

PROPAGATIONS EN RÉSEAUX DE COURS D'EAU D'ONDES DE CRUES INCLUANT DES RESSAITS

M. PIROTTON

Docteur en Sciences Appliquées

Université de Liège - Laboratoires L.H.C.N.

Institut du Génie Civil

6, Quai Banning - B.4000 Liège - Belgique

Cet article décrit les potentialités d'un modèle d'écoulement quasi-bidimensionnel dans des réseaux quelconques de rivières naturelles. Il suggère une résolution originale des équations autorisant, en instationnaire, la présence de ressauts au sein du système, ce qui ouvre un champ d'application particulièrement vaste. Quelques situations réelles sont illustrées, d'abord une application de propagation d'onde de crue dans un réseau, ensuite la reproduction de toute l'histoire instationnaire de la formation d'un ressaut dans un bras canalisé, enfin la modélisation d'une propagation d'onde de rupture brusque d'un barrage dans des circonstances qui autorisent sa comparaison avec des solutions analytiques.

1. INTRODUCTION

Il suffit d'épisodes aussi douloureux que ceux de l'hiver dernier pour rappeler que la protection contre les crues demeure un défi majeur pour nos sociétés industrialisées, pourtant tournées vers la réalisation de conditions propices à un mieux-être global, notamment face aux avatars de la nature.

C'est qu'à côté d'efforts constants consentis dans la réalisation d'ouvrages de gestion des ressources hydrauliques, en marge des procédures de surveillance permanente mises en place sur l'ensemble du réseau hydrographique, l'activité industrielle au sens large tend à modifier les conditions naturelles d'écoulement et à occuper des zones régulièrement investies, de mémoire ancestrale, par des flots exceptionnels.

Au-delà d'un nécessaire réalisme sur les potentialités d'infléchir fondamentalement la nature, ces faits récents inspirent principalement deux pistes de réflexion pour l'avenir. D'une part, un certain pragmatisme économique doit susciter l'imagination de l'ingénieur hydraulicien dans la recherche de solutions sécuritaires face aux situations existantes, telle la réalisation des travaux de démergement à Liège qui ont démontré toute leur efficacité lors des derniers épisodes pluvieux. D'autre part, la compréhension et la connaissance des phénomènes hydrauliques doit aider à mieux orienter les politiques d'altération de tout paramètre influençant les écoulements.

Ces questions relèvent de la prévision, domaine en hydraulique qu'a considérablement contribué à développer l'accroissement des possibilités informatiques de ces dernières années. Ce secteur, étroitement lié à la modélisation, reçoit par ailleurs une attention croissante dans la mesure où la gestion plus générale des ressources hydrauliques confronte le gestionnaire à l'élaboration de politiques de plus en plus complexes, tenant compte de nombre de

contraintes et d'objectifs pour les concilier au mieux. Face à cette évolution, les possibilités numériques se combinent aux acquis théoriques en mécanique des fluides pour le développement d'outils efficaces d'aide à la décision. Ils reproduisent les situations hydrauliques complexes engendrées dans le système et dans son environnement par la succession des décisions envisagées. L'impact quantifiable suggéré par ces simulations donne alors des arguments lors de l'élaboration d'une politique optimale, sur base de critères plus scientifiques.

Nous avons déjà suggéré toutes les potentialités d'une modélisation hydrologique basée sur la physique des écoulements quant aux informations qu'elle peut fournir sur les répercussions de toute action humaine sur un bassin versant vis-à-vis de l'hydrogramme de crue à son exutoire [1, 2].

Nous nous focaliserons ici sur la modélisation de la propagation d'ondes dans un réseau quelconque de rivières naturelles afin de montrer que les possibilités numériques sont suffisamment larges pour donner des renseignements fiables en conditions réalistes, non seulement pour un suivi en temps réel, mais pour des prévisions de gestion au sens large.

Si la modélisation peut aider à reconstituer la genèse de situations que nous avons subies, si elle peut contribuer à discerner les mécanismes favorables à une réduction de ces calamités, un aspect particulièrement primordial concerne les responsabilités actuelles beaucoup plus larges des concepteurs d'ouvrages hydrauliques. Ils doivent prévoir des scénarios possibles de dysfonctionnement des structures afin d'anticiper ou de minimiser leurs effets néfastes et leurs lourdes conséquences, qu'elles fassent référence à des critères économiques ou qu'elles se chiffrent plus dramatiquement en vies humaines.

Nous verrons qu'une définition suffisamment libérale des

hypothèses théoriques du modèle permet d'intégrer toutes ces potentialités au sein d'un seul logiciel, à condition qu'il soit à même de reproduire ces particularités presque familières de l'hydraulique de surface que sont les ressauts, dans un contexte instationnaire.

2. MODÈLE MATHÉMATIQUE D'ÉCOULEMENT EN RIVIÈRE

Le cadre unidimensionnel envisagé suppose une certaine homogénéité des propriétés géométriques, soit du lit des rivières pour une propagation usuelle, soit des vallées entières dans des cas exceptionnels. Ce contexte englobe néanmoins un champ d'application particulièrement vaste, sous réserve d'une approche théorique la plus générale possible. Ainsi, les hypothèses émises s'efforcent de ne pas réduire préventivement des possibilités d'études d'impact qui s'intéressent de la plus routinière des actions de lâcher à la plus involontaire et souvent meurtrière : celle de vidange brusque ou progressive, partielle ou totale, consécutive à un sinistre de l'ouvrage de retenue.

L'intégration des équations tridimensionnelles de Navier-Stokes sur la section mouillée s'effectue en négligeant tout carré de vitesses perpendiculaires à l'axe principal par rapport au carré de celle parallèle à cet axe principal d'écoulement longitudinal. La présence dans la condition d'une élévation au carré limite l'influence restrictive de l'hypothèse. On retrouve alors une constance de la pression sur toute horizontale tracée dans une section transversale ainsi que sa classique distribution hydrostatique influencée par l'inclinaison de la direction principale du lit par rapport à l'horizontale, dans un système complet qui s'écrit sous la forme suivante, pour ρ_ω et v indépendants de x :

$$\frac{\partial}{\partial t} \begin{bmatrix} \omega \\ q \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ (c^2 - \rho_\omega u^2) & 2\rho_\omega u \end{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \begin{bmatrix} \omega \\ q \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -q_L \\ g\omega \frac{\partial Z}{\partial x} + n^2 \frac{gu|q|}{R_m^{4/3}} + 2 \frac{\partial}{\partial x} \left(v\omega \frac{\partial u}{\partial x} \right) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \omega \\ q \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$\equiv \frac{\partial X}{\partial t} + A(X) \frac{\partial X}{\partial x} + D(X) = 0$$

ou, sous la forme conservative symbolique suivante :

$$\frac{\partial X}{\partial t} + \frac{\partial B(X)}{\partial x} + D'(X) = 0 \quad (2)$$

avec

- t : le temps
- x : la coordonnée cartésienne selon l'axe d'écoulement
- g : l'accélération de la pesanteur
- ω : la section mouillée
- u, q : respectivement la vitesse moyenne sur la section et le débit
- q_L : le débit latéral par mètre de longueur
- Z : l'altitude de surface libre
- R_m : le rayon hydraulique
- 1/n : le coefficient de Manning
- n : la viscosité cinématique

ρ_ω : coefficient d'inégale répartition de la vitesse sur la section mouillée

$$c^2 = \frac{g\omega}{\frac{\partial \omega}{\partial Z}|_x} \quad \text{: la célérité des ondes en écoulement à surface libre}$$

Dans la perspective des écoulements relativement perturbés à modéliser, la loi de frottement utilisée, très logiquement turbulente, est celle de Manning. Déduite initialement de considérations stationnaires, elle s'est depuis universellement imposée dans l'étude de processus instationnaires au point de servir de référence dans certaines législations pour la définition des paramètres de frottement qui régissent la modélisation d'écoulements consécutifs aux ruptures de barrage.

3. RÉOLUTION DU SYSTÈME D'ÉQUATIONS

La discrétisation temporelle s'effectue par différences finies qui portent sur deux niveaux temporels t et $(t + \Delta t)$. Elle s'énonce sous la forme suivante, lorsqu'elle est appliquée à une variable a :

$$a = (1 - \theta_t)a^t + \theta_t a^{t+\Delta t} \quad (3)$$

avec

Δt le pas de temps

θ_t le coefficient de pondération temporel

Le domaine du coefficient de pondération temporel θ_t englobe certaines valeurs particulières qui donnent lieu à des schémas connus, avec une condition de stabilité inconditionnelle qui implique, dans la discrétisation complète adoptée, de se maintenir dans une gamme de valeurs supérieures à 0,5. Il convient en outre de noter que le décentrement éventuel de la pondération vers le pas calculé n'est pas neutre énergétiquement [3]. S'il permet l'étouffement d'ondes parasites, il induit aussi dans le système une légère dissipation.

La discrétisation spatiale recourt aux éléments finis. La forme intégrale à traiter provient de l'application de la méthode des résidus pondérés, largement répandue en mécanique des fluides.

Désignons par \hat{X} une solution approchée du problème. Le remplacement de cette valeur approchée dans l'équation (2) définit le résidu R de cette équation. La méthode des résidus pondérés consiste en une projection orthogonale de ce résidu sur une série de fonctions P_i linéairement indépendantes. Par conséquent, la fonction recherchée minimise les formes intégrales suivantes :

$$W_i = \int_s P_i R(\hat{X}) dS = 0 \quad (4)$$

Pour que \hat{X} représente la solution exacte du système, R doit être identiquement nul ce qui revient à imposer de façon

équivalente l'orthogonalité de R par rapport à n'importe quelle fonction P_i . Néanmoins, lorsque la discrétisation comporte $2n$ inconnues, seules $2n$ conditions peuvent être exprimées, avec un choix de $2n$ fonctions P_i linéairement indépendantes. C'est cette sélection qui particularise, dans les résidus pondérés, la méthode proposée.

La discrétisation spatiale par éléments finis consiste à exprimer chaque inconnue comme une fonction polynomiale de ses valeurs aux noeuds de discrétisation, ce qui s'écrit pour le vecteur X des variables :

$$\hat{X} = \begin{bmatrix} \hat{\omega} \\ \hat{q} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & N_j & N_n & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & N_j & N_n \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_j \\ Q_n \\ \Omega_1 \\ \Omega_j \\ \Omega_n \end{bmatrix} = N^T \cdot Y \quad (5)$$

avec

N_i les classiques fonctions d'interpolation à une dimension

Ω_i, Q_i les inconnues nodales des deux variables du vecteur inconnu X

Le développement de ces notations sur le système (2) établi, par la méthode de Pétrov-Galerkin, la forme intégrale suivante à minimiser :

$$\int_s P \left[\frac{\hat{X}^{t+\Delta t} - \hat{X}^t}{\Delta t} + \frac{\partial}{\partial x} B [\theta_i \hat{X}^{t+\Delta t} + (1-\theta_i) \hat{X}^t] + D'(\hat{X}^{t+\Delta t}, \hat{X}^t) \right] ds = 0 \quad (6)$$

Par opposition à la méthode de Galerkin qui suggère d'identifier la matrice P des fonctions d'orthogonalisation à la matrice N des fonctions d'interpolation, la forme suivante est suggérée pour P :

$$P^T = N^T + \alpha_{N+1} G W^T \quad (7)$$

avec

G une matrice carrée à préciser

α_{N+1} un scalaire, coefficient pondérateur à optimiser

W la matrice des fonctions N+1 définie par

$$W^T = \begin{bmatrix} W_1 & W_i & W_n & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & W_1 & W_i & W_n \end{bmatrix}$$

où chaque fonction W_i , qui s'annule à chaque noeud, représente une fonction d'un degré supérieur aux fonctions correspondantes d'interpolation

Une analyse théorique des équations discrétisées suggère d'identifier la matrice G à la transposée de la matrice convective A^T de la forme non conservative (1) du système. Elle conduit également à adopter, pour α_{N+1} , un multiple du rayon spectral de cette matrice convective.

Pour limiter la taille mémoire et le temps nécessaire à la résolution du système de $2n$ équations à $2n$ inconnues, le

logiciel procède par découplage des équations en utilisant une méthode itérative de prédiction-corrrection. A chaque itération, les équations de continuité servent à calculer une nouvelle approximation des sections. Les débits y sont remplacés soit par la valeur à l'itération précédente, soit par la valeur prédite à la première itération. De même, les équations dynamiques discrétisées évaluent une nouvelle approximation des débits.

La gestion de noeuds éventuels impliquant un nombre quelconque de ramifications s'effectue très sagement par l'introduction de multiplicateurs de Lagrange, avec possibilité de définir en ces confluences des pertes de charge singulières.

4. PROPAGATION D'UNE ONDE DE CRUE EN RESEAU

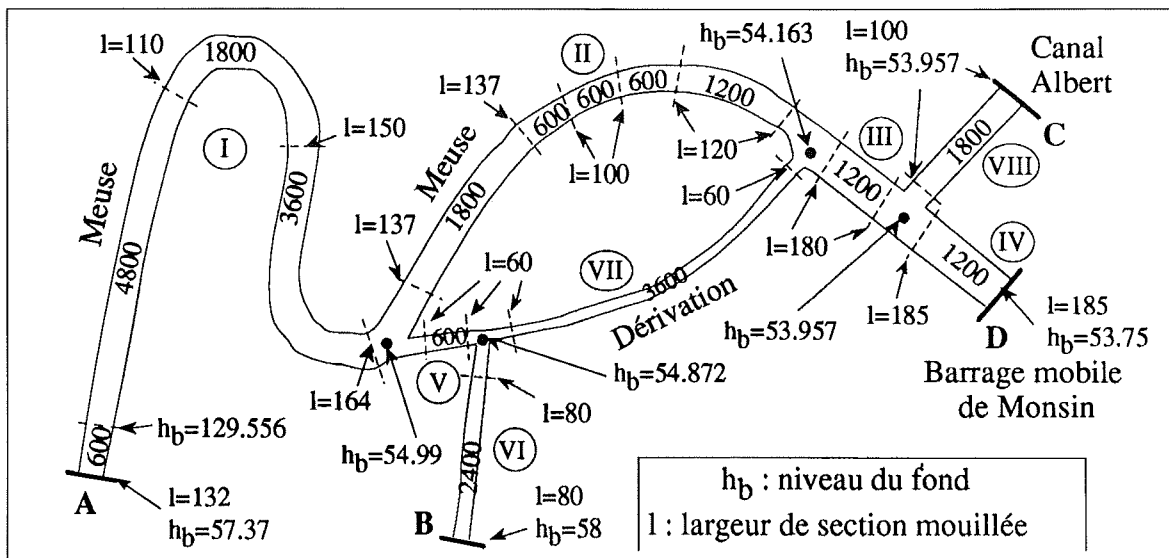
Prouvons le bon comportement de la méthode en l'appliquant à un réseau composé de 8 bras distincts. Du point de vue hydraulique, cette application sera qualifiée de classique dans la mesure où elle n'implique que des écoulements en régime infracritique. Dans ce contexte usuel, la méthode de Galerkin conduit à des schémas qui sont synonymes de précision, à l'instar des méthodes les plus répandues proposées en différences finies. Cependant, compte tenu du large champ d'application projeté et de raisons qu'expliqueront les applications futures, c'est d'emblée avec la formulation modifiée (7) que nous aborderons cet exemple qui fait référence au constat de tout Liégeois qui examine le cours amont de la Dérivation de la Meuse lors d'une crue de l'Ourthe.

Considérons la géométrie définie à la figure 1 qui s'inspire de la confluence de la Meuse et de sa Dérivation, de l'Ourthe et du Canal Albert.

Quelques libertés ont été prises en matière de géométrie du réseau et dans la forme des sections afin d'uniformiser les dimensions des éléments de discrétisation en simplifiant consécutivement les paramètres de modélisation. Celle-ci n'en reproduit pas moins le phénomène a priori surprenant de l'inversion du sens des débits qui se produit sur le cours supérieur de la Dérivation, à hauteur des installations de l'Union Nautique.

Lorsque les précipitations gonflent le cours de l'Ourthe et que la crue se précipite dans la Dérivation, la partie amont de cette dernière voit son sens naturel d'écoulement d'amont vers l'aval être inversé par les flots qui remontent jusqu'au partage de la Meuse et de sa Dérivation. Ils viennent y grossir l'écoulement naturel de la Meuse vers Monsin et le Canal Albert.

La figure 1 détaille la largeur variable des sections rectangulaires. Elle définit l'évolution de la cote du fond, supposée varier linéairement entre les valeurs données. Les longueurs des différents bras y sont également reprises. La définition du problème s'inspire des conditions réelles qui prévalent aux extrémités du bief.



Dans un premier temps, une phase consiste, au départ d'un système au repos stabilisé à la cote uniforme de 60 m, à établir d'abord un régime plus respectueux des conditions réelles d'exploitation. Le système y est progressivement porté en supposant une introduction linéairement croissante d'un débit de 0 à 200 m³/s au point A (Ramet) et de 0 à 40 m³/s au point B (Ourthe) durant les 20 premières minutes. Le débit est ensuite maintenu à ces valeurs. Aux extrémités aval, on supposera que les opérateurs qui agissent sur le barrage du point D (Monsin) vont contrôler et stabiliser la cote à une hauteur constante de 60 m tandis que la présence d'écluses en aval du point C (Canal Albert) suggère d'y annuler le débit.

La crue proprement dite au niveau du point B est introduite après 200 minutes de simulation. L'onde prend la forme

d'une augmentation graduelle du débit, qui évolue linéairement de 40 à 140 m³/s en 10 minutes. Cette valeur est ensuite maintenue jusqu'au terme de la modélisation.

La figure 2 reprend l'évolution temporelle du débit au point névralgique, en l'occurrence l'extrémité aval du bras V, en l'occurrence l'extrémité aval du bras V qui se trouve impliquée dans la jonction avec les bras VI et VII. Deux inversions de débit se produisent, la première consécutive à l'établissement et la stabilisation de circonstances «habituelles» d'écoulement, la seconde induite par la crue et spécifique au phénomène que nous cherchons à mettre en évidence.

Ainsi, la crue cherche à s'évacuer dans les conditions les plus favorables au sens des pertes par frottement, ce qui pousse encore la majeure partie des flots, malgré l'allongement des dimensions du bras IV par rapport à la réalité, à rejoindre le

Fig. 1 – Disposition géométrique du réseau étudié

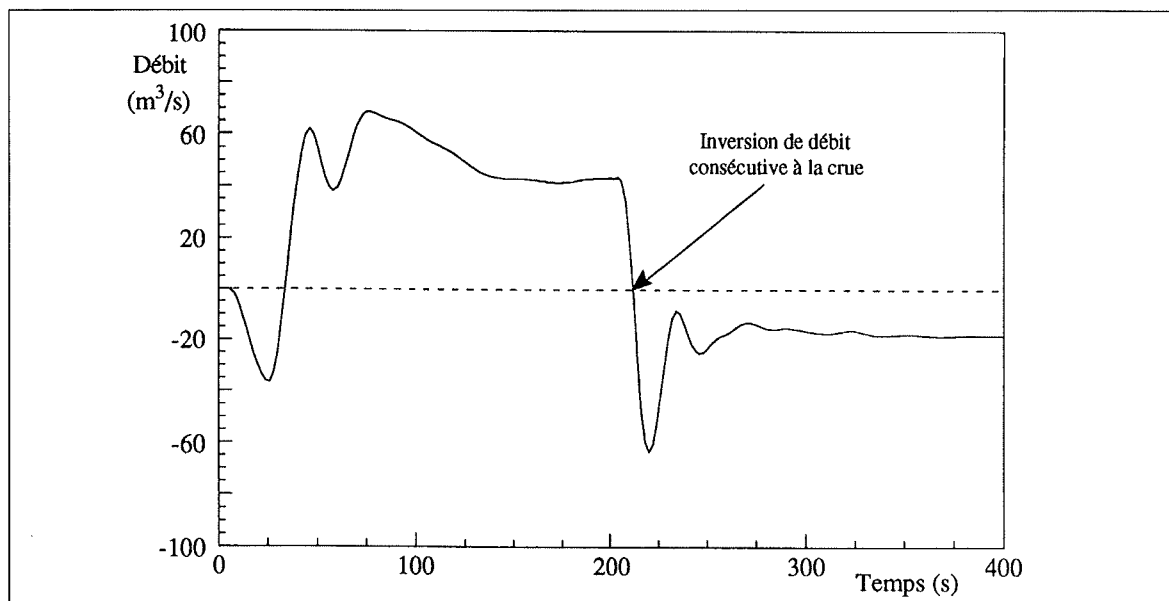


Fig. 2 – Comparaison de l'évolution temporelle du débit à l'aval du bras V

cours principal de la Meuse en passant par l'amont de la Dérivation. Dans la configuration particulière présentée à la figure 1, le cours aval de la dérivation prend en charge, après stabilisation, 39 % seulement de l'évacuation vers l'aval des 100 m³/s consécutifs à la crue de l'Ourthe.

Le résultat le plus significatif de cet exemple réside dans le très bon comportement du code ainsi que dans la démonstration de sa souplesse d'utilisation, encore qu'il fasse référence à des processus relativement aisés à maîtriser d'un point de vue numérique, par référence aux applications suivantes. Rappelons par ailleurs qu'une confrontation du modèle aux réalités expérimentales de la gestion réelle d'un bief situé en amont du site suggéré dans cette première application a témoigné de l'excellente correspondance des valeurs évolutives de profondeur d'eau [3].

Les bons résultats obtenus par les éléments finis dans les domaines les plus divers ne peuvent cacher que leur champ d'application fut longtemps restreint en matière de modélisation de phénomènes relatifs à la convection et à la diffusion. Les résultats médiocres obtenus par l'approche classique manifestent d'inacceptables oscillations dès l'instant où ces processus deviennent prépondérants.

Même si, dans certains circonstances, l'apparition d'instabilités peut être retardée par un choix approprié de conditions aux limites [4], il apparaît que les problèmes se posent pour des systèmes avec des matrices discrétisées non-symétriques significatives pour la convection et la diffusion et surtout avec les schémas de différences finies centrées spatialement que reproduit l'approche originelle.

Ces limites de la méthode classique sont peu gênantes en soi si l'on estime qu'il s'agit là d'applications pointues et exceptionnelles. Les schémas centrés conservent leur utilité et restent synonymes de précision pour la grosse majorité des écoulements qui demeurent largement dans le domaine infracritique.

Mais il est embarrassant que la méthode montre très logiquement des lacunes semblables dans la modélisation de ces singularités presque banales de l'hydraulique de surface

que sont les ressauts. Aménager la technique classique pour surmonter toutes ces limitations et pour modéliser des apparitions imprévisibles, une persistance ou un déplacement de ce type de choc, permet d'étendre significativement le champ d'application des simulations instationnaires.

La recherche d'une telle méthode se mêle étroitement à une réflexion très actuelle sur les éléments finis et plus précisément sur la formulation initiale de Galerkin réputée très peu dissipative. C'est pourquoi l'expression (7) introduit, par rapport au schéma classique, des mécanismes de «dissipation numérique» appropriés, de façon à assurer aux chocs qui se présentent spontanément dans l'écoulement une transition suffisamment graduelle sans autre perturbation ni étouffement excessif. Nous procédons là implicitement à un choix fondamental dans la philosophie suivie, car une première solution consisterait à localiser ces discontinuités et à les traiter localement (méthode de «shock fitting») par opposition à la capture numérique des chocs suggérée, agissant sans localisation ni prise en compte spécifique mais avec un traitement adéquat par le schéma spatial et temporel très particulier de la discrétisation («shock capturing»).

5. MODÉLISATION INSTATIONNAIRE DE LA FORMATION D'UN RESSAUT

Démontrons la juste combinaison de ces effets et la fiabilité de la méthode proposée par un exemple qui s'attarde sur le caractère instationnaire de discontinuités à reproduire en conditions réelles.

Certes, la propagation correctement simulée d'un front raide constitue une des preuves les plus tangibles d'une cohabitation bien maîtrisée numériquement de régimes infra et supercritiques avec transition évolutive. Nous y reviendrons dans l'ultime exemple de cet article. Néanmoins, on peut s'interroger sur les réactions du logiciel lorsque les particularités topographiques des lits naturels de rivière sont le théâtre de créations, de déplacements ou d'extinctions de discontinuités.

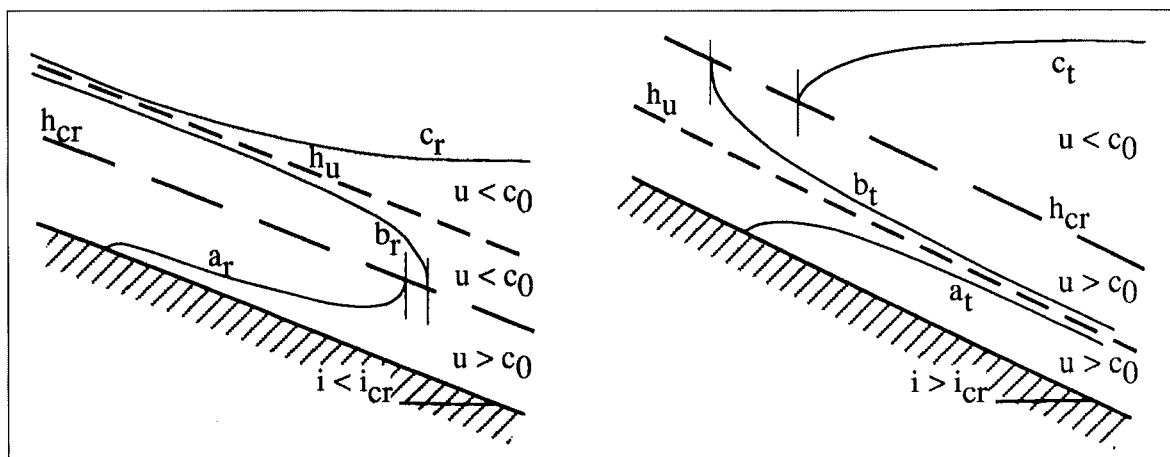


Fig. 3 – Lignes d'eau possibles en écoulement infracritique ou torrentiel

Profitons d'une situation très classique d'écoulement de surface pour examiner comment se comporte le logiciel lorsqu'il est confronté, au sein de son domaine de modélisation, à des conditions variables qui impliquent des modifications locales du régime d'écoulement.

Le fond d'un canal rectangulaire large de 10 m connaît une succession de trois pentes, respectivement de 10^{-2} m/m, $5 \cdot 10^{-2}$ m/m et 10^{-2} m/m. Chaque tronçon, d'une égale longueur de 100 m, possède un fini de surface lui assurant un coefficient de frottement constant de $n = 0,04$.

Dans une première phase, le problème est posé sous la forme de deux états stationnaires indépendants, sous l'emprise toutefois d'une régulation aval commune qui maintient invariablement une profondeur aval constante de 7 m. Le niveau amont ne subit quant à lui aucune imposition.

L'analyse de la forme de surface libre obtenue dans chaque cas émerge d'un raisonnement typique aux tracés de lignes d'eau.

Dans le premier état, nous combinons la profondeur aval imposée avec un débit faible pour noyer l'ensemble de la topographie sous une ligne d'eau quasi-horizontale. Avec $5 \text{ m}^3/\text{s}$, le profil de surface libre ne s'incurve de façon visible, pour compenser l'effet du frottement, que sur le tronçon amont où les faibles profondeurs induisent des vitesses plus importantes.

Examinons l'écoulement sous l'éclairage des positions relatives qu'occupent d'une part la hauteur critique commune aux trois pentes ($h_{cr} = 0,294 \text{ m}$), les hauteurs uniformes ($h_u = 0,393 \text{ m}$, $0,293 \text{ m}$, $0,393 \text{ m}$), enfin la hauteur aval imposée. L'analyse des lignes d'eau possibles, rappelées à la figure 3, établit que le tracé débute de l'aval

par un segment de type c_r , se prolonge par un segment de type c_t qui sait remonter en infracritique jusqu'à la première rupture de pente où nous retrouvons à nouveau le type c_r .

L'inversion des positions relatives de h_u et h_{cr} en passant d'un tronçon à l'autre suggère une situation plus intéressante, forcée dans le second état. Une ligne plus caractéristique de ce type de géométrie s'obtient avec un débit de $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

La position relative des nouvelles hauteurs critique ($h_{cr} = 2,168 \text{ m}$) et uniformes ($h_u = 2,735$, $1,583 \text{ m}$, $2,735 \text{ m}$) demeure inchangée. Mais si la hauteur aval impose à nouveau de remonter par une ligne aval de type c_r , le débit est cette fois trop important pour la voir se prolonger jusqu'à la première transition par une ligne aval de type c_t .

Repartons donc du premier tronçon qui, s'il avait une longueur «suffisante», ferait tendre sa ligne locale vers une hauteur uniforme, installant ainsi un régime infracritique avec une ligne aval. La même hypothèse transposée au second tronçon ferait tendre irrémédiablement cette fois l'écoulement vers un régime torrentiel, compte tenu de $h_u < h_{cr}$. Ainsi, la seule manière d'assurer un raccord continu des lignes est de choisir une ligne de type b_t pour le premier tronçon amont, suivie d'une ligne de type b_t pour une partie du second.

Consécutivement, l'abscisse de la première rupture de pente est caractéristique d'un état critique ($Fr = 1$), avec une tangente à la surface libre qui est verticale, comme le suggèrent les tracés de la figure 3. La confrontation des régimes différents qui prévalent dans les deux derniers tronçons implique enfin de procéder à l'examen des hauteurs conjuguées afin de positionner correctement leur transition, c'est à dire le ressaut.

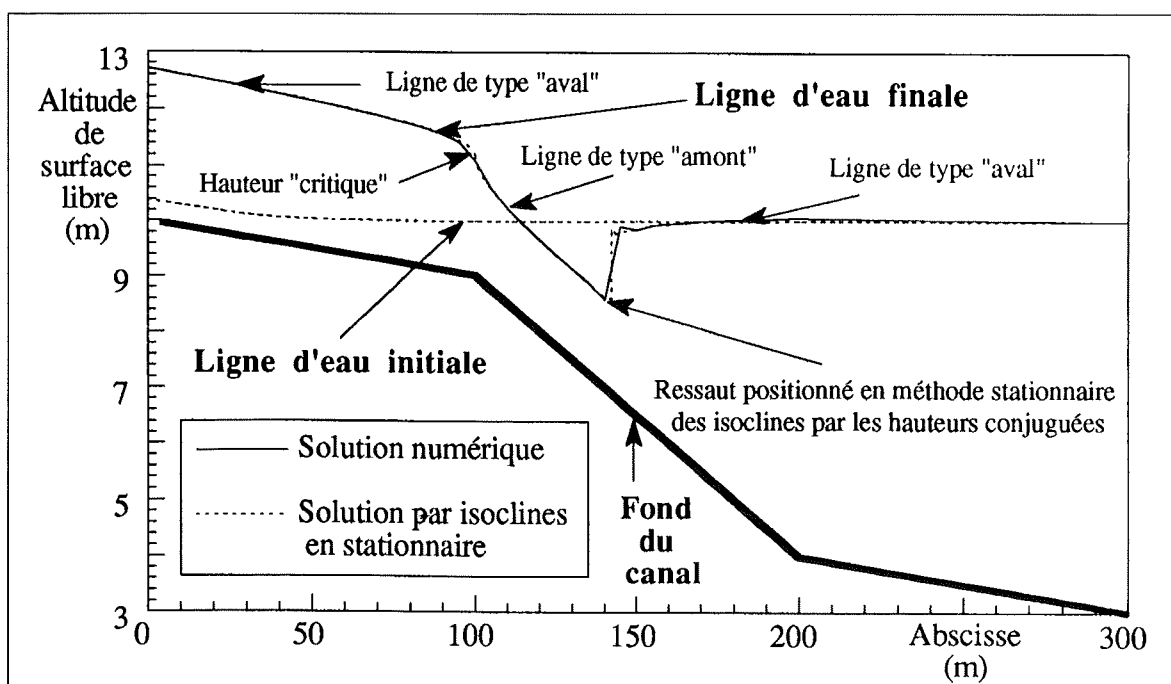


Fig. 4 - Lignes d'eau stabilisées à l'origine et à l'issue de la modélisation

Cette dernière évaluation positionne le ressaut dans le second tronçon, assurant donc d'amont vers l'aval des lignes de type b_1 et c_1 .

Quel que soit leur degré d'automatisation, les logiciels de tracé de lignes d'eau par isoclines ou par simples différences finies agissent en trois étapes distinctes [5].

Partant de l'aval pour le tracé, ils remontent jusqu'à respecter la condition de hauteurs conjuguées avec la ligne amont tracée du point de hauteur critique, au droit de la première rupture de pente. Enfin, de ce même point se trace vers l'amont le dernier segment de ligne de type aval.

Les deux états décrits sont représentés à la figure 4. Ils résultent d'un calcul par méthode des isoclines, sur base d'un incrément de hauteur d'eau variant de 0,001 à 0,05 m en fonction de la courbure de la ligne d'eau.

De l'ensemble des étapes décrites pour la réalisation de ces tracés, retenons la situation volontairement introduite d'une ligne aval à chaque extrémité du modèle.

Cette première description des solutions stationnaires démontre clairement qu'un certain bon sens doit orienter l'ordonnancement du calcul, définissant des points caractéristiques internes et orientant le sens de progression suivant la ligne à construire.

Nous allons voir que l'approche instationnaire par la méthode proposée ne s'embarrasse pas de ces considérations.

Choisissons un premier chemin instationnaire pour installer le premier état recherché, au départ d'une surface libre parfaitement horizontale fixée à la valeur aval imposée et

d'un débit uniforme fixé à la valeur recherchée. L'état infracritique qui prévaut aux extrémités ne nous impose qu'une condition invariable de débit à l'amont du domaine et une pour la hauteur à l'aval.

A l'issue d'une phase de mise en charge essentiellement de l'amont de la ligne, comme décrit précédemment, les surfaces libres sont comparées à la figure 4. Les différences y sont si minimes qu'il est difficile de les différencier à l'échelle du dessin. Pour le tracé des figures, cet état stabilisé est supposé marquer réellement le départ de la modélisation et est donc représentatif du temps 0.

Sur base de ce premier état parfaitement reconstitué, nous assurons une transition vers le second état en imposant des conditions variables adéquates à l'extrémité amont. En particulier, la transition linéaire du débit par rapport au temps, de $5 \text{ m}^3/\text{s}$ à $100 \text{ m}^3/\text{s}$, sera suffisamment graduelle pour garantir qu'un état infracritique subsiste à tout moment à cette extrémité. Dans le cas contraire, l'imposition d'une condition supplémentaire de hauteur, imputable à l'orientation des deux familles de caractéristiques du système, nous apparaissait comme un conditionnement du système.

C'est donc avec une liberté maximale que le système est amené à réagir à une succession de situations internes qui le contraignent tôt ou tard, pour respecter la solution théorique, à installer en son sein un ressaut.

Au terme d'une transition de débit amont assurée sur 93,75 s, suivie d'une stabilisation de 156,25 s, la ligne stationnaire de la figure 4 est comparée à son homologue par isoclines.

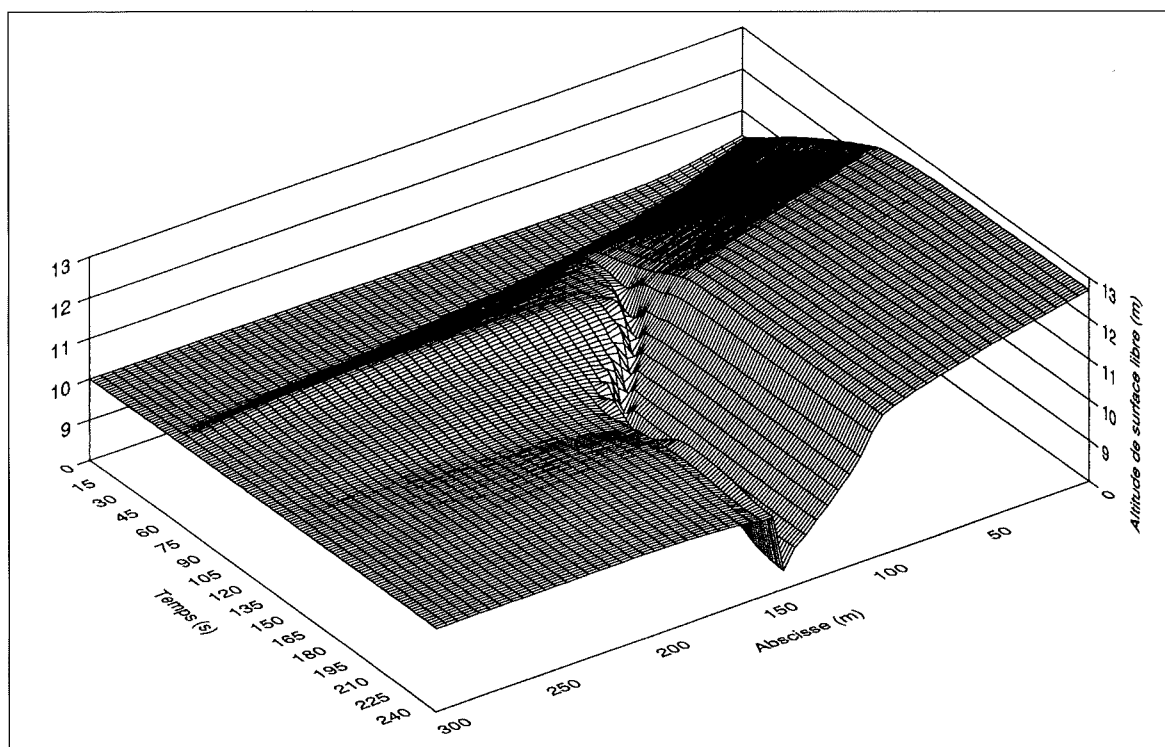


Fig. 5 - Evolution temporelle de l'altitude de surface libre avec formation de ressaut

Il est manifeste que le schéma a correctement assimilé les divers régimes, en les faisant cohabiter sans manifester d'oscillation parasite prononcée avec, en particulier, une hauteur critique au droit de la première rupture de pente correctement reproduite. Quant au principal objet d'intérêt qu'est la création d'un ressaut, nous le découvrons à la fois correctement situé en abscisse, suffisamment raide pour cantonner la transition sur une maille et l'assurer entre deux hauteurs conjuguées qui correspondent à la théorie.

Ainsi, au sein d'un domaine limité par des conditions représentatives d'écoulements locaux infracritiques, le logiciel a pu gérer des circonstances internes menant à la formation de discontinuités correctement simulées.

Mais bien plus que d'obtenir la structure complète de la solution stabilisée, sans aucune préoccupation des phénomènes qui peuvent s'installer, la figure 5 révèle toute l'information instationnaire du chemin suivi, avec notamment la réflexion de l'onde de hauteur sur l'extrémité aval. Elle remonte vers l'amont jusqu'à buter sur l'installation du régime torrentiel dans l'amont du second tronçon, pour s'évanouir progressivement sous l'effet du frottement.

Terminons cette application en rappelant d'une part que ce type de phénomène est amené à se reproduire dans les circonstances les plus générales de topographie irrégulière, de distribution de frottement ou d'inégale répartition de vitesse, ..., que lui autorise le contexte développé pour le logiciel et que, d'autre part, son comportement a également fait l'objet de tests sur des géométries irrégulières (canal divergent, [6]).

Orientons davantage la discussion vers la modélisation de propagations d'ondes de forte amplitude. Aucun régime

potentiel d'écoulement ne peut davantage être exclu, tant pour le front d'onde et l'écoulement principal que pour ceux qui naissent dans les éventuelles ramifications, avec des vitesses induites dans le système approchant ou excédant parfois largement la célérité des ondes. Mais en sus, nous y ajoutons la spécificité d'un front raide, responsable de problèmes spécifiques souvent très révélateurs d'effets numériques indésirables dans les propagations. C'est pourtant toute une problématique fondamentale qui est posée, celle de la prévision des conséquences dramatiques qu'occasionne une rupture de barrage aux personnes et aux biens en aval des sites.

Par opposition à l'utilisation de logiciels hydrauliques comme boîtes noires, la simulation d'une propagation de fronts raides constitue le domaine par excellence qui requiert une connaissance approfondie des propriétés de la méthode mise en oeuvre. L'ignorance des caractéristiques intrinsèques ainsi que des limitations, dans des modélisations qui sont de nature à les exacerber, conduit inévitablement à un manque total de fiabilité.

Vérifions par conséquent le bien fondé de la formulation suggérée avec un cas d'école qui reproduit l'écoulement consécutif à une rupture instantanée de grand barrage.

6. MODÉLISATION DE L'ÉCOULEMENT CONSÉCUTIF À LA RUPTURE INSTANTANÉE D'UN BARRAGE SUR FOND LISSE

Une vallée rectangulaire aux parois lisses est entrecoupée par un barrage de 100 m de haut qui limite une retenue noyant tout l'amont. Le cadre général du code numérique développé

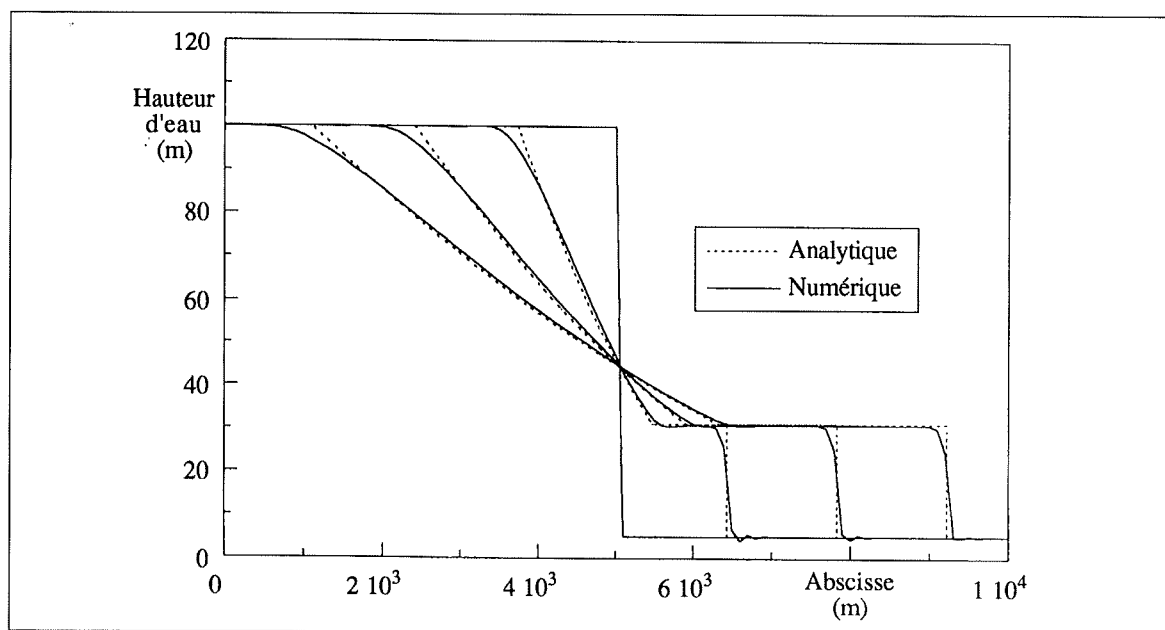


Fig. 6 – Comparaison avec la solution analytique des lignes d'eau instantanées en $t = 42, 84, 126$ s obtenues par la méthode proposée pour une propagation en l'absence de frottement avec $h_0/h_1 = 20$

impose nécessairement une propagation sur fond humide avec, pour cette application, une hauteur de lame aval de 5 m d'eau disposée uniformément sur le fond plat.

L'avantage d'une telle propagation sur fond plat lisse est qu'aucune combinaison favorable d'effets stabilisants, dus au frottement ou d'effet de pente, ne sait venir occulter les tendances fondamentales du schéma proposé.

En respectant toutes les considérations théoriques précédentes, nous obtenons l'ensemble des lignes d'eau instantanées de la figure 6.

Soulignons d'emblée l'ordre de grandeur du débit au barrage qui avoisine $900 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une largeur unitaire et qui situe l'importance des écoulements réels aux premiers instants d'une rupture brusque en site réel, ainsi que la vitesse assez élevée de propagation d'un front de 31 m de haut, pourtant limitée à 33 m/s par la présence d'un bourrelet d'eau initial.

Plusieurs remarques s'imposent par comparaison aux lignes d'eau analytiques :

- La vitesse de propagation du front modélisé correspond pleinement à son équivalent analytique ce qui prouve une résolution correcte des discontinuités par le schéma. Ce front prend place sur une, maximum deux mailles, suivant l'instant auquel la ligne est examinée, sans soubresaut prononcé de part et d'autre du choc. La raideur du front modélisé au sein d'une ligne dépourvue d'oscillation indésirable confirme la présence d'une dissipation correctement dosée.
- La hauteur du mur d'eau qui se propage est également respectée ainsi que l'horizontalité parfaite du plateau de la zone d'état constant, qui trahit l'absence de tout frottement.

■ La solution numérique reproduit et positionne correctement le point fixe au niveau du barrage. Point de transition d'un écoulement subcritique en amont à un état supercritique à l'aval, il ne sépare dans les faits aucune différence visible de comportement du code.

■ En dehors du front proprement dit, la solution analytique donne des lignes instantanées qui connaissent deux autres discontinuités de part et d'autre du point fixe à hauteur du barrage, à l'amont d'une part, au raccord avec la surface non perturbée de la retenue, à l'aval enfin du point d'articulation imaginaire, au raccord avec le plateau horizontal du front. La solution numérique se comporte diversement par rapport à ces singularités, celle de la zone supercritique étant correctement reproduite tandis que la ligne se raccorde plus graduellement à la surface libre non perturbée de la retenue, ce qui occasionne une légère surestimation apparente de la célérité de l'onde négative.

Cette dernière particularité est sans doute le point le plus commun des techniques proposées pour résoudre ces écoulements extrêmes. Elle apparaît notamment dans l'ensemble des schémas différences finies qui procèdent par capture de chocs ([7], [8]). Il s'agit là d'un lissage excessif de la discontinuité du raccord théorique qui est confirmé lorsqu'on prolonge asymptotiquement jusqu'à la ligne initiale de retenue le segment de ligne d'eau qui s'articule sur le point fixe du barrage.

En dehors du raccord proprement dit qui occulte finalement une célérité d'onde négative correctement reproduite, ce lissage est le plus souvent passé sous silence car sans incidence sur l'écoulement principal et significativement réduit lorsqu'il se réfléchit en extrémité amont.

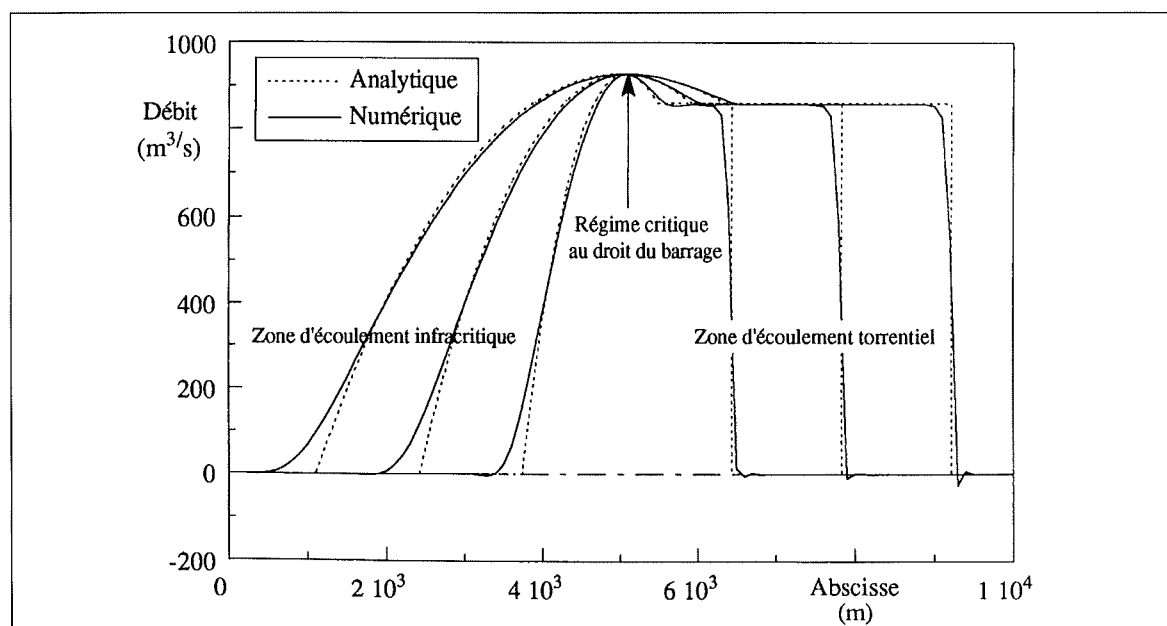


Fig. 7 - Comparaison avec la solution analytique des lignes d'eau instantanées en $t = 42, 84, 126 \text{ s}$ obtenues par la méthode proposée pour une propagation en l'absence de frottement avec $h_0/h_1 = 20$

L'ensemble de ces remarques se confirme à l'examen des distributions instantanées du débit sur l'ensemble du canal, reproduites à la figure 7. On y retrouve un débit maximum constant à hauteur du barrage, synonyme de régime critique, et une zone d'état supercritique constant avec un plateau parfaitement horizontal qui précède un front raide.

La représentation tridimensionnelle intégrant le temps permet d'obtenir une vision globale du phénomène. La figure 8 montre la succession des surfaces libres instantanées avec une absence de soubresaut à n'importe quel instant de modélisation.

En conclusion, l'application du code aux géométries réelles peut s'inscrire dans un souci de prévention qui incite certains pays à entreprendre des études poussées d'incidence pour les intégrer dans une politique de protection des populations et des biens. Grâce à l'accroissement des possibilités numériques s'ouvrent des perspectives intéressantes dans l'établissement, en conditions réalistes, d'ordres de grandeur du phénomène qui trouvent leur pleine utilité au travers de la mise en place de dispositifs d'alerte efficaces ainsi que dans des plans d'évacuation.

La fiabilité des résultats résulte d'un logiciel à même de réagir adéquatement aux régimes très différenciés qui interviennent dans ces écoulements très perturbés. La prise en compte de réseaux en conditions aussi extrêmes permet d'envisager une reproduction fiable du phénomène global

avec ses ressauts instationnaires et ses effets primordiaux de stockage dans les ramifications.

7. CONCLUSION

La méthode de résolution s'inscrit dans le même contexte de généralité que celui qui a présidé à l'établissement des équations afin de propager, avec la même précision, chacun des hydrogrammes de la gamme envisagée, sans effet destructif d'un choix extrême de paramètres de modélisation ou de forme de signal à considérer.

L'atout majeur d'une méthode agissant par capture numérique des chocs réside dans l'aisance de sa mise en oeuvre pour des modélisations très variées, sans analyse de l'écoulement ni pour localiser ni pour traiter le cas échéant des discontinuités. Cette facilité cache cependant une action sélective du schéma qui nécessite, par son caractère tacite, une pleine confiance dans les effets introduits, qui ne peut être acquise qu'au terme d'une longue campagne de tests préliminaires.

Si les quelques applications présentées témoignent des potentialités de la modélisation en écoulement de surface, qui plus est en combinant ce logiciel avec des modèles hydrologiques du type de celui suggéré en [1, 2], il devient évident qu'une modélisation complète de la genèse des crues est numériquement envisageable et qu'elle peut contribuer à mieux discerner les facteurs les plus influents dans les circonstances que nous avons connues.

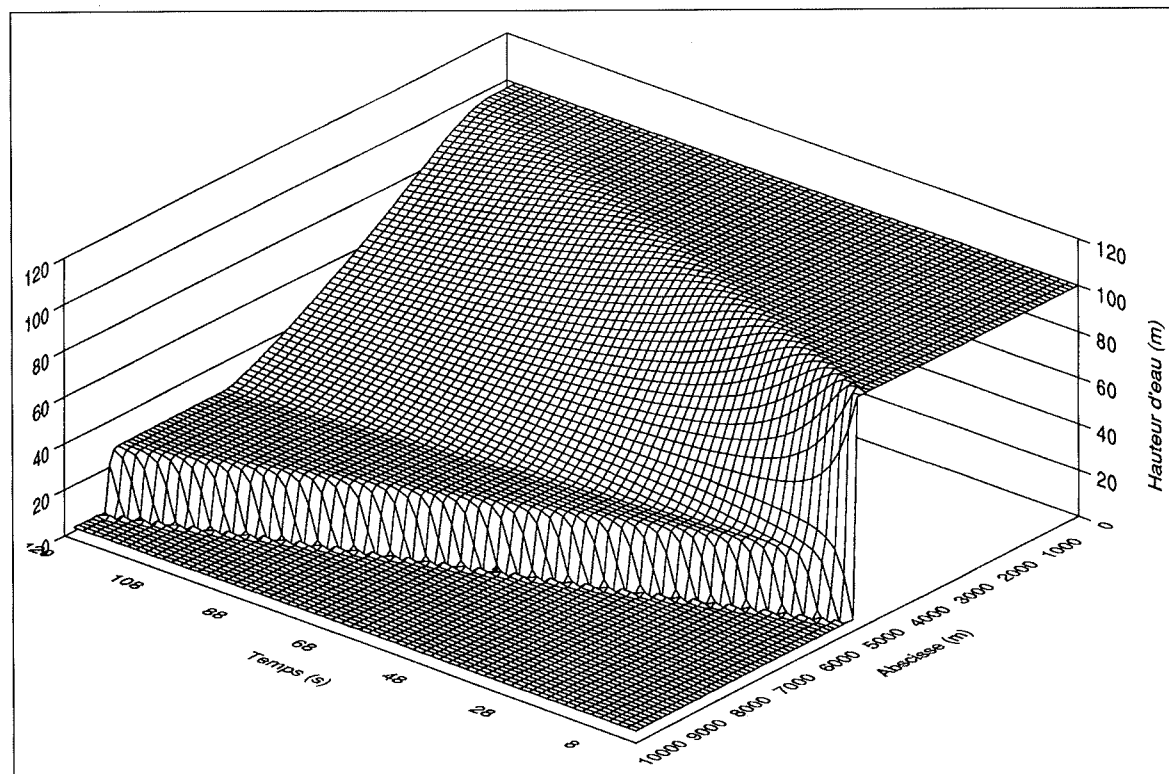


Fig. 8 – Evolution temporelle de la ligne d'eau sur l'ensemble de la topographie obtenue par la méthode proposée pour une propagation en l'absence de frottement avec $h_0/h_1 = 20$

Mais en marge de ces possibilités, il convient de rappeler que la fiabilité des modèles numériques et la confiance à accorder aux résultats qu'ils fournissent sont conditionnées par deux constantes essentielles : l'importance d'une bonne connaissance du cadre de validité des équations théoriques et l'adéquate exploitation des comportements numériques des logiciels élaborés sur leurs bases.

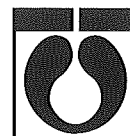
Outre les dangers de profiter de la multiplication actuelle, en hydraulique, d'offres d'outils numériques utilisables en tant que «boîtes noires», l'ensemble des applications démontre la nécessaire interprétation des résultats à la lumière des spécificités théoriques et numériques, en rappelant que ce n'est pas le miracle informatique qui gomme les connaissances spécifiques de l'hydraulicien.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] PIROTTON M., *Modélisation des Ecoulements Hydrologiques Quasi-Tridimensionnels Problèmes Théoriques et Numériques* Tribune de l'eau, Vol 48, n°573, 1995, pp 17-24.
- [2] PIROTTON M., *A propos de la physique du ruissellement sur bassin versant* Tribune de l'eau, Vol 48, n°573, 1995, pp 3-10.
- [3] PIROTTON M., *Modélisation des discontinuités en écoulement instationnaire à surface libre Du ruissellement hydrologique en fine lame à la propagation d'ondes consécutives aux ruptures de barrages*, Thèse de doctorat, Université de Liège, 211 figures, 479 pages, Avril 1994.
- [4] BEN-SABAR E. and CASWELL B., *A stable finite element simulation of convective transport*, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol 14, 1979, pp 545-565.
- [5] DE KOSINSKY V., *Hydraulique Appliquée*, Notes de cours, Université de Liège, 1994.
- [6] BHALLAMUDI S.M. and CHAUDHRY M.H., *Computation of flows in open-channel transitions*, Journal of Hydraulic Research, Vol 30, 1992, n° 1, pp77-93.
- [7] SAVIC, L.J. and HOLLY, F.M., *Dambreak flood waves computed by modified Godunov method*, Journal of Hydraulic Research, Vol 31, n° 2, 1993, pp 187-204.
- [8] YANG J.Y., HSU C.A. and CHANG S.H., *Computations of free surface flows- Part 1: one-dimensional dam-break flow*, Journal of Hydraulic Research, Vol 31, n° 1, 1993, pp 19-34.

CEBEDEAU

asbl



**Centre de recherche en
génie sanitaire
indépendant et agréé
48 ans d'expérience**

Domaines de compétence

- Etude et traitement des eaux usées urbaines et industrielles.
- Détermination des charges polluantes dans le cadre du Décret.
- Calcul de la taxe et recherches de solutions pour la réduire.
- Pouvoir autoépurateur des rivières.
- Préparation des eaux industrielles.
- Valorisation des déchets urbains et industriels.

Services

- Essais labo et pilote
- Etudes diagnostiques
- Analyses
- Contrôle
- Interprétation des résultats
- Assistance technique
- Tarage des aérateurs
- Conseils
- Documentation
- Formation
- Enseignement

Renseignements

2, rue Armand Stévant
B-4000 Liège
Tél. (041) 52 12 33
Fax (041) 54 03 63