# JUSTIFICATION DE LA STABILITE D'UNE RECHARGE GRANULAIRE AVAL SUR LES DIGUES DE CANAUX : DEVELOPPEMENT D'UN CRITERE DE RUPTURE PAR CLAQUAGE

*Justification of the stability of downstream granular shell on fluvial dikes: development of a hydraulic uplift failure criterion* 

### Christophe PICAULT

Compagnie Nationale du Rhône – CACOH – 4, rue de Chalon sur Saône, 69007 LYON

c.picault@cnr.tm.fr

Jean-Robert COURIVAUD EDF – CIH – 73373 BOURGET-DU-LAC jean-robert.courivaud@edf.fr

Rémi BEGUIN GEOPHYCONSULT – 73000 CHAMBERY <u>remi.beguin@geophyconsult.com</u>

Pierre PHILIPPE IRSTEA – 13100 AIX-EN-PROVENCE pierre.philippe@irstea.fr

# **MOTS CLEFS**

Digue, érosion, stabilité, recharge, claquage

# **KEY WORDS**

Dike, erosion, stability, shell, uplift

# RÉSUMÉ

La recharge granulaire mise en œuvre en parement aval du noyau des digues de canaux est généralement une disposition constructive qui participe à la stabilité de l'ouvrage à la fois vis-à-vis du glissement et de l'érosion interne. Cette recharge multifonction assure le drainage, la filtration et participe à la stabilité mécanique par son poids propre.

Cette disposition constructive essentielle a fait l'objet d'un important programme d'étude lancé en 2012 à l'instigation de CNR et EDF. Notamment, les conditions de maintien de l'intégrité de la recharge en situation dégradée, lorsqu'un phénomène d'érosion interne de type érosion de conduit s'est développé dans le noyau, ont été analysées.

Des essais sur modèle physique en vraie grandeur ont été menés au CACOH (Centre d'analyse comportementale des ouvrages hydrauliques - CNR) et ont permis d'identifier les conditions hydrauliques d'initiation du glissement et du claquage de la recharge dans cette situation. Les résultats obtenus ont été confrontés aux critères paraissant les plus pertinents. En ce qui concerne le claquage, le critère correspondant le mieux aux conditions expérimentales limites consistait à calculer l'équilibre entre le poids du sol soulevé et la pression hydraulique à sa base, en faisant l'hypothèse du soulèvement d'un tronçon de cône. Cependant, ce critère ne reproduit pas quantitativement les résultats expérimentaux et néglige la géométrie réelle des écoulements au débouché du conduit.

Une seconde étape a donc consisté à collecter les résultats expérimentaux de la littérature concernant cette configuration. Les modèles analytiques représentant fidèlement le phénomène et permettant une prédiction satisfaisante de la rupture par claquage ont été sélectionnés. Ces expressions retiennent toutes une augmentation non linéaire de la charge limite avec l'épaisseur de recharge, généralement en H<sup>2</sup> (avec H l'épaisseur de recharge). Ceci signifie que la résistance d'une recharge à ce type de sollicitation augmente très rapidement avec l'épaisseur.

En synthèse, une expression simplifiée est ici proposée, permettant d'estimer une charge maximale admissible correspondant à la borne inférieure de la charge de rupture observée lors des essais expérimentaux de la littérature et lors des essais sur modèle physique menés au CACOH.

# ABSTRACT

The granular shell usually located at the downstream slope of the core of a canal dike has a role in the stability of the structure both with respect to sliding and internal erosion. This multifunctional shell ensures drainage, filtration and contributes by its own weight to the mechanical stability.

The role of the granular shell in the stability was the subject of a major study program launched in 2012 by CNR and EDF. In particular, the way the granular shell remains stable in a degraded situation, when internal erosion has developed a pipe in the whole core, has been analyzed.

Large scale tests on physical model were carried at the CNR's laboratory and identified the hydraulic conditions for initiation of slip or heave of the shell in this situation. The results of the tests were compared with the existing criteria that seemed most relevant. Concerning the heave, the criterion that closely fit the experimental results consisted of balancing the weight of the raised soil and the hydraulic pressure at its base, by assuming that the geometry of the raised volume of soil is a cone. However, this criterion does not exactly fit the experimental results and neglects the real geometry of the flows at the outlet of the pipe.

Therefore, a second step consisted of collecting the experimental results of the literature concerning this configuration. The analytical models that correctly represent the phenomenon and allow a good prediction of the heave were selected. All the relevant analytical expressions retain a nonlinear increase of the maximum hydraulic load related to the thickness of the shell, (generally hydraulic laod increase according to the square of the thickness of the shell). This means that the resistance of a granular shell to this type of stress increases very rapidly with the thickness.

As a conclusion, a simplified analytical expression is proposed here, that allows an estimation of the maximum hydraulic load corresponding to the lower limit of the failure load observed during the experimental tests and drawn from the experiments reported in the literature.

# 1. INTRODUCTION

Des travaux menés durant le projet de recherche national français ERINOH (thèse de R. Béguin cf. [1]) ont montré que l'érosion de contact sur des ouvrages en remblai, généralement considérée comme un phénomène d'érosion interne à dynamique lente, peut, dans certaines conditions, mener à l'apparition d'un renard hydraulique au niveau de l'interface érodée, et, par suite, potentiellement conduire à la rupture de l'ouvrage.

Dans ce contexte, la CNR et EDF-CIH ont lancé des investigations supplémentaires afin de préciser le gain, en terme de résistance à la rupture, apporté par la recharge aval lorsque l'ouvrage est affecté par un phénomène d'érosion de contact. Les travaux ont consisté successivement en la réalisation d'essais sur modèle physique d'une digue soumise à l'érosion de contact, puis le calage d'un modèle numérique reproduisant le comportement hydraulique de l'ouvrage, et enfin la recherche d'un critère de rupture susceptible de prédire les ruptures par claquage observées.

# 2. ESSAIS SUR MODELE PHYSIQUE

### 2.1.Essais d'érosion du noyau d'une digue avec recharge aval

### 2.1.1. Objectifs

Les essais avaient pour objectifs de reproduire un phénomène d'une érosion de contact dans le corps de digue, et de laisser le processus se poursuivre afin d'observer le comportement de la recharge aval dans ce contexte.

### 2.1.2. Géométrie du modèle

Cette campagne de 3 essais sur modèle physique à grande échelle a été menée en 2012 (essais numérotés 10, 11 et 12 dans ce qui suit). Ces essais ont été réalisés dans une enceinte en béton armé de 8 m de longueur, 2,25 m de hauteur et 4 m de largeur, ouverte en partie haute et sur la face avant. Un réservoir à l'amont et un réservoir à l'aval permettent de réguler les niveaux d'eau à l'entrée et à la sortie du modèle. Le schéma de la digue expérimentale est identique pour les trois essais (Figure 1). Un noyau en limon de 2 m de hauteur est construit sur une fondation en gravier (graviers 20/40 mm). Une recharge de 1,3 m d'épaisseur en matériaux alluvionnaires vient ensuite recouvrir le parement.



Figure 1 Schéma de la digue expérimentale construite pour les essais 10 à 12

C2.08– Justification de la stabilité d'une recharge granulaire aval sur les digues de canaux : développement d'un critère de rupture par claquage page 2

2.1.3. Caractéristiques des matériaux constitutifs de la digue et instrumentation

Les caractéristiques moyennes des matériaux utilisés sont répertoriées en Figure 2. Il est notable que les matériaux constituant le noyau et la recharge sont potentiellement sensibles à la suffusion (d'après le critère de stabilité interne proposé par Li and Fannin, cf. [14]).

	d <sub>10</sub> (mm)	d15 (mm)	d50 (mm)	d <sub>85</sub> (mm)	d <sub>H</sub> (mm)	Cu	Cc	K (m/s)	Méthode	Stabilité interne <sup>1</sup>
Limon Bourg-Lès- Valence	0,008	0,012	0,142	0,276	0,065	24,4	84,1	3,40 × 10 <sup>-7</sup>	Sédim. + Tamis	NON
Gravier 20/40 mm	21,2	22,2	28,3	37,2	27,9	1,5	1,8	1,3	Tamis	OUI
Recharge en sable et graviers de Chavanay livrée	0,294	0,416	11,6	35,1	1,17	55,1	1,5		Sédim. + Tamis	NON

Figure 2 Co	ractórictionoc	aranulamátria	nuac das	colo	+ilic óc
riyure z cu	nuclensliques	grunulometric	jues ues	SUIS	utilises

L'instrumentation du modèle permet :

- la mesure des niveaux amont et aval,
- la mesure des débits entrant et sortant,
- le suivi des pressions, au moyen de 45 capteurs répartis dans le noyau, la recharge et le gravier de fondation,
- la mesure des températures et des déformations par fibre optique au cœur de l'ouvrage,
- la mesure de la topogaphie par photogrammétrie,
- la mesure de la turbidité en sortie de modèle.
  - 2.1.4. Résultats et conclusion

Cette campagne d'essai a permis d'observer qu'une érosion intense se développait dans le noyau jusqu'à ce qu'un état a priori stable soit atteint. Comparativement, des ruptures rapides de la recharge ont été observées lors de quatre essais d'érosion sur modèle physique réalisés avec une recharge fine (< 50 cm) dans le cadre du projet ERINOH, tandis que durant les essais 10, 11 et 12, réalisés avec une recharge épaisse (130 cm) possédant une granulométrie étendue, aucune rupture n'a été observée malgré la forte érosion du noyau. Le type de recharge semble donc être un facteur permettant d'éviter la rupture rapide d'un ouvrage lorsque le noyau subit une érosion de contact.

Une première méthode de dimensionnement a donc été proposée à l'issue de ces essais en faisant l'hypothèse d'une rupture par claquage hydraulique de la recharge, provoquée par une contrainte effective devenant nulle suite à l'augmentation des pressions interstitielles lorsqu'un conduit s'est formé dans le noyau et débouche dans une recharge granulaire colmatée :  $\sigma' = \sigma_r - u = 0$ 

La direction de la contrainte retenue pour l'analyse est la contrainte normale au parement, correspondant à un soulèvement de la recharge normal au parement :

$$ep_r. \rho_r. g. \cos^2(\alpha) = (H_{max} - z_{base}). \rho_w. g$$
$$ep_r = \frac{(H_{max} - z_{base}). \rho_w}{\rho_r. \cos^2(\beta)}$$

avec :

- epr (m) l'épaisseur de la recharge,
   pr et pw (kg×m-3) masses volumiques de la recharge et de l'eau,
   g (m×s-2) la gravité,
   Hmax (m) la charge hydraulique maximum sous la recharge,
- $\beta$  (°) la pente du talus, zbase (m) l'altitude de la base de la recharge au point de rupture supposé.

#### 2.2.Essais de rupture de recharges aval en présence d'un renard au sein du noyau

#### 2.2.1. Objectifs

Une nouvelle campagne de 10 essais a été réalisée en 2013 et 2014 pour valider et affiner, en termes de charge hydraulique menant à la rupture, le critère de stabilité proposé à la section 2.1.4. et élargir son domaine de validité en termes d'épaisseur et de matériau.

Cette campagne avait pour objectifs secondaires de réaliser des essais de rupture dans une géométrie 2D facilitant l'étude numérique des expérimentations, et de mesurer la perméabilité des matériaux de recharge testés, via la comparaison d'une modélisation numérique avec le champ de pression mesuré.

### 2.2.2. Géométrie du modèle et instrumentation

Le dispositif expérimental utilisé pour la précédente campagne d'essais a été conservé (Figure 3). Au sein de ce dispositif, un noyau non érodable a été construit en matériaux « stabilisés » constitué de sable à granulométrie étendue avec une faible dose de ciment.

L'instrumentation de l'ouvrage a été reconduite à l'identique, à l'exception du monitoring par fibre optique, qui servait dans les précédents essais au suivi de l'érosion du noyau et devenait donc sans objet dans notre cas de figure.



Figure 3 Schéma de la digue expérimentale construite pour les essais 3-1 à 3-10-6



Figure 4 Vue des conduits permettant un écoulement « 3D » (conduit central seul ouvert) ou « 2D » (5 conduits ouverts)

### 2.2.3. Caractéristiques des matériaux constitutifs de la recharge

Deux types de matériaux ont été testés en recharge aval :

- Le mélange sable et gravier de Chavanay, typiques des alluvions du Rhône, dont les caratéristiques ont été présentées à la section 2.1.4,
- Un gravier cru de type 4/50 mm, dont la granulométrie est présentée sur la Figure 5.



Figure 5 Fuseau et courbe moyenne du gravier 4/50 mm utilisé lors des essais

#### 2.2.4. Programme d'essais réalisé

Le programme d'essais (essais numérotés 3-1 à 3-10 dans ce qui suit) a compris 10 essais qui ont permis de faire varier pour chacun des 2 matériaux testés :

- l'épaisseur de la recharge, entre 50 et 150 cm,
- l'alimentation, générant un écoulement « 2D » avec 5 tuyaux ou un écoulement « 3D » avec le seul tuyau central,
- la pente du talus (fruit de 3H/1V à 1,5H/1V).

2.2.5. Synthèse sur le comportement hydraulique des ouvrages

#### Il a été constaté :

- 3 ruptures par claquage hydraulique (illustration Fig. 7) constatées sur les 10 essais réalisés. Les autres ruptures sont intervenues par glissement (certains essais n'ont pas atteint la rupture au débit maximum disponible pour l'experience).
- de très fortes pertes de charges (de l'ordre du mètre) localisées dans les premiers centimètres parcourus par l'écoulement à la sortie du tuyau central pour les essais « 3D » avec le mélange de gravier, et ceci probablement à cause des vitesses élevées (jusqu'à 0,4 m/s) engendrant des fortes pertes de charges inertielles.

Le Tableau ci-dessous rassemble les conditions hydrauliques conduisant à l'initiation des différents processus de dégradation identifiés durant les essais.

Essai	Sol testé	Epaisseur	Ecoulement	Débit claquage	H amont claquage
3-4	Sables et graviers de Chavanay	50 cm	3D	1.4 l/s	1.15 m
3-7	Graviers 4/50 mm	50 cm	3D	26 l/s	3.05 m
3-8	Sables et graviers de Chavanay	65 cm	3D	0.90 l/s	1.60 m



Figure 6 Identification des seuils d'initiation du claquage hydraulique de la recharge

Figure 7 Rupture par claquage hydraulique lors de l'essai 3-4

En intégrant les essais réalisés dans le cadre de la thèse de R. Beguin, parmi les 22 essais réalisés au total, 7 ont été menés à une rupture par claquage hydraulique. Nous nous focaliserons dans la suite sur ce mécanisme en laissant de côté les autres types de ruptures.

### 3. MODELISATION NUMERIQUE HYDRAULIQUE

### 3.1.Objectif

Dans un objectif de dimensionnement ou de vérification d'une recharge granulaire, les conditions hydrauliques entraînant la rupture doivent pouvoir être calculées a priori. Afin de réaliser une analyse quantitative, des modélisations numériques hydrauliques ont été établies afin de reproduire le comportement de l'écoulement au sein des ouvrages expérimentaux présentés au chapitre 2.

Pour ce faire, des modélisations numériques 2D ont été menées pour reproduire les essais sur modèle physique avec 5 tuyaux, et des modélisations numériques 3D pour reproduire les essais physiques menés avec le seul tuyau central ouvert.

### 3.2. Description du modèle numérique utilisé

Le modèle numérique doit permettre de reproduire les transferts de fluide au sein d'un sol saturé ou partiellement saturé. Ces transferts sont modélisés par l'équation de Richards [16]. La courbe de rétention du sol est représentée par une loi de Van Genuchten [15] en prenant en compte la relation proposée par Mualem [17].

$$\left[C\frac{C}{\rho_f g} + SeS\right]\frac{\partial p}{\partial t} + \nabla \cdot \left[-\frac{K_s}{\eta}K_r \left(\nabla p + \rho_f g \nabla D\right)\right] = Q_s$$

Où la pression du fluide p (Pa) est l'inconnue, C représente la capacité spécifique, Se la saturation effective, S (m<sup>-1</sup>) la compressibilité de stockage, K<sub>s</sub> (m<sup>2</sup>) la perméabilité du milieu saturé,  $\eta$  (Pa.s) la viscosité dynamique du fluide, Kr la perméabilité relative,  $p_f$  (kg.m<sup>-3</sup>) la masse volumique du fluide, g (m.s<sup>-2</sup>) l'accélération gravitationnelle, D (m) représente la coordonnée verticale, et enfin Q<sub>s</sub> (s<sup>-1</sup>) le terme source (positif) ou puits (négatif) du fluide.

Cette équation a été résolue par modélisation aux éléments finis avec le logiciel COMSOI Multiphysics.

Un maillage contenant 151761 éléments a été utilisé pour les essais 3D (recharge de 0,5 m d'épaisseur).

Les conditions aux limites utilisées sont présentées sur la Figure 8 :



Figure 8 Conditions aux limites utilisées pour les simulations hydrauliques 2D et 3D

#### 3.3. Résultats de la modélisation numérique

Les mesures réalisées sur le modèle physique ont permis de vérifier le calage et la représentativité du modèle numérique. Ont été analysées la relation débit/charge amont, les mesures de pression interstitielles au sein du modèle physique et les observations visuelles telles que la cote de la zone de suintement. Les résultats sont cohérents.

Seuls les modèles numériques 2D des essais physiques réalisés sur les graviers 4/50 mm avec 5 tuyaux ouverts ont présentés des écarts significatifs entre résultats numériques et expérimentaux. Dans ces matériaux très perméables, le flux sortant des 5 tuyaux ne peut pas être assimilé à un écoulement homogène dans la largeur, modélisable en 2D. Une modélisation 3D, prenant en compte la diffusion des 5 tuyaux et les pertes de charge associées a donc été établi et a permis de retrouver une bonne correspondance entre résultats numériques et expérimentaux, avec des écarts inférieurs à 5%.

Notons également que pour les modèles physiques réalisés sur les graviers 4/50 mm avec un écoulement au travers d'un seul tuyau central, des pertes de charge inertielles importantes en sortie de tuyau ont conduit à recaler le paramètre B de l'équation de Forchheimer i=A.u+B.u<sup>2</sup>. Ce paramètre a été calé à 580 s<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> pour disposer d'une bonne reproduction des essais sur modèle physique.

### 3.3.1. Perméabilités déduites du calage des modèles

La perméabilité des matériaux a été ajustée dans la simulation numérique de manière à obtenir une bonne concordance entre les données de débits totaux mesurés et ceux modélisés (Figure 9).

Les valeurs obtenues pour le mélange de gravier 4/50 mm varient entre 1,2 et 1,5x10<sup>-1</sup> m/s alors que les valeurs obtenues pour le mélange sable et gravier de Chavanay varient entre 0,44 et 3,4x10<sup>-3</sup> m/s (plus grande dispersion avec le matériau de Chavanay qui est sensible à la ségrégation). L'anisotropie du sol a été fixée à 1 pour le mélange de gravier 4/50 mm et à 10 pour le mélange sable et gravier de Chavanay (calage sur les pressions mesurées).



Figure 9 Comparaison des relations charge/débit modélisées et mesurées pour l'essai 3-4 (50cm d'épaisseur)

### 4. CRITERES HYDRAULIQUES D'INITIATION DU CLAQUAGE

Les ruptures par claquage hydraulique sont bien prédites par le critère de stabilité proposé à la section 2.1.4. basé sur l'équilibre entre la pression hydraulique à la base et le poids de la couche de sol, à condition de prendre en compte les pressions mesurées à la base de la recharge, intégrant les pertes de charges dans le tuyau et dans les premières couches de gravier. La Figure 10 présente les résultats obtenus en prenant les charges mesurées par l'enregistreur situé en sortie de tuyau.



Figure 10 Charge hydraulique mesurée en sortie de tuyau au moment de la rupture (m) en fonction de l'épaisseur de la recharge et critère de rupture théorique supposant un cylindre de sol soulevé (les flèches vers le haut indiquent que la rupture n'a pas été atteinte)

On constate cependant sur le graphique que lorsque l'épaisseur de la recharge devient importante (>0,65 m) la charge de rupture prédite par ce critère sous-estime la charge de rupture réelle. En prenant en compte, pour les essais 3D, l'équilibre d'un tronçon de cône au lieu d'une colonne verticale dans le calcul du critère, la relation entre épaisseur et charge de rupture devient non-linéaire. Un angle de seulement 3° d'ouverture du côté du cône modifie significativement le critère (Figure 11) et apporte une bonne concordance avec les résultats obtenus pour les essais 3-6 et 3-9, les charges menant à la rupture étant prédites à 10% près.



Figure 11 Charge hydraulique mesurée en sortie de tuyau au moment de la rupture (m) en fonction de l'épaisseur de la recharge et critère de rupture théorique supposant un cône de sol soulevé d'ouverture 3°

Ce calage de 3° modifie l'équation du 2.1.4 pour obtenir une concordance satisfaisante mais il n'a a priori pas de fondement physique. Notamment, il ne correspond pas à un angle de butée ou de poussée ( $\pi/4\pm\phi/2$ , avec  $\phi$  l'angle de frottement de l'ordre de 40-45°). Une recherche bibliographique sur le phénomène de soulèvement d'un massif granulaire par un écoulement sortant d'un orifice a donc été entreprise pour tenter de comprendre les phénomènes mis en jeu.

# 5. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

La revue bibliographique a conduit à sélectionner et analyser huit publications récentes traitant de la fluidisation localisée (références [5] à [13]).

Toutes les publications proposent une modélisation analogique ou numérique d'un milieu granulaire de granulométrie uniforme (sable propre, billes de différents matériaux) placé dans un réservoir de dimension pluri-décimétrique, avec une arrivée de fluide par une fente (analyse 2D) ou un trou (analyse 3D) à la base.

Ces études permettent de comprendre le comportement du matériau au cours de la fluidisation et présentent des modèles analytiques pour exprimer le seuil de rupture en fonction des différents paramètres de l'expérience en jeu : d'une part les caractéristiques du milieu (hauteur de la couche de sol, granulométrie, densité, rugosité des grains, état des contraintes), d'autre part la circulation de fluide (débit/vitesse/pression, diamètre du trou d'injection, densité et viscosité du fluide).

Trois grandes familles de formulation de l'équilibre sont retenues par les auteurs pour décrire la rupture par claquage :

- Le gradient critique de Terzaghi, qui décrit l'équilibre local **en surface** entre la force ascendante induite par le gradient hydraulique et le poids volumique déjaugé du matériau.
- L'équilibre pour un cône complet de sol soulevé, entre le poids et la force hydraulique appliquée sur celui-ci (hypothèse d'une source ponctuelle à la pointe du cône). Cette formulation est décrite par He et al. (2017).
- Enfin, pour prendre en compte la taille de l'orifice (source non pas ponctuelle mais de taille finie), il est également possible de calculer l'équilibre entre le poids et la force hydraulique au niveau d'un cône tronqué (hypothèse d'une source ponctuelle décalée par rapport à la couche granulaire).

Les publications expriment toutes un débit critique entraînant la fluidisation, et non directement une charge critique. Or, dans le cas des digues, il est plus simple de se rapporter à la charge qui est maintenue à l'amont. Le débit est fonction de cette charge, des caractéristiques de la recharge (hauteur de la recharge, perméabilité), ainsi que de la sous-pression (orifice); il reste donc possible de relier les expressions analytiques proposées (qui sont fonction du débit) à la charge appliquée.

# 6. ANALYSE DES DIFFERENTES SOLUTIONS ANALYTIQUES

Il s'agit ensuite de comparer ces différents modèles analytiques et de les confronter aux résultats expérimentaux de la littérature et aux essais sur modèle physique présentés à la section 2. Tous les travaux de la littérature analysés ayant étudié des cas de sols granulaires saturés à surface horizontale, l'objectif dans un premier temps est d'obtenir un critère de rupture dans ce cas spécifique. Des études complémentaires pourront éventuellement être réalisées par la suite pour étendre le domaine d'application.

### 6.1. Établissement des solutions analytiques issues de la littérature

La mise en équation de la rupture d'une recharge granulaire saturée à surface horizontale soumise à une arrivée d'eau localisée à sa base dépend des caractéristiques géométriques et hydrauliques de la zone étudiée, ainsi que du critère de rupture retenu.

La recharge granulaire est constituée d'un empilement de grains de diamètre représentatif noté D (m) et de densité  $\rho_s$  (kg/m<sup>3</sup>). On note également n la porosité moyenne du matériau et k (m/s) sa perméabilité hydraulique supposée homogène et isotrope. La densité du fluide est  $\rho_f$  (kg/m<sup>3</sup>) et sa viscosité cinématique  $\nu_f$  (m<sup>2</sup>/s).

Les paragraphes ci-dessous donnent les équations à utiliser pour chacun des cas suivants :

- cône complet,
- cône tronqué.

Les équations déterminées pour le gradient critique de Therzaghi ne sont pas présentées ici.

La géométrie de l'écoulement considéré est 3D sphérique, centrée sur l'orifice.

Les équations ont été établies pour des écoulements entrant dans le cadre de la loi de Darcy et également en prenant en compte un écoulement de type Forchheimer. Seules les équations établies en écoulement de type Darcy sont présentées ciaprès.

Les équations sont exprimées en termes de débit critique puis de charge critique (qui peut plus facilement être utilisée par l'ingénieur).

### 6.1.1. Equilibre d'un cône pointu

Certaines expérimentations réalisées en débit contrôlé montrent que l'initiation de la cheminée de fluidisation est précédée du soulèvement d'un cône (He et al. 2017 par exemple). L'hypothèse a donc été faite d'un soulèvement d'un cône de sol entraînant la rupture. Ce cône sera dans la suite caractérisé par l'angle  $\Phi$ , complémentaire à son angle d'ouverture et définie sur la Figure 12.

La mise en équation résumée ci-dessous correspond au modèle de He et al. 2017, au détail près que l'on considère ici un cône de révolution complète, et non un demi-cône comme dans le cas de leur expérience. Cette mise en équation consiste à écrire l'égalité entre le poids du cône et l'intégrale des forces volumiques de l'écoulement sphérique 3D sortant de l'orifice. La différence par rapport au cône d'angle «3° » présenté au §4 est que l'on prend en compte les forces d'écoulement de façon volumique et non pas en tant que force externe à la base.



Figure 12 Définition de l'angle φ du cône soulevé

Cet équilibre est présenté ci-après pour un régime Darcy :

Débit critique  

$$Q_c = \frac{2\pi H^2 k i_c (1 - \cos \alpha_0)}{6(\tan \Phi)^2 (1 - \sin \Phi)}$$
Pression  
critique  

$$P_c = \frac{\rho_f g H^2 i_c}{6(\tan \Phi)^2 (1 - \sin \Phi)} \left(\frac{1}{\lambda} - \frac{1}{H + \lambda}\right)$$

Avec Qc (m3/s) le débit critique, H (m) l'épaisseur du milieu, k (m/s) sa perméabilité hydraulique,  $\alpha_0$  un coefficient de correction lié aux effets de bords ,  $\phi$  l'angle du cône soulevé,  $\rho_f$  (kg/m<sup>3</sup>) la masse volumique du fluide, i<sub>c</sub> le gradient critique de Terzaghi et  $\lambda$  (m) un paramètre permettant de passer d'une source de pression ponctuelle à la source de pression réelle, de dimension non nulle.

#### 6.1.2. Equilibre d'un cône tronqué

L'hypothèse d'une source ponctuelle n'est valide que pour des ratios  $r_{in}/H$  très faibles. Sinon, il est nécessaire de prendre en compte explicitement la taille de l'orifice à la fois pour le volume du cône soulevé et pour l'orientation et l'intensité des vitesses d'écoulement. Pour cela, nous proposons de considérer un cône tronqué, de co-angle  $\Phi$  et dont la pointe est décalée d'une distance virtuelle l vers le bas comme représenté sur la Figure 13 ci-dessous :



Figure 13 Définition de l'angle φ et du décalage l du cône tronqué soulevé

Les débits et pression critiques sont alors dépendants de la hauteur *H* de la recharge, de l'angle  $\Phi$  et de la pointe *I*, et incluent un coefficient de correction pour tenir compte des effets de bord. Une valeur de  $\Phi$  =69° a été identifiée expérimentalement par He et al. [12] lors d'essais avec du sable. En l'absence de données, une valeur de 90°, conservative, peut-être retenue.

Les relations approchées, avec une source ponctuelle confondue avec la pointe du cône, donnent :

Débit critique  

$$Q_c = \frac{2\pi H^2 k i_c (1 - \cos \alpha_0)}{6(\tan \Phi)^2 (1 - \sin \Phi)} \left(1 + 3\frac{l}{H} + 3\left(\frac{l}{H}\right)^2\right)$$
Device of the second second

Pression critique

Source ponctuelle : divergence Source de petite taille :  $P_{c} = \frac{\rho_{f}gH^{2}i_{c}}{6(\tan\Phi)^{2}(1-\sin\Phi)} \left(1+3\frac{l}{H}+3\left(\frac{l}{H}\right)^{2}\right) \left(\frac{1}{\lambda}-\frac{1}{H+\lambda}\right)$ 

#### 6.2.Confrontation des critères aux résultats de la littérature et aux essais sur modèle physique

#### 6.2.1. Confrontation des critères analytiques aux résultats présentés dans la littérature

Dans les paragraphes suivants, les débits de rupture calculés avec les différentes équations analytiques sont confrontés aux données expérimentales de Zoueshtiagh et Merlen (2007), He et al. (2017) et Mena et al. (2017).

Les pressions de rupture n'étant pas indiquées dans ces publications (a priori non mesurées), les confrontations n'ont pu être réalisées qu'au niveau du débit critique.

Comme présentée à la Figure 14, la confrontation avec la relation 3D Darcy Cône tronqué conclue à des débits prédits relativement corrects ou légèrement sous-estimés pour Zoueshtiagh et al. (2007) et He et al. (2017) à l'exception des données de Mena et al. (2017) pour lesquelles la sous-estimation est beaucoup plus marquée (facteur 2 à 3).

Les incertitudes sur les perméabilités des matériaux, sur l'angle  $\Phi$  ou sur le facteur de correction lié aux effets de bords pourraient expliquer une partie de ces écarts.



Figure 14 Confrontation des débits critiques observés experimentalement avec ceux prédits par la relation « 3D Darcy-Cône tronqué »

#### 6.2.2. Confrontation des critères analytiques aux essais de la CNR

On notera tout d'abord que les effets de bords étaient très limités lors des essais CNR (*H*/*R* au maximum de 0,4) en comparaison des effets de bords sur les expérimentations à plus petite échelle.

Les types de matériaux utilisés diffèrent également : billes ou sables de 0,2 à 1 mm de diamètre pour Zouestiagh et al. (2007) et He et al. (2017); billes de 3 à 10 mm pour Mena et al. (2017) et mélanges de sable et gravier de 0,1-40 mm pour les expérimentations CNR. Les tailles de particules restent finalement assez similaires mais c'est surtout la granulométrie étalée des matériaux utilisés à la CNR qui apporte une différence. Enfin, les critères analytiques sont établis pour un massif granulaire horizontal alors que les expérimentations CNR ont été réalisés avec un fruit de 3H/1V (pente ~18°).

La confrontation des charges de rupture constatées montre que la relation basée sur l'équilibre d'un cône pointu semble adaptée mais il est difficile de tirer des conclusions fermes sur cette confrontation.

# 7. PROPOSITION D'UN CRITERE

A ce stade des analyses, les limites sur la comparaison aux expérimentations ne permettent pas de conclure pleinement sur le choix du critère le plus pertinent en toute situation.

Toutefois, l'expression proposée pour le débit et la pression critique « 3D - Cône pointu – Darcy » apparaît comme le meilleur critère donnant des résultats relativement corrects et majoritairement conservatifs par rapport aux observations expérimentales. D'autre part, il reste d'expression et d'utilisation relativement simple. Il est donc le critère recommandé à ce stade des investigations. Les conditions d'application proposées sont les suivantes :

- effets de bords limités : *H*/*R*<0,6 ce qui est généralement le cas pour un ouvrage hydraulique ;
- taille de l'orifice petite devant l'épaisseur de la recharge : au premier ordre din/H<0,5 ;</li>
- régime de Darcy ou pertes de charges inertielles restant limitées, i.e. *Re<sub>D</sub>*<~2. A noter que si ce critère n'est pas respecté (en présence de pertes de charges inertielles) le critère en débit reste conservatif.
- en prenant pour le facteur 1/(6(tanΦ)²(1-sinΦ)=1+sinΦ\*6(sinΦ)², caractérisant l'influence de l'ouverture du cône, la valeur conservative minimale de 1/3, vers lequel le facteur tend pour Φ=90°, et λ=0,26\*d<sub>in</sub>, et en indiquant la pression en perte de charge critique en mCE, on obtient :

Débit critique 
$$Q_c = \frac{2}{3}\pi H^2 k i_c$$
  
Pression  
critique (mCE)  $\Delta H_c = \frac{1}{3}H^2 i_c \left(\frac{1}{0,26d_{in}} - \frac{1}{H+0,26d_{in}}\right)$ 

La confrontation de ce critère avec l'ensemble des expérimentations est présentée Figure 15. Il permet une prédiction du débit expérimental avec une incertitude d'un facteur 0,6 à 5. Pour l'ensemble des autres essais, les débits critiques expérimentaux sont supérieurs ou égaux au débit théorique. C'est donc une estimation d'une borne basse du débit critique, ceci englobant à la fois les essais CNR (avec pente, pertes inertielles et matériau à granulométrie étendue) et les essais à petites échelles des différents auteurs.



Figure 15 Confrontation du critère « Cône pointu-Darcy » avec l'ensemble des expérimentations

### **RÉFÉRENCES ET CITATIONS**

- [1] Béguin Rémi, « Étude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre, Thèse de doctorat », Université de Grenoble, 2011.
- [2] geophyConsult, « Synthèse des essais d'érosion de contact à grande échelle dédiés à l'influence de la recharge granulaire », 2012.
- [3] geophyConsult, « Etude expérimentale du comportement de la recharge granulaire d'un ouvrage dégradé par une érosion interne », 2014
- [4] geophyConsult, « Modélisation et valorisation des essais sur la stabilité d'une recharge granulaire », rapport geophy000218BPE01, 2017.
- [5] Kouamé, Zoueshtiag et Merlen, 2007 : Fluidisation d'un lit granulaire étendu par une source localisée, 18ème congrès Français de Mécanique, Grenoble, 27-31 aout 2007.
- [6] Zoueshtiag et Merlen, 2007: Effect of a vertically flowing water jet underneath a granular bed, Physical Review E, 75, 056313.
- [7] Cui, Li, Chan et Chapman, 2012: A 2D-DEM-LBM study on soil behaviour due to locally injected fluid, Particuology, v10, p242-252.
- [8] Alsaydalani et Clayton, 2013: Internal fluidization in granular soils, Journal of Geotechnical and Geoennvironmental Engineering, 04013024.
- [9] Philippe et Badiane, 2013: Localized fluidization in a granular medium, Physical Review E, 87, 042206.
- [10] Philippe, Cuéllar, Luu, Mena et Curtis, 2016: Localized fluidization in a granular medium: Parametric study with a model of « sand boiling », Scour and Erosion, Harris, Whitehouse and Moxon (Eds), Taylor and Francis Group, London, ISBN 978-1-138-02979-8.
- [11] Mena, Luu, Cuéllar, Philippe et Curtis, 2017: Parameters affecting the localized fluidization in a particle medium, American Institute of Chemical Engineers Journal, v63 - 5, p1529-1542.
- [12] He, Zhu, Zhang, Shao et Yu, 2017: Experimental observations on the initiation of sand-bed erosion by an upward water jet, Journal of Hydraulic Engineering, 06017007.
- [13] Bear, J. (1972) Dynamics of fluids in Porous Media. New York: Dover Publications
- [14] Li, M., Fannin, R. J. Comparison of two criteria for internal stability of granular soil, Canadian Geotechnical Journal, Vol 45(9), pp. 1303-1309, 2008
- [15] van Genuchten, M.Th., "A closed-form equation for predicting the hydraulic", 1980.
- [16] Zga, Salah, Rapport de stage, « Modélisation numérique : Etude du comportement thermo-hydraulique d'ouvrages en remblais », 2010.
- [17] Mualem, Y., "A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media". Water Resources Research, 1976.