



## Étude expérimentale de l'infiltration à travers des digues en enrochements avant l'initiation de la rupture

N. Javadi, T. Mahdi

Département des génies Civil, Géologique et des Mines, École Polytechnique de Montréal

**Abstract:** L'augmentation potentielle des niveaux d'eau dans les réservoirs en amont des ouvrages, en enrochements, de rétention d'eau suite aux changements climatiques mettrait en danger la stabilité de ces ouvrages qui ne sont pas capables de supporter de débordements. Cet article analyse 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. Afin de choisir une relation pouvant décrire l'écoulement à travers l'enrochements dans une digue, deux types d'essais de perméabilité ont été réalisés au laboratoire hydro-environnemental de l'École Polytechnique de Montréal. Le premier, 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 une digue expérimentale, à noyau étanche, construite avec les mêmes enrochements. Suite au débordement par la crête, un débit de surverse a été calculé par la relation de l'écoulement passant par-dessus un déversoir. La cohérence entre les valeurs mesurées et celles calculées par la relation de Wilkins et Li a justifié la recommandation de ces relations empiriques pour estimer le débit d'infiltration à travers la digue.

### 1 Introduction

Les ouvrages en remblai ne sont généralement pas capables de supporter de forts débordements, donc il est nécessaire de bien connaître les phénomènes hydrauliques qui les caractérisent. Ceci permet d'estimer plus précisément le débit à travers le barrage. 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.

L'objectif général poursuivi dans le cadre de cette recherche était d'étudier l'écoulement d'eau à travers l'enrochements. L'objectif spécifique était d'étudier la perméabilité de l'enrochements 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 les valider par les relations qui lient la vitesse de l'écoulement au gradient hydraulique. La connaissance de cette relation aidera à calculer le débit s'écoulant dans ce milieu. Pour ce faire, les essais expérimentaux ont été réalisés au laboratoire d'hydro-environnement et aussi d'hydrogéologie et d'environnement minier de l'École Polytechnique de Montréal.

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. Comme la vitesse d'écoulement est élevée dans les enrochements, la loi de Darcy n'est plus valable et des équations plus générales sont nécessaires.

L'écoulement à travers les enrochements est caractérisé par une dépendance non linéaire de la vitesse d'écoulement au 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. Mais il n'existe pas encore de solution universelle pour exprimer le comportement de l'écoulement turbulent à travers les enrochements. Les relations mentionnées ci-dessous (Eq.1 - Eq.8) sont les équations les plus connues et les plus utilisées dans la littérature pour décrire la circulation du fluide à travers les enrochements. Les coefficients ont été établis 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'enrochements) et un écoulement bidirectionnel (digue en enrochements construite dans un canal). Par une étude de sensibilité sur différents paramètres (porosité, granulométrie, densité du fluide, rayon hydraulique, etc.) ayant une influence sur la relation du gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement, une relation du type général est finalement développée.

Ergun (1952) :

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

Wilkins (1956) :

$$[2] \quad i = \frac{1}{W^{1.85} m^{0.925}} V_V^{1.85}$$

Où :  $V_V = \frac{V}{n}$

Ward (1965) :

$$[3] \quad i = \frac{\mu}{k} V + \frac{0.55\rho}{k^{0.5}} V^2$$

Dinoy (1971) modifié:

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

McCorquodale (1978) :

$$[5] \quad i = \left( \frac{70v}{gnm^2} \right) V + \left( \frac{0.54\gamma}{gn^{0.5} m} \right) V^2$$

Stephenson (1979) :

$$[6] \quad i = \frac{\kappa_s}{gd n^2} V^2$$

Martins (1990) :

$$[7] \quad i = \frac{c_u^{2\alpha}}{2ged n^2 K_M^2} V^2$$

Ergun-Reichelt (Fand et Thinakaran 1990) :

$$[8] \quad i = 212 \frac{Mv}{gd^2} * \frac{(1-n)^2}{n^3} V + 1.57 \frac{M}{gd} \frac{1-n}{n^3} V^2$$

$$\text{Où : } M = 1 + 2/3 \frac{d}{D(1-n)}$$

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  $K_s = \frac{800}{Re} + K_t$ , 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 ( $\text{L}$ )

$D$  : diamètre de perméamètre ( $\text{L}$ )

$n$  : 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 (Eq.9). De plus, ils ont comparé par des simulations numériques les relations décrites ci-dessus (Eq.1 - Eq.8) avec leur relation en considérant des porosités variables entre 0.35 et 0.5 et de taille d'enrochements variables entre 0.01 m et 2.0 m et ils ont conclu que les résultats des expressions de Wilkins et Stephenson sont les plus proches à leurs résultats.

$$[9] \quad i = \left( \frac{1300\nu}{gnd^2} \right) V + \left( \frac{3.84}{gn^2d} \right) V^2$$

## 1.1 Mesure du débit

Lors du passage de l'écoulement à travers une digue avec noyau, deux cas peuvent survenir: un débordement par la crête avec infiltration à travers la digue ou infiltration sans débordement. L'écoulement se dirige en grande partie dans la couche la plus perméable, qui est la couche de gravier. Le débit d'infiltration à l'intérieur de cette couche 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.

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 :

$$[10] \quad q = CLH_1^{3/2}$$

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

$$[11] \quad H_1 = h + \frac{V^2}{2g}$$

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 10 doit être modifiée par un facteur de submersion  $\frac{C_s}{C}$  :

$$[12] \quad q = CLH_1^{3/2} \frac{C_s}{C}$$

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

## 2 Étude expérimentale

### 2.1 Géométrie et composition des modèles

Les modèles expérimentaux étudiés consistent en une digue construite d'un noyau et d'une couche de gravier par-dessus et d'un échantillon cylindrique placé dans une colonne perméamétrique.

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 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 a été 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*

Le noyau en terre a été composé de la moraine et d'une couche 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, ont été formées avec un angle de 45°. La couche de filtre placée par-dessus le noyau avait 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 avait une largeur de 63 cm en crête, avec une épaisseur de 13 cm. La pente de son parement amont a été fixée à 45°, tandis que celle du parement aval était variable pour différents essais.

- *Digue avec noyau étanche en bois*

Le noyau a été remplacé par un coffrage en bois vide à l'intérieur. Ses dimensions ont été 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 a été bien assurée et son emplacement a été fixé par du silicone sur les bords du canal. La couche de gravier avait les mêmes dimensions que celle présentée dans le cas de la digue avec noyau en terre.

- *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 de 100 cm. 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 empêche l'air d'entrer et l'eau du système de s'échapper. Dans la partie supérieure un ressort est placé afin d'immobiliser les enrochements sous l'effet de la poussée d'eau. Les sections d'entrée et de

sortie du perméamètre comportent un tube qui fait entrer et sortir l'eau dans la colonne, qui est alimentée par un réservoir soumis à une charge hydraulique constante.

- *Granulométrie*

Trois granulométries différentes de gravier ont été choisies pour la couche de recharge de la digue: 10-14 mm, 14-20 mm et 20-25 mm. En ce qui concerne le noyau (de la moraine) et le filtre (du sable), un seul type de granulométrie a été utilisé 0.0013-2.5 mm et 0.01-5 mm, respectivement.

## 2.2 Procédure d'essai unidirectionnels et bidirectionnels

Le perméamètre décrit dans la section précédente a été employé pour les essais unidirectionnels. Une fois rempli d'enrochement par couches légèrement compactées, la porosité du matériau a été évaluée et l'enrochement a été saturé par un écoulement du bas vers le haut. Lors de la réalisation de l'essai, le perméamètre a été alimenté du haut vers le bas par un réservoir à charge constante. Le gradient hydraulique moyen a été calculé par la pente des niveaux d'eau mesurés dans les piézomètres installés sur la paroi à des distances données. À la sortie, l'eau s'écoulant dans un intervalle de temps donné a été récoltée dans un récipient et le débit a été ensuite calculé. En changeant la charge d'entrée, le même scénario a été répété à plusieurs reprises pour déterminer la relation entre le gradient hydraulique moyen et la vitesse moyenne de l'écoulement.

L'essai de perméabilité avec un écoulement bidirectionnel a été effectué dans la digue. Pour ce faire, le même type d'enrochement utilisé dans les essais de perméabilité unidimensionnels a été posé dans le canal par couches légèrement compactées. La masse de l'enrochement mis en place et le volume de la digue permettaient de calculer la porosité *in situ*. Les pentes en amont et en aval de la digue ont été 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. 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, la hauteur d'eau au sein de la digue est mesurée à partir des quatre capteurs de pression. La valeur retenue du niveau d'eau était la moyenne d'une minute d'enregistrement. Le niveau d'eau en amont a été 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 a été mesuré à l'aide d'un déversoir à paroi mince installé en amont du canal.

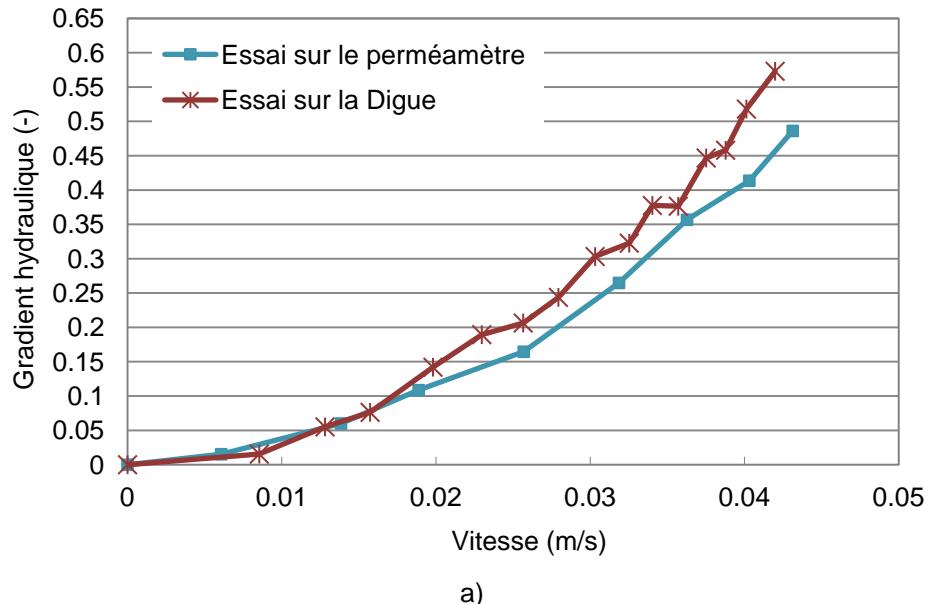
## 3 Résultats et discussion

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

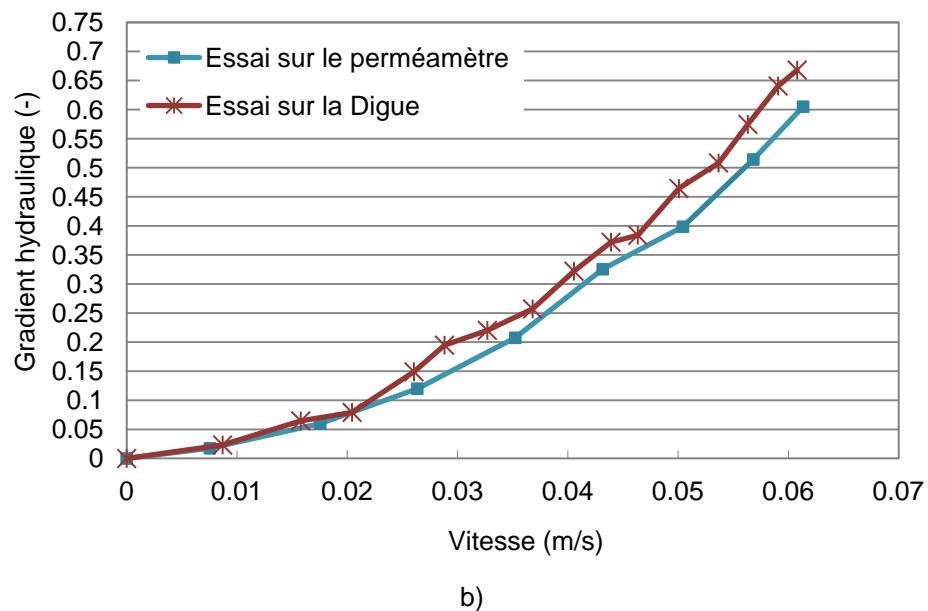
Trois essais unidirectionnels ont été réalisés dans le perméamètre sur chacune des trois granulométries d'enrochement. Pour l'essai de perméabilité bidirectionnel, à chaque rupture sur la digue, les mesures nécessaires pour le calcul de la perméabilité dans ce milieu ont aussi été faites. D'après les données récoltées pour chacun de ces deux cas analysés, une courbe moyenne exprimant la relation entre le gradient hydraulique,  $i$ , et la vitesse d'écoulement,  $V$ , pour chaque granulométrie, a été tracée (Figure 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.

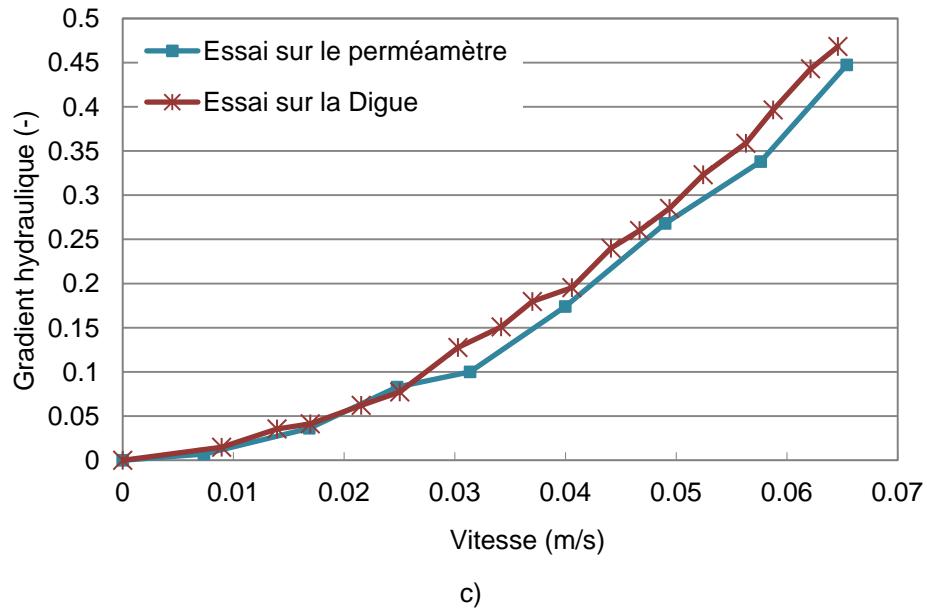
Les résultats de l'essai unidirectionnel montrent que, pour les matériaux étudiés, compte tenu des gradients hydrauliques variables de 0.02 à 0.66 et des vitesses variant d'environ 0.006 m/s à 0.065 m/s, la relation liant la vitesse au gradient hydraulique est quadratique, de la forme  $i = AV^2 + BV$ . 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 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 2. Il a été observé que plus la taille des pores est grande, plus les vitesses sont élevées.

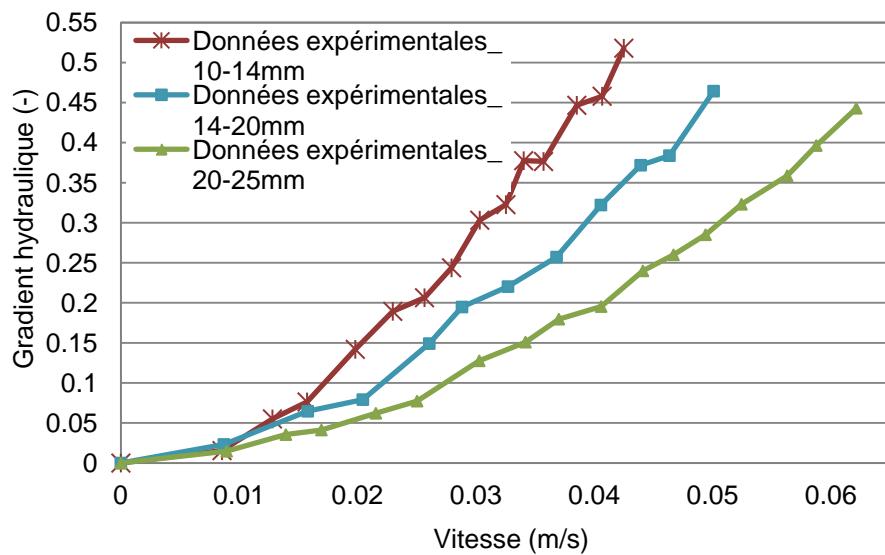


Figure 2: Comparaison des vitesses d'écoulement pour les trois granulométries considérées

### 3.2 Choix d'une relation empirique appropriée

Six relations empiriques caractérisant l'écoulement non-Darcien à travers les enrochements ont été choisies (Eq.1, Eq.2, Eq.5, Eq.6, Eq.7 et Eq.9). Le choix était lié aux informations disponibles sur les enrochements utilisés et sur les paramètres empiriques de ces relations.

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. 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. 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 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 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.

### 3.3 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 comparaison a été établie entre les débits mesurés et les débits calculés à la Figure 3. 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, le débit de surverse a été calculé par le calcul du débit passant par-dessus un déversoir.

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. 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. Suite au calcul des erreurs associées au débit calculé empiriquement, 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.

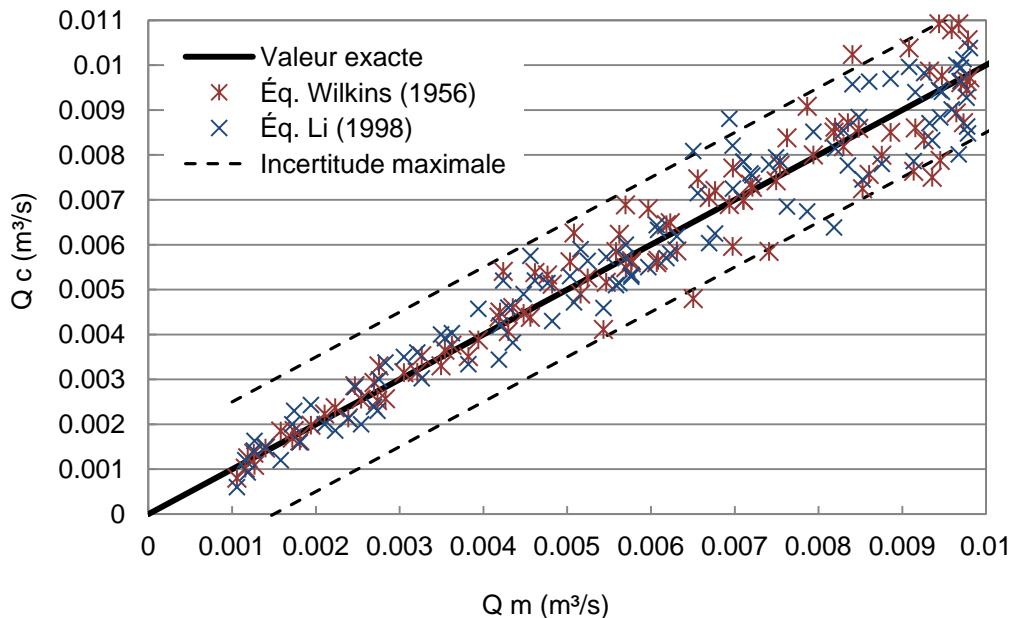


Figure 3: Comparaison entre les débits mesurés ( $Q_m$ ) et calculés par les relations empiriques ( $Q_c$ )

#### 4 Conclusion

Cette étude expérimentale a permis d'estimer le débit d'infiltration à travers la digue avant l'initiation de la rupture. Afin de déterminer le débit d'infiltration correspondant aux flux nets dans un ouvrage en enrochements, une connaissance de la relation entre les vitesses d'écoulement et les gradients hydrauliques est essentielle pour le contrôle de l'écoulement. Toutefois, il est important d'utiliser une relation fiable parmi celles présentées dans la littérature. Le choix de cette relation a fait l'objet des essais de perméabilité dans deux contextes différents, écoulement unidirectionnel et écoulement bidirectionnel.

Les 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.

#### Remerciement

Les auteurs remercient le CRSNG qui a financé une partie de cette recherche à travers la subvention à la découverte accordée au 3ème auteur.

#### Références

Diony, A. A. 1971. Friction factor and Reynolds number relationship in flow through porous media. Asian Institute of Technology. Bangkok, Thailand. *M. Eng. thesis*.

- Ergun, S. 1952. Fluid flow through packed columns. *Chem. Eng. Prog.* 48: 89-94.
- Fand, R. and Thinakaran, R. 1990. The influence of the wall on flow through pipes packed with spheres. *Journal of Fluids Engineering, USA*, 112(1).
- Holtz, R. D. 1991. *Introduction à la géotechnique*, Presses inter Polytechnique.
- Li, B. and Davies, M. H. 1998. Relationships for non-Darcy flow in rockfill. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124: 206.
- Martins, R. 1990. Turbulent seepage flow through rockfill structures. *International Water Power and Dam Construction*, 42(3): 41-45.
- Mccorquodale, J. A., Hannoura, A. et al. 1978. Hydraulic conductivity of rockfill. *Journal of Hydraulic Research*, 16(2): 123-137.
- Powledge, G. R., Ralston, D. C. et al. 1989. Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. II: Hydraulic and Design Considerations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(8): 1056-1075.
- Stephenson, D. 1979. *Rockfill in hydraulic engineering*. Amsterdam, The Netherlands, Elsevier Science Publishers BY.
- 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.