



HAL
open science

Analyse de la pertinence du calage du coefficient de manning pour des crues faiblement débordantes

Damien Lilas, Sébastien Proust, André Paquier, Nicole Goutal

► To cite this version:

Damien Lilas, Sébastien Proust, André Paquier, Nicole Goutal. Analyse de la pertinence du calage du coefficient de manning pour des crues faiblement débordantes. Simhydro 2010, Jun 2010, Sophia Antipolis, France. 8 p. hal-00726156

HAL Id: hal-00726156

<https://hal.science/hal-00726156>

Submitted on 29 Aug 2012

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

ANALYSE DE LA PERTINENCE DU CALAGE DU COEFFICIENT DE MANNING POUR DES CRUES FAIBLEMENT DEBORDANTES

Is it relevant to calibrate Manning coefficient for slightly overbank floods?

Damien Lilas, Sébastien Proust, André Paquier

Cemagref, UR HHLY

3bis, quai Chauveau CP220, 69336 Lyon Cedex 09, France

Tél: +33 (0)472208775, Fax: 0478477875, e-mail: andre.paquier@cemagref.fr

Nicole Goutal

EDF -R&D, LNHE

6 quai Watier BP49 78401 Chatou Cedex, France

Tél: +33 (0)1 30 87 82 37 , Fax: 01 30 87 81 09, e-mail: nicole.goutal@edf.fr

En utilisant des mesures en laboratoire sur des lits composés où la largeur du lit majeur varie, un calage du coefficient de frottement du lit majeur n_{fp} utilisé dans des modélisations 1D a été effectué. Le calage direct sur le cas modélisé donne des valeurs de n_{fp} très variables (1 à 5 environ pour un modèle donné) et ne permet souvent pas de donner à la fois une ligne d'eau et une répartition de débit acceptables. Si le calage est uniquement effectué sur un écoulement faiblement débordant, l'erreur résiduelle pour cet écoulement et pour les écoulements plus largement débordants dans la même géométrie peut dépasser 30%. Les modèles incluant une prise en compte de la turbulence à l'interface permettent d'obtenir une amélioration des performances dans certains cas mais restent insuffisants pour décrire l'ensemble des processus prédominants et, en particulier, le transfert de masse entre lits.

Using laboratory measurements of compound channels in which the flood plain width varies, the friction coefficient of the flood plain n_{fp} used in 1-D modelling is calibrated. The direct calibration for the modelled case provides very varied values for n_{fp} (about 1 to 5 for one given model) and often does not permit to obtain both convenient water level and flow distribution. If n_{fp} is only calibrated on a slightly overbank flow, the error after calibration for the calibrated case and the cases with higher water depth in the same geometry can go beyond 30%. The models taking into account the turbulence at the interface between main channel and flood plain provide better results in some cases but cannot describe all the main processes and, particularly, the mass transfer between beds.

I INTRODUCTION

Les crues débordantes, ou écoulements dits « en lit composé », sont caractérisées par une couche de mélange induite par la différence de vitesse (et de hauteur) entre lit mineur et lit majeur. Des échanges turbulents ont lieu au sein de cette couche de cisaillement par l'intermédiaire de vortex à axes verticaux. En régime non-uniforme, les lits échangent également de la masse et de la quantité de mouvement. Ces phénomènes physiques varient en fonction de l'importance des débordements, de la géométrie en plan et de la géométrie transversale de la rivière. Dans tous les cas, il s'agit d'écoulements complexes tri-dimensionnels. Les modèles numériques 1D ne restituent donc que partiellement la physique de ces écoulements. Il est donc légitime de se poser la question suivante : quelles erreurs ces modèles font-ils sur le tirant d'eau et le débit dans le lit majeur, là où la vulnérabilité est la plus significative, en particulier lorsqu'ils sont calés sur des crues faiblement débordantes et utilisés pour des débits plus importants ?

Pour mettre en évidence ces erreurs, nous utilisons des mesures effectuées en canal de laboratoire sur 26 cas présentés au §II. Ces écoulements sont simulés à l'aide de trois codes correspondant à trois équations différentes présentées au §III. Dans chaque cas, le calage s'effectue uniquement sur le coefficient de frottement du lit majeur (Manning n_{fp}) en minimisant l'écart quadratique entre les mesures et les résultats de calcul aux points de mesure, le frottement du lit mineur étant pris à sa valeur déterminée sur le modèle physique. Dans un premier temps (§IV.1), nous présentons des exemples de calage et l'incertitude résultante à la fois pour le cas servant au calage et en extrapolation sur les autres cas de même géométrie. Dans un second temps (§IV.2), nous comparons les résultats des différents types de calcul.

II PRESENTATION DES CAS D'ETUDES

Les cas utilisés correspondent à des écoulements permanents en canal de laboratoire ayant eu lieu à l'Université Catholique de Louvain pour les 12 expériences en convergent linéaire (de longueur 6 (Cv6) ou 2

(Cv2) mètres) [1] et les 12 expériences (Dv4 ou Dv6) en divergent linéaire [2] et à la Compagnie Nationale du Rhône (CNR) pour les deux expériences en convergent brusque [3]. La figure 1 rappelle qu'à l'amont du divergent (et il en est de même à l'aval du divergent), le lit est rectangulaire simple alors qu'ailleurs, il est en lit composé (deux rectangles emboîtés). A l'inverse, à la CNR, bien que l'angle de convergence soit plus important (22°), le lit majeur ne disparaît pas complètement.

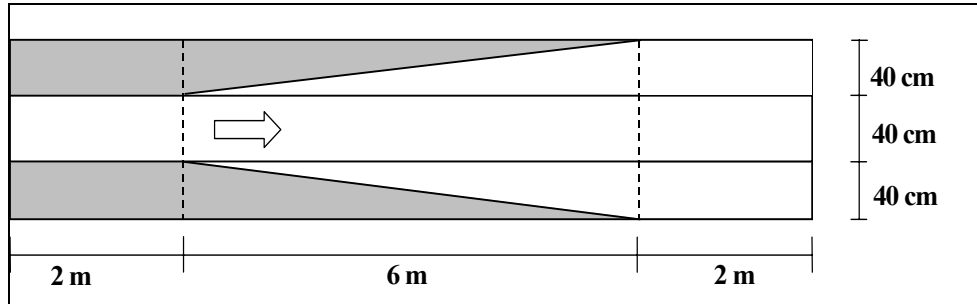


Figure 1 : Géométrie du divergent linéaire de 6 mètres (Dv6)

Dans tous les cas, le niveau d'eau est caractérisé par la hauteur d'eau relative h_r (rapport de la hauteur d'eau dans le lit majeur h_{fp} sur celle du lit mineur h_{mc}) à mi-longueur du canal. Les trois valeurs cibles $h_r = 0,2, 0,3$ et $0,5$ sont fixées pour correspondre à des crues moyennes à extrêmes dans le cas de débordement en milieu naturel.

III CODES ET EQUATIONS UTILISEES

III.1 Equation de Bernoulli

La première équation utilisée est l'équation de Bernoulli (1).

$$-\frac{d}{dx}\left(Z + \alpha \frac{U^2}{2g}\right) = S_f + S_a, \quad (1)$$

où S_f la perte de charge par frottement au fond définie par un coefficient de Manning n ou son inverse, le coefficient de Strickler, S_a une perte de charge additionnelle due aux interactions entre le lit majeur et le lit mineur, x l'abscisse longitudinale, Z le niveau d'eau, U la vitesse, g la gravité et α un coefficient défini par (2) à partir des sous sections A_i .

$$\alpha(x) = \frac{\sum_i U_i^3 A_i}{U^3 A}, \quad (2)$$

La DCM (Divided Channel Method) correspond à $S_a=0$ avec S_f qui modélise la perte d'énergie totale calculée en supposant l'égalité entre sous-sections (3).

$$S_f = S_{f_i} = \left(\frac{Q}{\sum_j A_j R_j^{2/3} / n_j} \right)^2, \quad (3)$$

où Q est le débit, R_i les rayons hydrauliques des sous sections i de Manning n_i .

La DCM est implémentée (comme l'EDM* décrite ci-après) dans le code Axeriv de l'Université Catholique de Louvain (UCL) que nous utilisons mais aussi dans de nombreux autres codes tels que HEC RAS, Isis, Crue.

L'EDM* (Exchange Discharge Model) est un module développé par l'UCL. L'EDM* ajoute au S_f du modèle DCM une perte de charge due aux échanges turbulents S_t . Cette perte de charge sur une sous section positive pour l'écoulement lent et négative sinon est calculée par (4).

$$|S_t| = \frac{\tau_{xy} h_{interface}}{\rho g A_i} \quad (4)$$

où $h_{interface}$ est égalée à la hauteur du lit majeur, ρ est la masse volumique de l'eau et τ_{xy} , est calculé par (5) comme un modèle de longueur de mélange dans le plan horizontal [4].

$$\tau_{xy} = \Psi^t \rho (U_{adj} - U_i)^2 \quad (5)$$

où U_{adj} est la vitesse de la sous section voisine et Ψ^t est un coefficient d'échange turbulent supposé constant à 0,16.

III.2 Equation de Saint - Venant

L'équation de Saint - Venant (6) est complétée par la formulation Debord [5] donnée par les équations (7) à (10).

$$S_f = S_0 - \frac{dh}{dx} - \frac{1}{gA} \frac{d}{dx} (\beta A U^2), \quad (6)$$

Le calcul du frottement sur la section totale est donné par (7).

$$S_f = \left(\frac{Q}{D^*} \right)^2 \quad (7)$$

D^* représente la débitance corrigée tenant compte de l'interaction turbulente entre les lits calculée par (8).

$$D^* = \varphi \cdot K_{mc} R_{mc}^{2/3} A_{mc} + K_{fp} \sqrt{(A_{fp}^2 + A_{mc} A_{fp} (1 - \varphi^2))} R_{fp}^{2/3} \quad (8)$$

où φ un paramètre rendant compte de l'interaction turbulente.

On suppose également qu'en régime graduellement varié, on a la même répartition de débit que celle du régime uniforme équivalent, soit pour un même débit et une même sous section mouillée, l'équation (9).

$$\eta = \frac{Q_{mc}}{Q_{fp}} = \frac{\varphi \cdot K_{mc} R_{mc}^{2/3} A_{mc}}{K_{fp} \sqrt{(A_{fp}^2 + A_{mc} A_{fp} (1 - \varphi^2))} R_{fp}^{2/3}} \quad (9)$$

Et le coefficient de Boussinesq associé s'exprime par (10).

$$\beta = \frac{A}{(1 + \eta^2)} \left[\eta^2 \frac{1}{A_{mc}} + \frac{1}{A_{fp}} \right] \quad (10)$$

Cette équation est implémentée dans les codes Mage [6] et Mascaret [7] que nous utilisons.

IV RESULTATS

On considère les calculs utilisant pour le lit majeur, d'une part, le Manning expérimental (déterminé à partir d'un écoulement à lit unique et correspondant au matériau du fond) et, d'autre part, le Manning optimisé en minimisant les écarts quadratiques entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées aux points de mesure. Pour les résultats présentés ci-après, cette optimisation a, en général, été effectuée sur les hauteurs d'eau. Les résultats obtenus en optimisant sur la proportion de débit s'écoulant dans le lit majeur amènent à des résultats très différents en valeurs de n_{fp} obtenues mais très similaires quant aux conclusions générales.

IV.1 Calage de la DCM

Les figures 2 à 5 montrent les résultats de calcul pour le cas d'un convergent linéaire de 6 mètres (Cv6) avec un débit total de 10 L/s et une hauteur relative de 0,2 à $x=5$ m. L'optimisation sur les hauteurs donne des résultats médiocres à l'amont à la fois en hauteur (figure 2) et en proportion de débit (figure 3) bien que l'estimation du coefficient α soit améliorée (figure 4). Le problème à l'amont est l'estimation de la vitesse qui est quasi identique expérimentalement dans les deux lits (figure 5). La figure 3 montre aussi que n_{fp} optimisé sur la répartition des débits est différent de n_{fp} optimisé sur les hauteurs.

Pour les écoulements faiblement débordants (h_r de l'ordre de 0,2), le tableau 1 montre qu'on ne peut prédire a priori la valeur du n_{fp} optimal.

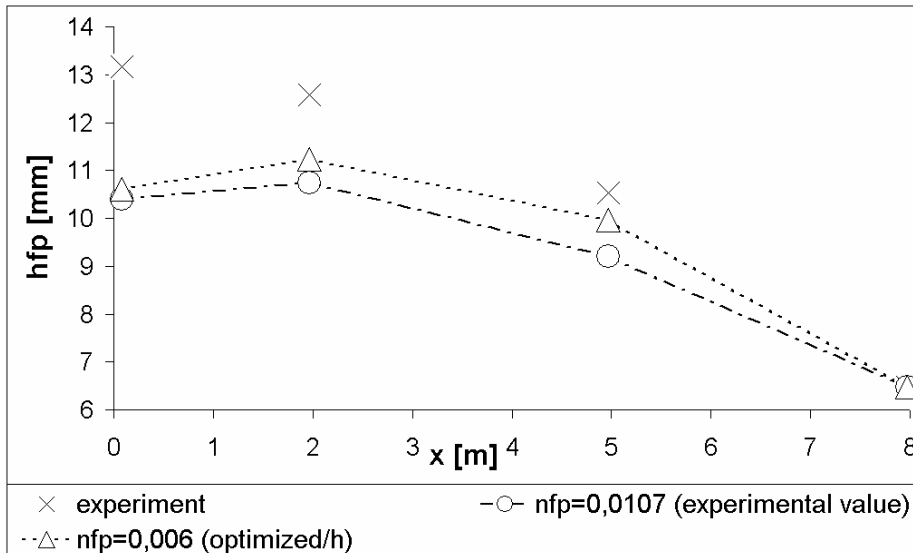


Figure 2: cv6 $h_r=0,2$ $Q=10L/s$ hauteurs d'eau

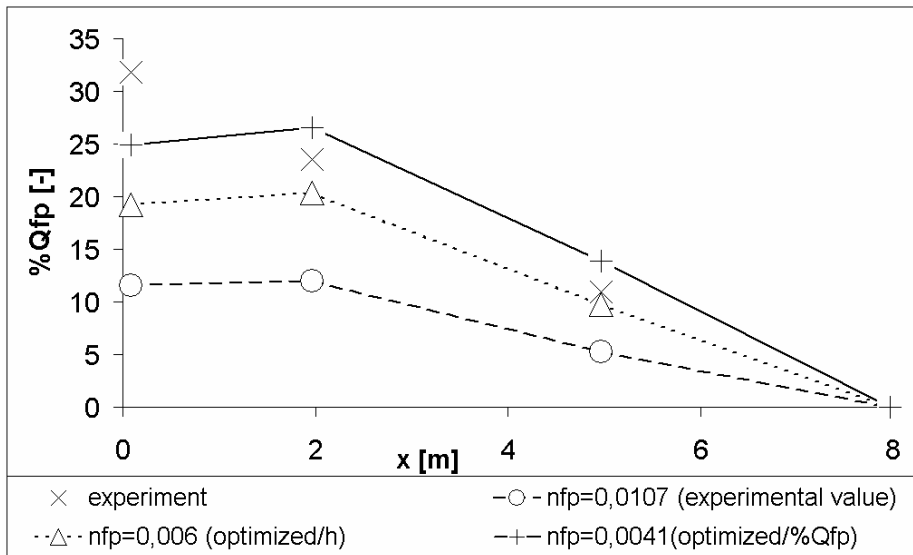


Figure 3: cv6 $h_r=0,2$ $Q=10L/s$ proportion de débit dans la plaine d'inondation $Q_{fp} / Q * 100$

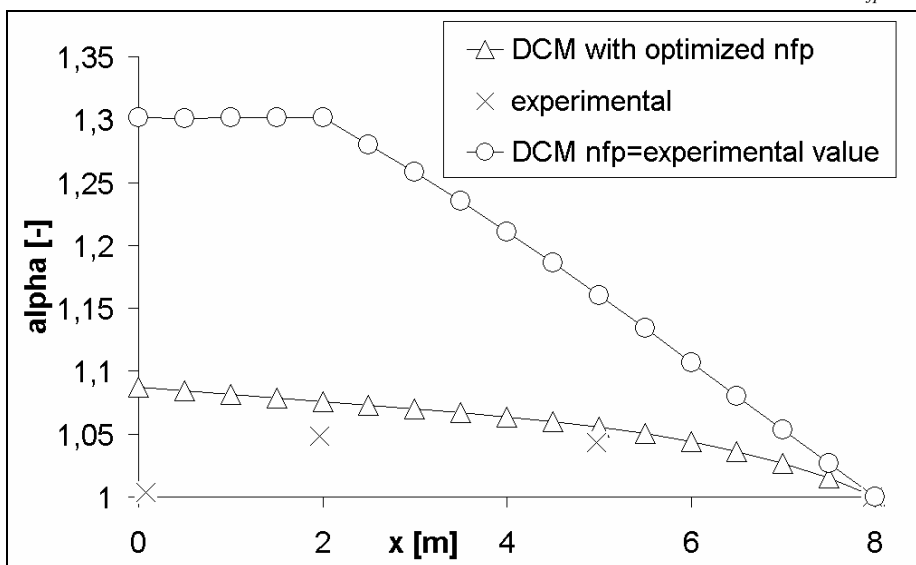


Figure 4 : cv6 DCM $h_r=0,2$ $Q=10L/s$ coefficients α

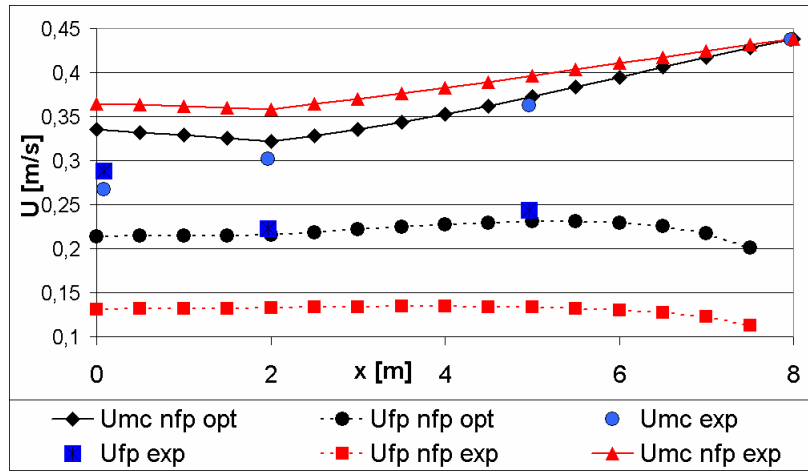


Figure 5 : cv6 DCM $h_r=0,2$ $Q=10L/s$ vitesses

	nfp_{opt}	nfp_{exp}	Evolution du nfp_{opt} par rapport au nfp_{exp}
Cv6 ($h_r=0,2$ $Q=10L/s$)	0,006	0,0107	→
Cv2 ($h_r=0,2$ $Q=10L/s$)	0,038	0,0107	→
Cv Brusque ($Q=150L/s$)	0,006	0,0132	→
Div6 ($h_r=0,2$ $Q=12L/s$)	0,0142	0,0107	→
Div4 ($h_r=0,2$ $Q=12L/s$)	0,006	0,0107	→

Tableau 1 : résultats de l'optimisation du coefficient n_{fp} par rapport à la ligne d'eau

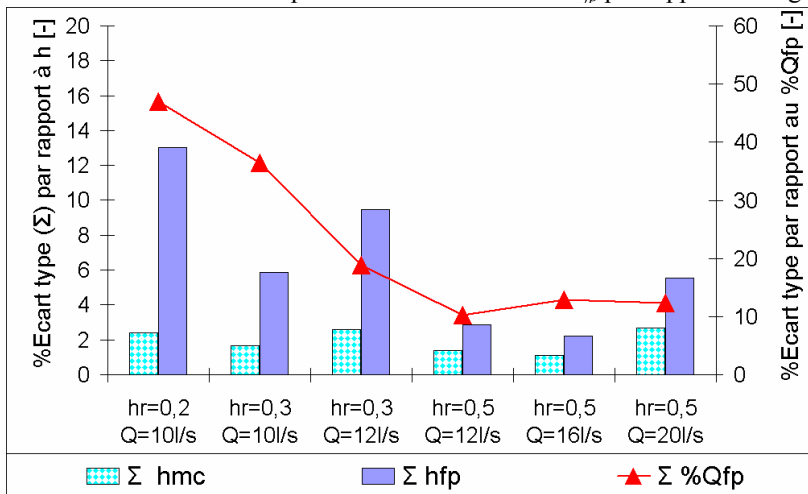


Figure 6: cv6 n_{fp} optimisé pour $h_r=0,2$ $Q=10$ L/s écarts types

Optimisation sur h pour	Evolution du nfp_{opt} par rapport au nfp_{exp}	$E_{max\ hfp}$ pour $h_r>0,2$	$E_{max\ \%Qfp}$ pour $h_r>0,2$
Cv6 ($h_r=0,2$ $Q=10L/s$)	→	18,71	39
Cv2 ($h_r=0,2$ $Q=10L/s$)	→	13,79	86,42
Cv Brusque ($Q=150L/s$)	→	7,26	67,93
Div6 ($h_r=0,2$ $Q=12L/s$)	→	34,29	63,93
Div4 ($h_r=0,2$ $Q=12L/s$)	→	30,16	87,54

Tableau 2: Variation du coefficient n_{fp} et erreur relative maximale obtenue lors de l'application à $h_r>0,2$

Toutefois, malgré l'optimisation à faible h_r , pour chacune des cinq géométries, on voit (tableau 2) qu'en général, l'erreur commise est importante au moins en un point pour au moins un cas, et ce aussi bien pour les hauteurs que pour les répartitions de débit.

IV.2 Comparaison entre différents types de modèles

On reprend les cas en convergent linéaire de 6 mètres pour $h_r=0,2$. Les figures 7 et 8 montrent les résultats identiques aux figures 2 et 3 obtenues par la DCM mais obtenus par trois autres types de modèles. Il semble qu'en introduisant la turbulence, on peut obtenir des résultats plus satisfaisants tant en hauteur qu'en proportion de débit de $x=2$ à $x=8$ m mais pas à l'amont. Logiquement, une perte de charge additionnelle ayant été introduite, le n_{fp} optimisé est plus élevé qu'avec la DCM et ceci se retrouve quelle que soit la configuration de l'écoulement Cv6 pour laquelle on optimise (figure 9). Cette dernière conclusion est malheureusement infirmée dans la configuration Div6 pour laquelle les n_{fp} optimaux sont plus forts, en général, qu'avec la DCM.

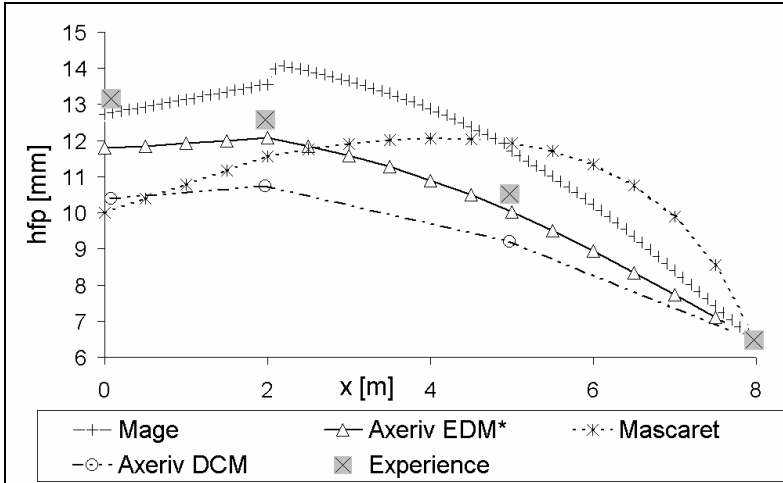


Figure 7 : cv6 $h_r=0,2$ $Q=10L/s$ hauteur d'eau après optimisation sur les hauteurs

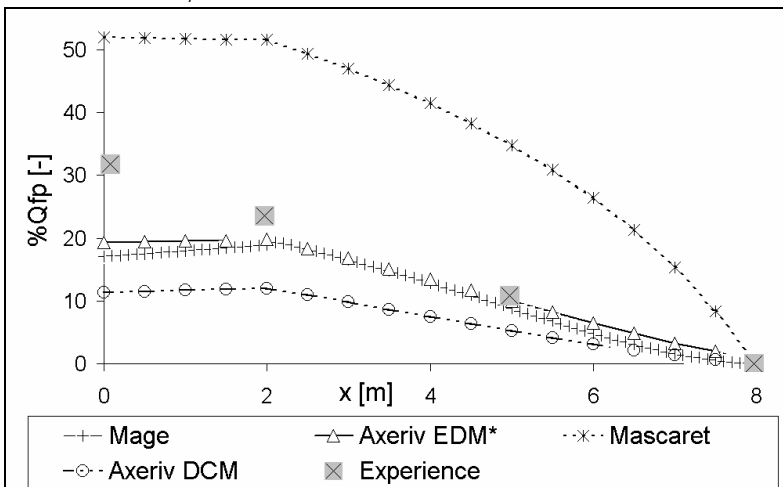


Figure 8 : cv6 $h_r=0,2$ $Q=10L/s$ $Q_{fp} / Q * 100$ après optimisation sur les hauteurs

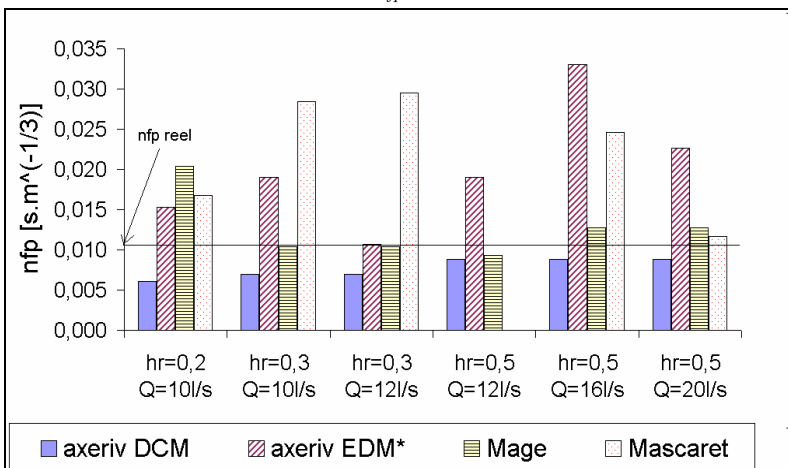


Figure 9 : cv6 évolution des $n_{fp\ optimisé} / h$ pour chaque cas

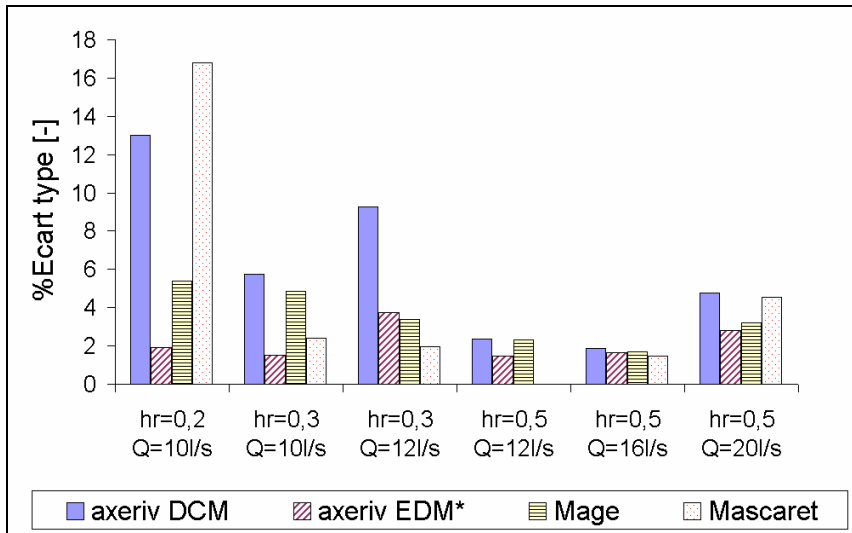


Figure 10 : cv6 évolution des écarts types sur les hauteurs après optimisation sur chaque cas

La figure 10 montre qu'on obtient aussi en Cv6 en général un écart à l'expérimental plus faible en introduisant la turbulence. Cette conclusion est de portée plus générale pour les cas testés même si des exceptions existent. En particulier, pour des hauteurs relatives fortes pour lesquelles l'écoulement se rapproche d'un écoulement à un seul lit, les différences entre codes et par rapport à l'expérimental sont réduites (figure 11).

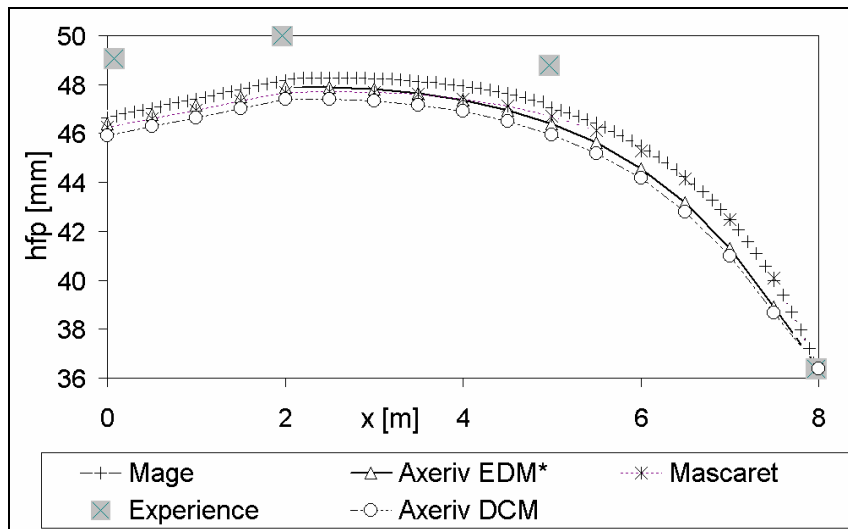


Figure 11 : cv6 $h_r=0,5$ $Q=20L/s$ hauteur en lit majeur avec frottement expérimental

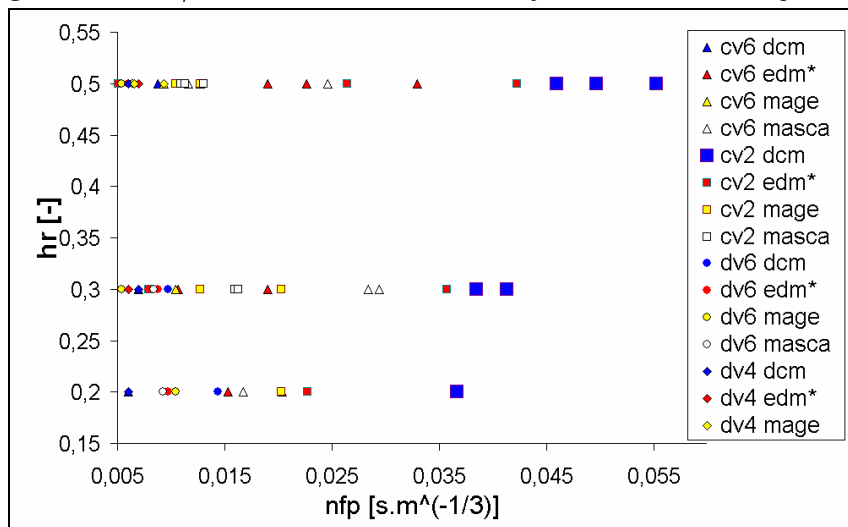


Figure 12 : évolution des $n_{fp\text{ optimisé } / h}$ pour plusieurs codes et plusieurs géométries

Le bilan (figure 12) des n_{fp} optimisés par rapport à la hauteur d'eau pour l'ensemble des configurations en convergent et divergent linéaire montre des valeurs très variables (rapport 1 à 10) et se situant de part et d'autre de la valeur expérimentale 0,0107. Que ce soit pour un même type de modèle ou pour une même géométrie ou pour un h_r donné, il est difficile de définir des règles a priori qui permettraient de définir le n_{fp} optimal.

V CONCLUSIONS

Bien qu'ils aient été obtenus sur des canaux expérimentaux qui ne représentent que schématiquement les lits composés qu'on peut rencontrer sur le terrain, les résultats présentés montrent la difficulté de déterminer une valeur du coefficient de frottement qui permette de reproduire à la fois la hauteur d'eau et la proportion de débit dans le lit majeur dans un écoulement non uniforme en lit composé. Même en se concentrant sur la seule variable hauteur d'eau, on ne peut a priori estimer n_{fp} pour une géométrie de lit majeur variable et ce d'autant plus que h_r est faible (au début du débordement). Comme indiqué dans [8], les pertes d'énergie engendrées par le transfert de masse d'un lit à l'autre sont parfois importantes et ne peuvent être intégrées ni dans le frottement au fond ni dans la turbulence. Si on souhaite conserver une formulation 1D, [9] montre qu'une voie d'amélioration prometteuse est de passer par le calcul explicite des pertes de charge dans chacune des sous sections : sur un ensemble de cas tests plus vaste que celui utilisé ici, il est possible de réduire l'erreur à 10% sur h et 20% sur la proportion de débit sans avoir à modifier n_{fp} alors qu'un n_{fp} optimisé pour des hauteurs faiblement débordantes peut donner des erreurs supérieures à 30% sur h et à 80% sur la proportion de débit pour les modèles 1D testés ici.

VI REFERENCES ET CITATIONS

- [1] Bousmar, D. (2002). - Flow modelling in compound channels / Momentum transfer between main channel and prismatic or non-prismatic floodplains. *Ph-D thesis*, Université catholique de Louvain, Faculté des Sciences Appliquées, Louvain La Neuve.
- [2] Bousmar, D., Wilkin, N., Jacquemart, J. H. & Zech, Y. (2004). - Overbank flow in symmetrically narrowing floodplains. *J. Hydr. Engng. ASCE*, **130** (4), 305-312.
- [3] Proust, S., Rivière, N., Bousmar, D., Paquier, A., Zech, Y. & Morel, R. (2006). - Flow in compound channel with abrupt floodplain contraction. *J. Hydr. Engng. ASCE*, **132** (9), 958-970.
- [4] Bousmar, D. & Zech, Y. (1999). - Momentum transfer for practical flow computation. *J. Hydr. Engng. ASCE*, **125** (7), 696-706.
- [5] Nicollet, G. & Uan, M. (1979) - Ecoulements permanents à surface libre en lits composés. *La Houille Blanche*, **1**, 21-30.
- [6] Souhar, O. & Faure, J. B. (2009). - Approach for uncertainty propagation and design in Saint Venant equations via automatic sensitive derivatives applied to Saar river. *Can. J. Civ. Eng.*, **36**, 1144-1154.
- [7] Goutal, N. & Maurel, F. (2002). - A finite volume solver for 1D shallow water equations applied to an actual river. *Int. J. Numer. Meth. Fluids*. **38**(1), 1-19
- [8] Proust, S., Bousmar, D., Rivière, N., Paquier, A. & Zech, Y. (2010). - Energy losses in compound open channels. *Advances in Water Resources*, **33**(1), 1-16
- [9] Proust, S., Bousmar, D., Rivière, N., Paquier, A. & Zech, Y. (2009). - Non-uniform flow in compound channel: a 1D-method for assessing water level and discharge distribution. *Water Resources Research*, **45**, W12411.