non-submersible dans un flux

### 3.3.2.1 La calibration des capteurs

Avant utilisation, tous les capteurs doivent être calibrés. Ceci se traduit par la recherche d'une fonction  $y=f(x)$  reliant la valeur renvoyée par le capteur ( $x$ ) à la hauteur d'eau ( $y$ ). Si on suppose que le capteur a une réponse linéaire (ce qui est généralement le cas dans la plage optimale de fonctionnement d'un capteur), alors on peut modéliser la réponse du capteur par une droite dont l'équation est de la forme  $y = ax + b$ . La calibration se résume à trouver les valeurs des coefficients  $a$  et  $b$  de la droite. Pour ce faire, un minimum de deux points est requis pour définir la droite. Cependant, plus il y a de points de mesure pour calibrer le capteur, plus la calibration sera fiable et les valeurs de  $a$  et de  $b$  seront proches de la réalité. La démarche de calibration consiste à reproduire un scénario semblable à celui dans lequel les capteurs seront utilisés.

En ce qui concerne les capteurs de pression submersibles, utilisés dans le cas de la digue avec noyau en terre, ils ont été placés avec une inclinaison de  $45^\circ$  car la couche de sable n'était pas assez profonde pour permettre un emplacement vertical. Afin de les calibrer pour l'utilisation dans ce modèle de digue, les capteurs ont été placés avec le même angle dans un petit bassin (Figure 3-18) et ce dernier a été rempli d'eau par incrément dans le but de connaître la valeur de retour de chacun des capteurs. Dans le cas où la digue est munie d'un noyau en bois, tous les capteurs ont été placés suivant un axe perpendiculaire à la section du point de mesure. Pour les calibrer il a suffi de placer un tube transparent au-dessus de chaque capteur (Figure 3-19) et faire varier le niveau d'eau à l'intérieur du tube afin de noter la valeur de retour du capteur. Pour la calibration des capteurs ultrason, un objet a simplement été déplacé devant le capteur et la réponse a été notée.

À titre d'exemple, la Figure 3-20 illustre la courbe de calibration d'un des capteurs.



Figure 3-18: Montage utilisé pour la calibration des capteurs submersibles placés dans la couche de sable

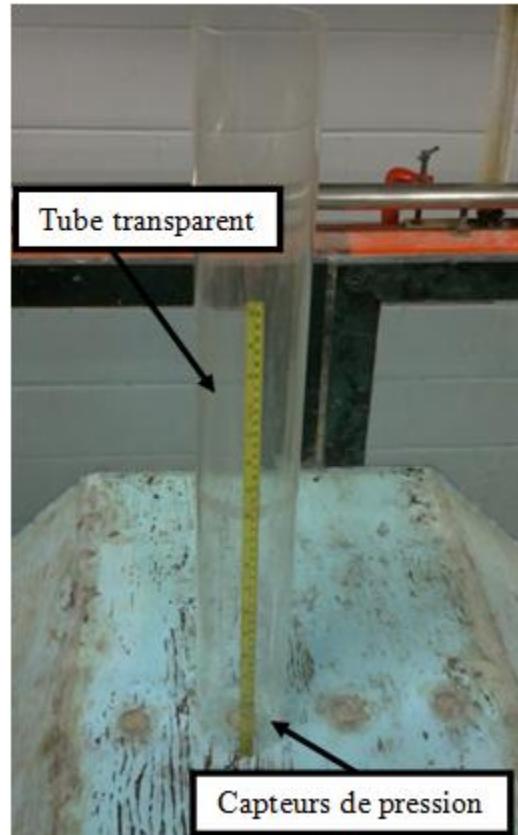


Figure 3-19: Montage utilisé pour la calibration des capteurs submersibles placés dans le coffrage en bois

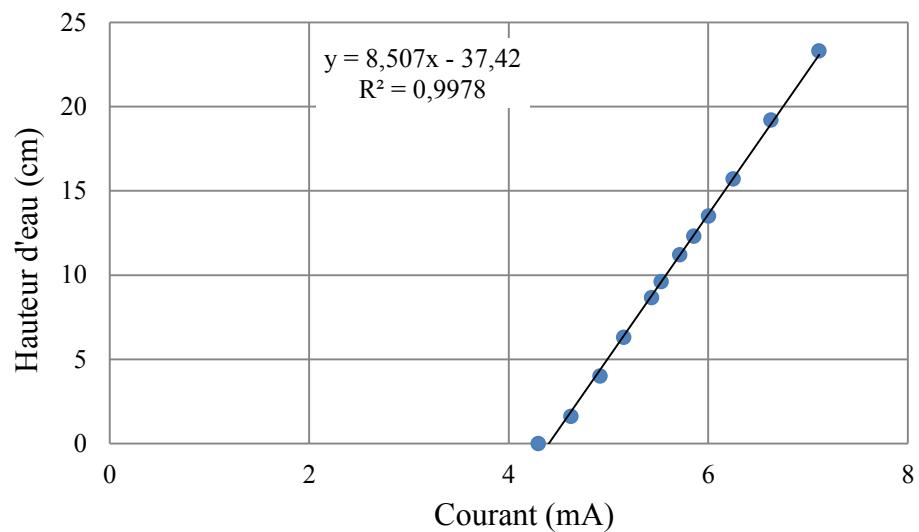


Figure 3-20: Courbe de calibration d'un des capteurs utilisés

### 3.3.2.2 L'emplacement des capteurs

Les capteurs ultrasons ont été placés à différents endroits dans le montage : un premier capteur vis-à-vis du déversoir pour mesurer la hauteur d'eau afin de déterminer le débit transitant, un deuxième au niveau du réservoir, un troisième au-dessus de la crête de la digue au coin du parement amont et enfin un dernier capteur en aval pour mesurer la hauteur d'eau à la sortie du pied de la digue. Dans la Figure 3-1, l'emplacement de tous les capteurs est bien illustré.

Les capteurs submersibles ont été placés et alignés au centre de la largeur du canal. L'espacement entre les capteurs est de 10 cm. Les Figure 3-21 et 3-22 montrent l'emplacement des capteurs dans la couche de sable et le coffrage en bois respectivement. La raison pour laquelle les capteurs ont été placés au centre de la largeur du canal sur la partie horizontale du modèle était d'éviter l'influence des parois sur la lecture des niveaux d'eau. Comme le montre la Figure 3-23, il existe une très faible friction entre les parois et l'écoulement et les pores n'ont pas la même géométrie qu'à l'intérieur du milieu granulaire dû à la courbure de la paroi. De plus, les forts gradients hydrauliques sur le parement aval ont été contournés afin de rapprocher le modèle d'écoulement bidirectionnel à un écoulement unidirectionnel.

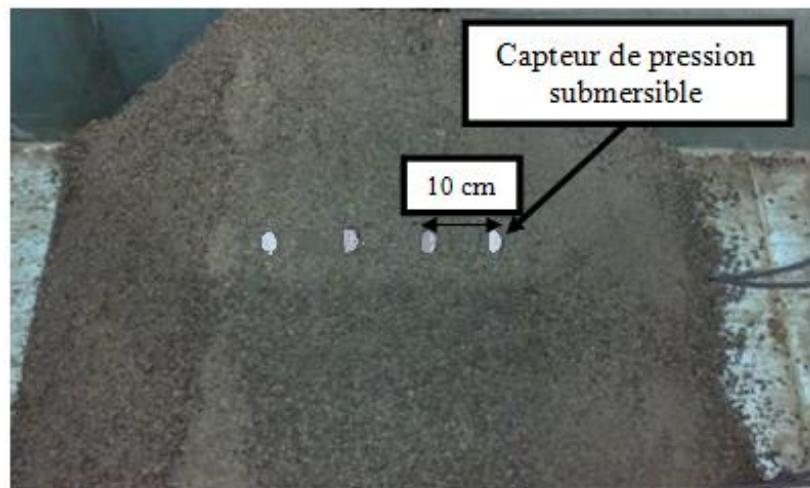


Figure 3-21: Emplacement des capteurs dans la couche du sable du noyau en terre

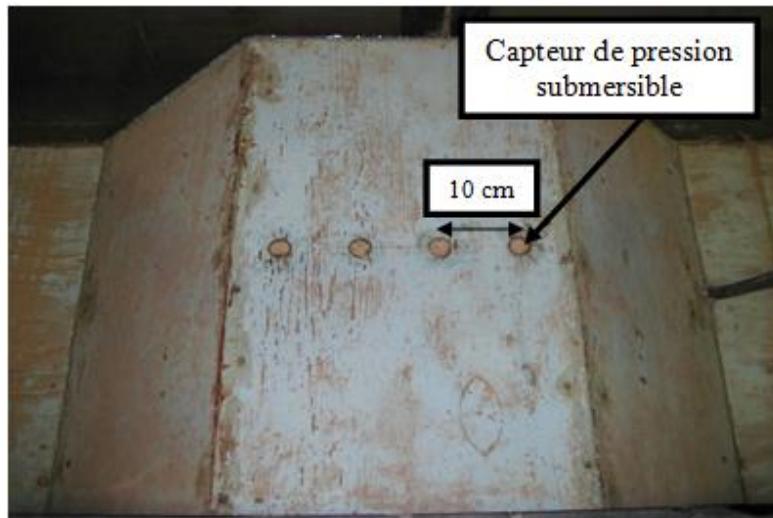


Figure 3-22: Emplacement des capteurs dans le noyau en bois



Figure 3-23: L'effet de la paroi sur l'écoulement dans le canal

### 3.3.3 Système d'acquisition et de traitement de données

L'ensemble des huit capteurs est relié à un enregistreur de données OM-DAQPRO-5300 de marque OMEGA (Figure 3-24). Il possède une interface graphique qui permet d'afficher les valeurs et de les analyser en temps réel; ceci minimise le besoin de télécharger les données sur un ordinateur. Les signaux de 0 à 10 V et de 0 à 24 mA peuvent aisément être affichés par l'appareil. Les données enregistrées sont mises à l'échelle dans les unités physiques réelles recherchées par les courbes de calibration. Dans le cas de cette étude, elles seront converties en une lecture de hauteur d'eau en centimètre. Une fois le système connecté à un ordinateur, les données peuvent

être lues à l'aide du logiciel DeqLab (Figure 3-25), qui permet aussi de les exporter vers différents tableurs tels que Microsoft Excel.



Figure 3-24: Système d'acquisition de données de marque OMEGA

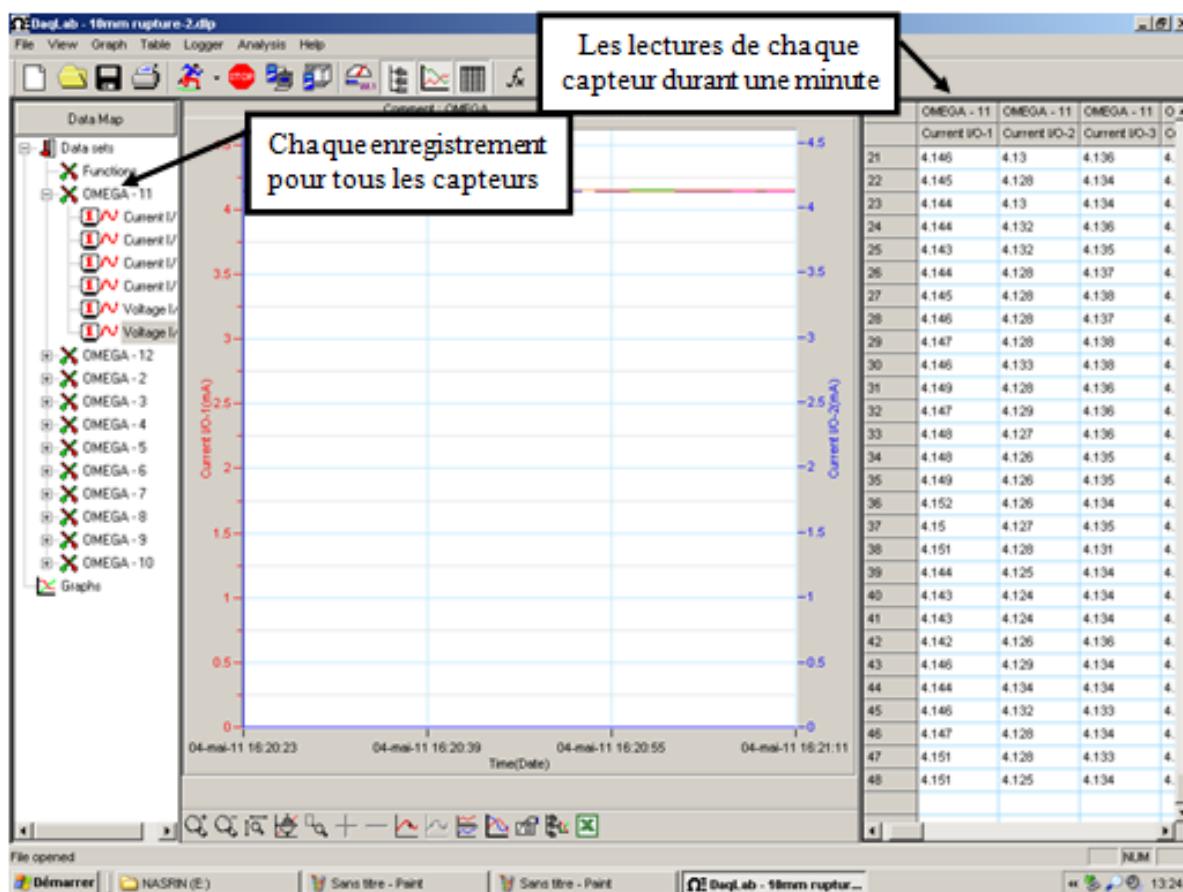


Figure 3-25: Interface graphique du programme

L'ensemble des piézomètres était relié par des tubes à des burettes où il était possible d'observer l'eau monter et de lire le niveau maximum atteint à l'aide d'une feuille millimétrique (Figure 3-26). Il est à noter que pour avoir des lectures exactes et précises, les burettes et les tubes ne doivent pas contenir de bulles d'air.

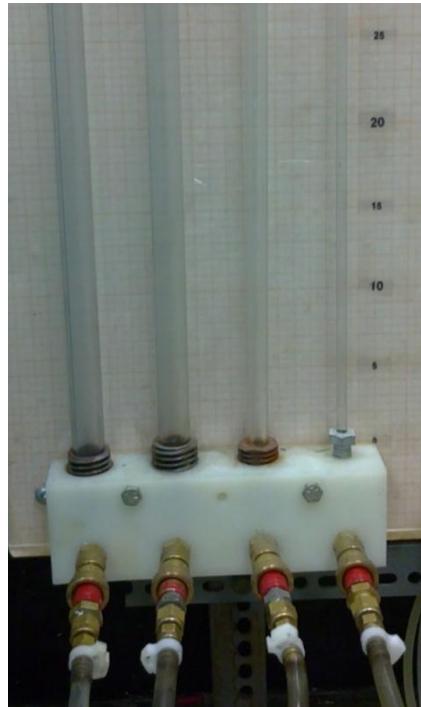


Figure 3-26: Burettes fixées à une feuille millimétrique

### 3.4 Conclusion

Ce chapitre a permis d'illustrer le montage expérimental et les équipements utilisés à différents fins lors de la réalisation des essais expérimentaux. La géométrie de tous les modèles à l'étude et leurs compositions ont été présentées en détail. De plus, une étude s'élargie sur les différentes propriétés physiques des matériaux utilisés tels que la distribution granulométrique, le degré de compactage, la densité des grains, la perméabilité et la porosité du sol.

À la lumière des connaissances théoriques acquises sur l'écoulement dans les enrochements (Chapitre 2) et les connaissances techniques sur le montage, les équipements et les matériaux utilisés afin de réaliser les essais expérimentaux (le présent chapitre) on est en mesure de proposer un scénario expérimental visant à quantifier l'initiation de la rupture sur un modèle de

digue en enrochement avec noyau et d'étudier l'écoulement à travers la couche d'enrochement dans un milieu bidirectionnelle (la digue) et un milieu unidirectionnelle (le perméamètre).

## **CHAPITRE 4 ÉTUDE EXPÉRIMENTALE**

### **4.1 Introduction**

Dans le cadre de ce travail de recherche, quatre-vingts expériences sur l'initiation de la rupture dans une digue en enrochement ont été réalisées. Le volet expérimental de ce travail s'est déroulé sur une période de onze mois, dont les trois premiers ont été dédiés à la préparation des matériaux et des installations du montage. Le reste du temps a été employé pour réaliser les essais de l'initiation de la rupture sur un modèle de digue, analyser l'influence de différents paramètres physiques et géométriques sur l'initiation de la rupture et aussi étudier la perméabilité de l'enrochement. Ce chapitre traite en détail du déroulement complet des expériences réalisées.

Les essais réalisés au laboratoire permettent de bien identifier les différents mécanismes mis en jeu lors de l'initiation de la rupture de la digue en enrochement et visent à déterminer le niveau critique d'eau dans la retenue en amont de la digue. Une attention particulière a été portée sur le début du mouvement des enrochements. Deux dispositifs ont été étudiés pour le choix du noyau étanche de la digue : le premier avec de la moraine et du sable et le deuxième avec un coffrage en bois vide à l'intérieur.

Au chapitre 2, des relations décrivant l'écoulement turbulent à travers l'enrochement ont été mentionnées. Ces relations doivent être validées par des essais au laboratoire sur les matériaux employés lors de cette étude avant de les appliquer. Pour ce faire, deux types d'essais de perméabilité ont été effectués : un essai d'écoulement unidirectionnel et un essai d'écoulement bidirectionnel.

### **4.2 Processus d'essais sur l'initiation de la rupture d'une digue en enrochement**

Lors de ce volet du projet, des expériences sur différentes géométries et compositions de digue ont été réalisées dans le but d'étudier l'initiation de la brèche dans la couche de recharge. Les sections suivantes élaborent en détail le protocole expérimental mis au point.

#### 4.2.1 Préparation du matériel et mise en place de la digue

La première série de tests a été réalisée suite à la construction d'un modèle de digue composé d'un noyau et d'un filtre en terre. Dans une deuxième série de tests, un coffrage en bois a remplacé le noyau et le filtre.

Pour chaque modèle, les dimensions prédéfinies des couches ont été marquées à l'extérieur des vitres des parois latérales du canal, afin de s'y baser pour la construction de la digue (Figure 4-1).



Figure 4-1: Marque des dimensions des couches sur les vitres des parois latérales du canal

Tout d'abord, pour la mise en place du noyau et du filtre, des échantillons représentatifs du sable et de la moraine ont été prélevés à différentes profondeurs pour déterminer leur teneur en eau. D'après leur masse volumique sèche à l'optimum, obtenue par l'essai Proctor (présenté au Tableau 3-7), et leur volume d'occupation dans la digue, la masse des matériaux nécessaire pour la construction de chaque couche a été déterminée. Sachant la teneur en eau présente dans le sol, celui-ci a été humidifié en ajoutant graduellement la quantité d'eau appropriée pour que la teneur en eau optimale soit atteinte et il a été bien malaxé pour obtenir un mélange ayant une texture assez homogène.

La mise en place de la moraine et du sable a été effectuée par couche de quelques centimètres en appliquant le poids mort d'un marteau mécanique équipé d'une plaque de compactage carrée de 40 cm de côté (Figure 4-2) sur la surface du sol dans le but d'atteindre un degré de compaction proche de l'optimum. Les pentes ont été formées à l'aide d'une règle métallique et d'une truelle. La digue a été construite sur toute la largeur du canal. Chaque couche a été scarifiée après

compactage pour assurer l'adhésion avec la couche suivante. Le degré de compaction obtenu, qui est le rapport entre la densité sèche du matériel présent dans la digue et celle à l'optimum, est de  $93\% \pm 2\%$  et  $92\% \pm 2\%$  pour la couche de moraine et de sable, respectivement.



Figure 4-2: Marteau mécanique de compactage

Les capteurs de pression ont été posés dans la couche de sable avec une inclinaison de 45 degrés de façon à avoir la tête du capteur ressortie à la surface horizontale du filtre. Les capteurs de pression ont été reliés à l'appareil d'acquisition de données par des fils. Les fils ont été incorporés dans la couche de sable, à la fois dans les directions horizontale et inclinée de façon à faire ressortir leurs extrémités à travers un petit trou dans le pied de la paroi en amont. Ces capteurs ont été utilisés pour l'étude de la perméabilité à travers la zone de gravier. Il est à noter que la mise en place du noyau et du filtre a été effectuée une seule fois et a été gardée intacte pour les essais suivants, car l'évolution de la brèche ne se rendait pas jusqu'à l'érosion du noyau. Une fois que l'érosion avait intéressé le parement aval (début de rupture), le système était arrêté et l'essai prenait fin. Après avoir placé le noyau et le filtre, la couche d'enrochement a été placée par-dessus le corps central de la digue. Pour faciliter l'emplacement des enrochements, une planche en bois a été placée et retenue par un bloc de béton aux deux extrémités de la digue (Figure 4-3). Le gravier a été déposé à l'aide d'une pelle dans le fond du canal sur les bords du filtre et a été monté progressivement par couches en formant les pentes à l'aide de la planche de retenue jusqu'à atteindre la côte de la crête. Les planches empêchaient le glissement des grains lors de la légère compaction à l'aide d'une tige d'acier. Il faut souligner que le gravier utilisé a été tamisé dans les fractions désirées (tel qu'expliqué à la section 3.2.1.1) et comme il ne possédait pas de particules fines collées, le lavage des granulats n'a pas été nécessaire.

Dans le deuxième modèle de digue, le coffrage en bois a été fixé dans le canal par du silicone. Une fois la silicone bien séchée, l'étape suivante a été de mettre en place la couche de gravier. Les capteurs de pression ont été incorporés à l'interface du coffrage pour étudier la perméabilité de l'enrochement. Le gravier a été placé par-dessus le coffrage comme il a été fait dans le cas du noyau en terre.

Pour chaque essai, la préparation du modèle a pris 5 à 6 heures environ (en fonction de la taille et la géométrie). Dans les essais où la pente du fond du canal a été modifiée, la préparation de ce dernier prenait 2 à 3 jours.



Figure 4-3: Planche en bois retenant l'enrochement lors de son emplacement

#### 4.2.2 Déroulement des essais

- ***Mise en eau***

Des tests préliminaires ont été menés pour étudier la régularisation des trois vannes sur le conduit d'amenée du canal et les deux régulateurs installés en aval de la digue, afin de voir la variation du niveau d'eau qu'elles causent dans le réservoir. Pour commencer, le canal a été alimenté par un débit d'apport constant et le niveau d'eau a été régularisé à un niveau constant par-dessus la crête du filtre pendant trois journées, afin de laisser la moraine le sable se saturer pour obtenir la conductivité hydraulique maximale ainsi que le débit d'infiltration maximal. En effet, lorsque les

pressions interstitielles sont négatives (milieu non saturé), la conductivité hydraulique du milieu est variable ( Figure 4-4).

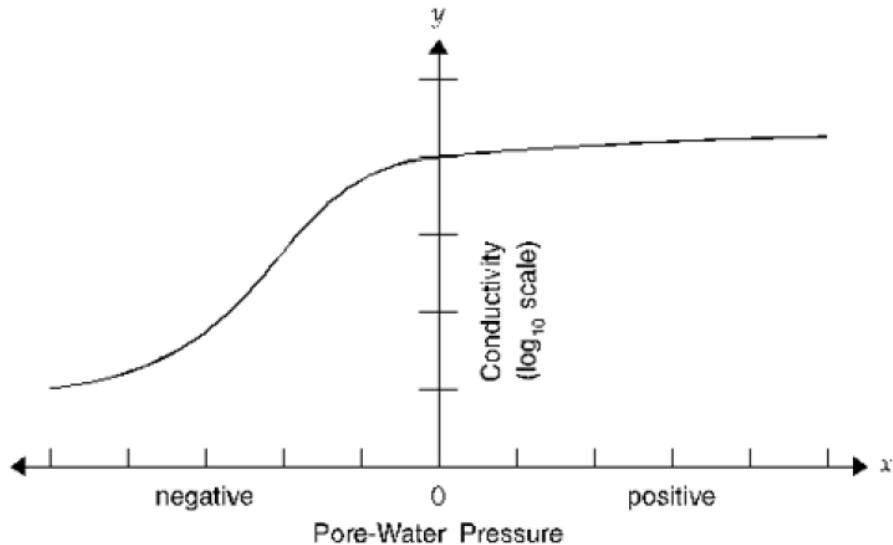


Figure 4-4: Courbe de pression interstitielle versus conductivité hydraulique (SEEP user's guide 2001)

- **Démarrage et ajustement de débit**

La condition initiale de l'essai a été caractérisée par un débit d'apport constant,  $Q_0$ , contrôlé par les deux valves en aval de la digue et la vanne de la conduite d'amenée de façon à maintenir le niveau d'eau à l'interface du sable et du gravier. L'intensité du flux contrôle le niveau d'eau mis en provision dans le canal par la fermeture progressive des vannes (une à la fois) à l'extrémité aval de la digue. Afin de minimiser l'erreur relative sur la hauteur d'eau critique provoquant l'initiation de la brèche sur le parement aval, le débit a été augmenté par faibles incrément de  $3 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ , induisant une augmentation de profondeur d'eau de  $2 \times 10^{-3} \text{ m}$ . A chaque incrément de débit, une durée d'attente de 10 à 15 minutes était nécessaire pour la stabilisation du niveau d'eau avant le démarrage des mesures. Cette façon de mettre en eau la digue et d'augmenter les niveaux d'eau instantanément (court délai de stabilisation de la nappe) permet de ne pas saturer la couche de gravier et d'avoir une situation similaire à une digue ayant été soumise soudainement à une crue.

Lorsque le débit est égal à  $Q_0$ , on observe une mince lame au pied du parement aval due à l'infiltration dans la couche du sable. Une fois le débit augmenté, le niveau d'eau franchit l'interface sable/gravier et on commence par observer un écoulement dans la couche du gravier. Compte tenu de la forte perméabilité de l'enrochement, la lame d'eau au pied du parement aval est relativement importante. L'impact de cette augmentation du niveau d'eau sur la stabilité du parement aval dépend de la taille des enrochements et de la géométrie de la digue. Une fois le niveau d'eau amont dépasse sa valeur critique, l'écoulement au pied du parement aval commence à éroder les particules. Par l'augmentation progressive du débit, l'écoulement transporte les particules au pied du parement aval et l'érosion se propage vers le haut du parement. La brèche se forme suite au glissement du parement aval suivi d'une érosion progressive des particules. Le développement progressif de la brèche s'observe alors jusqu'au lavage total de la digue. L'essai prend fin avant ce lavage complet: les vannes de régulation sont coupées et la pompe arrêtée.

La durée des essais est déterminée par le temps nécessaire pour l'initiation de la brèche et sa formation dans le parement aval et elle varie entre 6 et 7 heures, dépendamment des modifications apportées au modèle de la digue.

Il faut noter que le séchage des enrochements a été effectué avant de les réutiliser à l'essai suivant. Cependant, il a été constaté que le séchage n'a aucune influence sur l'initiation de la rupture de la digue à cause des larges pores qui permettent à l'eau de circuler librement entre le gravier et du degré d'absorption très faible des particules de gravier. À la fin de chaque essai, la couche de gravier a été enlevée minutieusement afin de faire la retouche de la surface de sable pour éliminer les changements visibles sur l'interface.

#### **4.2.3 Initiation de la rupture dans la couche du gravier de la digue**

Des essais préliminaires ont été réalisés dans le but d'identifier visuellement la position la plus critique pour le début de mouvement des enrochements. La phase d'initiation de la rupture est caractérisée par l'érosion en zone de convergence de l'écoulement au pied du parement aval et elle est suivie d'une érosion progressive du parement aval vers l'arête aval de la crête. Il est à noter que tant qu'on demeurait dans cette phase, l'ouvrage restait stable et conservait sa capacité à retenir l'eau en amont. Une seconde phase, appelée formation de la brèche, suit la phase d'initiation et s'achève lorsque la brèche atteint ses dimensions finales. D'après la norme du

Québec, cette deuxième phase dure 30 minutes (Marche 2008). La Figure 4-5 montre les deux phases de rupture de la digue expérimentale.

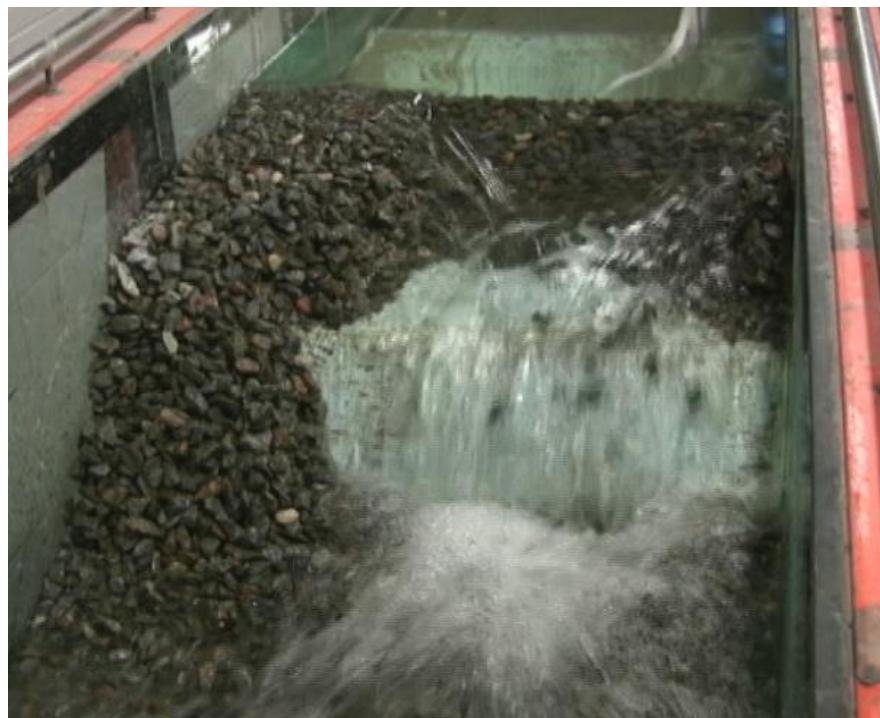
Afin de permettre une meilleure observation visuelle de l'initiation de la brèche, une caméra munie d'affichage de temps a été installée devant le parement aval.



a)



b)



c)

Figure 4-5: Phases de rupture de la digue a) Phase d'initiation de la rupture au pied du parement aval, b) Érosion progressive du parement aval et c) Phase de formation de la brèche

#### 4.2.4 Prise des mesures

Avant de débuter chaque essai, la valeur de tous les éléments caractérisant la configuration géométrique du modèle expérimental, tels que la longueur de la digue, la pente du parement aval et la pente du lit a été notée. Durant les essais, deux variables ont été mesurées à répétition et toutes les manipulations ont été notées sous forme de journal :

- Temps

Le temps a été chronométré (1/100s de précision) à partir du début de l'essai. À chaque augmentation de débit, l'heure associée au niveau d'eau dans le réservoir a été saisie sous forme de journal. Par le calcul d'un gradient effectif critique, la hauteur d'eau critique a été déduite. En utilisant le journal des temps, il a été possible d'associer l'heure à cette hauteur critique qui a été comparée à l'heure affichée sur la vidéo enregistrant l'initiation de la brèche. Ceci a été fait dans le but de s'assurer de l'exactitude de la hauteur critique choisie causant l'initiation de la brèche.

- Hauteur d'eau

Les profondeurs d'eau au-dessus de la couche du filtre ont été enregistrées par les capteurs de pression. La charge du déversoir à paroi mince, celle du réservoir ainsi que les charges à l'entrée et à la sortie de la digue ont été enregistrées par des capteurs ultrason. Il est à noter que lorsque la nappe est à l'intérieur de la digue, la lecture des niveaux d'eau au point amont de la crête a été faite par un ruban à mesurer collé sur la vitre, tandis qu'il a été enregistré par le capteur ultrason une fois le débordement survenu.

Après chaque fermeture de vanne, environ 15 minutes ont été nécessaires pour l'instauration de l'écoulement permanent dans le canal. À ce moment, l'enregistrement des niveaux d'eau mesurés a été fait pendant une minute à l'aide de l'acquisiteur automatique OM-DAQPRO-5300. Ces hauteurs d'eau permettent de calculer le débit d'écoulement et les pertes de charge à travers la digue.

#### 4.2.5 Étude de sensibilité

L'incapacité à prédire analytiquement le moment d'initiation de la brèche par des paramètres physiques et géométriques de la digue nécessite la mise à l'épreuve de différents modèles

expérimentaux. L'objectif est de corrélérer par une relation directe le niveau critique dans le réservoir causant l'initiation de la brèche et les paramètres physiques et géométriques de la digue.

Tout d'abord, il est important de mettre au point les paramètres qui jouent un rôle important dans l'instabilité de la digue et la formation de la brèche. Les paramètres affectant la rupture des digues par débordement sont les propriétés du fluide (telles que sa densité et viscosité), les conditions d'écoulement (tels que le débit et le niveau d'eau en amont), et les propriétés des matériaux formant la digue (telles que la perméabilité, la forme et la distribution granulométrique) (Zhao 1992). La stabilité locale des sédiments et leur capacité à être transportés dépendent généralement de plusieurs facteurs tels que les propriétés du fluide et du sédiment, la profondeur d'eau et la vitesse de cisaillement ( $u_*$ ). La détermination de la vitesse de cisaillement (sa dimension homologue, le paramètre de Shields,  $\tau_*$ ) nécessite la connaissance des quantités qui sont difficiles à estimer comme, par exemple, l'angle d'écoulement d'infiltration de sortie (Gregoretti, Maltauro et al. 2010). Plutôt que de se concentrer sur la mobilité locale des particules, la stabilité globale du système a été reliée aux paramètres géométriques et physiques globaux de l'ouvrage. Il a été proposé de caractériser la hauteur d'eau critique de surverse par-dessus la crête,  $D_{cr}$ , en utilisant des paramètres qui définissent la stabilité globale tels que les suivants :  $\rho$ ,  $\rho_s$ ,  $d_{50}$ ,  $g$ ,  $L$ ,  $H$ ,  $W$ ,  $H_n$ ,  $W_n$ ,  $\tan\alpha$ ,  $\tan\beta$ ,  $\tan\alpha'$ ,  $\tan\beta'$ ,  $\tan\theta$ ,  $n$ ,  $K$  (ces paramètres sont définis à l'annexe I).

Suite à l'analyse dimensionnelle, expliquée en détail à l'annexe I, seulement les trois variables de granulométrie, pente du parement aval et pente du lit ont été mises à l'étude. Tous les résultats seront présentés au chapitre suivant.

- Granulométrie

La taille de l'enrochement a été l'un des paramètres étudiés. Trois granulométries d'enrochement pour la composition de la couche de recharge ont été choisies : 10 à 14 mm, 14 à 20 mm et 20 à 25 mm (Figure 4-6). Lors de l'étude de l'influence des différentes tailles de granulat, la pente du parement aval a été fixée à 45 degrés et le lit du canal a été demeuré horizontal. Des durées d'essais plus longues (environ d'une heure) ont été attribuées aux enrochements de 20-25 mm.

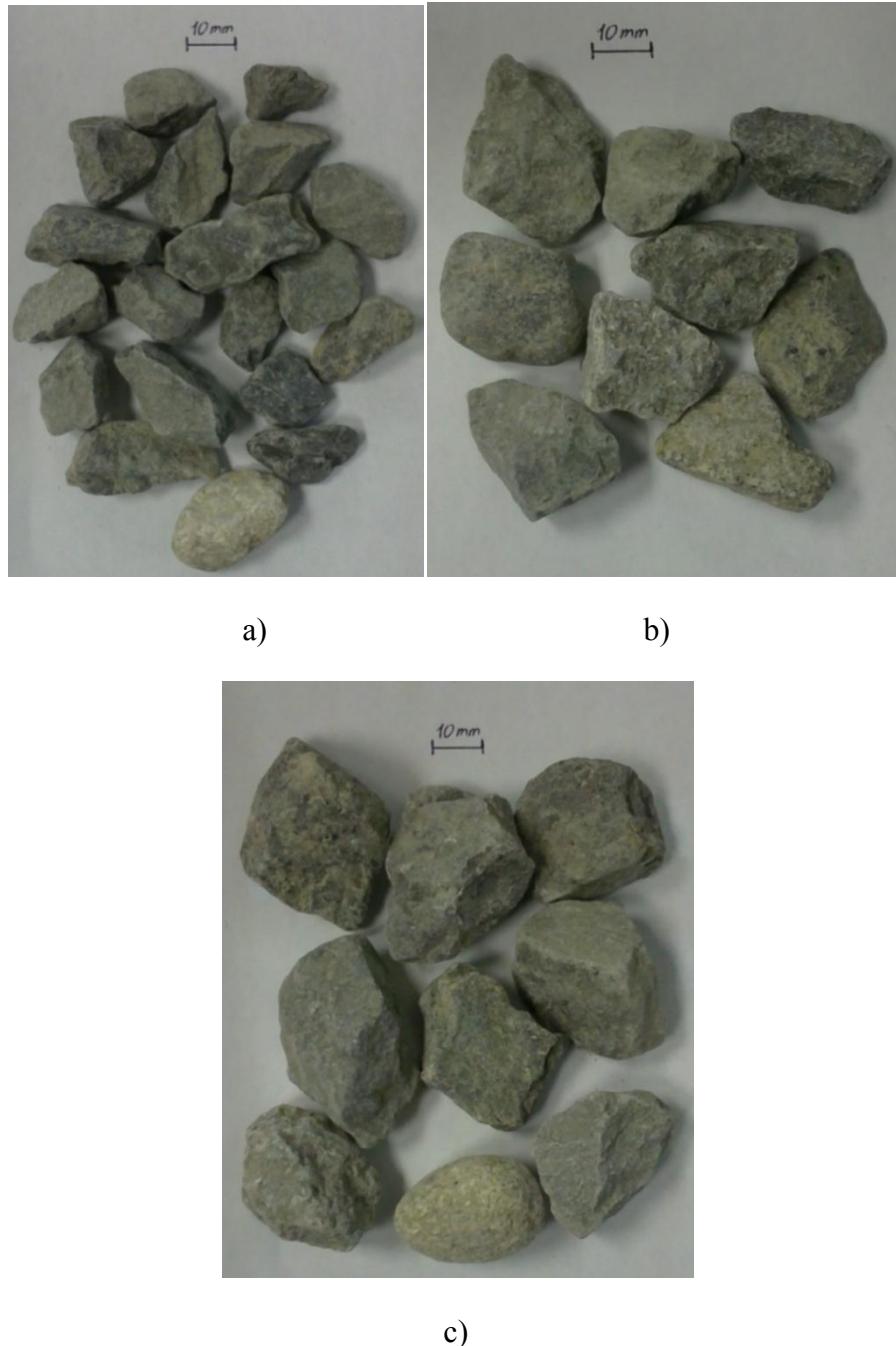


Figure 4-6: Granulométries utilisées a) 10-14 mm,b) 14-20 mm et c) 20-25 mm

- Pente du parement aval

L'angle de repos d'un sol est l'angle par rapport à l'horizontale pour lequel les matériaux des parois ne s'effondrent pas et sont stables. Pour qu'une paroi soit stable, sa pente doit être inférieure à son angle de repos. Cependant, en situation extrême, (situation dans laquelle le mouvement des granulats commence) il est possible de stabiliser des pentes en enrochement à un

angle de 45 degrés au maximum (Martins 1990). Du point de vue de l'hydraulique, l'angle de repos varie avec la présence d'eau, ce qui favorise les problèmes d'érosion. Dans le but d'analyser l'influence de la pente sur l'initiation de la brèche, différentes valeurs de pente ont été testées : 45, 40, 35 et 30 degrés. La largeur au pied de la digue a été ajustée en fonction de la pente du parement aval. Pour les essais ayant eu une variation sur la pente du parement aval, la distribution granulométrique de 14-20 mm et un lit du canal horizontal ont été choisis.

- Pente du lit

L'étude de l'influence de la pente du lit a été nécessaire afin de se mettre dans des situations plus proches des terrains naturels. L'inclinaison du lit du canal ne pouvait pas être variée en continu de façon automatique à cause de l'absence d'un dispositif de fond à pente variable. Une planche de bois placée sous l'angle désiré a été retenue par des triangles formés dans le même angle (Figure 4-7) pour réaliser différentes pentes du lit. La plage de pentes possible à étudier présente des inclinaisons de 0, 1.5, 3 et 5 degrés. La distribution granulométrique de 14-20 mm et la pente de 45 degrés pour le parement aval ont été choisies lors de cette étude.



Figure 4-7: Planches de bois utilisées pour modifier la pente du lit du canal

Ces études de sensibilité ont conduit à réaliser 12 différents types d'essai, dont le Tableau 4-1 résume les conditions examinées.

Tableau 4-1: Résumé des types d'essais réalisés

Numéro d'essai	Matériel	d <sub>50</sub> (mm)	Variable étudiée			
			Matériel de recharge		Pente du lit, $\alpha$ (degré)	Pente du parement aval, $\theta$ (degré)
			Matériel	d <sub>50</sub> (mm)		
1	Moraine / Sable	0.18 / 1.6	Gravier	11.96	0	45
2	Moraine / Sable	0.18 / 1.7	Gravier	16.68	0	45
3	Moraine / Sable	0.18 / 1.6	Gravier	21.95	0	45
4	Coffrage en bois	-	Gravier	11.96	0	45
5	Coffrage en bois	-	Gravier	16.68	0	45
6	Coffrage en bois	-	Gravier	21.95	0	45
7	Coffrage en bois	-	Gravier	16.68	1.5	45
8	Coffrage en bois	-	Gravier	16.68	3	45
9	Coffrage en bois	-	Gravier	16.68	5	45
10	Coffrage en bois	-	Gravier	16.68	0	40
11	Coffrage en bois	-	Gravier	16.68	0	35
12	Coffrage en bois	-	Gravier	16.68	0	30

### 4.3 Essais de perméabilité dans l'enrochement

Comme il a été décrit dans le Chapitre 2, il n'existe pas encore de solution universelle pour exprimer le comportement de l'écoulement turbulent à travers les enrochements. L'approche la plus prometteuse pour une solution générale semble être celle offerte par les théories statistiques (Li et Davies 1998) et par une vérification avec des essais expérimentaux sur les matériaux utilisés. Les coefficients de la relation de Forchheimer et Missbach, s'évaluent expérimentalement par deux séries de tests différents (Wilkins 1956; Stephenson 1979; Parkin et al. 1985; Morii 2002). Dans la première série, l'eau s'écoule à travers un perméamètre circulaire rempli d'enrochements, tandis que dans l'autre série, l'écoulement se produit à travers les enrochements assemblés pour former une digue dans un canal.

### 4.3.1 Exécution d'essais unidirectionnels

Comme il a été mentionné au chapitre précédent, il existe des critères pour lequel l'effet de paroi sera négligeable sur l'écoulement. Un perméamètre caractérisé par un diamètre suffisamment plus grand que le diamètre des grains a été employé pour les essais, de manière à éliminer les phénomènes dus à l'influence des parois (Tableau 4-2).

Tableau 4-2: Validité des critères pour négliger l'effet de paroi (Dudgeon 1967)

	10-14 mm	14-20 mm	20-25 mm
D / D <sub>p</sub> > 10	24,3	17,4	13,2

La première étape dans la préparation du matériel pour les essais a été le tamisage de l'enrochement pour obtenir la fraction de taille désirée. La distribution granulométrique des particules était la même que celle testée dans le modèle de la digue. Ces enrochements ont ensuite été placés en petites quantités dans le perméamètre. Après chaque levée, les particules ont été légèrement compactées. Lors du placement des particules, il a fallu laisser un espace dans la partie supérieure de la colonne du perméamètre pour permettre de placer un géotextile, un filtre ainsi qu'un ressort afin d'immobiliser les enrochements sous l'effet de la poussée d'eau. Par la pesée de l'enrochement mis en place dans le perméamètre et connaissant la densité des particules ainsi que le volume du perméamètre, le calcul de la porosité de l'échantillon d'enrochement a été fait.

Avant de débuter le test, le perméamètre a été saturé en l'alimentant par un écoulement du bas vers le haut, à un débit maximal, pendant environ six heures. Une fois l'échantillon d'enrochement prêt à être testé, quatre piézomètres ont été connectés à la paroi afin de permettre la lecture des niveaux d'eau sur les burettes attachées à la tablette millimétrique. Un récipient a été placé à la sortie du perméamètre pour collecter l'eau sortante et un réservoir tenu à une charge constante grâce à un taux d'approvisionnement en eau suffisant a fourni l'alimentation à la cellule du perméamètre. La température de l'eau a été enregistrée au début et à la fin de l'essai pour permettre une détermination précise de la densité de l'eau.

Pour commencer l'essai, l'alimentation du perméamètre a été faite par un écoulement du haut vers le bas et le débit d'écoulement a été réduit à un débit très faible et maintenu constant. Pour obtenir une bonne précision sur les mesures de débit (par la pesée de l'eau recueillie à la sortie dans un intervalle de temps fixe) et de niveaux d'eau, à cinq reprises pendant un laps de temps fixe leurs valeurs ont été notées manuellement en même temps. Étant donnée la grande perméabilité de l'enrochement, des intervalles de temps de 1 ou 2 minutes ont été fixés. Par la suite, le débit a été augmenté de sorte que la hauteur d'eau maximale à l'intérieur des piézomètres augmente d'environ 8 cm afin d'obtenir des faibles variations de débit et pouvoir permettre plusieurs variations par la suite. Une fois le débit varié, le système a été gardé inchangé pendant un certain temps afin de lui permettre d'atteindre un nouvel état d'équilibre (état permanent). Cette procédure a été répétée jusqu'à ce que le débit maximum possible soit atteint. À ce stade, l'essai a pris fin, l'alimentation d'eau a été coupée et le contenu de la colonne a été enlevé manuellement.

L'essai a été réalisé sur les trois granulométries d'enrochement considérées pour cette étude. Les données finales de chaque test ont été composées d'au moins sept valeurs de vitesse d'écoulement et de gradient hydraulique moyen associé à chaque vitesse. La vitesse a été calculée par le rapport entre le débit moyen mesuré et l'unité de surface de la colonne. La vitesse peut être exprimée en termes de vitesse apparente ou réelle (vitesse apparente par unité de porosité du milieu). Le gradient hydraulique moyen a été calculé à partir de la pente des charges piézométriques. Les résultats obtenus seront présentés dans le chapitre suivant.

### **4.3.2 Exécution d'essais bidirectionnels**

L'essai de perméabilité dans un écoulement bidirectionnel a été effectué dans le modèle de digue. Il faut noter que les essais ont été réalisés simultanément avec les essais de rupture sur le barrage. Lors de la mise en place du gravier, à chaque levée, la masse du gravier a été mesurée pour permettre le calcul la porosité *in situ*, en connaissant le volume de la section occupée et la densité des particules. La porosité a permis ensuite de calculer la vitesse réelle de l'écoulement transitant à travers l'enrochement.

Pendant l'essai, des mesures du débit d'écoulement (la même qui a été faite lors de l'essai de la rupture de la digue) et de la charge d'eau le long de la digue ont été prises. Il s'agit de la même procédure suivie lors de l'essai avec écoulement unidirectionnel. Les charges d'eau totales au

sein de la digue ont été mesurées à partir des points de prélèvement en correspondance des quatre capteurs de pression. À chaque étape de l'essai, le débit d'écoulement a été augmenté induisant un incrément de niveau d'eau en amont de la digue. Une fois que la nappe d'eau a atteint l'état permanent, l'enregistrement des lectures des quatre capteurs de pression a été fait par l'appareil d'acquisition de données en même temps que les enregistrements des niveaux d'eau nécessaires pour l'essai de rupture de la digue. La valeur retenue du niveau d'eau était la moyenne d'une minute d'enregistrement. La surface libre de l'écoulement dans la digue a été observée à travers les vitres de la paroi du canal et les profondeurs d'eau ont été mesurées par des rubans à mesurer collés le long de la base de la paroi du canal afin de s'assurer des lectures des capteurs. La lecture des niveaux d'eau a permis de calculer un gradient hydraulique moyen qui représente la pente moyenne de la ligne d'eau dans la digue. Le gradient hydraulique moyen a été associé à la vitesse moyenne de l'écoulement qui a été calculée à partir du débit mesuré à l'aide du déversoir installé en aval de la digue. Les enregistrements de niveau d'eau se sont poursuivis jusqu'à la fin de l'épreuve de l'initiation de la rupture, car les hauteurs d'eau mesurées au-delà de la crête de la digue permettront de conclure si la crête a été submergée ou pas lors du calcul du débit de surverse. L'essai prend fin lorsque la surface libre atteint la crête de la digue. Les augmentations successives du niveau de la nappe d'eau à l'intérieur de la digue ont permis d'obtenir environ douze à quatorze valeurs de vitesse d'écoulement et de gradient hydraulique moyen qui ont été mises en graphique pour les comparer avec celles retrouvées par l'essai unidirectionnel et avec celles obtenues par les relations existantes dans la littérature.

Il existe une certaine source d'erreur qui provient de la sous-estimation de la longueur de la ligne d'eau lors du calcul du gradient hydraulique. Afin de minimiser cette erreur, une courte distance entre les capteurs a été privilégiée, avec un espacement de 10 cm. Pour éviter les fortes pentes de la ligne d'eau sur le parement aval, la zone centrale de la digue (au niveau de la crête) a été choisie comme zone de récolte des quatre hauteurs d'eau. Le champ de vitesse a été considéré horizontal, malgré la faible courbure qui possède la ligne d'eau (un écoulement graduellement varié), en faisant l'hypothèse de l'égalité de la longueur de la ligne d'eau entre deux points de mesure et leur distance. La surface libre dans la partie centrale de la digue montrée à la Figure 4-8 permet de voir un exemple de la ligne d'eau qui suit la crête du noyau et démontre que l'hypothèse faite n'introduit pas une grande erreur.



Figure 4-8: Présentation de la nappe d'eau à travers la digue en enrochement

#### 4.4 Répétitivité des essais

Le début de l'érosion, au moment du dépassement de la hauteur d'eau critique dans le réservoir, était reproductible dans les essais expérimentaux dans les mêmes conditions qui ont été réalisées. À chaque étude de sensibilité, six ou sept essais successifs ont été exécutés sur le même modèle afin de s'assurer d'avoir des résultats cohérent et de retrouver un écart-type très faible de l'ordre de  $10^{-3}$  mm entre les résultats obtenus.

Lors de la réalisation des essais de perméabilité avec écoulement unidirectionnel dans le perméamètre, l'essai sur chacune des trois granulométries a été répété trois fois afin d'obtenir une relation moyenne entre le gradient hydraulique et la vitesse moyenne de l'écoulement. Compte tenu du fait que les mesures de l'essai de perméabilité avec un écoulement bidirectionnel ont été prélevées en même temps que les essais de rupture de la digue, plusieurs courbes de gradient-vitesse ont été obtenues.

#### 4.5 Conclusion

Quatre-vingts essais ont été réalisés sur un modèle de digue en enrochement composé d'un noyau étanche afin de déduire la hauteur d'eau critique en amont de la digue induisant l'initiation de la rupture au parement aval de la digue. Comme il a été décidé d'étudier la stabilité globale de la digue au lieu de la mobilité locale des particules, les paramètres ayant une influence sur le mécanisme de l'initiation de la rupture, tels que la pente du lit du canal,  $\theta$ , la pente du parement

aval de la digue,  $\alpha$ , et la taille des granulats,  $d_{50}$ , ont été évalués. Les mesures à relever lors de chaque expérience étaient les suivantes : les hauteurs d'eau à différentes sections et le temps qui conduisaient au calcul du débit d'écoulement à travers la digue et d'un gradient effectif.

Les approches théoriques décrivant l'écoulement turbulent ont été vérifiées par deux séries de tests différents, dans des milieux en enrochement caractérisés par un écoulement unidirectionnel et bidirectionnel.

## CHAPITRE 5 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET DISCUSSION

### 5.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats des expériences réalisées et leur discussion et il est composé de deux parties principales. Dans la première, des graphiques illustrant les résultats obtenus lors des essais de perméabilité dans deux milieux différents, l'un caractérisé par un écoulement unidirectionnel et l'autre par un écoulement bidirectionnel, sont présentés. Une comparaison entre les résultats des essais et diverses formules empiriques exprimant l'écoulement à travers les enrochements est effectuée. Cette comparaison vise à valider le protocole expérimental utilisé et à sélectionner l'expression empirique la plus appropriée pour les matériaux employés afin de pouvoir calculer le débit d'infiltration à travers la digue en enrochement. Dans la deuxième partie du chapitre, les tendances observées entre le débit d'écoulement et le gradient hydraulique amont et aval de la digue lors des expériences sur la rupture de la digue sont présentées. L'accent a été mis particulièrement sur l'initiation de la rupture. Suite au traitement des données, le seuil du niveau d'eau dans le réservoir induisant l'initiation de la brèche a été quantifié en fonction de trois paramètres (la granulométrie, la pente du parement aval et la pente du lit du canal). Pour une utilité pratique, il s'avère important de déterminer une expression liant la hauteur critique dans le réservoir et les paramètres géométriques et physiques de la digue.

### 5.2 Écoulement 1D et 2D dans l'enrochement

Pour déterminer le débit d'infiltration correspondant aux flux nets dans un ouvrage en enrochement, il est important d'utiliser une relation fiable. Puisque l'écoulement à travers l'enrochement est généralement turbulent, des relations du type non linéaire sont appliquées. Une connaissance de la relation entre les vitesses d'écoulement et les gradients hydrauliques est essentielle pour le contrôle de l'écoulement dans un ouvrage en enrochement.

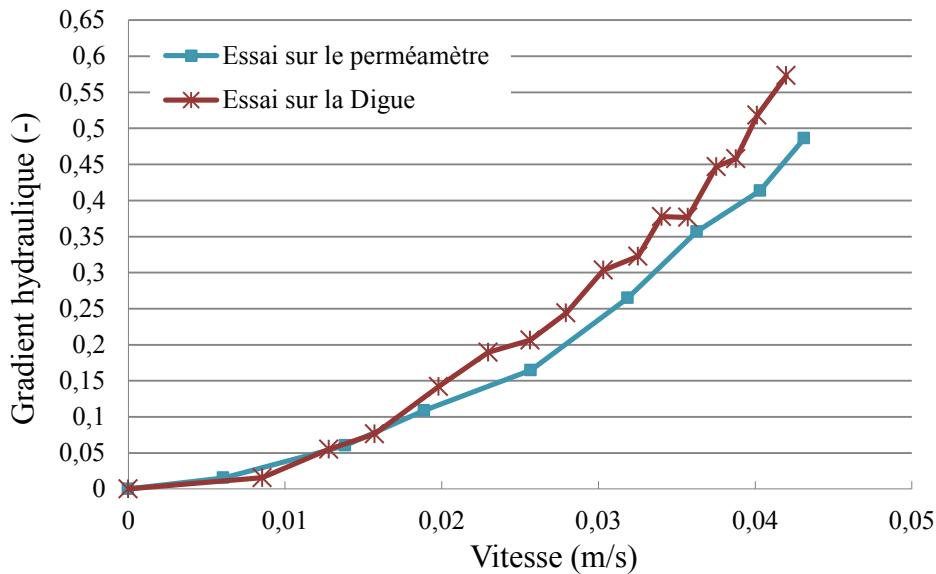
Il a été considéré que l'étude de la base théorique de l'écoulement turbulent, dans le but de proposer une nouvelle formule englobant une diverse gamme de granulométrie et tous les aspects hydrauliques de l'écoulement, était au-delà de la portée de ce projet. Toutefois, il a été nécessaire d'utiliser l'une des relations empiriques existantes dans la littérature et présentées au Chapitre 2.

Le choix de cette relation a fait l'objet des essais de perméabilité dans deux contextes différents sur les matériaux utilisés dans le modèle expérimental.

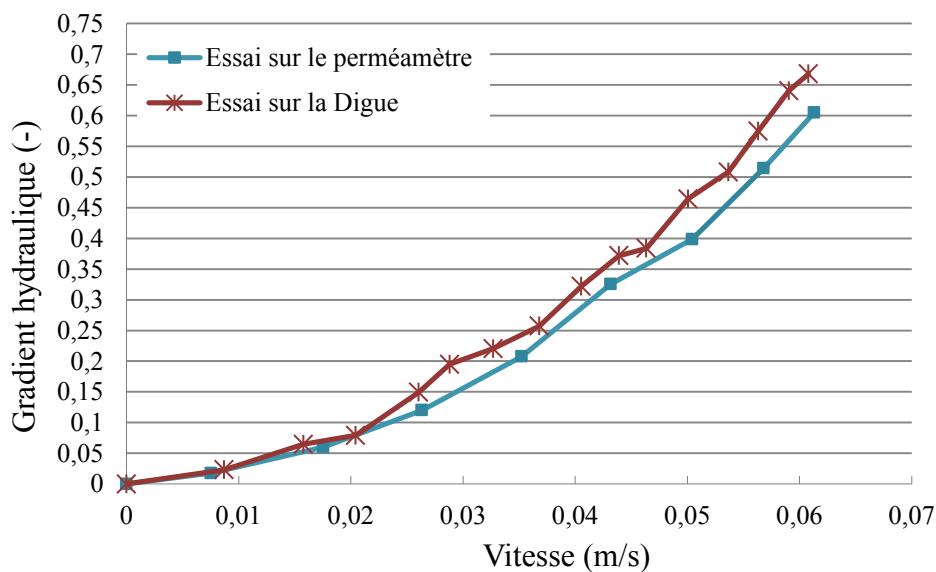
### **5.2.1 Relation entre le gradient hydraulique et la vitesse de l'écoulement**

Trois essais unidirectionnels dans le perméamètre ont été réalisés sur chacune des trois granulométries d'enrochement. Pour l'essai de perméabilité bidirectionnel, à chaque rupture sur la digue, les mesures nécessaires pour le calcul de la perméabilité dans ce milieu ont aussi été faites. D'après les données récoltées pour chacun de ces deux cas analysés (présenté à l'annexe IV), une courbe moyenne exprimant la relation entre le gradient hydraulique,  $i$ , et la vitesse d'écoulement,  $V$ , pour chaque granulométrie, a été tracée (Figure 5-1). La comparaison de ces courbes démontre une régression non linéaire et semblable dans les deux cas analysés, ainsi qu'un grand écart entre les gradients hydrauliques moyens, pour des vitesses plus élevées. Cela a été lié à la sous-estimation de la longueur de la ligne d'eau lors du calcul du gradient hydraulique, puisque la distance horizontale entre les capteurs a été choisie comme la longueur de la ligne d'eau. Les discontinuités des mesures dans le cas d'écoulement bidirectionnel peuvent être dues à l'erreur de lecture des niveaux d'eau, car chaque point est une moyenne d'une dizaine de points ayant approximativement la même vitesse et le même gradient hydraulique lors de la répétition des essais. Le calcul d'un gradient hydraulique moyen unidirectionnel lorsque l'écoulement est unidirectionnel justifie l'exactitude de la relation développée dans l'essai du perméamètre. Cependant, dans le cas de la digue, à cause de la création d'une zone d'écoulement bidirectionnel par mètre de largeur (un écoulement graduellement varié), la pente moyenne de la surface libre peut ne pas représenter la pente de la ligne d'eau à toute verticale choisie le long de l'écoulement.

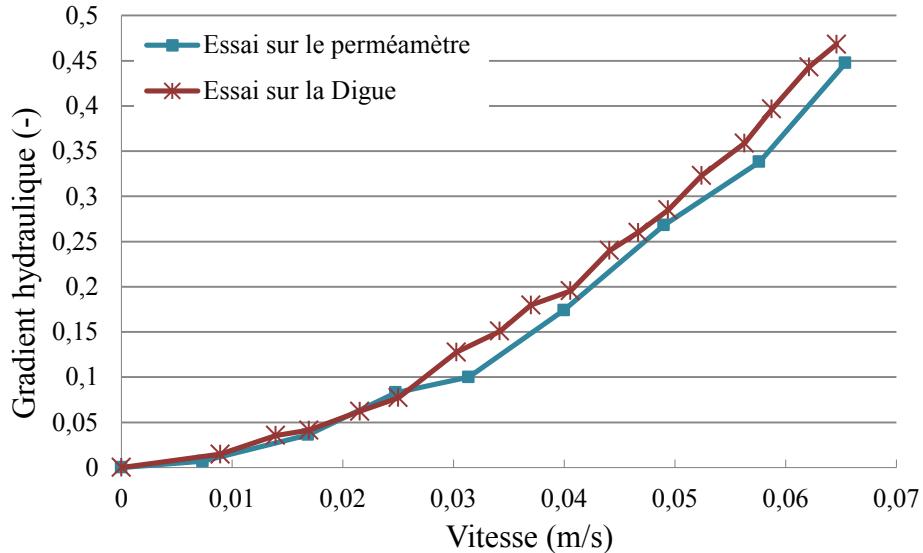
Les résultats de l'essai unidirectionnel montrent que, pour les matériaux étudiés, compte tenu des gradients hydrauliques variables de 0.02 à 0.66 et des vitesses variant d'environ 0.006 m/s à 0.065 m/s, la relation liant la vitesse au gradient hydraulique est quadratique, de la forme  $i = AV^2 + BV$ . Par ailleurs, les résultats de l'essai bidirectionnel montrent que, pour les matériaux étudiés, le gradient hydraulique varie de 0.023 à 0.7 tandis que la vitesse varie d'environ 0.008 m/s à 0.65 m/s et la relation entre ces deux variables est aussi quadratique, de la forme  $i = AV^2 + BV$ .



a)



b)



c)

Figure 5-1: Présentation de la relation non linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse de l'écoulement dans l'enrochemet pour les deux cas analysés a) gravier de 10-14 mm, b) gravier de 14-20 mm et c) gravier de 20-25 mm

Une comparaison des valeurs du gradient hydraulique et de la vitesse d'écoulement des trois distributions granulométriques a également été illustrée à la Figure 5-2. Il a été observé que plus la taille des pores est grande, plus les vitesses sont élevées.

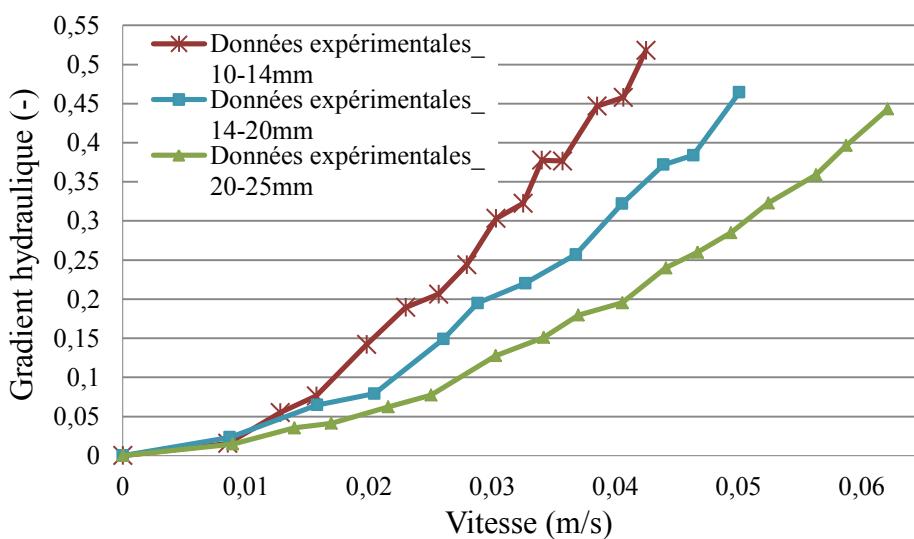


Figure 5-2: Comparaison des vitesses d'écoulement pour les trois granulométries considérées

## 5.2.2 Choix d'une relation empirique appropriée

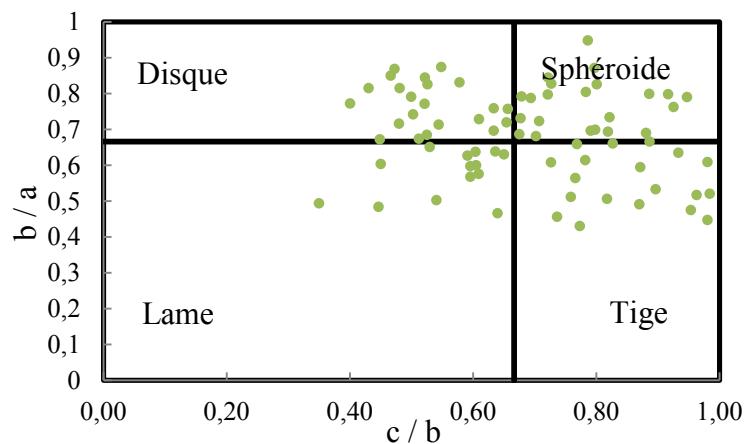
Six relations empiriques (Chapitre 2) caractérisant l'écoulement non-Darcien à travers les enrochements ont été choisies. Le choix était lié aux informations disponibles sur les enrochements utilisés et sur les paramètres empiriques de ces relations. De plus, les termes constants  $A$ ,  $B$ ,  $C$  et  $F$  ( $i=AV^2+BV$  où  $i=CV^F$ ) de ces relations ont été évalués expérimentalement par des tests au laboratoire semblables (dans un preméamètre et dans une digue) à ceux conduits dans le contexte de ce travail de recherche.

Afin de débuter les calculs, les propriétés physiques associées à chaque relation empirique (telles que le diamètre représentatif, le rayon hydraulique des particules, la porosité, la viscosité etc.) ont été déduites pour les trois granulométries d'enrochement. Le rayon hydraulique moyen est une mesure du diamètre d'un pore moyen des enrochements. Étant donné que pour la roche semi-sphérique (ou angulaire) il n'existe pas de relation liant la forme de la roche dominante à la superficie de la roche ou au rayon hydraulique moyen, deux alternatives peuvent être considérées. La première est d'utiliser des expressions telles que celles de Stephenson (1979), Li (1998) et Ergun (1952), où le rayon hydraulique n'apparaît pas, tandis que la seconde alternative est de faire une approximation du facteur de forme  $r_E$  pour prédire le rayon hydraulique moyen dans les formules qui en nécessitent, telles que les formules de Wilkins (1956) ou de McCorquodale (1978).

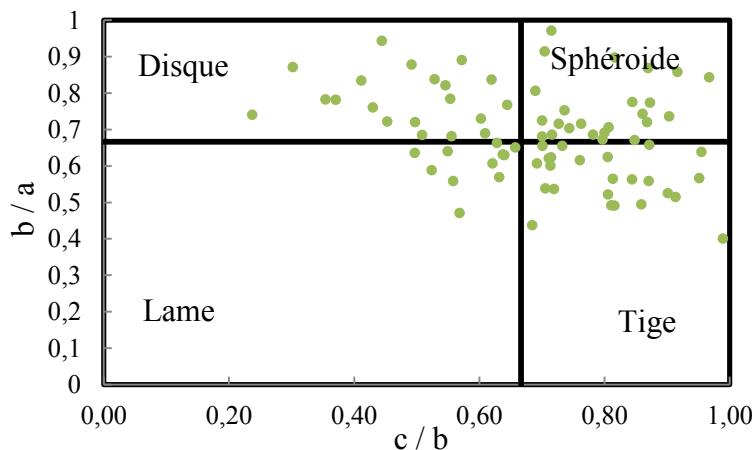
Quatre-vingt particules de roche ont été choisies dans chaque classe granulométrique considérée pour déterminer l'abondance des formes. Par la mesure des trois axes orthogonaux des particules, le diagramme de Zingg (Figure 5-3) a permis d'attribuer une forme à chaque particule, parmi celles suivantes : disque, tige, lame, sphéroïde. Les fréquences calculées sont données au Tableau 5-1, où il est possible d'observer que les formes de tige et sphéroïde sont les plus représentées dans les trois granulométries de gravier utilisé. Une valeur approximative de 1.6 pour le paramètre  $r_E$  a été choisie parmi celles proposées par Hansen (1992) et Sabin et Hansen (1994) selon la distribution des formes des roches et la comparaison de ces valeurs avec celles proposées par Wilkins (Tableau 2-1).

Tableau 5-1: Fréquence de chaque forme de particule dans chaque classe de granulométrie

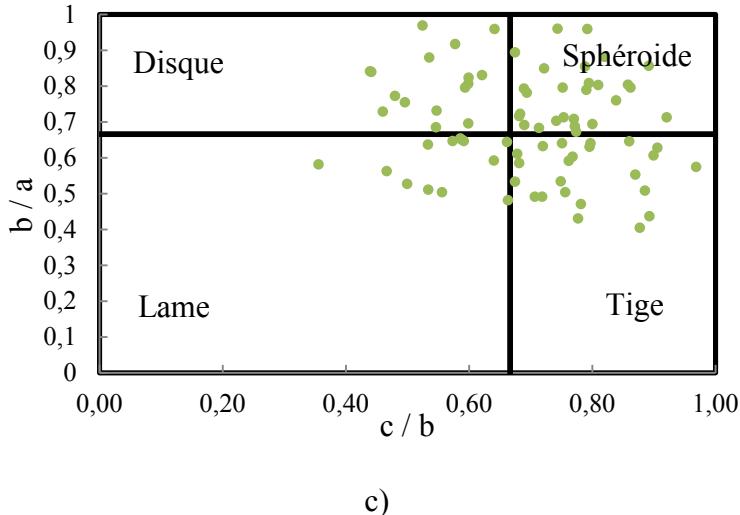
	Disque (%)	Tige (%)	Lame (%)	Sphéroïde (%)
10-14 mm	25.9	28.4	18.5	27.2
14-20 mm	26.3	31.3	12.5	30.0
20-25 mm	19.3	30.1	15.7	34.9



a)



b)



c)

Figure 5-3: Distribution des enrochements selon leur forme a) gravier de 10-14 mm, b) gravier de 14-20 mm et c) gravier de 20-25 mm

Lors de l'utilisation des relations empiriques il est toutefois nécessaire de s'assurer du régime dans lequel l'écoulement se situe. D'après les limites de la borne supérieure de la validité de la loi de Darcy, pour des nombres de Reynolds supérieur à 5, l'écoulement subit une transition et pour des valeurs au-delà de 100 l'écoulement devient complètement turbulent. Pour tous les essais, à partir des vitesses moyennes et du rayon hydraulique moyen choisi comme longueur caractéristique de l'écoulement, le nombre de Reynolds a été calculé. Les valeurs moyennes calculées pour les deux types d'expériences, essais dans le perméamètre et dans la digue, sont présentées au Tableau 5-2.

Tableau 5-2: Variation du nombre de Reynolds du début d'essai jusqu'à la fin de l'essai de perméabilité

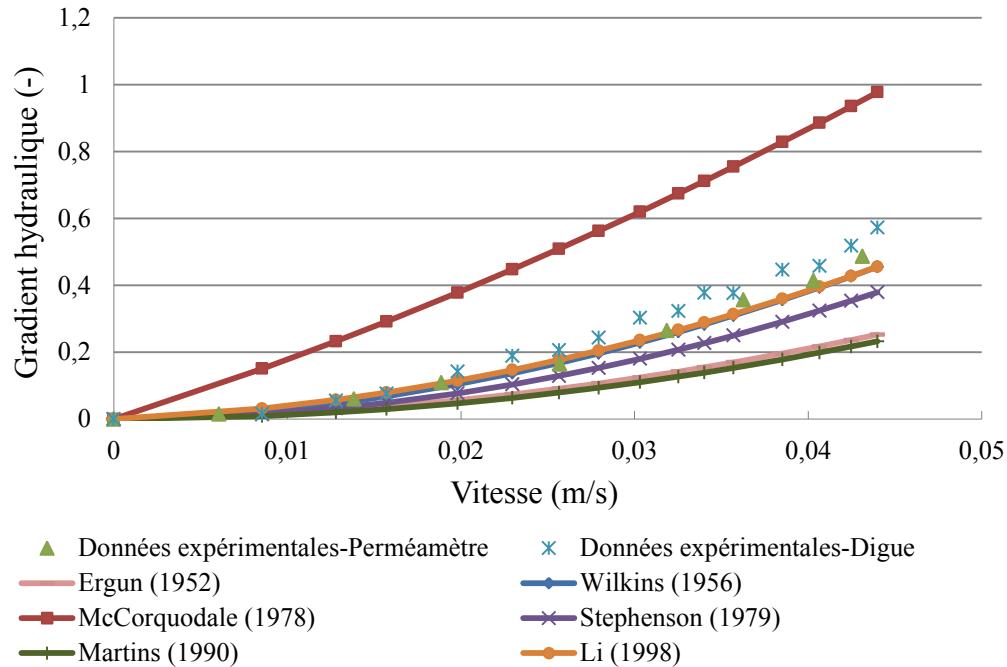
		Granulométrie 10-14 mm	Granulométrie 14-20 mm	Granulométrie 20-25 mm
Essai dans le perméamètre	Nombre de Reynolds minimal	15	27	35
	Nombre de Reynolds maximal	109	217	316
Essai dans la digue	Nombre de Reynolds minimal	22	31	43
	Nombre de Reynolds maximal	111	215	312

Une fois les propriétés physiques trouvées, elles ont été appliquées aux relations empiriques afin de retrouver les gradients hydrauliques correspondant aux valeurs de vitesse obtenues lors des essais de perméabilité réalisés. Par la suite, une comparaison a été faite entre les résultats calculés par les relations empiriques et la moyenne des données obtenues au cours des essais unidirectionnel et bidirectionnel. Pour ce faire, les couples de valeurs gradient hydraulique - vitesse d'écoulement ont été mis en graphiques tels que présentés à la Figure 5-4. Cela a été fait dans le but de déterminer l'équation la plus appropriée aux matériaux utilisés.

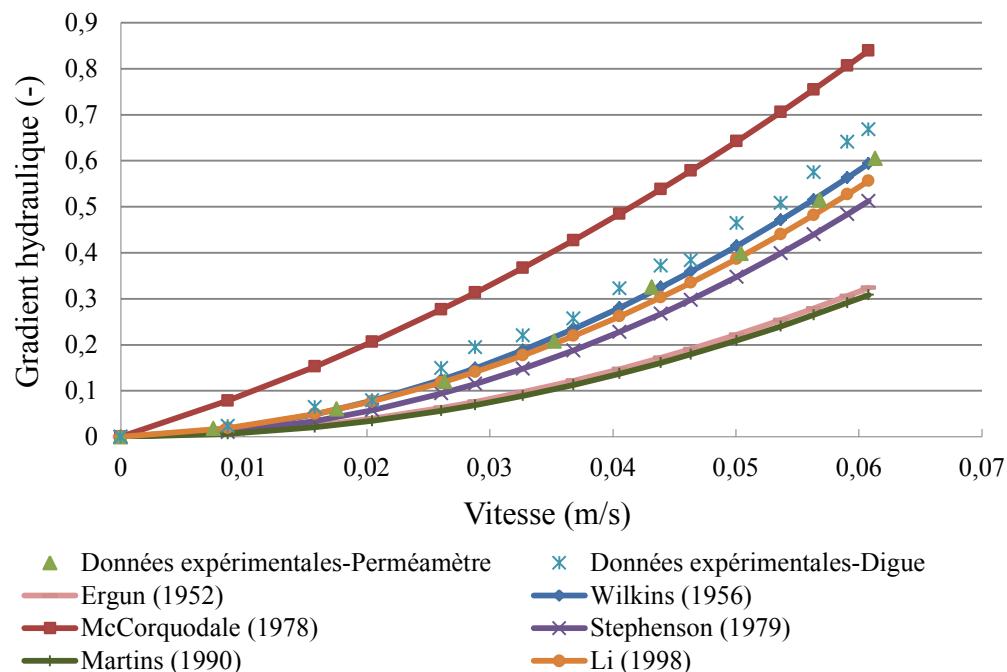
À la lumière de la comparaison entre les résultats calculés par les relations empiriques et les valeurs mesurées au cours de deux types d'essais, le protocole expérimental semble apte aux relations empiriques non linéaires entre la vitesse de l'écoulement et le gradient hydraulique. Il est possible de noter que l'application des équations d'Ergun (1952), McCorquodale (1978) et Martins (1990) conduit à des résultats très différents de ceux d'autres chercheurs et qui ne s'accordent pas avec les résultats expérimentaux. Les facteurs qui peuvent être à l'origine de ces écarts entre les résultats de ces relations et les données expérimentales pourraient être les hypothèses formulées lors du développement de ces relations. À titre d'exemple, Ergun a utilisé des enrochements ayant une surface très rugueuse et angulaire et Martins a proposé une expression encore moins générale développée à partir d'une gamme de roches de tailles peu étendues et incluant peu de données des travaux d'autres chercheurs. De plus, lors de l'utilisation des relations empiriques, une attention particulière doit être portée à l'évaluation de la porosité, car de petites différences dans cette valeur peuvent provoquer de grandes différences dans les estimations des vitesses en raison des grands exposants associés à ce paramètre dans toutes les équations empiriques, comme l'exposant égal à 3 dans la relation proposée par Ergun.

Les relations de Wilkins (1956) et Li (1998) sont celles dont les résultats concordent mieux avec les données expérimentales. Suite au calcul de la somme des écarts au carré entre les données mesurées et celles calculées par les relations empiriques, les relations de Wilkins (1956) et Li (1998) ont l'erreur la plus faible. Étant donné que pour un gradient hydraulique donné, la vitesse d'écoulement sera surestimée, le débit calculé à l'aide de ces relations sera conservateur. Donc ces deux relations semblent être les plus appropriées pour être appliquées aux enrochements utilisés dans le cadre du modèle expérimental de la digue. Il a aussi été mentionné par Li (1998) que pour des valeurs de porosité entre 0.35 et 0.5, lorsque le diamètre dominant des enrochements est petit (environ 0.01 m), les relations de Wilkins (1956) et de celle développée

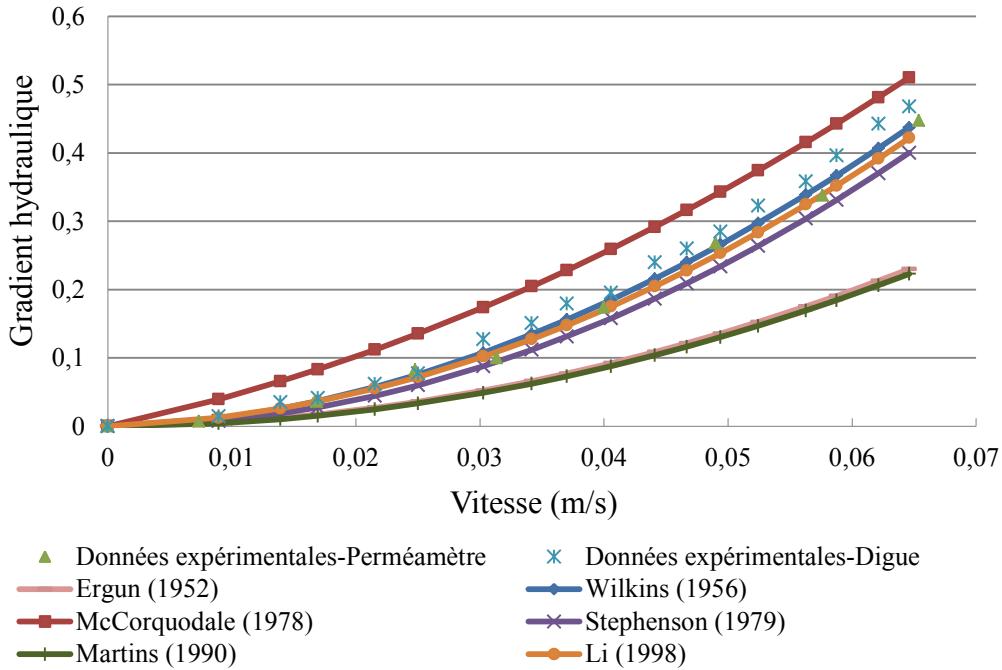
par lui-même sont bien équivalentes. Il est à noter que ces deux relations sont sous forme quadratique.



a)



b)



c)

Figure 5-4: Évaluation de la performance de six relations empiriques caractérisant l’écoulement non-Darcien a) gravier de 10-14 mm avec  $n = 0.417$  et  $m = 0.89$ , b) gravier de 14-20 mm avec  $n = 0.42$  et  $m = 1.26$  et c) gravier de 20-25 mm avec  $n = 0.44$  et  $m = 1.8$

### 5.2.3 Estimation du débit

L'estimation du débit d'infiltration à l'intérieur des enrochements est possible par la relation caractérisant la dépendance non-linéaire de la vitesse au gradient hydraulique. Suite au calcul du gradient hydraulique moyen,  $i$ , et connaissant les propriétés physiques du matériau utilisé, la vitesse moyenne de l'écoulement peut aisément être calculée. Une fois que l'écoulement déborde par-dessus la crête de la digue, le débit de surverse est calculé par le calcul du débit passant par-dessus un déversoir.

Une comparaison a été établie entre les débits mesurés et les débits calculés à la Figure 5-5. Les valeurs des débits mesurés proviennent du rassemblement des débits des essais de perméabilité sur la digue. Tant que l'écoulement demeure dans la couche de gravier, les gradients hydrauliques associés à chaque débit mesuré ont été introduits dans les relations empiriques de Wilkins (1956) et Li (1990) afin de prédire la vitesse d'écoulement correspondant ainsi que le

débit. Une fois que l'écoulement déborde par-dessus la crête de la digue, un débit de surverse (débit d'un déversoir) a été ajouté au débit d'infiltration maximal.

Suite au calcul des erreurs associées au débit calculé empiriquement, expliqué plus en détail à l'annexe II, une marge d'erreur absolue de  $\pm 0.0015 \text{ m}^3/\text{s}$  a été évaluée. Cette erreur est moins importante pour les faibles débits.

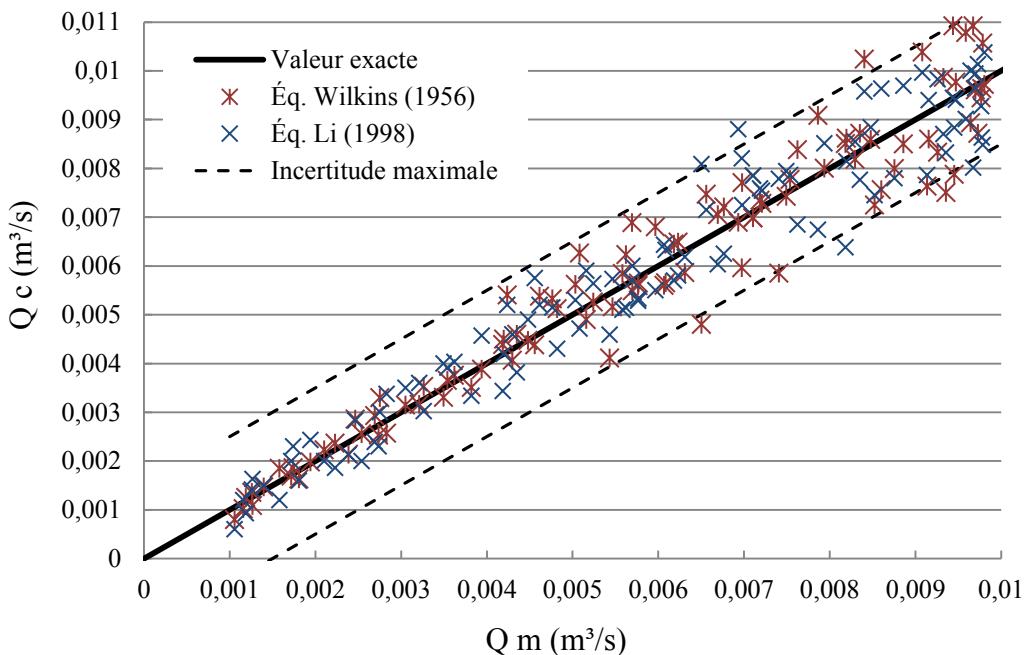


Figure 5-5: Comparaison entre les débits mesurés ( $Q_m$ ) et calculés par les relations empiriques ( $Q_c$ )

### 5.3 Résultat des études d'initiation de la brèche

Les essais sur le modèle de digue en enrochement muni d'un noyau étanche ont permis d'étudier le seuil de niveau d'eau déversant par-dessus la crête de la digue engendrant l'initiation de la brèche sur le parement aval. Suite à l'étanchéité de la zone centrale, le passage de l'eau à travers le corps de la digue s'effectue dans la couche de gravier. L'initiation de la brèche prenait forme à un lieu donné et il était d'un grand intérêt de localiser ce point afin de pouvoir calculer les pertes de charge qui engendraient la rupture par rapport à ce point. Pour ce faire, cinq essais ont été réalisés sans prise de mesure. Le point de convergence de l'écoulement à la sortie de la digue était localisé au pied du parement aval. L'augmentation du débit d'écoulement a été faite graduellement et a causé un épaisseissement de la profondeur au point de sortie et a ainsi provoqué

la migration des enrochements au pied du parement aval. Ce point a été identifié comme étant la position critique, car l'augmentation du débit engendrait le lavage des particules suivi d'un glissement du parement.

### 5.3.1 Analyse du gradient critique

Dans un premier temps, pour traiter les données, il a fallu télécharger les enregistrements effectués par l'enregistreur OMEGA. À l'aide de courbes de calibration de chaque capteur, les valeurs de courant ont été converties en hauteur d'eau correspondante. La courbe de calibration du déversoir a permis de déduire le débit d'écoulement. Un gradient effectif de hauteur d'eau à travers la digue a été évalué dans le but de constater les pertes de charge entre le point d'entrée et la position critique à la sortie de la digue.

$$i_{\text{eff}} = \frac{\Delta h}{\Delta x} \quad (5.1)$$

Avec :

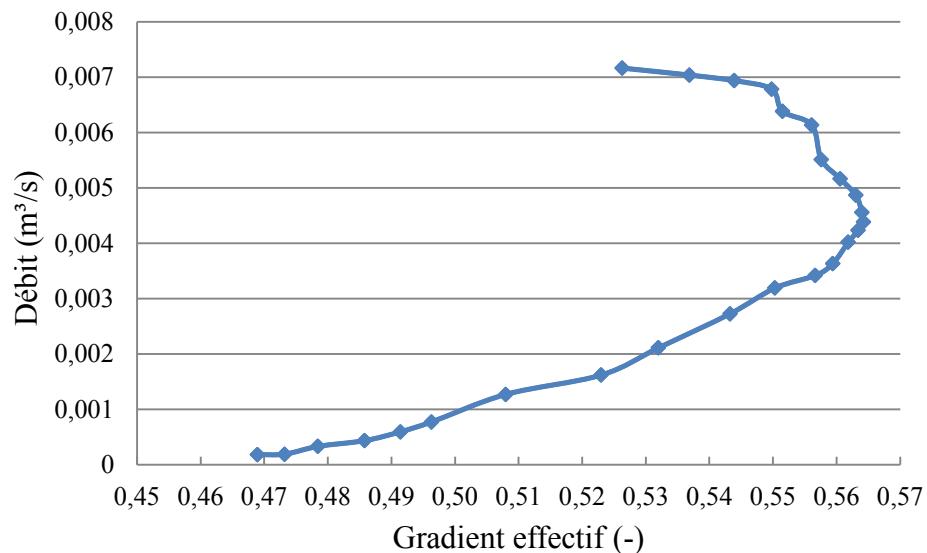
$\Delta h$  : différence de charge entre les deux points de mesure

$\Delta x$  : distance horizontale entre les deux points de mesure

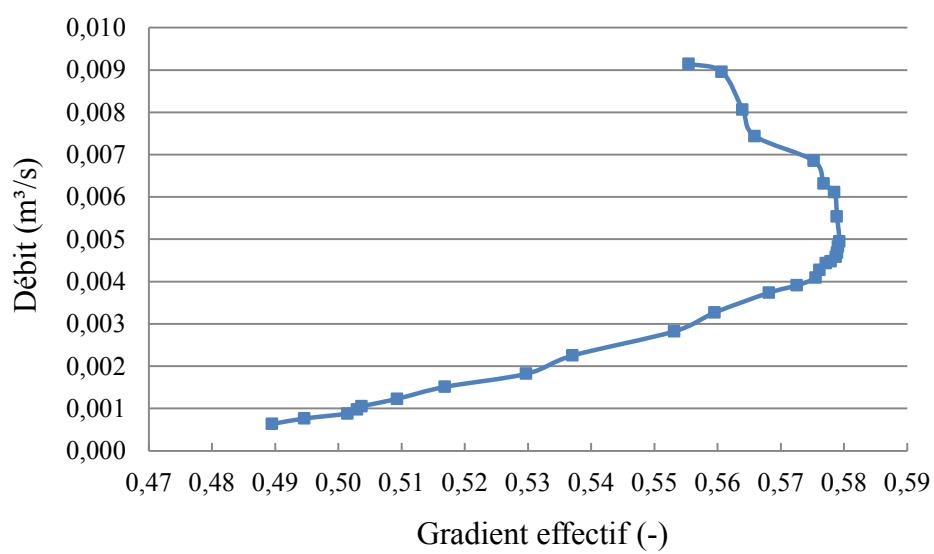
L'évolution de ce gradient effectif en fonction du débit d'écoulement a été mise en graphique dans le but de visualiser l'accroissement du gradient, jusqu'à atteindre un point d'inflexion,  $i_{\text{eff c}}$ , qui est associé au niveau d'eau critique (initiation de la brèche), à partir duquel on observe une diminution du gradient alors que le débit continue son accroissement. La Figure 5-6 illustre cette procédure pour les essais réalisés sur la sensibilité de la granulométrie (un essai pour chaque catégorie est présenté). L'évolution des courbes montre une augmentation progressive du débit ainsi que du gradient effectif des hauteurs d'eau amont et aval de la digue. Une fois la rupture initiée, suite à l'érosion progressive au pied de la digue, une diminution de la hauteur d'eau en amont a été engendrée, ce qui implique une diminution du gradient. Étant donné que la digue maintient sa résistance pour un certain temps après l'initiation de la brèche, le décroissement du gradient se fait très lentement (plus les enrochements possèdent une grande dimension ou les pentes du parement aval et celle du lit sont plus douces, plus la formation finale de la brèche sera

retardée). Les augmentations du débit ont provoqué des glissements du parement qui expliquent les petites discontinuités sur les courbes.

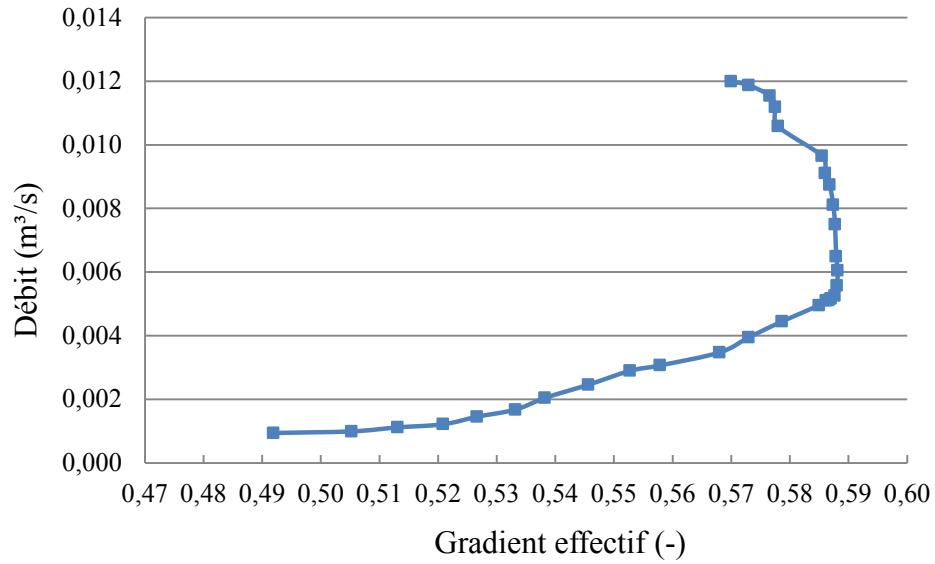
La vitesse de l'écoulement au pied du parement aval engendrant le processus d'érosion et initiant la formation de brèche atteint environ 0.23 m/s, 0.245 m/s et 0.27 m/s pour des essais sur le gravier du 10-14 mm, 14-20 mm et 20-25 mm, respectivement.



a)



b)



c)

Figure 5-6: Évolution du gradient effectif en fonction du débit d'écoulement sur la digue avec noyau en bois a) gravier de 10-14 mm avec  $\alpha = 45^\circ$  et  $\theta = 0^\circ$  b) gravier de 14-20 mm avec  $\alpha = 45^\circ$  et  $\theta = 0^\circ$  et c) gravier de 20-25 mm avec  $\alpha = 45^\circ$  et  $\theta = 0^\circ$

L'annexe III regroupe la représentation graphique de l'évolution du débit en fonction du gradient pour toutes les variantes des études de sensibilité. L'allure de la courbe obtenue est essentiellement la même d'un essai à l'autre pour chaque variante. Des petites différences dans les résultats obtenus existent à chaque changement de débit, car il était possible que les variations du débit ne soient pas exactement les mêmes en raison de l'ouverture manuelle des vannes. Il a aussi été remarqué que le type de rupture était fonction de la pente du talus aval ou du lit. Pour une pente absolue raide (la différence entre la pente du talus aval et celle du lit), la rupture est initiée par un glissement brusque suivi d'un transport progressif de particules tandis que pour une pente douce, la rupture se fait essentiellement par transport progressif de particules.

Par la comparaison des résultats obtenus suite aux essais sur le modèle de digue avec noyau en terre et le modèle de digue avec coffrage en bois, il a été conclu que la brèche débute au même niveau d'eau amont. Cependant, il y a une augmentation de niveau d'eau à la sortie de la digue d'un centimètre au maximum lors de l'initiation de la brèche dans le cas du noyau en terre, ce qui correspond à la diminution du gradient. La Figure 5-7 présente les résultats du point critique de

ces essais. D'après le calcul du débit d'infiltration maximal à travers l'ensemble du noyau et du filtre, un débit de  $2 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$  a été obtenu. Comme l'infiltration est négligeable, par l'hypothèse d'existence d'une étanchéité convenable au sein de la digue, il a été décidé de remplacer le noyau en terre par le coffrage en bois complètement étanche pour le reste des essais. Le coffrage conduit directement l'eau vers la couche la plus perméable, le gravier, élimine les retouches apportées à l'interface du filtre lors de la mise en place du gravier à chaque essai et facilite la reconstruction de la digue lors d'étude de sensibilité de la pente du lit.

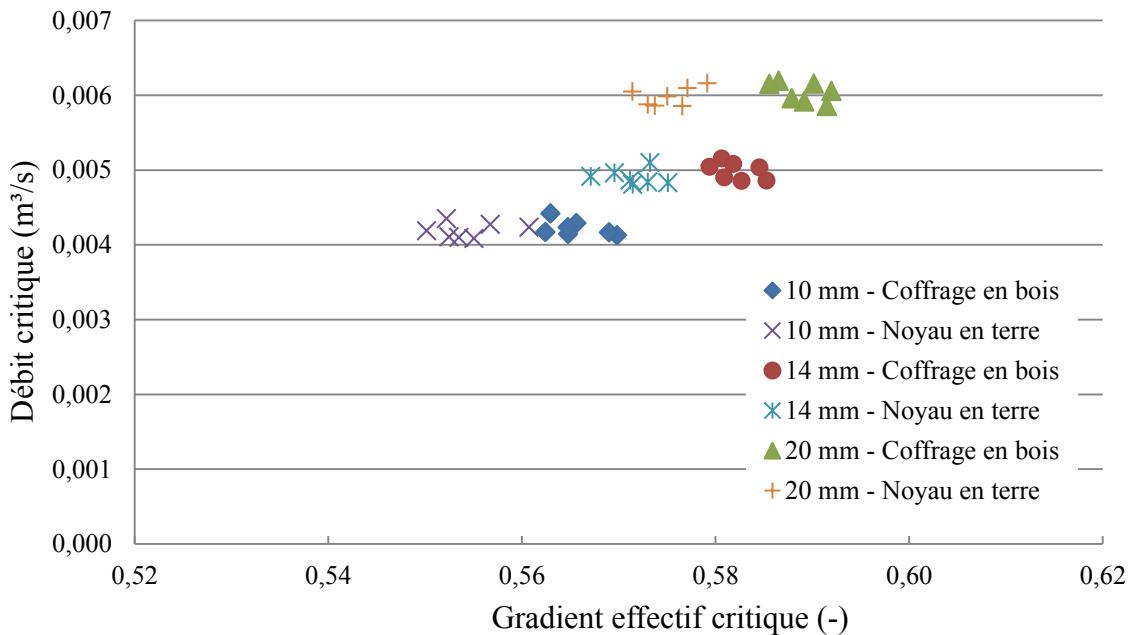


Figure 5-7: Comparaison du gradient effectif critique à l'initiation de la brèche pour les deux types de noyau: en terre et en coffrage en bois

### 5.3.2 Hauteur d'eau critique par-dessus la crête

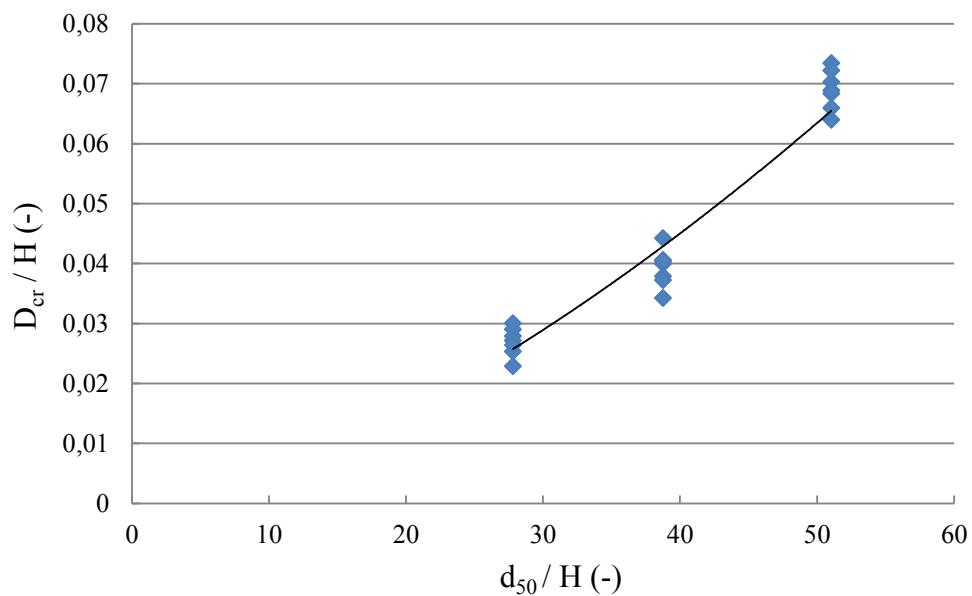
Les résultats qui émergent de l'analyse des trois études de sensibilité sur l'initiation de la brèche de la digue correspondent à la hauteur d'eau critique de surverse par-dessus la crête de la digue sous forme adimensionnelle. L'avantage d'exprimer les données expérimentales dans cette forme est de pouvoir généraliser les résultats. Le niveau d'eau critique dans le réservoir,  $h_{cr}$ , est associé au gradient critique,  $i_{eff\ cr}$ , correspondant au débit critique d'écoulement. Par la différence entre le niveau d'eau critique dans le réservoir et l'élévation de la crête de la digue, la hauteur critique de surverse,  $D_{cr}$ , a été calculée.

D'après l'instant de l'initiation de la brèche sur la vidéo et le temps indiqué dans le journal de bord, à chaque changement de niveau d'eau dans le réservoir, le niveau d'eau critique pouvait être déduit. Ceci a été fait à des fins de vérification, pour comparaison avec le  $h_{cr}$  calculé.

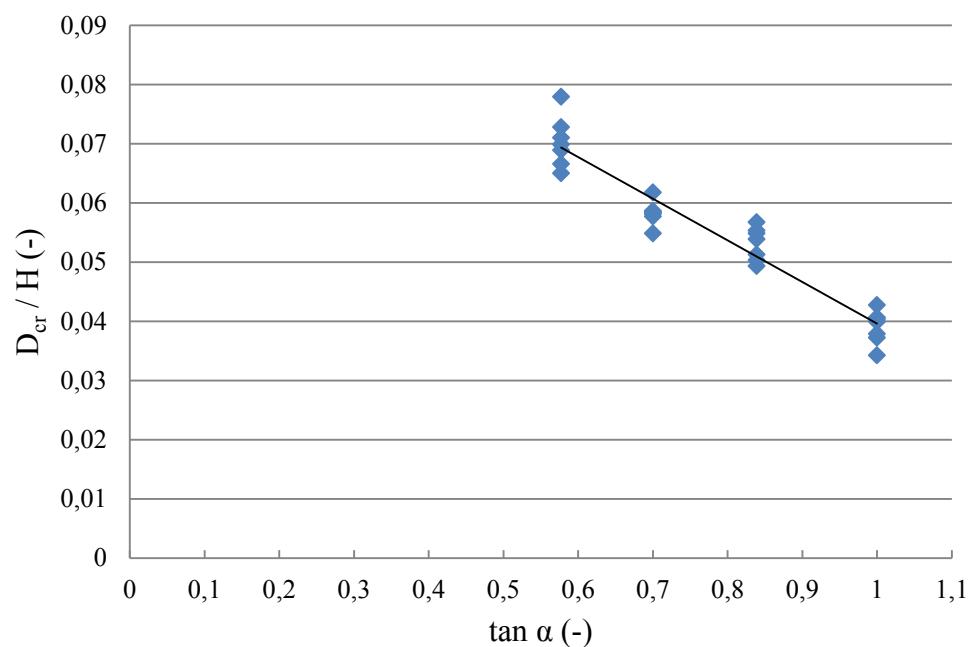
La taille des enrochements, représentée par le  $d_{50}$ , a été la première variable mise à l'étude. Suite à l'analyse des résultats obtenus, les enrochements de plus grande granulométrie étaient plus difficilement érodés par l'écoulement à la sortie. Le niveau de retenue maximale a été atteint par la granulométrie de 20-25 mm et était de 3 cm au-dessus de la crête. Comme présenté à la Figure 5-8a, en utilisant la meilleure courbe de tendance et appliquant la méthode des moindres carrés sur les résultats des hauteurs d'eau critique de surverse, une courbe de forme puissance ( $y = a + bx^c$ ) ajuste bien les données mesurées avec un coefficient de régression de 0.955.

La deuxième variable étudiée a été la pente du parement aval,  $\alpha$ . Pour une pente aval plus douce l'infiltration était plus faible et les enrochements positionnés sur la surface aval du barrage étaient soumis à des contraintes plus faibles. C'est ce qui a permis d'avoir des niveaux d'eau plus élevés pour des pentes plus douces. Une courbe de forme linéaire ( $y = a + bx$ ) est concordante avec les résultats obtenus avec un coefficient de régression de 0.924 (Figure 5-8b).

La troisième variable étudiée a été l'influence de la pente du lit,  $\theta$ , sur la hauteur d'eau critique de surverse. L'initiation de la brèche a été atteinte plus rapidement pour des valeurs  $\theta$  relativement élevées et elle a été caractérisée par une instabilité des couches superficielles dans la partie inférieure du parement aval. De même que pour la pente du parement aval, une courbe de forme linéaire ( $y = a + bx$ ), présentée à la Figure 5-8c, a été ajustée aux données mesurées pour un coefficient de régression de 0.982.



a)



b)

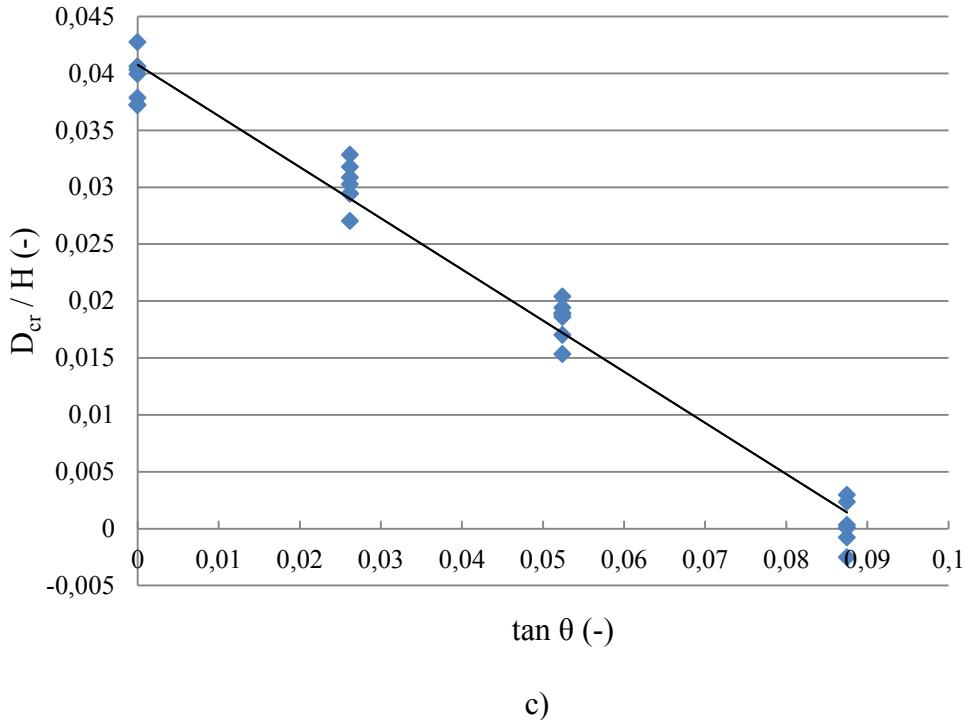


Figure 5-8: Hauteur d'eau critique adimensionnelle sous l'effet de différentes variables a) granulométrie, b) pente du parement aval et c) pente du lit

## 5.4 Développement de la courbe de régression

Par une analyse multi-variable, il a été possible de relier ensemble les variations de quatre variables. L'objectif était de présenter une relation empirique pratique pour la hauteur critique de surverse, complexe à obtenir physiquement, en fonction d'autres variables plus faciles à obtenir, telles que la pente du parement aval, la granulométrie et la pente du lit. Pour ce faire, à l'aide de la forme générale de régression de chacune des variables en fonction de la hauteur d'eau critique de surverse adimensionnelle, la forme suivante suggérée par Gregoretti et al. (2010) a été utilisée :

$$\frac{D_{cr}}{H} = [a + b \tan \theta] \left[ c + d \left( \frac{d_{50}}{H} \right)^g \right] [e + f \tan \alpha] \quad (5.2)$$

Pour trouver les coefficients  $a, b, c, d, e, f$  et  $g$  de la formule empirique (5.2), la méthode des moindres carrés a été utilisée par le SOLVEUR du programme Matlab en minimisant la somme

des carrées des écarts entre les valeurs mesurées et celles calculées. Les valeurs suivantes ont été obtenues :  $a = 0.0391$ ,  $b = -0.4446$ ,  $c = 0.1299$ ,  $d = 0.4173$ ,  $e = 0.3931$ ,  $f = -0.2042$  et  $g = 0.7247$ .

L'équation 5.3 représente alors la relation liant la hauteur critique de surverse avec les variables impliquées pour les conditions de l'essai.

$$\frac{D_{cr}}{H} = [0.0391 - 0.4446 \tan \theta] \left[ 0.1299 + 0.4173 \left( \frac{d_{50}}{H} \right)^{0.7247} \right] [0.3931 - 0.2042 \tan \alpha] \quad (5.3)$$

Les points indiqués sur la Figure 5-9 résultent de onze expériences effectuées sur huit géométries et trois granulométries différentes de gravier. L'inspection visuelle du graphique a montré une adéquation entre les valeurs calculées empiriquement et les valeurs mesurées expérimentalement. Cela est confirmé par l'ajustement de la droite parfaite ( $y = x$ ), dans laquelle toutes les valeurs trouvées expérimentalement coïncident avec les résultats de la formule empirique développée. Le coefficient de corrélation du meilleur ajustement est 0.96. Tous les points, à part cinq, se situent entre les lignes en pointillés, qui correspondent à l'incertitude maximale de  $\pm 0.0103$  dans la détermination de  $D_{cr} / H$  empiriquement (Annexe II).

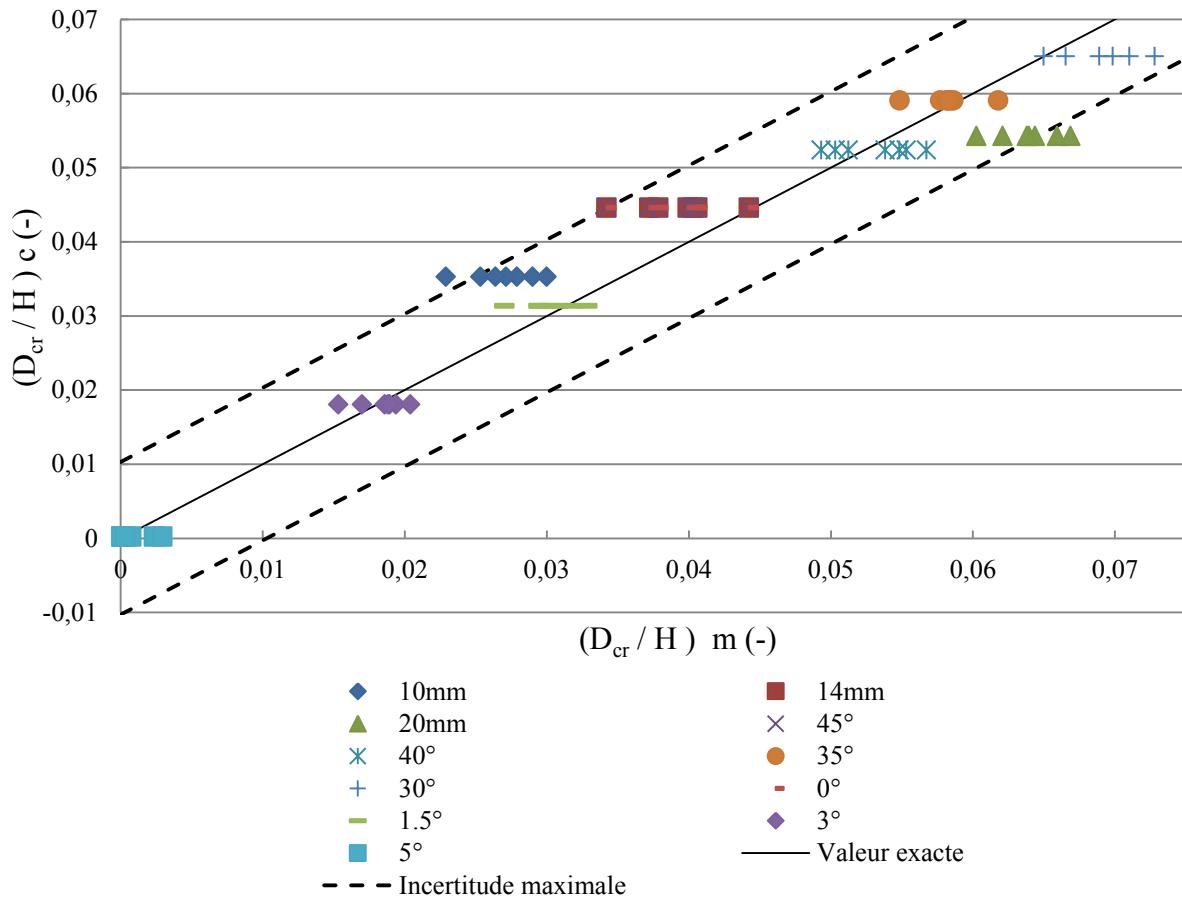


Figure 5-9: Comparaison des hauteurs de surverse adimensionnelles mesurées ( $D_{cr}/H$ ) m et calculées empiriquement ( $D_{cr}/H$ ) c correspondant à l'initiation de la brèche

Il est à noter que la relation développée a des limites d'applications. En effet la pente aval doit obéir aux règles de stabilité du talus : l'angle de repos du gravier étant de  $45^\circ$ , cette valeur doit être prise comme une limite supérieure pour  $\alpha$ . L'angle minimal utilisé dans les essais étant de  $30^\circ$  compte tenu des contraintes de longueur du canal expérimental, la relation n'est pas garantie pour les pentes inférieures à  $30^\circ$ . L'angle d'inclinaison du canal a été variée entre  $0^\circ$  et  $5^\circ$ , ce qui correspond à une pente entre 0 et 8.7%. Cet intervalle est bien représentatif des pentes naturelles. Les valeurs de  $d_{50}/H$  utilisées sont entre 0.023 et 0.046. On s'attend à ce que la relation développée donne de meilleures performances dans cet intervalle.

## CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

À l'issue de cette étude qui porte sur l'initiation de la rupture par débordement des digues en enrochement, deux aspects ont été abordés: la hauteur critique de surverse et les caractéristiques de l'écoulement à travers les enrochements d'une digue expérimentale.

- **Contributions**

Ce projet a permis de mieux comprendre et analyser les mécanismes de rupture de digues en enrochement avec noyau étanche à travers l'utilisation d'un modèle expérimental. Des essais systématiques de rupture par surverse sous différentes configurations géométriques et physiques du modèle ont été réalisés. Ces essais considèrent la position du pied de la digue comme point de référence de l'initiation de la brèche, ce qui est pratique et physiquement identifiable pour l'ingénieur. La connaissance de ce point a permis le calcul d'un gradient effectif qui croît au fur et à mesure que le débit d'écoulement à travers la digue augmente, jusqu'à atteindre une valeur critique, moment du début de rupture. Ce point révèle le niveau d'eau critique dans le réservoir. La dispersion des points mis en graphique a montré que la hauteur critique de surverse varie linéairement avec la variation de la pente du parement aval et avec celle du lit du canal, tandis qu'elle varie avec une tendance de type puissance avec la variation de la granulométrie de l'enrochement. L'effet de ce dernier paramètre sur l'obtention d'une hauteur d'eau critique élevée était plus significatif que celui des deux autres paramètres géométriques. Par la récolte des niveaux d'eau critique dans le réservoir de tous les essais, une relation empirique a été développée. Cette formule a l'avantage de ne faire appel qu'à quatre paramètres d'entrée qui sont: la hauteur de la digue, l'angle du parement aval, l'angle du lit de la digue et la granulométrie du gravier, de plus, cette relation empirique est simple et très rapide à utiliser.

Il a été aussi d'un grand intérêt de pouvoir estimer le débit d'infiltration à travers la digue avant l'initiation de la rupture. Des essais de perméabilité ont permis de tester diverses équations décrivant l'écoulement non-Darcien et permettant d'estimer le débit d'infiltration. L'accord entre les valeurs mesurées et calculées à partir des relations de Wilkins (1956) et de Li (1998) est presque parfait, ce qui n'était pas le cas pour les autres relations empiriques. Une estimation de la quantité de débit d'infiltration par les relations de Wilkins et de Li peut être donc appropriée.

## • Limitations

Plusieurs limitations ont été soulignées au cours des essais en laboratoire:

- Il n'a pas été possible d'avoir une ouverture des vannes assistée par ordinateur, empêchant d'avoir le même débit à chaque essai répétitif.
- Un canal à pente variable n'était pas disponible. Par conséquence le changement de la pente du lit a été difficile. Lors de la construction d'un fond en bois ayant une inclinaison l'obtention des faibles variations de pente n'était pas possible.
- La longueur restreinte du faux fond sous l'emplacement de la digue empêchait la construction de pentes aval plus douces, qui auraient été plus représentatives de cas réels (la pente la plus utilisé dans la conception des barrages en enrochements est 1V:2H).
- Le temps de préparation et la durée de chaque essai permettaient de réaliser de 2 à 3 expériences complètes dans une semaine. Cela souligne la limitation à l'exécution d'un nombre majeur d'essais et à étudier plus de variables décrivant la digue et son comportement hydraulique.

## • Recommandations

Ce travail est la première étape dans l'évaluation de la relation empirique pour la caractérisation de la hauteur critique de surverse. Pour faire suite à cette étude, divers travaux peuvent être envisagés afin de rendre cette approche plus applicable et cerner ses limites d'application.

Il s'avère intéressant de pousser les limites d'application de la relation empirique obtenue en élargissant l'étendue de l'analyse à un nombre plus important de paramètres géométriques et physiques du modèle de digue : par exemple, l'étude de différentes dimensions de noyau, de différentes largeurs en crête de la digue et diverses granulométries d'enrochements.

Afin de vérifier si le modèle empirique développé au laboratoire est fiable et robuste, il serait utile d'appliquer la relation empirique proposée pour déterminer les conditions critiques menant à la rupture de digues réelles, constituées d'une fraction dominante de graviers et d'un noyau étanche. Avec le même modèle, il sera aussi possible d'estimer le débit d'infiltration à travers la digue et de le comparer avec les valeurs mesurées dans des cas réels.

Une dernière recommandation concerne la modélisation numérique de la rupture de la digue expérimentale. Les données mesurées au laboratoire pourraient être utilisées pour le calage du modèle numérique par comparaison entre les valeurs simulées et celles observées. Le modèle pourra ensuite être utilisé pour réaliser une étude paramétrique des principales variables influençant la rupture et l'infiltration d'eau dans le corps de la digue et pour prédire le comportement hydraulique de l'ouvrage à long terme.

## BIBLIOGRAPHIE

- Ahmed, N. and D. K. Sunada (1969). "Non-linear flow in porous media." *Journal of the Hydraulics Division* 92: 1847-1857.
- André, P., C. E. Delisle, et al. (2003). *L'évaluation des impacts sur l'environnement: processus, acteurs et pratique pour un développement durable*, Presses inter Polytechnique.
- Asanza, M., G. Plaza-Nieto, et al. (1992). Landslide blockage of the Pisque River, northern Ecuador.
- Assemblée Nationale du Québec (ANQ) (2000). "Loi sur la sécurité des barrages, Projet de loi 93." Publications du Québec.
- Association pour la Connaissance des Travaux Publics, A.-T. (2007). "Barrages en remblai." from <http://www.planete-tp.com/barrages-en-remblai-a122.html>.
- Bakhmeteff, B. and N. Feodoroff (1937). "Flow through granular media." *Journal of Applied Mechanics* 4(1): 97-104.
- Bear, J. (1979). *Hydraulics of groundwater*, McGraw-Hill New York.
- Bear, J. (1988). *Dynamics of fluids in porous media*, Dover publications.
- Bennett, W. C. and R. M. Zingg (1935). "The Tarahumara, an Indian tribe of northern Mexico."
- Blake, F. (1922). "The resistance of packing to fluid flow." *Transactions of the American Institute of Chemical Engineers* 14: 415-421.
- Bradley, J. N. (1973). *Hydraulics of bridge waterways*. Washington, D.C., US Federal Highway Administration.
- Chinnarasri, C., S. Jirakitlerd, et al. (2004). "Embankment dam breach and its outflow characteristics." *Civil Engineering and Environmental Systems* 21(4): 247-264.
- Chinnarasri, C., T. Tingsanchali, et al. (2003). "Flow patterns and damage of dike overtopping." *International Journal of Sediment Research* 18(4): 301-309.
- Coleman, S. E., D. P. Andrews, et al. (2002). "Overtopping breaching of noncohesive homogeneous embankments." *Journal of Hydraulic Engineering* 128: 829.
- Commission internationale des grands barrages (CIGB) (1994). "Comptes rendus." *Congrès international des grands barrages*, Paris
- Diony, A. A. (1971). Friction factor and Reynolds number relationship in flow through porous media. M. Eng. thesis.
- Dudgeon, C. (1967). "Wall effects in permeameters." *ASCE Journal of the Hydraulics Division* 93: 137-148.
- Dullien, F. A. L. (1979). *Porous media; fluid transport and pore structure*, Academic press.
- Ergun, S. (1952). "Fluid flow through packed columns." *Chem. Eng. Prog.* 48: 89-94.
- Fand, R., B. Kim, et al. (1987). "Resistance to the flow of fluids through simple and complex porous media whose matrices are composed of randomly packed spheres." *Journal of fluids engineering* 109: 268.

- Fand, R. and R. Thinakaran (1990). "The influence of the wall on flow through pipes packed with spheres." *Journal of Fluids Engineering*;(USA) 112(1).
- Foster, M., R. Fell, et al. (2000). "The statistics of embankment dam failures and accidents." *Canadian Geotechnical Journal* 37(5): 1000-1024.
- Franca, M. and A. Almeida (2004). "A computational model of rockfill dam breaching caused by overtopping (RoDaB)." *Journal of Hydraulic Research* 42(2): 197-206.
- Fread, D. (1984). "A breach erosion model for earthen dams." National Weather Service (NWS) Report, Silver Spring, MA, USA
- Froehlich, D. C. (1987). EMBANKMENT-DAM BREACH PARAMETERS. *Hydraulic Engineering, Proceedings of the 1987 National Conference.*, Williamsburg, VA, USA, ASCE.
- Froehlich, D. C. (2008). "Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties." *Journal of Hydraulic Engineering* 134(12): 1708-1721.
- Garga, V. K., R. Townsend, et al. (1991). "Method for determining the surface area of quarried rocks." *Geotechnical Testing Journal* 14(Compendex): 35-45.
- Goubet, A. (1979). "Risques associés aux barrages." *La Houille Blanche*(8): 475-490.
- Graton, L. C. and H. J. Fraser (1935). *J. Geol.* 43: 785.
- Gregoretti, C., A. Maltauro, et al. (2010). "Laboratory Experiments on the Failure of Coarse Homogeneous Sediment Natural Dams on a Sloping Bed." *Journal of Hydraulic Engineering* 136: 868.
- Hansen, D. (1992). The behaviour of flowthrough rockfill dams. PhD, University of Ottawa.
- Hazen, A. (1892). "Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration." *24th Annual Rep Massachusetts State Board of Health* 34.
- Holtz, R. D. (1991). *Introduction à la géotechnique*, Presses inter Polytechnique.
- Hydro-Québec (2003). *L'électricité, de la centrale à la maison*, Montréal, Hydro-Québec.
- Jain, S. C., M. Forrest Jr, et al. (1988). "Head loss through porous dikes." *Canadian Journal of Civil Engineering* 15(5): 766-775.
- Leps, T. M. (1973). "Flow through rockfill." *Embankment-Dam Engineering*.
- Li, B. and M. H. Davies (1998). "Relationships for non-Darcy flow in rockfill." *Journal of Hydraulic Engineering* 124: 206.
- Liao, W. M. and H. T. Chou (2003). Debris flows generated by seepage failure of landslide dams. *3rd International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, September 10, 2003 - September 12, 2003, Davos, Switzerland, American Society of Civil Engineers.
- Macchione, F. and A. Rino (2008). "Model for predicting floods due to earthen dam breaching. II: Comparison with other methods and predictive use." *Journal of Hydraulic Engineering* 134: 1697.

- MacDonald, T. C. and J. Langridge-Monopolis (1984). "Breaching Characteristics of Dam Failures." *Journal of Hydraulic Engineering* 110: 567.
- Maknoon, M. (2009). Experimental investigations on the initiation of external suffusion. Maitrise, École Polytechnique de Montréal.
- Marche, C., Mahdi, T., Quach, T. (2006). ERODE : Une méthode fiable pour établir l'hydrogramme de rupture potentielle par surverse de chaque digue en terre. 22ème Congrès de la commission internationale des grands barrages.
- Marche, C. (2008). Barrages: crues de rupture et protection civile, Presses inter Polytechnique.
- Martins, M. (1990). "Principles of rockfill hydraulics." *Advances in Rockfill Structures*: 523-570.
- Martins, R. (1990). "Turbulent seepage flow through rockfill structures." *International Water Power and Dam Construction* 42(3): 41-45.
- Mccorquodale, J. A., A. A. A. Hannoura, et al. (1978). "Hydraulic conductivity of rockfill." *Journal of Hydraulic Research* 16(2): 123-137.
- McWhinnie, M. J., S. J. Chapman, et al. (2004). "A rapid method for the estimation of rock surface areas." *Hydrobiologia* 517(1): 133-136.
- Mehta, D. and M. C. Hawley (1969). "Wall Effect in Packed Columns." *Industrial & Engineering Chemistry Process Design and Development* 8(2): 280-282.
- Milly, P. C. D., R. T. Wetherald, et al. (2002). "Increasing risk of great floods in a changing climate." *Nature* 415(6871): 514-517.
- Mora, S., C. Madrigal, et al. (1993). "The 1992 Rio Toro Landslide Dam, Costa Rica." *Landslide News* 7: 19-22.
- Morii, T. (2002). Head Loss Equation to Predict Flow Transmissibility of Rockfill Structures. *Proceedings of the Fifth International Conference on Hydroscience and Engineering*: PDF-208
- Moutsopoulos, K. N. and V. A. Tsirhrintzis (2005). "Approximate analytical solutions of the Forchheimer equation." *Journal of Hydrology* 309(1-4): 93-103.
- Nash, T., D. Bell, et al. (2008). "Analysis of the formation and failure of Ram Creek landslide dam, South Island, New Zealand." *New Zealand journal of geology and geophysics* 51(3): 187-193.
- Nazemi, A., L. T. Shui, et al. (2011). "Critical Hydraulic Gradient of Non-cohesive Suspended Sediment Laden Flow Through Pervious Rockfill Dam." *Journal of Applied Sciences Research* 7(7): 1119-1125.
- Olivier, H. (1967). Through and overflow rockfill dams-new design techniques, Proceeding of the Institution of Civil engineers (London). 36: 433-471.
- Parkin, A. K., D. Trollope, et al. (1985). "Rockfill structures subject to water flow." *Golden Jubilee of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering: Commemorative Volume*: 43.
- Powledge, G. R., D. C. Ralston, et al. (1989). "Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. I: Research Activities." *Journal of Hydraulic Engineering* 115(8): 1040-1055.

- Powledge, G. R., D. C. Ralston, et al. (1989). "Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. II: Hydraulic and Design Considerations." *Journal of Hydraulic Engineering* 115(8): 1056-1075.
- Pugh, C. A., E. W. Gray, et al. (1984). *Fuse Plug Embankments in Auxiliary Spillways Developing Design Guidelines and Parameters*, US Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation.
- Ralston, D. C. (1987). Mechanics of embankment erosion during overflow, ASCE.
- Rendell, M. J. (1963). *J.Ramsey Soc. Chem. eng* 10: 31.
- Rozov, A. L. (2003). "Modeling of washout of dams." *Journal of Hydraulic Research* 41(6): 565-577.
- Sabin, G. C. W. and D. Hansen (1994). "The Effects of Particle Shape and Surface Roughness on the Hydraulic Mean Radius of a Porous Medium Consisting of Quarried Rock." *Geotechnical Testing Journal* 17(1): 43-49.
- Scheidegger, A. E. (1974). *The physics of flow through porous media*. Toronto, University of Toronto Press.
- Schmocker, L. and W. H. Hager (2009). "Modelling dike breaching due to overtopping." *Journal of Hydraulic Research* 47(5): 585-597.
- SEEP User's guide for finite element seepage analysis (2001), Version 5, GEO-SLOPE International Ltd. Calgary, Alberta
- Singh, V. P. and P. D. Scarlatos (1988). "Analysis of gradual earth-dam failure." *Journal of Hydraulic Engineering* 114(1): 21-42.
- Société d'énergie de la baie james (SEBJ) (1987). *Le défi environnement au complexe hydroélectrique La Grande Rivière.*, Montréal, SEBJ.
- Somerton, C. W. and P. Wood (1988). "Effect of walls in modeling flow through porous media." *Journal of Hydraulic Engineering* 114: 1431.
- "Standard Test Methods for Permeability of Granular soils (constant Head)." (1968) in D 2434-68. ed. United States: ASTM International
- "Standard Test Methods for Measurment of Hydraulic Conductivity of Porous Material Using a Rigid-Wall, Compaction-Mold Permeameter." (1995). in D 5856-95. United States: ASTM International.
- "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft<sup>3</sup>(600 kN-m/m<sup>3</sup>))." (2000). in D 698-00a. ed. United States: ASTM International.
- "Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils." (2002). in D 422-63, ed. United States: ASTM International.
- "Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer." (2002).in D 854-02. ed. United States: ASTM International.
- Stephenson, D. (1979). *Rockfill in hydraulic engineering*. Amsterdam, The Netherlands, Elsevier Science Publishers BY.

- Sunada, D. K. (1964). Laminar and turbulent flow through porous media. PhD thesis, University of California at Berkely.
- Takahashi, T. (2007). Debris flow: mechanics, prediction and countermeasures, Routledge.
- Taylor, D. W. (1948). "Fundamentals of soil mechanics." Soil Science 66(2): 161.
- Taylor, J. R. (1997). An introduction to error analysis: the study of uncertainties in physical measurements, Univ Science Books.
- Terzaghi, K. (1939). Soil mechanics: a new chapter in engineering science, Harvard University.
- Tie, Y. B. and C. Tang (2009). "Progress in glacier lake outburst assessment system." Advances in Water Science 20(3).
- Volker, R. E. (1975). "Solutions for unconfined non-Darcy seepage." Journal of the Irrigation and Drainage Division 101(1): 53-65.
- Von Thun J. L., G. D. R. (1990). "Guidance on Breach Parameters, un published internal document, U. S. Bureau of Reclamation." Denver, Colorado: p.17.
- Wadsworth, J. (1961). Int. develop. H.T., ASME Conf., Colorado.
- Ward, J. (1965). "Turbulent flow in porous media." Journal of Hydraulic Division, ASCE 92(4): 1-12.
- Wilkins, J. K. (1956). Flow of water through rockfill and its application to the design of dams. New-Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Christchurch, New-Zealand.
- Wright, D. E. (1968). "Non-linear flow through granular materials." Journal of the Hydraulics Division 94: 851-872.
- Yongping, S., D. Yongjian, et al. (2004). "An increasing glacial lake outburst flood in the Yarkant River, Karakorum in past ten years." Journal of Glaciology and Geocryology 26(2): 234.
- Zerrouk, N. E. and C. Marche (2005). "Une contribution experimentale a l'etude de l'erosion d'une digue par submersion et son analyse." Revue des Sciences de l'Eau 18(Compendex): 381-401.
- Zissis, T. and G. Terzidis (1991). Unsteady non-Darcy flow in fractured aquifers. In Proceedings of the European Conference Advances in Water Technology. Athens, Greece. 20: 185-194.

## ANNEXE I – THÉORÈME DE BUCKINGHAM (analyse dimensionnelle de la hauteur de surverse)

Le processus d'analyse dimensionnelle est basé sur le théorème de *Buckingham pi*. Le théorème de *Buckingham pi* indique que si une expression physique est caractérisée de  $n$  paramètres dimensionnels, elle peut être réduite à une expression de  $n-m$  paramètres sans dimension, où  $m$  est le nombre de dimensions de références utilisées pour décrire les paramètres sans dimension.

$$\Pi = f(\Pi_1, \Pi_2, \dots, \Pi_{n-m}) \quad (\text{I.1})$$

Afin d'effectuer l'analyse dimensionnelle, il faut d'abord lister tous les paramètres qui définissent le problème et les exprimer en fonction des trois dimensions de base tels que la masse, la longueur et le temps.

$$f(D_{cr}, \rho, \rho_s, d_{50}, g, L, H, W, H_n, W_n, \tan \alpha, \tan \beta, \tan \alpha', \tan \beta', \tan \theta, n, K) = 0 \quad (\text{I.2})$$

Avec :

$D_{cr}$  : hauteur critique de surverse (hauteur de la digue + la hauteur de surverse) (L)

$\rho$  : densité de l'eau ( $M\ L^{-3}$ )

$\rho_s$  : densité des grains ( $M\ L^{-3}$ )

$d_{50}$  : diamètre représentatif des grains (Diamètre du tamis laissant passer 50 % de sol) (L)

$g$  : accélération due à la pesanteur ( $M\ T^{-2}$ )

$L$  : largeur au pied de la digue (L)

$H$  : hauteur de la digue (L)

$W$  : largeur de la crête (L)

$H_n$  : hauteur du noyau (L)

$W_n$  : largeur de la crête du noyau (L)

$\alpha$  : pente du parement aval de la digue (-)

$\beta$  : pente du parement amont de la digue (-)

$\alpha'$  : pente du parement aval du noyau (-)

$\beta'$  : pente du parement amont du noyau (-)

$\theta$  : pente du lit du canal (-)

$n$  : porosité (-)

$K$  : conductivité hydraulique du sol ( $L T^{-1}$ )

Les paramètres de référence choisis sont:  $H$  (L),  $K$  ( $LT^{-1}$ ), et  $\rho$  ( $ML^{-3}$ ). Le choix de  $H$  étant comme échelle de longueur. La conductivité hydraulique,  $K$ , (qui contient à la fois les propriétés du solide et du fluide, avec  $K = k\gamma / \mu$ , où  $k$  est la perméabilité intrinsèque du sol et  $\gamma$  et  $\mu$  sont le poids spécifique et la viscosité dynamique du fluide, respectivement), a été choisie comme l'échelle de vitesse puisqu'en collaboration avec la porosité,  $n$ , elle donne une idée globale sur l'intensité du flux d'infiltration. La densité du fluide,  $\rho$ , a été choisie comme échelle de masse. Par la manipulation de toutes les variables, l'expression suivante a été déterminée:

$$\frac{D_{cr}}{H} = f\left(\frac{K}{\sqrt{gH}}, \frac{W}{H}, \tan \alpha, \tan \beta, \tan \alpha', \tan \beta', \tan \theta, \frac{d_{50}}{H}, \frac{\rho_s}{\rho}, n, \frac{L}{H}, \frac{H_n}{H}, \frac{W_n}{H}\right) \quad (I.3)$$

Par souci de simplicité, la géométrie du noyau de la digue (caractérisé par les paramètres  $\tan \alpha'$ ,  $\tan \beta'$ ,  $H_n$ ,  $W_n$ ) et certaines autres dimensions ( $W$  et  $\tan \beta$ ), sont restées les mêmes tout au long de cette étude. Il a été clairement indiqué par les travaux expérimentaux de Gregoretti et al. (2010) étudiant des digues en enrochements formées naturellement dans les vallées, que la largeur de la crête du barrage et l'angle du parement amont n'ont sensiblement pas d'influence sur le niveau maximal du réservoir provoquant la rupture. Comme il existe une dépendance entre la largeur au pied de la digue et la pente aval du parement, l'influence directe de cette variable sur le

$D_{cr}$  n'a pas été étudiée. Étant donné que les plages de valeur des paramètres  $\frac{\rho_s}{\rho}, n$  et  $\frac{K}{\sqrt{gH}}$  sont assez restreintes et généralement semblables dans les milieux en enrochements, il a été raisonnable d'exclure la dépendance de  $D_{cr}$  de ces paramètres.

## ANNEXE II – CALCUL DE L’INCERTITUDE ASSOCIÉE AUX MESURES

Le calcul d’incertitude est un aspect important dans toute expérience en laboratoire car l’inexactitude des données expérimentales peut affecter les résultats. L’incertitude associée à chaque mesure prélevée (l’erreur absolue) ainsi que l’incertitude sur l’ensemble des calculs, ont été traitées en détail.

Parmi les quantités présentées dans les essais, certaines ont été mesurées, telles que les dimensions géométriques, les hauteurs d’eau, le temps et la température de l’eau. Par ailleurs, certaines autres n’ont pas été mesurées directement, notamment le débit d’écoulement, la vitesse moyenne, le gradient hydraulique et le gradient effectif. Ces quantités ont été déterminées par calcul à partir des grandeurs mesurées.

L’incertitude absolue sur les résultats repose, d’une part, sur la précision des instruments de mesure et les facteurs humains et, d’autre part, sur la propagation de l’erreur suite aux erreurs des variables intervenant. L’erreur absolue sur différentes quantités mesurées directement ou calculées, est compilée au Tableau II-1. Les fourchettes d’incertitude pour certaines quantités calculées sont également présentées.

Les incertitudes ont été déterminées par la méthode des extrêmes pour les quantités ayant une dépendance linéaire à une seule variable et par calcul différentiel pour les équations ayant plus de deux variables comportant une incertitude. La méthode différentielle (Taylor 1997), appelée aussi la loi de propagation des incertitudes, est applicable lorsqu’il est possible d’expliciter une fonction  $f$  reliant la grandeur  $y$  aux autres grandeurs  $x, \dots, z$  sans avoir de dépendance entre les grandeurs,  $y = f(x, \dots, z)$ . La méthode fait intervenir les dérivées partielles par rapport à chacune des grandeurs et les incertitudes associées à chacune des grandeurs mesurées,  $\delta x, \dots, \delta z$ . Si les incertitudes dans les paramètres sont indépendantes et aléatoires, l’incertitude sur la grandeur  $y$  est :

$$\delta y = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x} \delta x\right)^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial z} \delta z\right)^2} \quad (\text{II.1})$$

À titre d’exemple, les incertitudes sur les essais de perméabilité et sur l’évolution du gradient effectif sont superposées aux points expérimentaux sous forme de barres d’erreur (Figure II-1 et Figure II-2). On remarque dans un premier temps que l’erreur sur le débit d’écoulement dans le

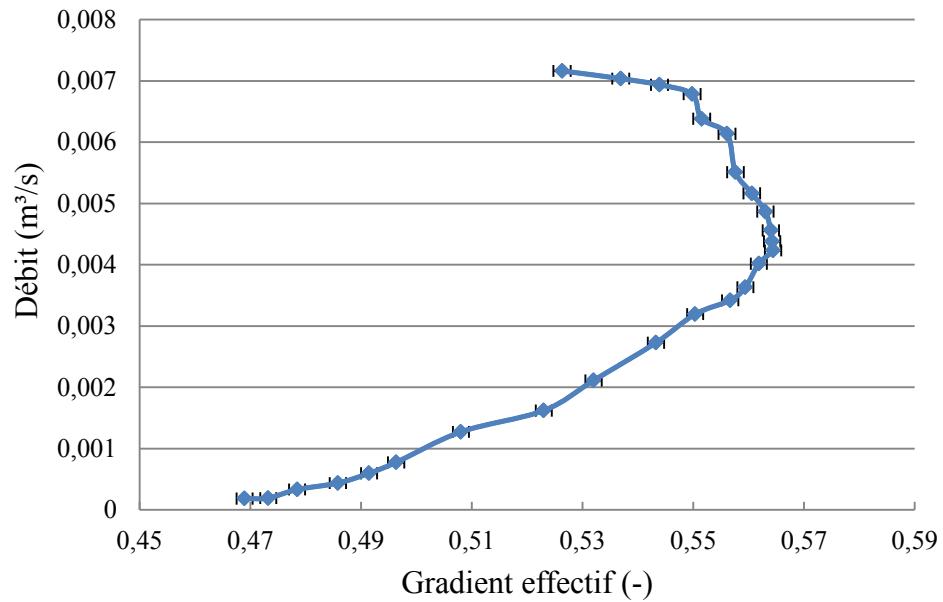
canal est très faible comparativement à celle du gradient effectif, donc il n'est pas visible à l'échelle du graphique. L'incertitude sur le débit d'écoulement dans le canal provient de l'incertitude de la mesure de la hauteur d'eau par le capteur ultrason. La présence d'ondulations à la surface de l'eau pour les débits importants a emmené à majorer l'incertitude globale sur cette mesure. À partir des incertitudes sur la détermination du gradient effectif critique, une incertitude maximale a été associée au niveau d'eau critique dans le réservoir dans le but de trouver l'erreur maximale propagée sur la grandeur  $D_{cr}$  provenant des quatre variables  $h_{cr}, d_{50}, \alpha$  et  $\theta$ .

L'incertitude associée au débit d'écoulement dans le perméamètre provient de l'incertitude sur les mesures de la masse d'eau sortant dans un lapse de temps. La vitesse moyenne, quant à elle, est obtenue à partir des mesures du débit et de la hauteur d'eau. En effet, une augmentation de l'incertitude avec l'ordre de grandeur des valeurs calculées a été observée. L'incertitude propagée des trois variables  $i, m$  et  $n$  sur l'incertitude de la valeur de vitesse d'écoulement calculée par les relations de Wilkins et de Li a été obtenue par la méthode différentielle et elle est schématisée par les lignes pointillées à la Figure II-2. Il est constaté que les deux relations proposées ont tendance à sous-estimer le gradient hydraulique pour des vitesses élevées.

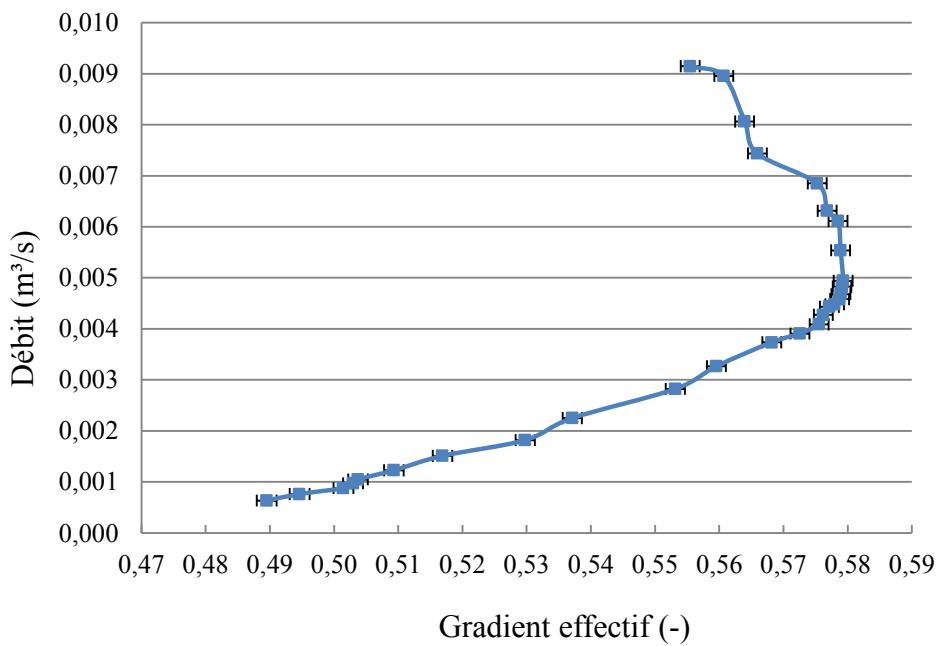
Tableau II-1 : Incertitudes absolues sur certaines quantités mesurées et calculées

Quantité mesurée ou calculée	Unités	Incertitude absolue
Température de l'eau (T)	°C	± 0.05
Temps	s	± 2
Masse d'eau	g	± 50
Dimensions de la digue	m	± 0.001
Hauteur d'eau critique de surverse calculée* ( $D_{cr}$ )	m	± 0.0008 – 0.0009
Niveau d'eau critique ( $h_{cr}$ )	m	± 0.003
Débit d'écoulement dans le canal* ( $Q$ )	m³/s	± 0.000018 – 0.000032
Débit d'écoulement dans le perméamètre* ( $Q$ )	m³/s	± 0.00001
Gradient effectif ( $i_{eff}$ )	-	± 0.0014 – 0.0015
Gradient hydraulique mesuré* ( $i$ )	-	± 0.009 – 0.015
Vitesse d'écoulement mesurée* ( $V$ )	m/s	± 0.0005 – 0.0015
Hauteur d'eau (lecture par capteur de pression)*( $h$ )	cm	± 0.012
Hauteur d'eau (lecture par capteur ultrason)*( $h$ )	cm	± 0.0165
Hauteur d'eau (lecture visuelle) ( $h$ )	m	± 0.001
Hauteur de la digue ( $H$ )	m	± 0.004
Pente du parement aval ( $\alpha$ )	-	± 0.3
Pente du lit ( $\theta$ )	-	± 0.2
Diamètre représentatif ( $d_{50}$ )	mm	± 0.05
Porosité ( $n$ )	-	± 0.003
Rayon hydraulique ( $m$ )	mm	± 0.01

\* Quantité obtenue par calcul

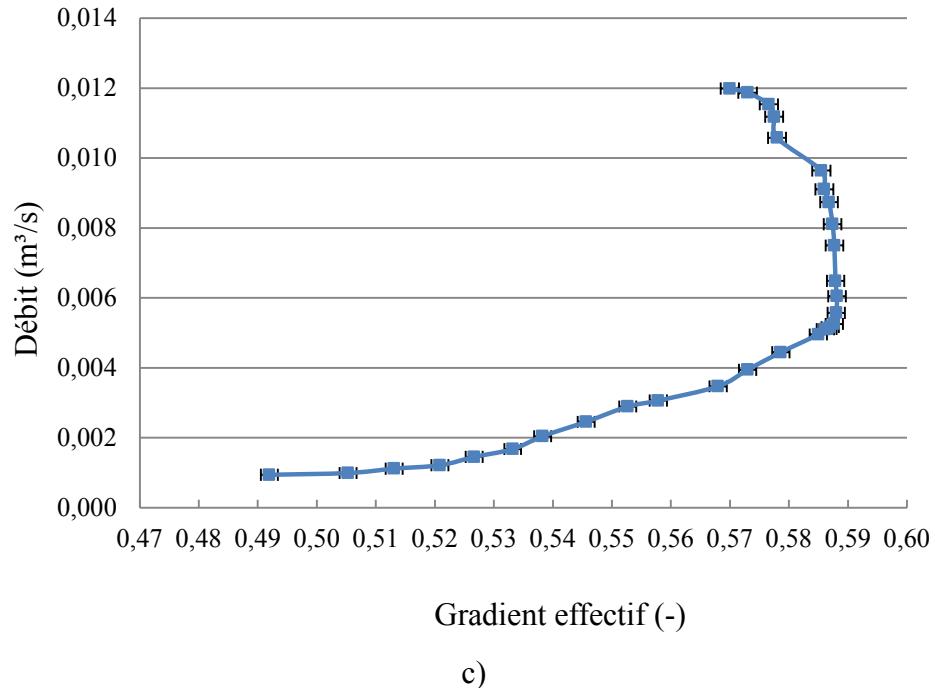


a)



Gradient effectif (-)

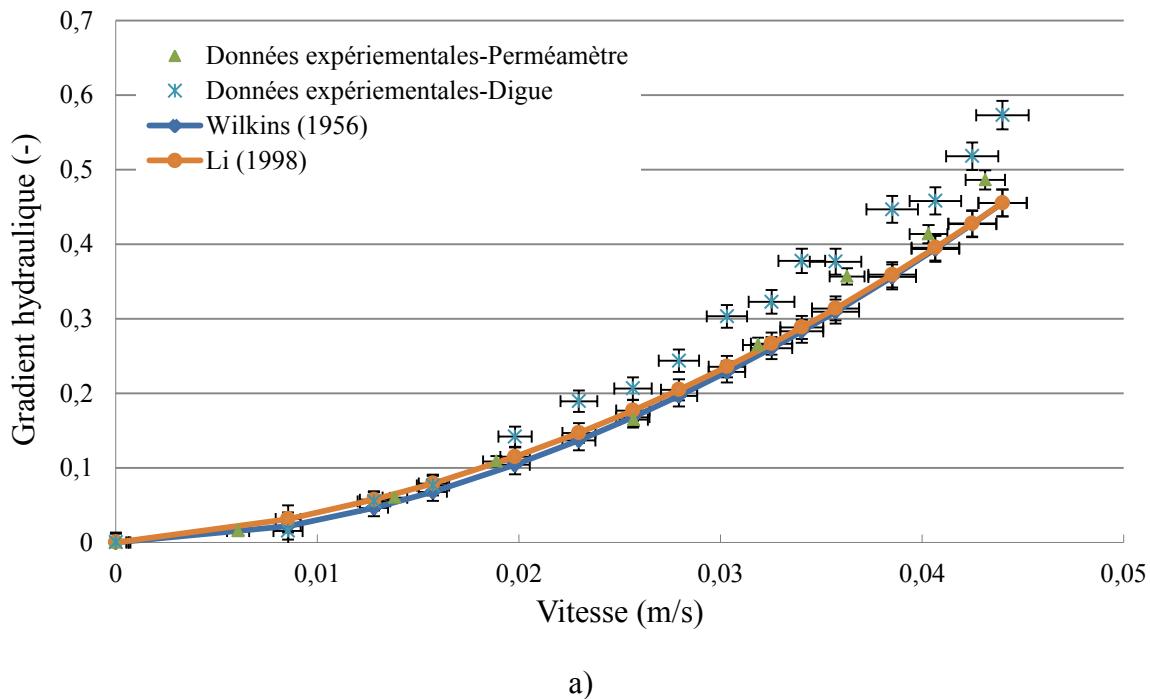
b)



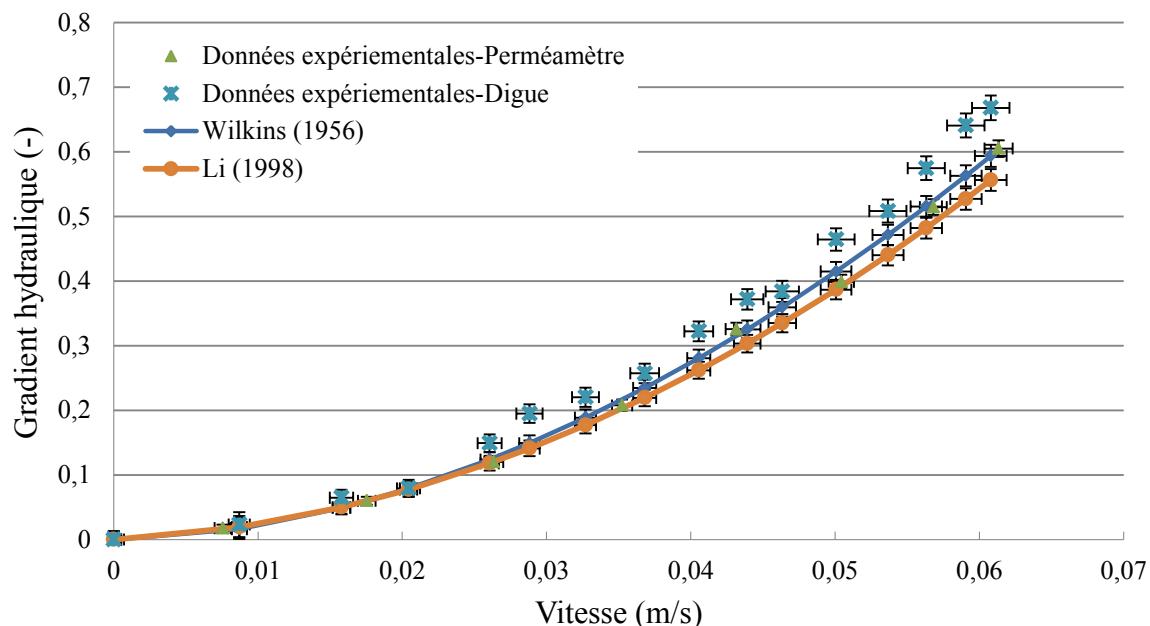
Gradient effectif (-)

c)

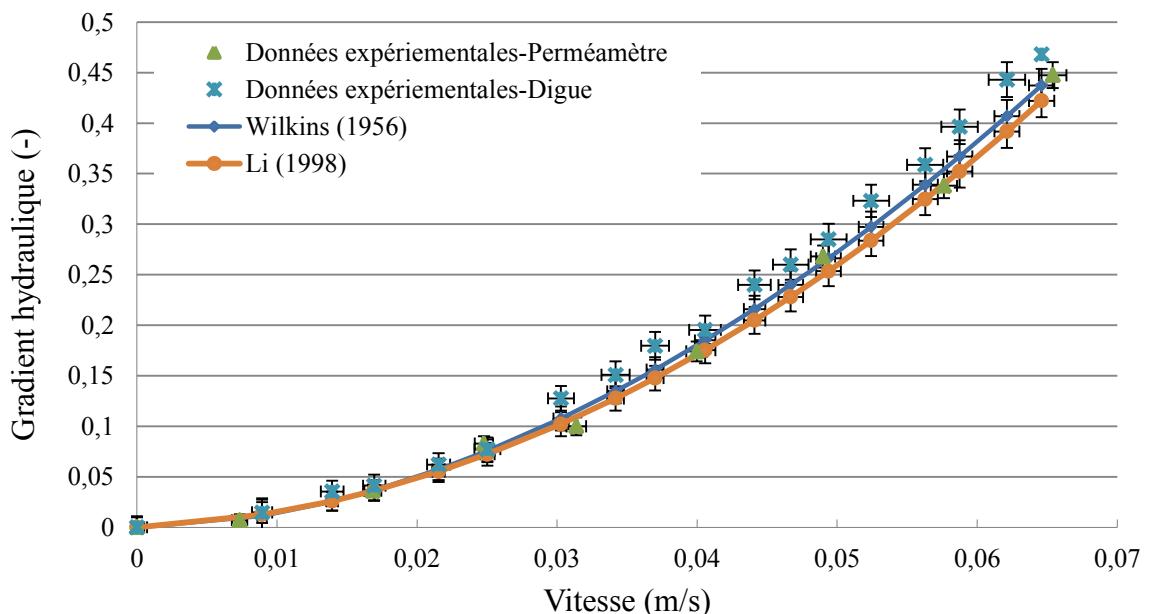
Figure I–1: Incertitudes sur des données issues de mesure de débit d'écoulement versus le gradient effectif dans la digue a) gravier 10-14 mm, b) gravier 14-20 mm et c) gravier 20-25 mm



a)



b)

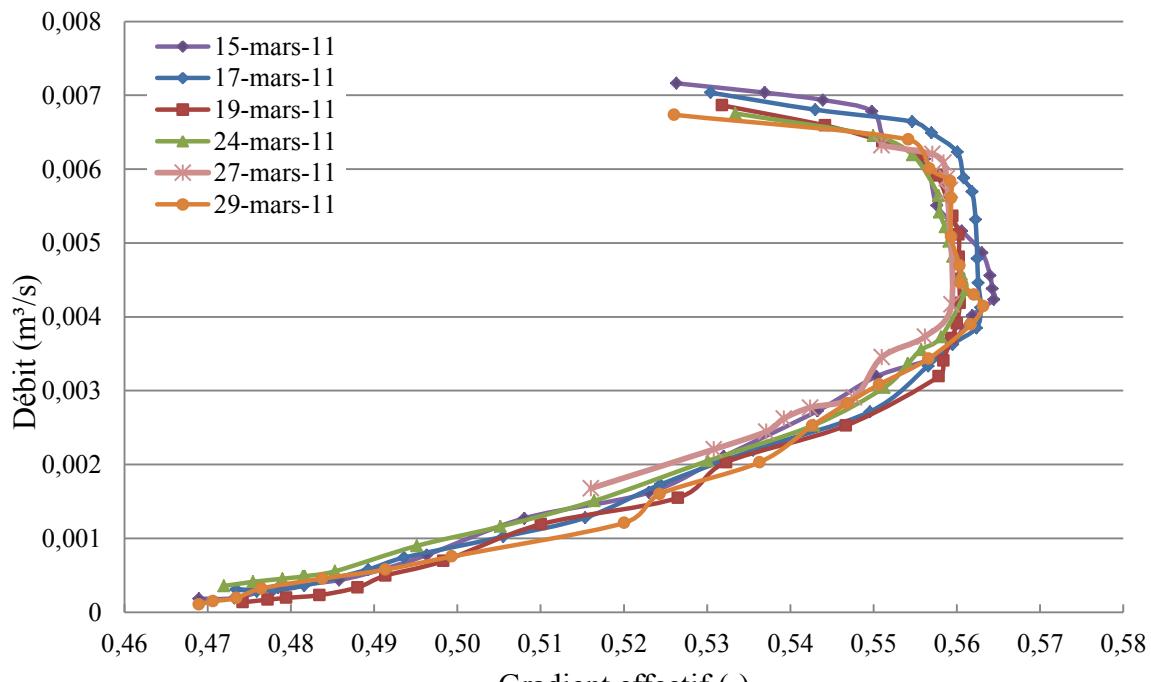


c)

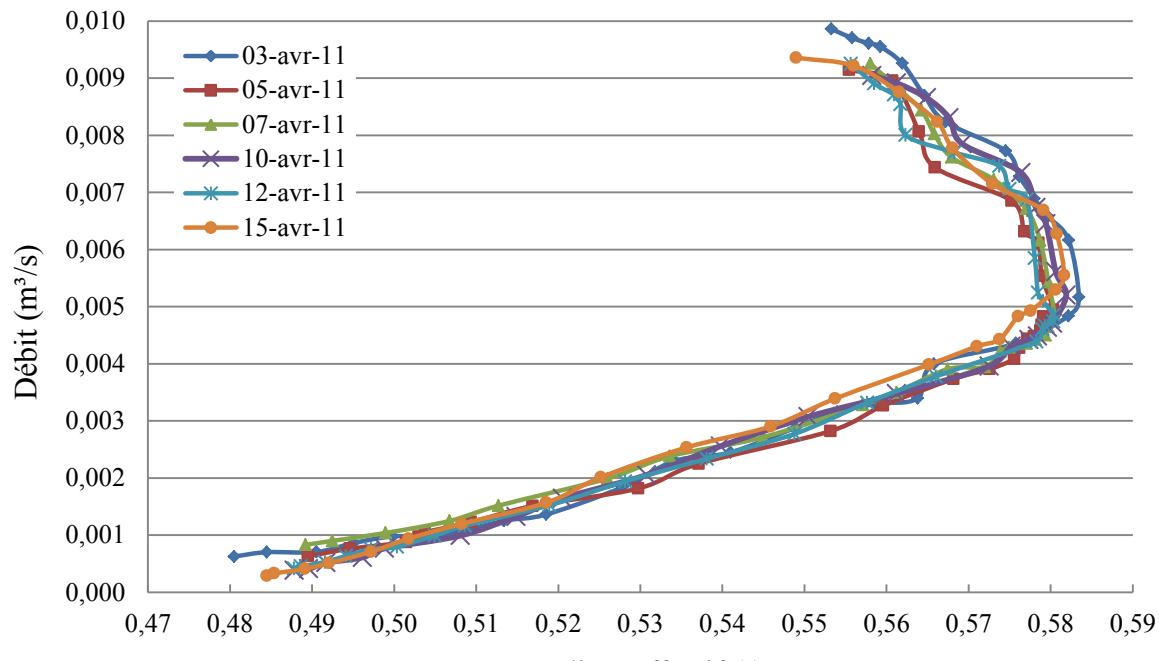
Figure I-2: Incertitude sur les données issues de mesure des caractéristiques de l'écoulement a) gravier 10-14 mm, b) gravier 14-20 mm et c) gravier 20-25 mm

### ANNEXE III – ÉVOLUTION DU GRADIENT EFFECTIF EN FONCTION DU DÉBIT

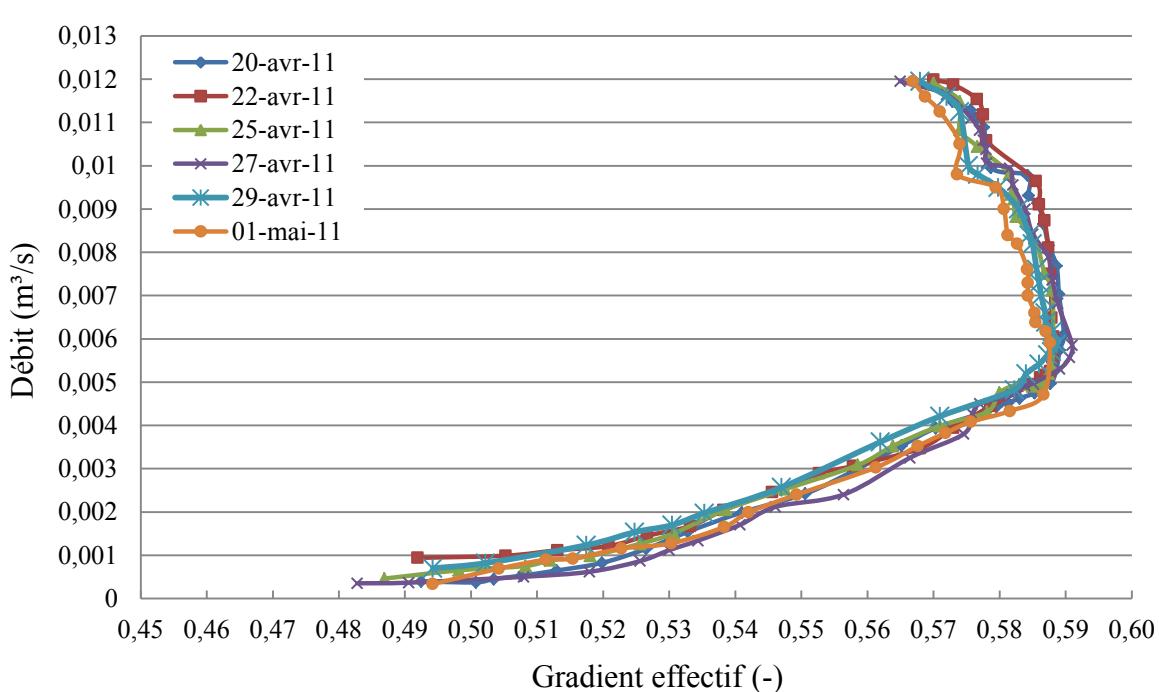
Les résultats mis en graphiques illustrent l'évolution du gradient effectif en fonction du débit d'écoulement pour tous les essais réalisés. Les variables à étudier sont la sensibilité de la granulométrie du gravier (Figure III-1), la pente du parement aval de la digue (Figure III-2) et la pente du lit (Figure III-3). Pour chaque étude six ou sept essais successifs ont été réalisés et sur les graphiques ils ont été désignés par leur date de réalisation.



a)

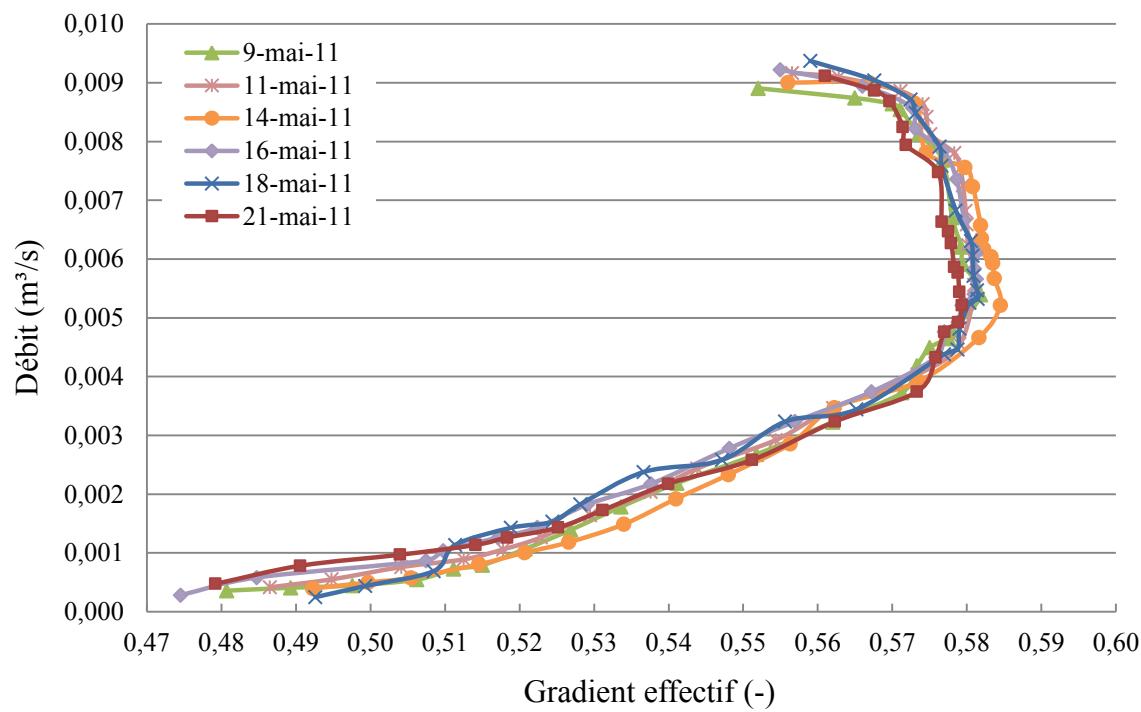


b)

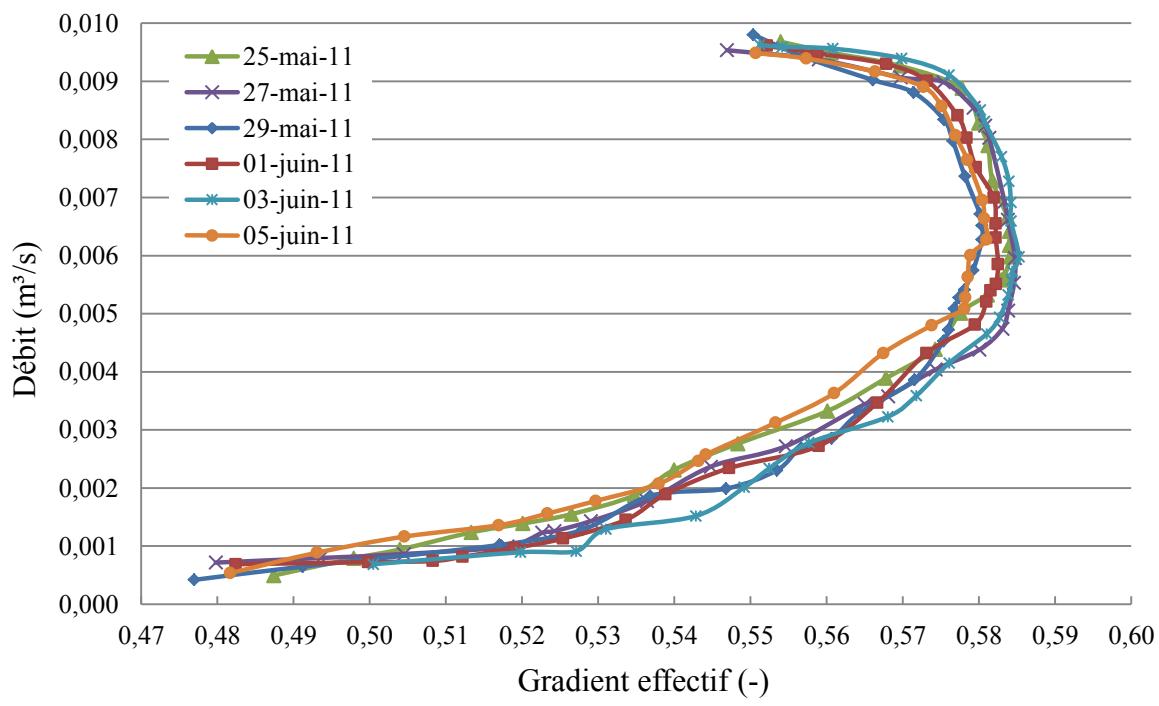


c)

Figure III-1: Évolution du gradient effectif en fonction du débit d'écoulement sur la digue avec noyau en bois a) gravier 10-14 mm,  $\alpha = 45^\circ$ ,  $\theta = 0^\circ$ , b) gravier 14-20 mm,  $\alpha = 45^\circ$ ,  $\theta = 0^\circ$  et c) gravier 20-25 mm,  $\alpha = 45^\circ$ ,  $\theta = 0^\circ$



a)



b)

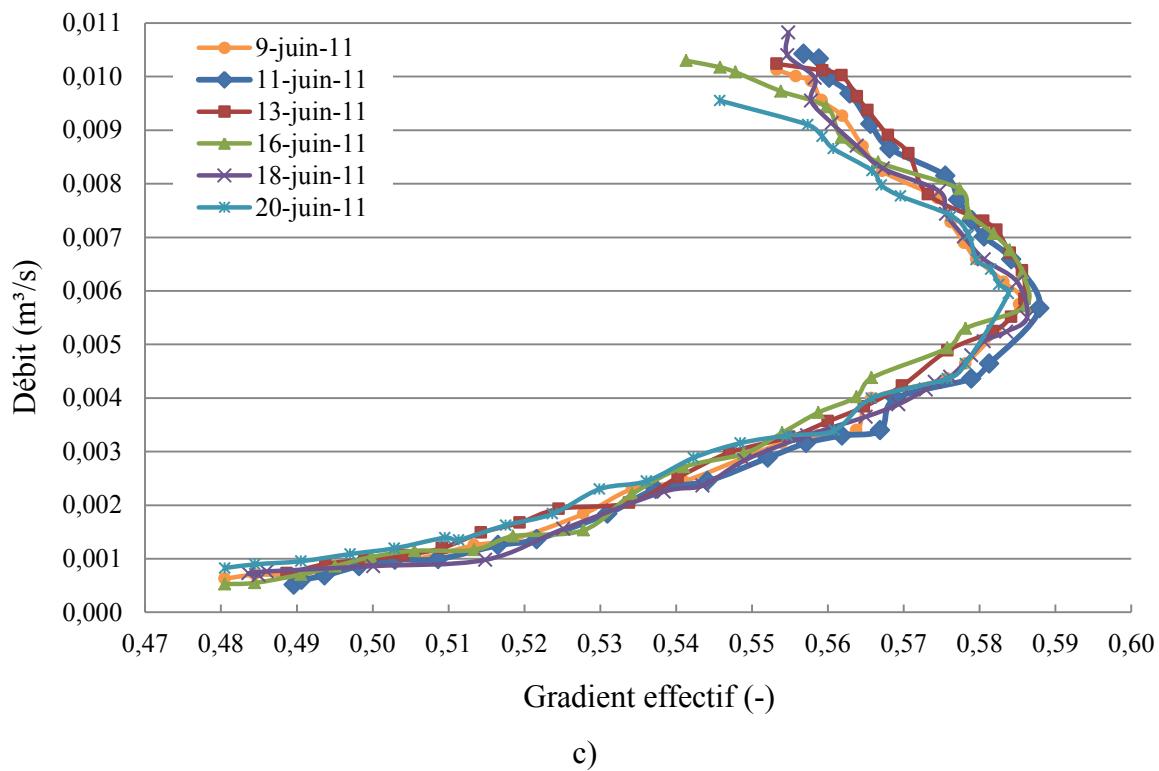
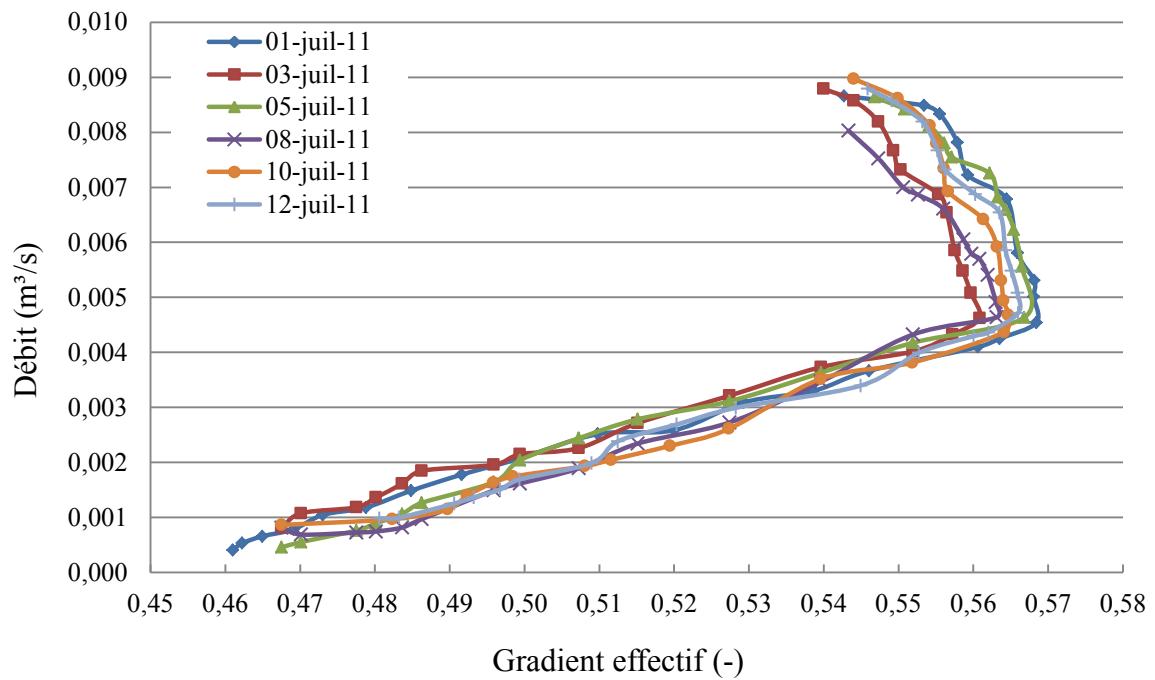
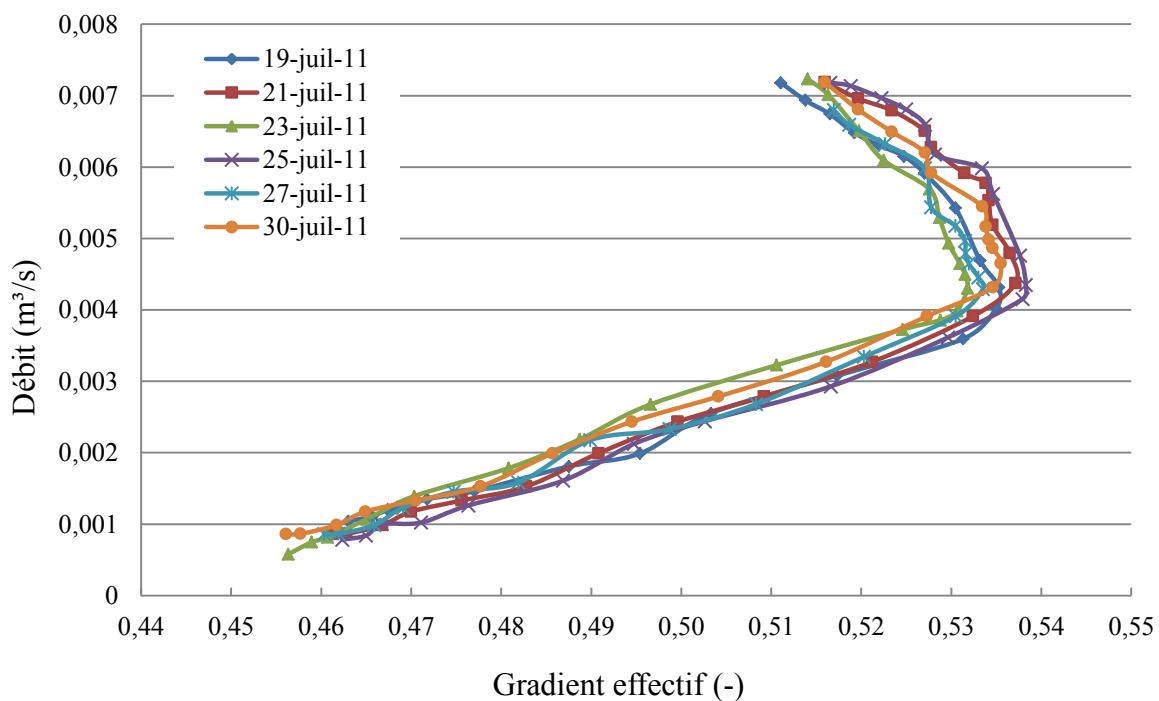


Figure III–2: Évolution du gradient effectif en fonction du débit d'écoulement sur la digue avec noyau en bois a) pente aval  $40^\circ$ ,  $d_{50} = 16.67$ ,  $\theta = 0^\circ$ , b) pente aval  $35^\circ$ ,  $d_{50} = 16.67$ ,  $\theta = 0^\circ$  et c)  
pente aval  $30^\circ$ ,  $d_{50} = 16.67$ ,  $\theta = 0^\circ$



a)



b)

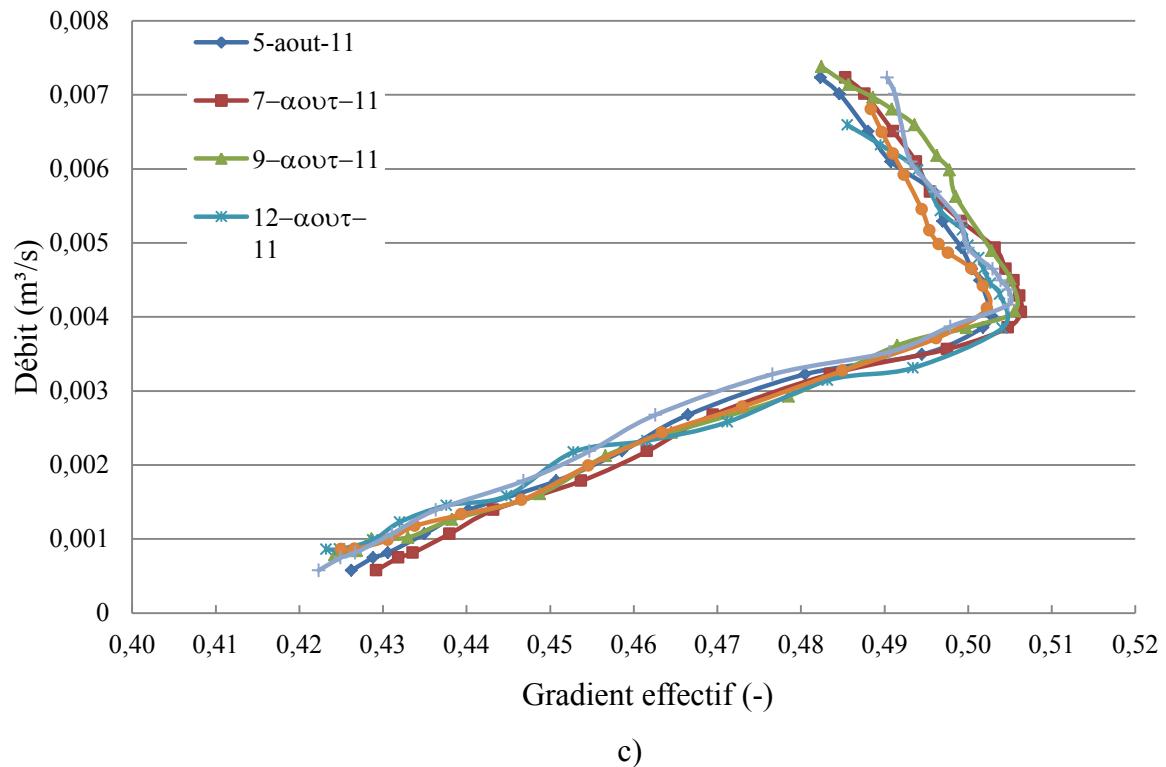
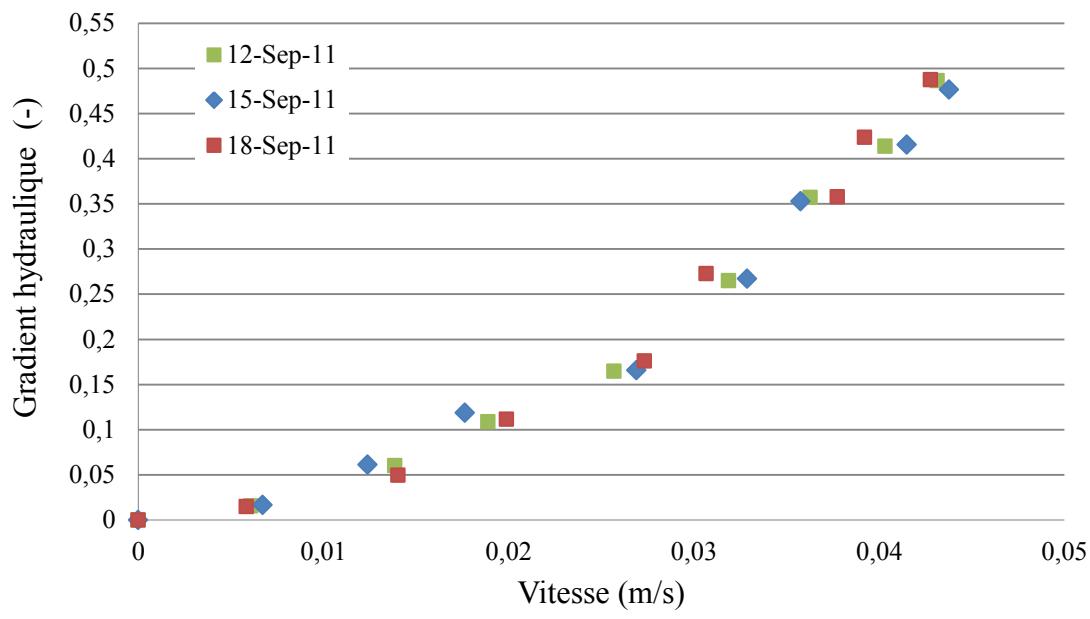


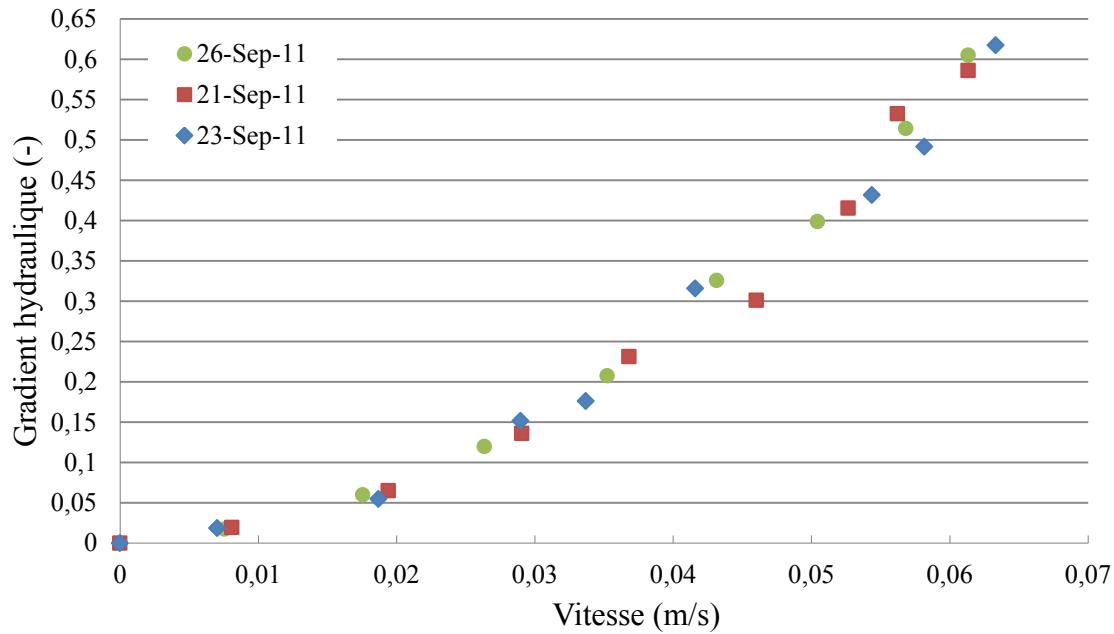
Figure III-3: Évolution du gradient effectif en fonction du débit d'écoulement sur la digue avec noyau en bois a) pente du lit  $1.5^\circ$ ,  $d_{50} = 16.67$ ,  $\alpha = 0^\circ$ , b) pente du lit  $3^\circ$ ,  $d_{50} = 16.67$ ,  $\alpha = 0^\circ$  et c) pente du lit  $5^\circ$ ,  $d_{50} = 16.67$ ,  $\alpha = 0^\circ$

## ANNEXE IV – RÉSULTATS DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ SUR L'ENROCHEMENT

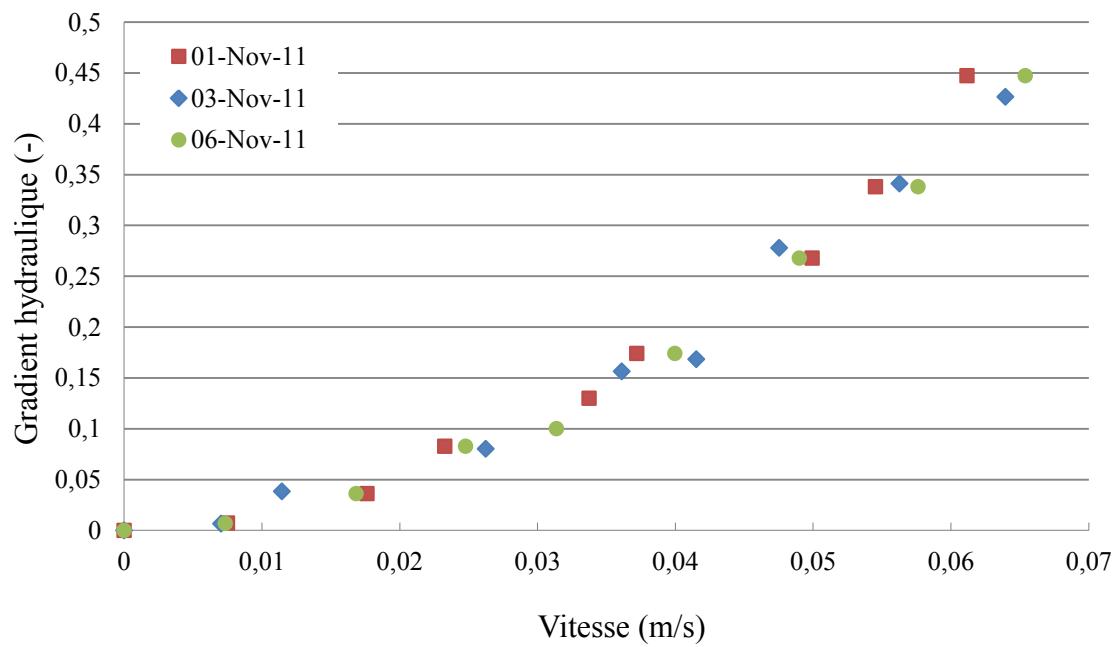
La Figure IV-1 présente les trois essais unidirectionnels dans le perméamètre réalisés sur chacune des trois granulométries d'enrochement. Pour les essais de perméabilités bidirectionnels dans la digue étant donné que plusieurs mesures ont été prises seulement celles qui ont été utilisées pour représenter la courbe moyenne de ces essais, sont présentées à la Figure IV-2.



a)

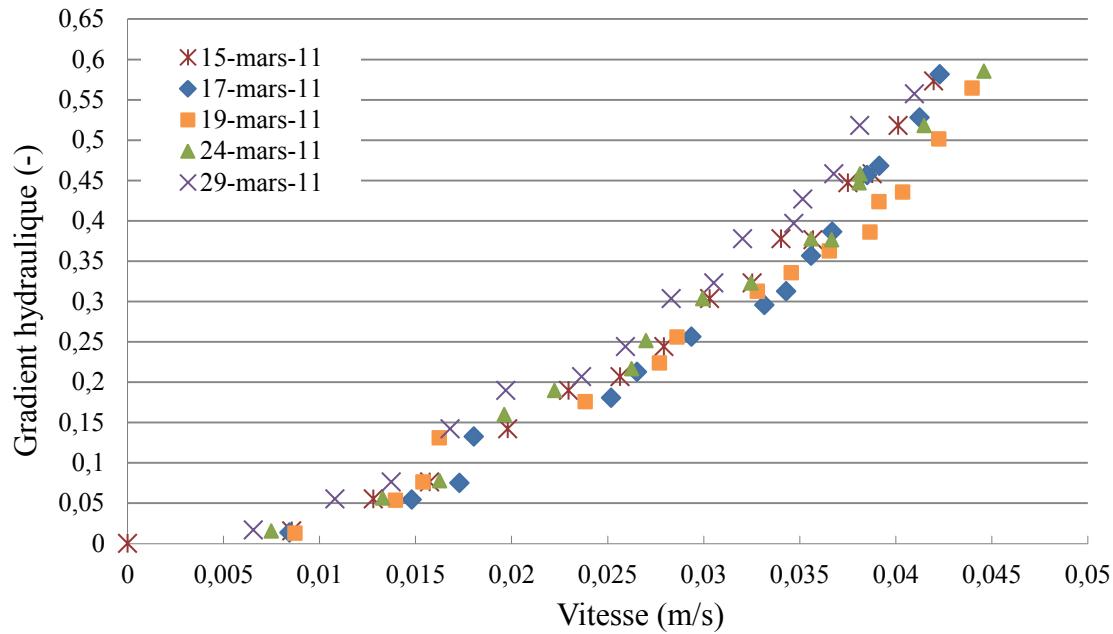


b)

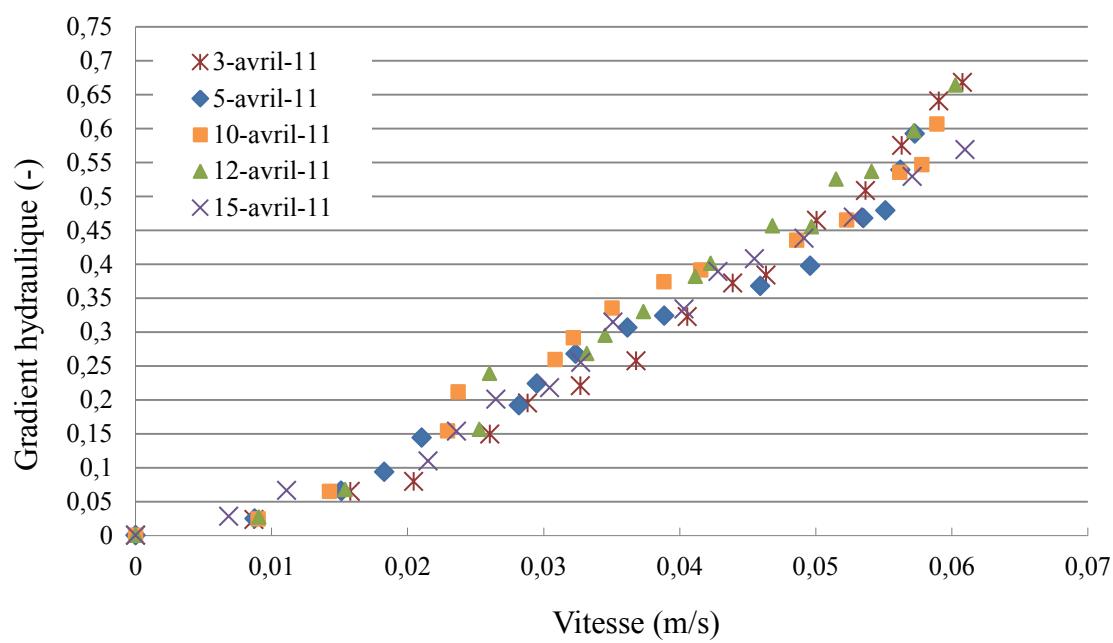


c)

Figure IV-1: Présentation de la relation non linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse de l’écoulement dans l’enrochement pour les analyses dans le perméamètre a) gravier de 10-14 mm, b) gravier de 14-20 mm et c) gravier de 20-25 mm



a)



b)

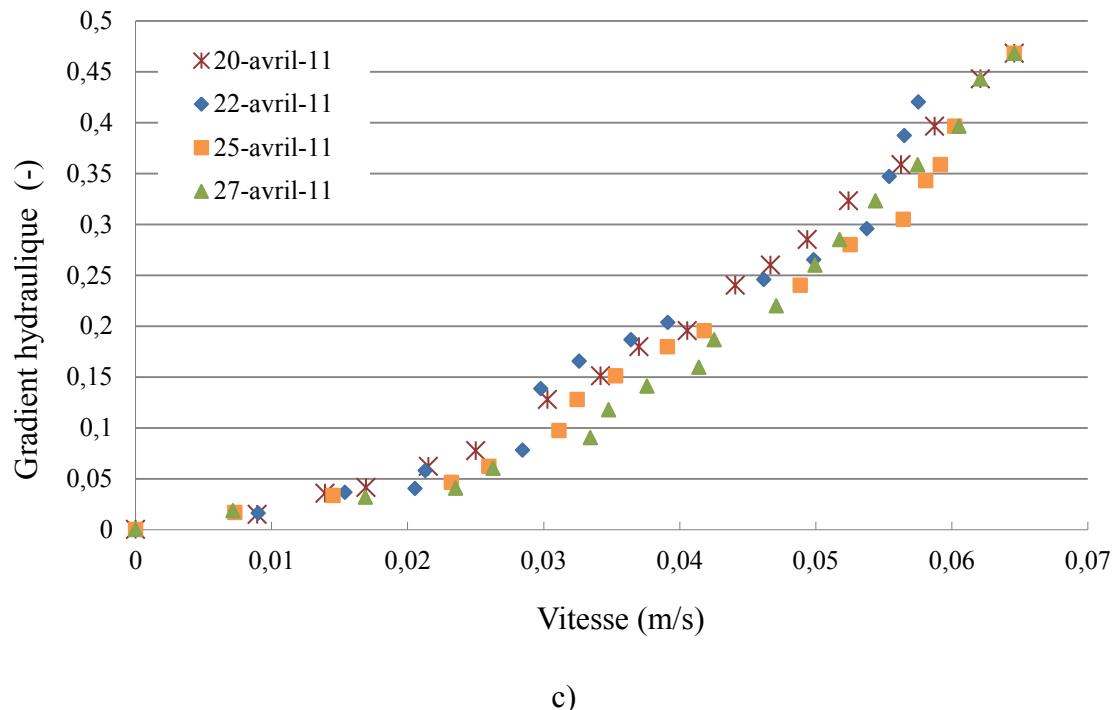


Figure IV-2: Présentation de la relation non linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse de l'écoulement dans l'enrochement pour les analysés dans la digue a) gravier de 10-14 mm, b) gravier de 14-20 mm et c) gravier de 20-25 mm