

FORMATION DE BRECHES DANS LES DIGUES DE SABLE : MODELISATION DE L'INTERACTION EAU-SOL

Breaching in sand embankments: flow-soil interaction

Sylvie VAN EMELLEN¹, Yves ZECH², Sandra SOARES-FRAZAO²

¹Fond de la Recherche Scientifique – FNRS & Inst. de Mécanique, Matériaux et génie Civil., Université catholique de Louvain –
Place du levant 1 bte L5.05.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique. Email: sylvie.vanemelen@uclouvain.be

²Inst. de Mécanique, Matériaux et génie Civil., Université catholique de Louvain – Emails: yves.zech@uclouvain.be et
sandra.soares-fraza@uclouvain.be

L'étude des mécanismes de rupture de digues en remblais est un domaine vaste et compliqué. En raison de la complexité du phénomène, et du nombre important de paramètres entrant en jeu, la formation d'une brèche dans une digue est souvent modélisée de manière simplifiée, en se basant sur des modèles empiriques d'évolution de la forme de la brèche. Or, dans le cas d'une rupture par débordement – mode de rupture le plus fréquent – la formation de la brèche peut être modélisée grâce à des modèles physiques, basés sur les concepts d'hydrodynamique, de transport de sédiments, et de stabilité géotechnique. Cet article présente un modèle numérique de formation de brèche dans une digue en matériau non cohésif.

Le modèle se base sur les équations bidimensionnelles de Saint-Venant – Exner, couplées à une équation de transport de sédiments. Ces équations bidimensionnelles sont résolues par volumes finis, avec un schéma HLLC pour l'évaluation des flux. Une attention particulière est portée sur la modélisation du transport de sédiment, et différentes formulations empiriques sont testées et comparées. Un opérateur de rupture de pente est couplé au modèle d'écoulement afin de simuler l'élargissement de la brèche qui se produit par écroulements successifs de massifs de sols. Le modèle numérique est ensuite validé sur un cas test expérimental, représentant la formation d'une brèche dans un modèle réduit de digue en sable. Les résultats montrent que le modèle numérique reproduit correctement le processus global de formation de brèche. Ces résultats sont néanmoins très sensibles au choix de la formule de transport de sédiments.

Mots-clefs : brèches, sédiments, érosion, Saint-Venant

The breaching of an earthen embankment is a complex process including several parameters. Regarding this complexity, this breaching process is often modelled in a simplified way, assuming a given empirical evolution of the breach. In the particular case of breaching due to overtopping – the most frequent failure mode for embankments – the breaching process can be simulated using detailed physical models. These models are based on the physical modelling of hydrodynamics, sediment transport and geotechnical stability. This paper presents a physically-based numerical model to simulate the formation of a breach in a non-cohesive sand embankment

The numerical model is based on the two-dimensional Saint-Venant – Exner equations, coupled to an empirical equation for sediment transport. The Saint-Venant – Exner equations are solved using a first-order finite volume scheme, with a HLLC solver for the flux computation. This study focuses especially on the sediment transport, by comparing various empirical formulations for bed-load sediment transport. A slope failure operator is also coupled to the model to simulate the breach widening, due to the successive failures of sand blocks.

The numerical model is then applied to an experimental simplified-test case. This test analyses the breaching process in a small-scale embankment made of homogenous sand. A comparison between numerical results and experimental measurements highlights the ability of the numerical model in simulating the global breaching process: both the deepening and the widening of the breach are successfully modeled. The results are nevertheless sensitive to the empirical sediment transport formulation, with simulated peak outflow varying up to 50% depending on the choice of the formula.

Key-words: breaching, sediment, erosion, Saint-Venant

I INTRODUCTION

Parmi les causes d'inondation, la rupture des ouvrages de retenues, telles que des digues ou barrages, peut causer des dégâts très conséquents. Les ruptures de digues observées suite au passage de la tempête Xynthia en France en 2010 en sont un exemple majeur. Dans le cas particulier de digues en remblais, la rupture peut être provoquée de trois manières différentes : par infiltration et phénomène de renard, par submersion, ou par glissement des fondations. La présente étude se concentre sur la modélisation de la formation d'une brèche par submersion dans une digue en matériau non cohésif.

Les modèles de formations de brèches peuvent être classés en trois groupes [ASCE/EWRI, 2011] :

- Les **modèles paramétriques ou empiriques**, basés sur des données empiriques pour estimer l'hydrogramme de crue.
- Les **modèles physiques simplifiés**, utilisant des sections de brèches simplifiées pour modéliser l'écoulement de manière analytique ou numérique.
- Les **modèles physiques détaillés**, basés sur une modélisation de l'écoulement – 1D, 2D ou 3D – et une représentation physique du processus de formation de la brèche.

Les deux premiers types de modèles sont basés sur des hypothèses simplificatrices qui se révèlent parfois inadaptées pour modéliser des cas réels. Les modèles physiques détaillés sont donc de plus en plus privilégiés, et, parmi ceux-ci, les modèles 2D moyennés sur la hauteur se révèlent être un bon compromis entre modélisation détaillée et rapidité de calcul. Ces modèles 2D se basent généralement sur les équations de Saint-Venant, couplées à une équation de transport de sédiments permettant de modéliser l'érosion due au cisaillement induit par l'écoulement contre la digue. Ce mécanisme d'érosion est responsable de l'approfondissement progressif de la brèche. La rupture des berges dues à l'instabilité géotechnique des pentes doit également être modélisée afin de simuler l'élargissement de la brèche.

Parmi les incertitudes liées à ce type de modèle 2D, l'une des plus importantes concerne le choix de l'équation de transport de sédiments. En effet, le transport de sédiments est généralement modélisé au moyen d'équations empiriques calibrées dans des conditions d'écoulement – souvent un écoulement permanent uniforme – très éloignées de celles rencontrées lors de la formation d'une brèche. Or l'évolution de la brèche, et donc du débit de la crue, est étroitement liée à l'érosion. Une première étude sur l'influence de la formule de transport de sédiments dans des modèles d'écoulement 1D a été proposée dans une communication précédente [Van Emelen, 2013], en analysant l'érosion d'une tranche de digue de sable submergée sur toute sa largeur. La présente étude vise à compléter cette comparaison pour un cas plus complexe de formation de brèche. Une analyse plus globale du transport de sédiments dans le processus de formation de brèche peut également être trouvée dans [Van Emelen et al., accepté pour publication].

Cette étude présente un modèle couplé 2D de formation de brèche dans une digue en matériau non cohésif. Le modèle numérique est présenté dans la première partie de cet article. Il est ensuite validé sur un cas-test expérimental de formation de brèche dans la seconde partie de l'article. Cette seconde partie comprend la description du cas-test et les résultats numériques, avec une analyse de l'influence du maillage et une comparaison des formules de transport de sédiments.

II MODÈLE NUMÉRIQUE

Le modèle utilisé pour simuler le processus de formation de brèches se base sur les équations bidimensionnelles de Saint-Venant couplées à une équation d'Exner pour modéliser le transport de sédiments. Différentes formules empiriques de transport de sédiments par charriage peuvent être incluses dans le modèle. De plus, un module de rupture de pente est ajouté afin de modéliser l'élargissement de la brèche. Ces différents composants du modèle sont développés dans les sections suivantes.

II.1 Modèle Saint-Venant – Exner 2D

Le modèle morpho-dynamique basé sur les équations de Saint-Venant – Exner a été développé par [Soares-Frazão et Zech, 2010]. Ce modèle peut être écrit sous la forme vectorielle suivante :

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{U})}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}(\mathbf{U})}{\partial y} = \mathbf{S}, \quad (1a)$$

avec

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \\ z_b \end{pmatrix} \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} uh \\ u^2h + gh^2/2 \\ uvh \\ q_{s,x}/(1-\varepsilon_0) \end{pmatrix} \quad \mathbf{G} = \begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2h + gh^2/2 \\ q_{s,y}/(1-\varepsilon_0) \end{pmatrix} \quad \mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{ox} - S_{fx}) \\ gh(S_{oy} - S_{fy}) \\ 0 \end{pmatrix} \quad (1b-e)$$

où t est le temps, h est la profondeur d'eau, z_b le niveau du fond, u et v sont les composante de la vitesse moyennée sur la profondeur dans les directions x et y respectivement, uh et vh les composantes du débit par

unité de largeur, $q_{s,x}$ et $q_{s,y}$ sont les composantes du débit solide, g la gravité, ε_0 la porosité du fond, S_{0x} et S_{0y} les pentes dans les directions x et y , S_{fx} et S_{fy} les composantes des pertes de charge par frottement, calculées au moyen de la formule de Manning.

Le système (1) est résolu numériquement de manière couplée, en utilisant un schéma aux volumes finis du premier ordre sur un maillage triangulaire non structuré. Un algorithme de mise à jour en deux étapes est utilisé. Les flux sont calculés numériquement dans un premier temps au moyen d'un solveur de type HLLC (Harten-Lax-Van Leer avec une discontinuité de contact) [Toro, 1997]. Ce solveur HLLC a été modifié pour inclure le terme source de pente de manière latéralisée [Fracarollo et al., 2003]. Les cellules sont alors mises à jour, et le terme source de frottement S_f est ensuite calculé et intervient dans une seconde mise à jour des cellules.

La nature explicite du schéma de résolution impose l'utilisation de la condition de Courant-Friedrich-Levy (CFL) pour calculer le pas de temps Δt . De plus, pour éviter l'apparition de vitesses excessives pour de faibles profondeurs d'eau, une valeur seuil est définie pour la profondeur h : pour une profondeur en dessous de $h_{lim} = 10^{-5}$ m, l'eau est considérée au repos et la vitesse de la cellule est annulée.

II.2 Transport de sédiments

Dans le modèle décrit ci-dessus, le transport de sédiment par suspension est négligé, et le transport est considéré égal à la capacité de transport de sédiments par charriage calculée empiriquement dans des conditions d'écoulement identiques à l'équilibre. Ce type de transport est communément appelé « à l'équilibre » ou « à capacité », et cette hypothèse a été validée dans le cas de sédiments transportés principalement par charriage [Cao et al., 2012]. Cette méthode a de plus été validée dans un cas d'érosion de digue par submersion [Van Emelen, 2013].

Différentes formulations empiriques sont disponibles dans la littérature pour modéliser le transport de sédiments par charriage. Les formulations sélectionnées pour cette étude sont reprises dans le tableau 1 sous forme adimensionnelle. Ces formules ont également été testées sur un problème 1D d'érosion de digue par submersion [Van Emelen, 2013 ; Van Emelen et al, accepté pour publication].

Tableau 1 Formules de transport de sédiment

Références	Formules adimensionnelles	Conditions de calibration		
		d (mm)	S_0	τ_*
Meyer-Peter et Müller, 1948	$q_{s,MPM} = 8(\tau_* - \tau_{*c})^{1.5}$	0.4-29	<0.02	<0.25
Wong et Parker, 2006	$q_{s,WP} = 3.97(\tau_* - \tau_{*c})^{1.5}$	0.4-29	<0.02	<0.25
Wu et al., 2000	$q_{s,Wu} = 0.0053 \cdot ((\tau_*/\tau_{*c}) - 1)^{2.2}$	0.06-128	<0.016	-
Smart et Jäggi, 1983	$q_{s,SJ} = 4.2(u/u_*)S_f^{0.6}\tau_*^{0.5}(\tau_* - \tau_{*c}(\alpha_0))$	0.4-29	0.073-0.2	0.1-3.3
Camenen et Larson, 2005	$q_{s,CL} = 12\tau_*^{1.5} \exp(-4.5\tau_{*c}/\tau_*)$	0.08-200	0.03-0.2	0.1-3.3
Wilson, 1987	$q_{s,Wi} = 11.8\tau_*^{1.5}$	13	-	>0.8
Abrahams, 2003	$q_{s,A} = (u/u_*)\tau_*^{1.5}$	3-10.5	0.03-0.21	0.6-1.83

Note: $q_{*s} = q_s(g(s-1)d^3)^{-0.5}$ est la forme adimensionnelle du transport de sédiments avec d le diamètre des grains, et $s = \rho_s/\rho_w$ le rapport entre les densités du sable et de l'eau. $\tau_* = hS_f/((s-1)d)$ est la contrainte de cisaillement adimensionnelle (nombre de Shields) et τ_{*c} sa valeur critique (0.047 pour Meyer-Peter et Müller, 0.0495 pour Wong et Parker, 0.03 pour Wu), et u_* est la vitesse de cisaillement.

Les équations sélectionnées dans le tableau 1 ont été divisées en 3 catégories. Le premier groupe reprend des équations de charriage classiques (MPM, WP et Wu), calibrées dans des conditions de faible pente de fond et de faible contrainte de cisaillement. Ces conditions de calibration sont assez éloignées des conditions d'écoulement rencontrées dans une brèche de digue, et ces équations seront donc utilisées largement hors de leur plage de validation. La seconde catégorie reprend deux formulations de charriages (SJ et CL) calibrées dans des conditions plus proches de celles rencontrées lors de la formation d'une brèche, avec des pentes

allant jusqu'à 20% et des contraintes de cisaillement plus importantes. Finalement, le troisième groupe reprend des formulations valides dans des cas de transport de sédiment de type *sheet flow* (Wi et A), c'est-à-dire lorsque la couche de sédiments transportés par charriage est largement plus épaisse que le diamètre caractéristique des grains. Ces formulations ne peuvent être utilisées qu'en condition de *sheet flow*, caractérisées par un nombre de Shields supérieur à 0.5-0.6. Elles sont donc couplées à l'équation classique de charriage de Meyer-Peter et Müller pour des nombres de Shields plus faibles.

II.3 Module de rupture de pentes

Le modèle Saint-Venant – Exner permet de modéliser l'érosion provoquée par le cisaillement de l'écoulement sur le fond. Il ne permet par contre pas de modéliser l'érosion latérale provoquant l'élargissement de la brèche. Cet élargissement se produit par écroulements successifs de massifs de sols, et un module de calcul de rupture de pente doit donc être couplé au modèle Saint-Venant – Exner afin de reproduire ce phénomène.

Ce module, basé sur un critère local de rupture, a été développé par [Swartenbroekx et al., 2010]. La pente de chaque cellule est calculée de manière à analyser sa stabilité. Lorsque la pente excède un certain angle critique α_c , la cellule est redressée jusqu'à atteindre un angle résiduel α_r . Ces angles critiques et résiduels diffèrent pour les parties de sols émergées et immergées. Comme les équations de Saint-Venant sont résolues au moyen d'un schéma aux volumes finis du premier ordre, chaque cellule comporte, par définition, un niveau de fond constant. Il est donc nécessaire de définir le niveau de fond à chaque nœud, de manière à déterminer la pente de la cellule, tout en préservant la quantité totale de sol. Pour ce faire, lorsqu'une cellule triangulaire est définie instable, un point central qui peut se déplacer verticalement y est ajouté. Le niveau de fond de ce point supplémentaire est défini de manière à conserver la quantité totale de sédiments dans la cellule. Ce procédé est décrit de manière complète dans [Swartenbroekx et al., 2010].

Le paramètre du module de rupture de pente le plus difficile à définir est l'intervalle de temps entre deux vérifications de stabilité. Dans le cas présent, la stabilité est vérifiée tous les 50 pas de temps de calcul du modèle Saint-Venant – Exner. Une étude de l'influence de ce paramètre peut être trouvée dans [Swartenbroekx et al., 2010].

III RESULTATS : FORMATION D'UNE BRECHE DANS UNE DIGUE DE SABLE

III.1 Dispositif expérimental

L'expérience de formation de brèche dans une digue de sable a été menée au laboratoire d'hydraulique de l'Institut de Mécanique, Matériaux et génie Civil de l'Université catholique de Louvain [Spinewine et al. 2004]. La figure 1 représente un schéma du dispositif expérimental. Le modèle réduit de digue a une largeur de 2.4 m et une hauteur de 0.47 m. Les pentes amont et aval valent 1:2 et 1:3 respectivement, et la crête a une longueur de 35 cm.

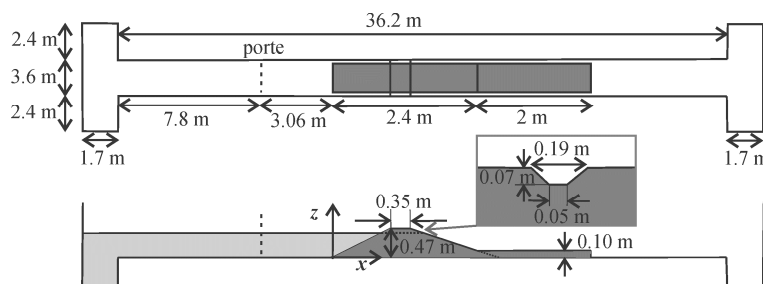


Figure 1. Dispositif expérimental: vue en plan (au-dessus) et vue en élévation (en-dessous), avec un agrandissement sur le brèche initiale.

La digue est construite en sable grossier de granulométrie uniforme, caractérisé par un diamètre médian $d_{50} = 1.80$ mm, une densité $s = 2.615$, et une porosité $\varepsilon_0 = 42\%$ après compaction. Une couche de sable de 10 cm d'épaisseur est également présente à l'aval de la digue. Une petite brèche initiale est creusée au milieu de la crête afin d'assurer une rupture par submersion. Des blocs fixes sont placés de part et d'autre de la digue afin d'éviter tout contournement de l'écoulement par les côtés. Le niveau d'eau initial dans le réservoir

à l'amont de la digue est de 45 cm. L'origine du système de coordonnées est située au milieu du pied amont de la digue, comme illustré à la figure 1.

Différentes mesures ont été prises durant l'expérience, dont l'évolution temporelle des niveaux d'eau et de sable en certains points. L'élargissement progressif de la brèche en milieu de crête a également été enregistré au moyen de caméras. Enfin, des modèles de terrain (DTM) complets de la digue ont été obtenus à différents moments de l'expérience [Spinewine et al., 2004]. L'évolution du niveau d'eau dans le réservoir amont en fonction du temps, et donc aussi du volume amont, a permis de calculer le débit au travers de la brèche.

III.2 Résultats numériques et comparaison

Le maillage a été défini en séparant le domaine en différentes régions : la digue est décomposée en cellules triangulaires de dimension typique $l = 2$ cm, la couche de sable à l'aval est composée de mailles plus larges ($l = 10$ cm), et les réservoirs amont et aval sont maillés grossièrement ($l = 1$ m). Le coefficient de Manning utilisé est de $n = 0.0167 \text{ s m}^{-1/3}$ selon la relation proposée par Strickler pour calculer la rugosité en fonction du diamètre des grains. Les angles de stabilité utilisés dans le module de rupture de pente ont les valeurs suivantes : $\alpha_{c,e} = 87^\circ$ et $\alpha_{r,e} = 85^\circ$ pour le sable émergé, et $\alpha_{c,s} = 35^\circ$ et $\alpha_{r,s} = 30^\circ$ pour le sable immergé.

III.2.1 Evolution globale de la brèche

La figure 2 présente une comparaison, pour différents temps, entre les modèles de terrains obtenus expérimentalement et la topographie de la brèche calculée numériquement avec la formule de transport classique de Meyer-Peter et Müller [1958]. Le processus d'érosion peut être décomposé en deux phases. Dans un premier temps, une érosion verticale est observée sur la pente aval de la digue (Fig. 2a). Ensuite, le processus combine un approfondissement et un élargissement de la brèche (Fig. 2b). La figure 2 montre que ces deux étapes sont reproduites correctement par le modèle numérique. Au pied aval de la digue, l'érosion est bien évaluée durant les premières secondes, avec un dépôt des sédiments au début (Fig. 2a) et la formation d'un affouillement après 100 s de débordement (Fig. 2b).

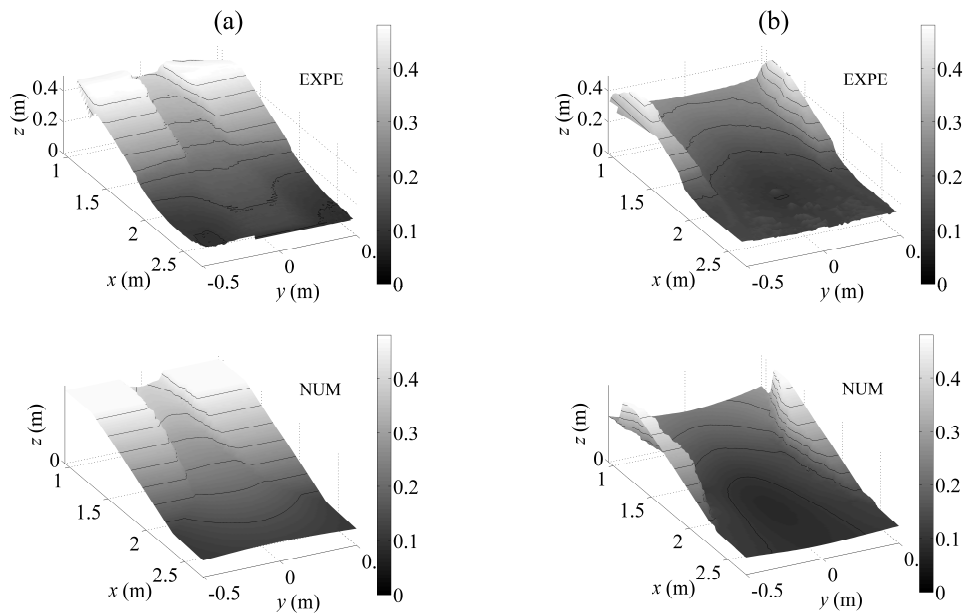


Figure 2: Topographies de la brèche expérimentales (au-dessus) et numériques (en-dessous) :
(a) $t = 45$ s – (b) $t = 175$ s.

Une comparaison plus précise des résultats numériques et expérimentaux est obtenue sur base de l'évolution temporelle du niveau du fond en différents points le long de la brèche (Fig. 3). Cette comparaison montre que le modèle numérique donne de bons résultats, bien que l'utilisation de la formule de MPM génère des niveaux de fond légèrement trop élevés.

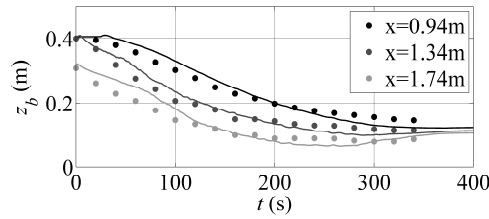


Figure 3: Evolution du fond au centre de la brèche le long de la pente aval : mesures expérimentales (points) et résultats numériques avec la formule de MPM (lignes).

III.2.2 Influence du maillage

La figure 4 compare la topographie de la brèche à $t = 70$ s pour différents maillages de la digue, afin d'analyser l'influence du maillage sur les résultats. La longueur caractéristique l des mailles de la digue varie entre 2 et 10 cm, les autres tailles de mailles du domaine restant inchangées. La figure 4 montre une accélération de l'élargissement de la brèche dans le cas des maillages plus grossiers. En effet, la taille importante des mailles engendre des changements plus abrupts lorsqu'une cellule est basculée par le module de rupture de pente. La figure 4 montre également que, dans le cas des deux maillages plus grossiers, des phénomènes locaux apparaissent et engendrent une dissymétrie de la digue [Van Emelen et al., 2011]. En effet, lorsque le nombre de cellules basculées est plus important d'un côté de la brèche, l'écoulement transitoire rapide s'engouffrera plus facilement de ce côté, augmentant à son tour l'érosion du même côté de la brèche. Cette dissymétrie numérique est amplifiée avec la taille des mailles, alors qu'elle est négligeable pour un maillage plus fin. Enfin, il est bon de souligner que de telles asymétries se produisent parfois en réalité, mais ne devraient pas apparaître dans les résultats numériques du présent modèle qui n'est pas censé reproduire ces phénomènes aléatoires.

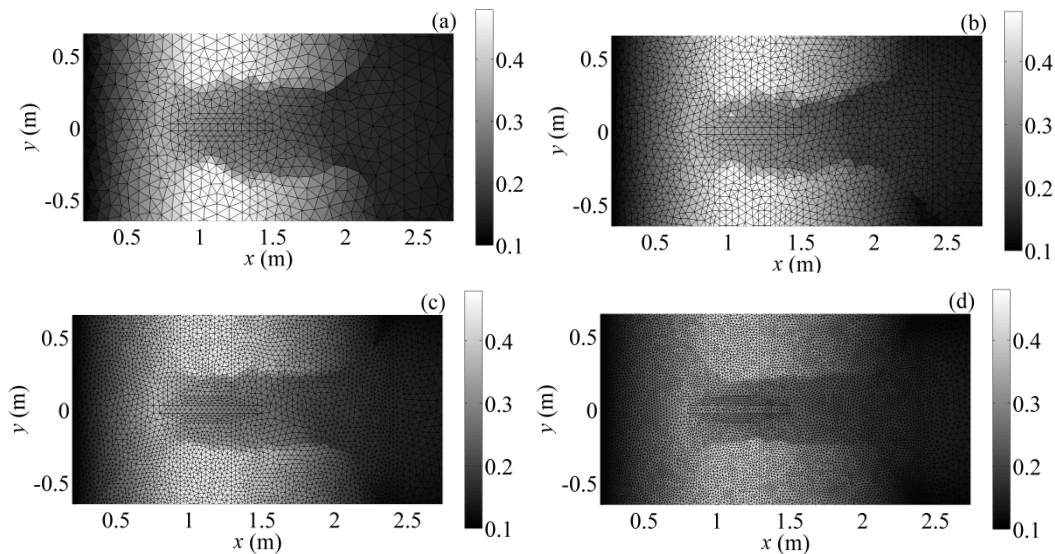


Figure 4: Vue en plan de la topographie de la brèche (en m) à $t = 70$ s avec la formule de MPM, pour différents maillages a) $l = 10$ cm – b) $l = 5$ cm – c) $l = 3$ cm – d) $l = 2$ cm.

III.2.3 Comparaison des formules de transport

L'influence des différentes formules de transport de sédiments sélectionnées (tableau 1) sur les profils de la brèche est présentée à la figure 5 pour $t = 175$ s. Une comparaison quantitative du niveau de la crête et de la largeur de la brèche est également présentée à la figure 6. Enfin, les hydrogrammes de l'écoulement à travers la brèche sont comparés, ainsi que les valeurs de débit de pointe (Fig. 7). L'hydrogramme de crue et le débit de pointe sont en effet des données cruciales dans l'estimation des dommages causés par la crue suivant la formation de la brèche.

La première observation qui peut être formulée sur base des figures 5 et 6 est que la formule WP érode trop lentement, menant à une brèche perpétuellement trop étroite et trop peu profonde. Une conclusion similaire avait été formulée dans une communication précédente [Van Emelen, 2013] pour un cas-test 1D d'érosion verticale par submersion totale d'une digue de sable. Dans le cas présent de formation de brèche, cette sous-

estimation de l'érosion verticale engendre un ralentissement des instabilités latérales, et donc un élargissement plus lent. Il y a donc un lien étroit entre l'érosion verticale et l'élargissement de la brèche. A l'opposé, les formules de *sheet flow* (Wi et A) engendrent un abaissement plus rapide de la crête de la brèche (Fig. 6a), alors que les formules SJ et Wi entraînent un élargissement plus rapide. Les trois autres formules donnent des résultats comparables, plus proches de la brèche observée expérimentalement.

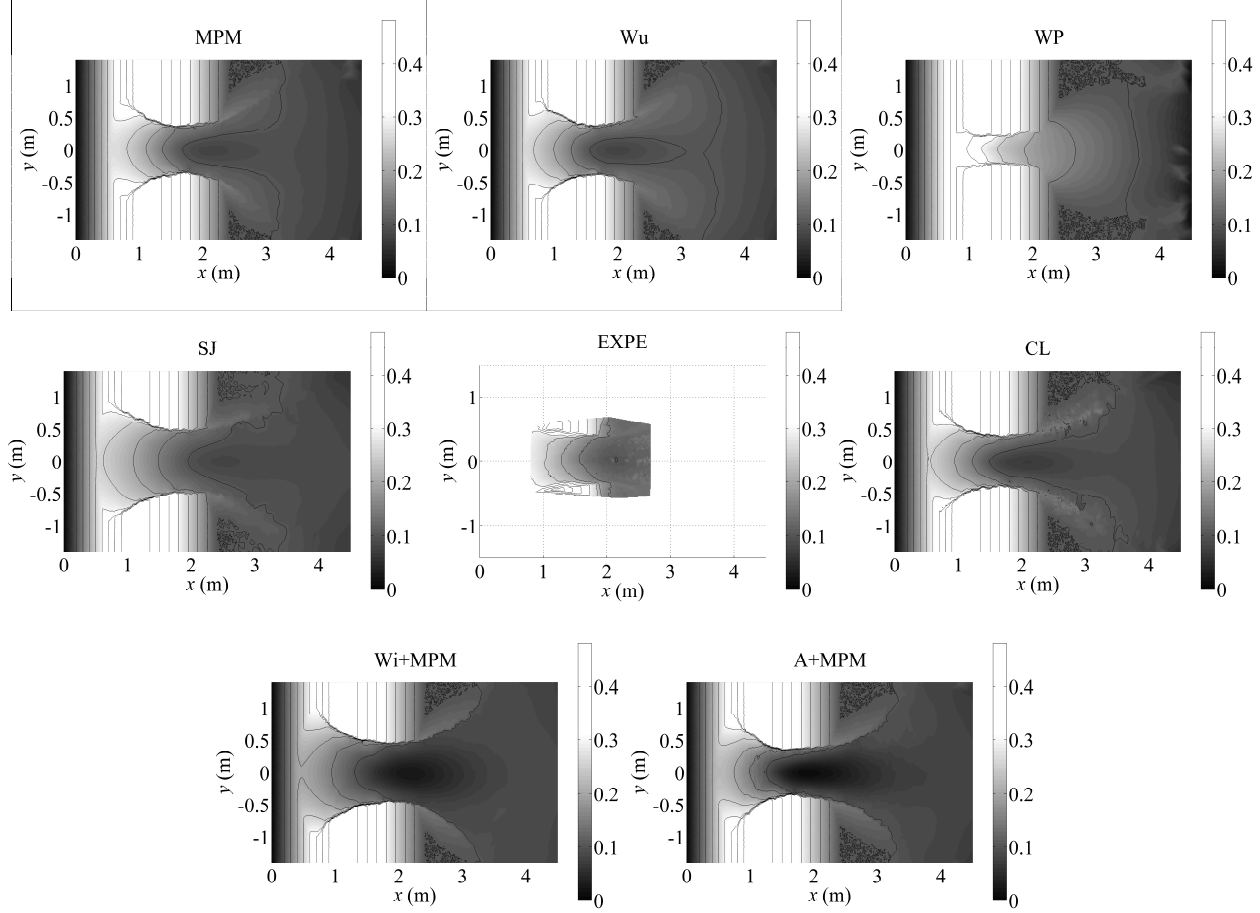


Figure 5: Comparaison des formules de transport de sédiments: Vue en plan de la topographie de la brèche (en m) à $t = 175$ s et comparaison avec la topographie expérimentale (au centre)

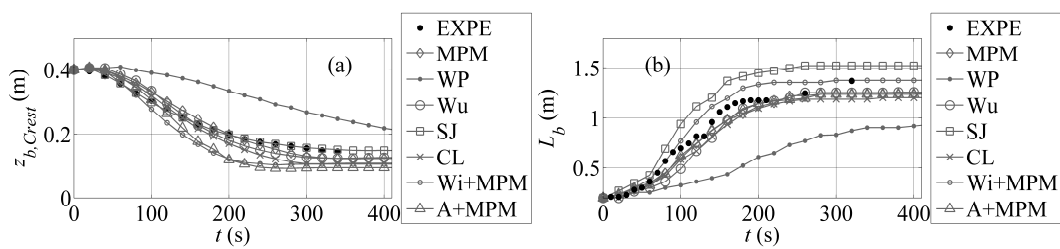


Figure 6: Comparaison des formules de transport de sédiments: (a) évolution de la crête (en $x = 0.94$ m) – (b) évolution de la largeur de la en $x = 1.115$ m (centre de la crête initiale)

La comparaison des hydrogrammes au travers de la brèche (Fig. 7) indique que la sous-estimation de l'érosion avec la formule WP engendre un retard important de l'hydrogramme (Fig. 7a), et une sous-estimation du débit de pointe de 50% (Fig. 7b). A l'opposé, les équations de *sheet flow* surestiment le débit de pointe de plus de 30 %. Enfin, l'élargissement rapide lié à l'utilisation de la formule SJ engendre une augmentation rapide du débit de la brèche durant les 100 premières secondes, amenant plus rapidement au débit de pointe, et approchant au mieux l'hydrogramme observé expérimentalement (erreur quadratique moyenne en-dessous de 10% du débit de pointe expérimental). Globalement, les formules de SJ et MPM

donnent des hydrogrammes comparables, avec une erreur sur le débit de pointe très faible (< 2%). Arrivent ensuite les formules CL et Wu, qui donnent également des hydrogrammes acceptables (erreur quadratique moyenne en-dessous de 20% du débit de pointe expérimental).

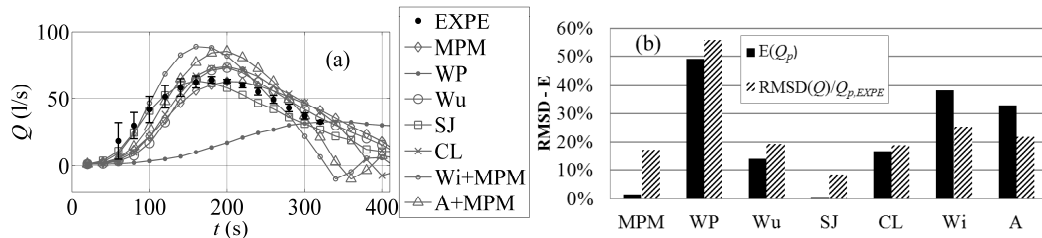


Figure 7: Comparaison des formules de transport de sédiments: (a) hydrogramme de la brèche–
(b) Erreur quadratique moyenne RMSD de l'hydrogramme rapportée sur le débit de point expérimental pour $\Delta t = 20$ s, et erreur relative sur le débit de pointe simulé $E(Q_p) = |Q_{p,NUM} - Q_{p,EXPE}|/Q_{p,EXPE}$

IV CONCLUSIONS

Cet article présente un modèle numérique de formation de brèche basé sur les équations bidimensionnelles de Saint-Venant – Exner, couplées à un opérateur de rupture de pente. Le modèle est validé sur un cas-test expérimental de formation de brèche dans un modèle réduit de digue en sable.

Ce modèle 2D permet de modéliser complètement le processus de formation de brèche, malgré le caractère parfois tridimensionnel de l'écoulement lors de la formation de la brèche. L'approfondissement et l'élargissement progressif de la brèche concordent avec les données expérimentales. De par le critère local de stabilité de l'opérateur de rupture de pente, le modèle est néanmoins assez sensible au raffinement du maillage, et l'utilisation de maillages trop grossiers engendre une surestimation de l'élargissement de la brèche.

Différentes formules de transport de sédiments ont été testées afin de modéliser au mieux l'érosion de la brèche. Les résultats obtenus diffèrent fortement suivant la formule utilisée. Malgré ses conditions de calibrations fort éloignée de celles rencontrées lors de la formation d'une brèche, la formule de Meyer Peter et Müller donne des résultats très concluants, tout comme l'équation, a priori plus adaptée, de Smart et Jäggi. Ces équations permettent de modéliser assez précisément l'évolution de la brèche, avec une estimation assez précise de l'hydrogramme, et une erreur sur le débit de pointe inférieure à 2 %. D'autres formules, en revanche, s'éloignent jusqu'à 50% du débit de pointe expérimental.

Le modèle proposé a donc été validé sur le cas-test expérimental, moyennant un choix judicieux de la formule de transport. De futures recherches pourraient analyser l'influence des formules de transport pour d'autres types de digues, incluant la présence de matériaux cohésifs ou du transport par suspension.

V REFERENCES

- Abad J.D., Buscaglia G.C., Garcia M.H. (2007). 2D stream hydrodynamic, sediment transport and bed morphology model for engineering applications. *Hydrol. Process.* **22(10)**:1443–1459.
- Abrahams A. (2003). Bed-Load Transport Equation for Sheet Flow. *J. Hydraul. Eng.*, ASCE, **129(2)**:159–163.
- ASCE/EWRI Task Committee on Dam/Levee Breaching (2011). Earthen Embankment Breaching. *J. Hydraul. Eng.*, ASCE, forum paper, **137(12)**:1549–1564.
- Camenen B. Larson M. (2005). A general formula for non-cohesive bed load sediment transport. *Estuarine Coastal Shelf Sci.*, **63(1–2)**:249–260.
- Cao Z., Li Z., Pender G., Hu P. (2012) Non-capacity or capacity model for fluvial sediment transport. *Water management ICE*, **165(4)**:193-211.

- Fraccarollo L., Capart H., Zech Y. (2003). A Godunov method for the computation of erosional shallow water transient. *Intl. J. Numer. Meth. Fluids*, **41**:951–976.
- Meyer-Peter E., Müller R. (1948). Formulas for bed load transport. Proc. 2nd IAHR Congress, Stockholm, Sweden, 39-64.
- Smart G. M., Jäggi M. N. R. (1983). Sediment transport on steep slopes. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Vol. 64, Eidgenössische Technische Hochschule (ETH), Zürich, Switzerland
- Soares-Frazão S., Zech Y. (2010). HLLC scheme with appropriate wave-speed estimators for two-dimensional shallow-water flow on erodible bed. *Intl J. Numer. Meth. Fluids*, **66(8)**:1019-1036.
- Spinewine B., Delobbe A., Elslander L., Zech Y. (2004). Experimental investigation of the breach growth process in sand dikes. Proc. *River Flow 2004* (2): 983-991, Naples, Italy.
- Swartenbroekx C., Soares-Frazão S., Staquet R., Zech Y. (2010). Two-dimensional operator for bank failures induced by water-level rise in dam-break flows. *J. Hydraul. Res.*, **48(3)**:302-314.
- Toro E.F. (1997). *Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics. A practical introduction.*, Springer-Verlag, Berlin, Germany
- Van Emelen S., Swartenbroekx C., Zech Y., Soares-Frazão S. (2011) Numerical modelling of the breaching process in an earthen dike. Proc. *5th international conference on Advanced Computational Methods in Engineering (ACOMEN 2011)*, Liège, Belgium.
- Van Emelen S. (2013) Erosion modeling over a steep slope: application to a dike overtopping test case. Proc. 35th IAHR World Congress, Chengdu, China.
- Van Emelen S., Zech Y., Soares-Frazão S. (accepté pour publication) Impact of sediment transport on breaching modelling. Article accepté pour publication au *J. Hydraul. Res.*
- Wilson K.C. (1987). Analysis of bed-load motion at high shear stress, *J. Hydr. Eng.*, ASCE, **113(1)**:97-103.
- Wong M., Parker G. (2006). Reanalysis and correction of bed-load relation of Meyer-Peter and Müller using their own database. *J. Hydraul. Eng.*, ASCE, **132(11)**:1161–1168.
- Wu W., Wang S.S.Y., Jia Y. (2000). Nonuniform sediment transport in alluvial rivers. *J. Hydraul. Res.*, **38(6)**:427-434