

*Coexistence de Régimes Variés en Modélisations Instationnaires
d'Écoulements Filaires Ramifiés*

M. PIROTON

"Symposium 1995 on Research and Development in the Field of
Dams", Crans-Montana, Switzerland, 1995.

COEXISTENCE DE RÉGIMES VARIÉS EN MODÉLISATIONS INSTATIONNAIRES D'ÉCOULEMENTS FILAIRES RAMIFIÉS

Unsteady computations including several flow rates in ramified natural networks

Dr. M. Piroton
Assistant
Université de Liège - Laboratoires L.H.C.N.
Institut du Génie Civil
6, Quai Banning - B.4000 Liège - Belgique

Résumé

Un modèle de propagation d'ondes en réseau quelconque de bras à sections transversales variables est proposé. En recourant à des éléments finis pondérés par des fonctions décentrées en fonction des caractéristiques d'écoulement, il assure un couplage idéal de stabilité et de dissipation sélective dans toutes les situations transitoires incluant ou non des ressauts et des fronts raides.

La comparaison avec des solutions théoriques, avec des résultats de modèles physiques et numériques, enfin son application finale à une rupture brusque d'un grand barrage belge dans son réseau réel de vallées, confirment la valeur de l'approche proposée, capable de reproduire fidèlement, en instationnaire, l'apparition, le déplacement et la disparition de discontinuités dans les conditions les plus variées de l'hydraulique.

Abstract

A global resolution of all transient flows occurring in ramified nets of variable cross section arms is proposed. An original finite element approach, modifying the shape functions of the classical formulation, introduces a right spatial decentering in accordance with the flow properties. It ensures sharp transitions in simulations without excessive smearing on several meshes or excessive growing of dissipative processes.

The applications assess this selective character, and the robustness of the unidimensional package, with suitable shocks properly located and reproduced by reference to analytic approaches and to results of scale model. The final computation in a natural network of Belgian valleys accurately reproduces, for the first time in Belgium, the flood waves propagation resulting from a sudden and complete collapse of a large dam.

1. INTRODUCTION

A côté des efforts qui sont consentis pour la réalisation d'ouvrages de gestion des ressources hydrauliques, en marge des procédures de surveillance permanente qui sont 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, les récents épisodes dramatiques de l'hiver dernier suggèrent principalement deux pistes de

réflexion. 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. 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.

En s'appuyant sur des hypothèses peu restrictives, les modèles d'écoulements filaires sont susceptibles de couvrir, en tant qu'outil d'aide à la gestion au sens large des ressources hydrauliques, un vaste champ d'application : modélisation de la genèse des crues par propagation d'hydrogrammes élémentaires latéraux puis évaluation de leurs répercussions sur les populations riveraines, étude d'exploitations routinières pour un complexe hydraulique devant au mieux gérer ses ressources, analyse de tous les écoulements en aval des retenues, de la gestion des plus basses eaux jusqu'aux cas extrêmes de ruptures de barrages.

Néanmoins, certaines de ces situations en géométrie naturelle n'écartent pas une coexistence variable temporellement et spatialement de divers régimes d'écoulement, qui exclut le recours à la plupart des schémas classiques de discrétisation, fiables majoritairement dans les régimes infracritiques.

Par son approche paramétrée, la formulation par éléments finis qui est proposée généralise précisément nombre de schémas connus pour leurs qualités de capture numérique des chocs. Elle suggère, de façon simple et automatique, une extension directe aux autres dimensions spatiales. Enfin, la recherche d'une efficacité numérique maximale en propagation d'ondes de ruptures se retrouve dans la résolution itérative par découplage ainsi que dans sa combinaison avec une option de maillage évolutif ne prenant en compte que la fraction instantanée de chaque ramification réellement impliquée par les fronts d'ondes.

II. MODÈLE MATHÉMATIQUE D'ÉCOULEMENT

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 domaine d'application particulièrement vaste, sous réserve d'une approche théorique la plus générale possible afin de s'intéresser 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 prépondérant d'écoulement longitudinal. L'élévation au carré limite l'influence restrictive de la condition pour un système complet qui s'écrit sous la forme suivante, lorsque ρ_ω et v sont indépendants de x :

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

$$\equiv \frac{\partial X}{\partial t} + A(X) \frac{\partial X}{\partial x} + D(X) = 0 \quad (1)$$

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
ν	la viscosité cinématique
ρ_{ω}	le coefficient d'inégale répartition de la vitesse sur la section mouillée
$c^2 = \frac{g\omega}{\frac{\partial \omega}{\partial Z} _x}$	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.

III. RÉSOLUTION DU SYSTÈME

La discrétisation temporelle s'effectue par différences finies pondérées sur deux niveaux temporels. Le décentrement éventuel de la pondération vers le pas calculé, s'il contribue à la stabilité du schéma, n'est pas neutre énergétiquement car l'étouffement d'ondes parasites qu'il provoque induit dans le système une légère dissipation [1].

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.

L'introduction d'une solution approchée \hat{X} du problème dans la forme conservative du système (2) définit le résidu correspondant R. La méthode des résidus pondérés consiste en une projection orthogonale de ce résidu sur une série de fonctions P_i linéairement indépendantes. Ainsi, la fonction recherchée minimise les formes intégrales suivantes :

$$W_i = \int_S P_i R(\hat{X}) dS = 0 \quad (3)$$

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 . La présence de 2n inconnues dans la discrétisation n'autorise cependant qu'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 des variables :

$$\hat{X} = \begin{bmatrix} \hat{\omega} \\ \hat{q} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & N_j & N_n & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & N_j & N_n \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Omega_1 & \Omega_j & \Omega_n & Q_1 & Q_j & Q_n \end{bmatrix}^T = N^T \cdot Y \quad (4)$$

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

En prolongement des travaux de Raymond et al [2] ainsi qu'en généralisant 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 :

$$P^T = N^T + \alpha_{N+1} G W^T \quad (5)$$

avec

G une matrice carrée a priori inconnue

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

L'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. À 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 souplement par l'introduction de multiplicateurs de Lagrange, avec possibilité de définir en ces confluences des pertes de charge singulières.

IV. ENSEIGNEMENTS THÉORIQUES ET EXPÉRIMENTAUX

Les méthodes classiques sont synonymes de précision pour la grosse majorité des écoulements qui demeurent largement dans le domaine infracritique. Il est toutefois difficile d'affirmer que les situations qui illustrent leurs lacunes ne constituent que des applications extrêmement pointues et exceptionnelles.

En dehors des singularités d'écoulement étroitement liées aux ruptures d'ouvrages, le ressaut représente une discontinuité presque banale de l'hydraulique de surface et l'aménagement d'une technique pour modéliser des apparitions imprévues, une persistance ou un déplacement de ce type de choc, permet d'envisager nombre de situations usuelles supplémentaires.

C'est pourquoi la qualité de la méthode proposée sera d'abord illustrée sur une application qui, en se limitant au déplacement d'un ressaut en canal rectangulaire horizontal lisse, autorise une comparaison avec la solution analytique.

Une discontinuité se déplace à une vitesse constante U de 2 m/s. Elle assure une transition brutale de 2 m à 5 m de hauteur d'eau respectivement aux extrémités gauche et droite du modèle. Dans ces conditions, la théorie donne des débits par unité de largeur à ces mêmes limites de respectivement $22,530 \text{ m}^2/\text{s}$ et $28,530 \text{ m}^2/\text{s}$. Ces valeurs sont imposées dans la solution de départ, le saut de hauteur et de débit étant situé à l'abscisse $x = 12,5 \text{ m}$. La vérification porte sur une propagation nette, à la vitesse prescrite, de la discontinuité lorsqu'un débit et une hauteur stationnaire sont imposés à l'extrémité gauche en écoulement supercritique ainsi qu'une hauteur stationnaire à l'extrémité droite en état infracritique.

Une telle tentative avec la méthode classique de Galerkin provoque une interruption très précoce de la simulation, causée par un ensemble d'oscillations parasites qui se concentrent davantage dans la partie supercritique de l'écoulement.

Non seulement la simulation se poursuit sans encombre jusqu'à son terme avec le schéma proposé, mais elle confirme son aptitude à capturer les chocs, en construisant, en des abscisses parfaitement correspondantes à la théorie, une transition presque totalement absorbée sur une maille, comme l'atteste la figure 1. La démonstration est d'autant plus significative que ce déplacement correctement reproduit ne s'accompagne d'aucune dégradation ni du front ni de son voisinage direct.

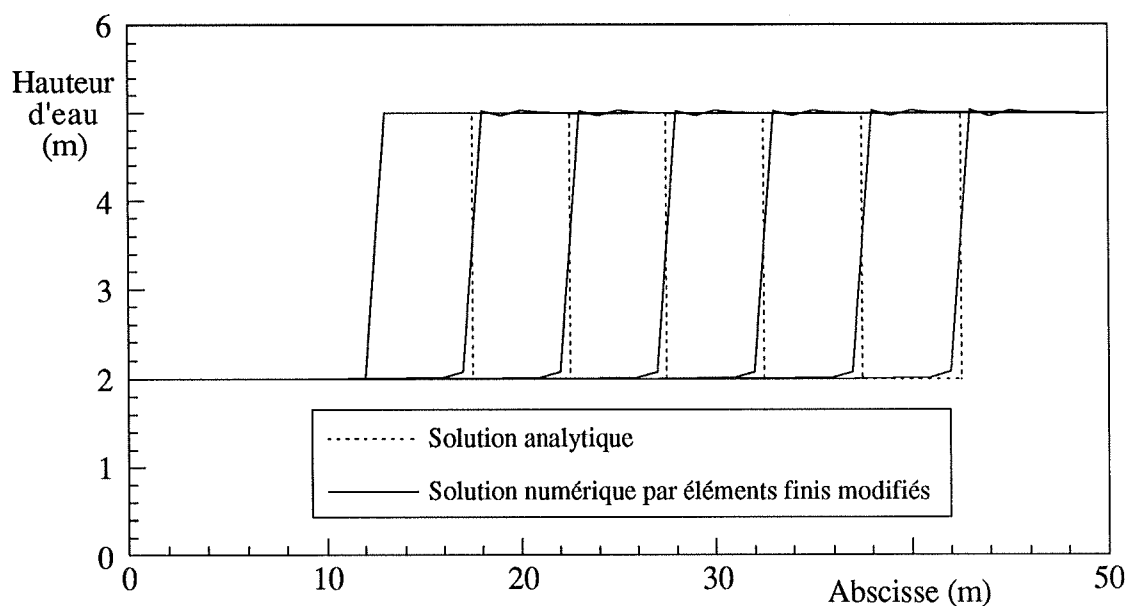


Fig 1 : Comparaison avec la solution analytique des lignes d'eau instantanées en $t = 0, 2,5, 5, 7,5, 10, 12,5$ et 15 s pour une propagation de ressaut en l'absence de frottement

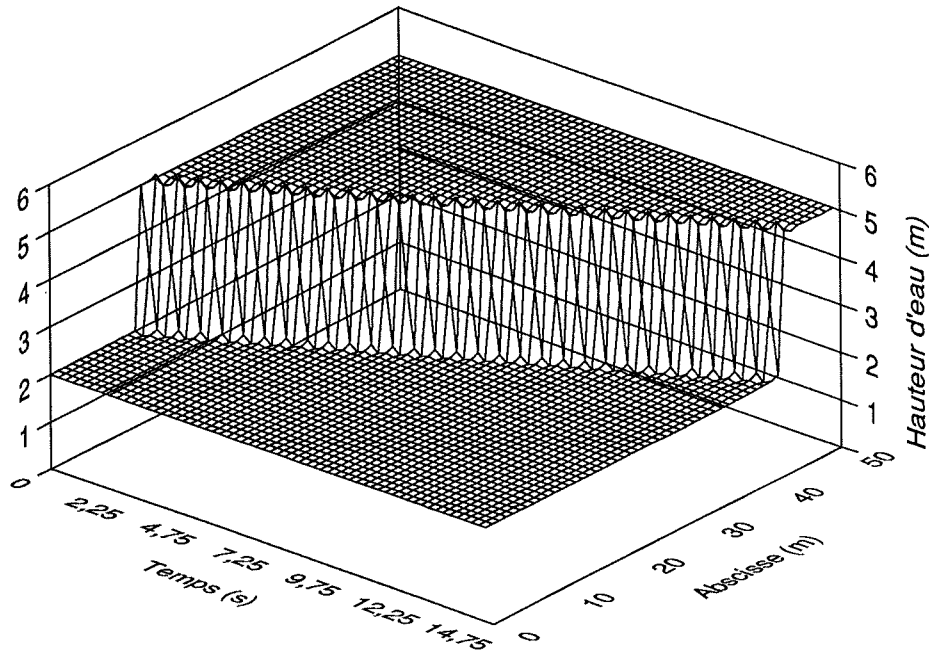


Fig 2 : Évolution temporelle de la ligne d'eau sur l'ensemble de la topographie pour une propagation de ressaut en l'absence de frottement

La représentation tridimensionnelle incluant le temps à la figure 2 confirme la totale reproductibilité du phénomène qui n'amplifie aucun effet parasite.

La confrontation du modèle à la réalité physique ainsi qu'à d'autres codes numériques basés sur des approches sensiblement différentes a eu lieu lors des diverses phases de vérification de la méthode proposée. Elle a concerné tous les types d'applications concernés par les possibilités du modèle, depuis la reproduction des phases réelles de gestion routinière de biefs étagés d'un fleuve navigable jusqu'à la réalisation de propagations d'ondes raides dans les Laboratoires d'Hydraulique de l'Université de Liège.

V. ÉCOULEMENT CONSÉCUTIF À UNE RUPTURE DE BARRAGE

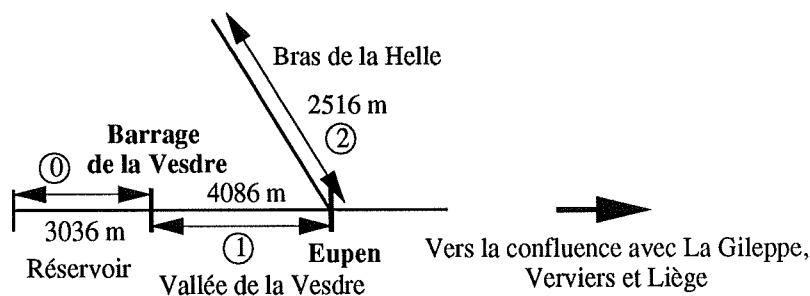


Fig 3 : Réseau considéré pour la modélisation

La notion d'anticipation, carte maîtresse de toute gestion optimale des ressources hydrauliques, devient carrément vitale lorsqu'elle s'adresse, pour des retenues de haute chute, à des circonstances tout à fait exceptionnelles que le Comité International des Grands Barrages invite depuis longtemps à considérer : la rupture brusque ou progressive d'un ouvrage de retenue.

Les potentialités du logiciel seront illustrées par le calcul des premiers moments d'une telle situation "grandeur nature" dans la topographie réelle d'un réseau de vallées belges.

Au siècle dernier, la vallée de la Vesdre, située à l'est de la Belgique, a connu un essor industriel important car l'activité lainière locale tirait profit d'une qualité d'eau très favorable. C'est pour remédier aux besoins croissants des entreprises et de la population ainsi que pour pallier à la pollution d'une rivière trop intensivement exploitée que furent réalisées successivement deux grands barrages : celui de la Gileppe, affluent de la Vesdre barré pour créer une retenue cubant, après surhaussement, 25 millions de m³, puis celui de la Vesdre sur la vallée principale, 10 kilomètres approximativement en amont de la confluence avec la Gileppe.

La situation du barrage de la Vesdre, 4 kilomètres en amont d'Eupen, ville située à la confluence de la Vesdre et de la Helle, incite à envisager prioritairement l'hypothèse de sa rupture. Ce barrage-poids en béton, achevé 4 ans après la seconde guerre mondiale, retient un volume de 25 millions de m³.

Le processus est initié en imaginant qu'à l'instant initial, un mur fluide quasi-vertical se dresse sur 57 m de hauteur. Ce mode de rupture, adapté aux caractéristiques de l'ouvrage, est choisi par référence aux principes français en la matière qui préconisent pour tous les barrages en béton, qu'ils soient de type voûte, poids-voûte, poids ou à contreforts, ..., l'hypothèse d'une rupture instantanée Benoist et al [3]). Extrêmement sévère en regard des cubages de béton impliqués (450.000 m³ de béton pour le corps du barrage), cette hypothèse est à replacer dans le contexte des valeurs instantanées de débit au droit du barrage, qui, nous le verrons, avoisinent les 100.000 m³/s.

Outre le fait que cette situation expose le logiciel aux conditions les plus sévères en matière de modélisation, elle suppose également que le barrage ne joue pas le rôle de section de contrôle, impliquant une modélisation complète incluant réservoir et vallées, en topographie réelle, comme l'illustre le réseau de la figure 3.

V.1. Vidange de la retenue (bras 0)

La première remontée de l'onde négative dans le réservoir s'effectue, en raison des profondeurs décroissantes, en approximativement 270 s. L'examen de la ligne d'eau, 500 s après la catastrophe, confirme que la vidange du réservoir est alors presque achevée, avec 97 % du volume initial évacués. 1/4 heure après la catastrophe, la surface libre de la retenue ne représente plus qu'une ligne d'eau stabilisée, caractéristique des apports minimes dans la retenue.

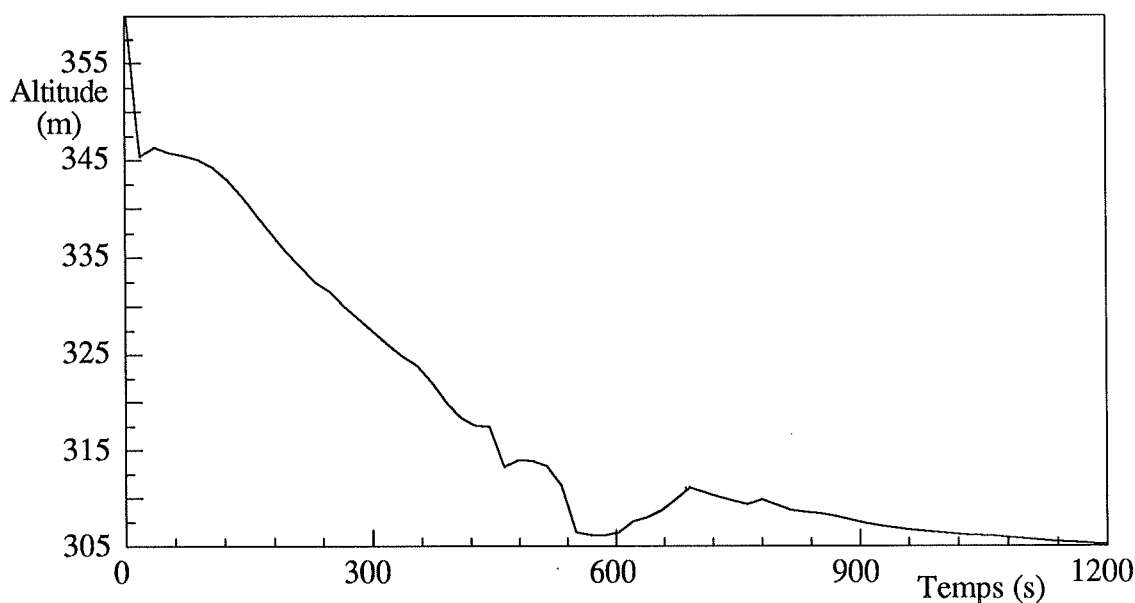


Fig 4 : Évolution temporelle de l'altitude de surface libre au droit du barrage

L'évolution temporelle de l'altitude de surface libre au droit du barrage, reprise à la figure 4, démontre une certaine constance durant les premiers instants du phénomène. Elle tend quasi instantanément vers cette valeur après la rupture, ce qui corrobore les conclusions des théories de rupture en conditions simples, avec une hauteur d'eau estimée à 41 m.

L'évolution des débits instantanés au droit du barrage confirme que le pic de débit est obtenu quasi instantanément après la rupture pour culminer à 108.000 m³/s. Elle démontre également la présence d'un palier de 100 s durant lequel le débit se maintient à des valeurs proches des 100.000 m³/s.

V.2. Propagation de l'onde jusqu'à Eupen (bras 1)

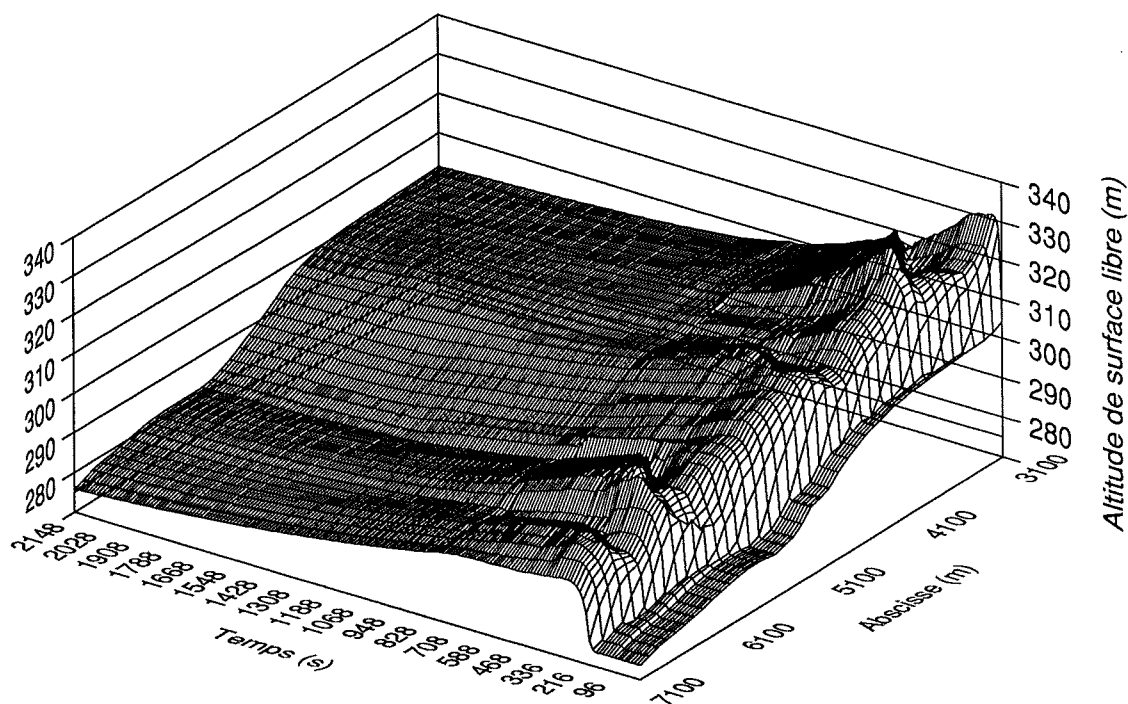


Fig 5 : Évolution temporelle de l'altitude de surface libre dans le bras 1

Un des buts fondamentaux de la simulation consiste à déterminer le temps de préavis pour les Eupennois. La simulation n'introduit pas de circonstances trop favorables à une propagation très rapide dans la mesure où les coefficients de Manning répercutent l'état boisé d'une fraction du parcours, ainsi que la présence d'habitations bien en amont du centre de la ville.

Néanmoins, comme l'indique l'évolution temporelle des lignes d'eau sur ce tronçon à la figure 5, la propagation demeure extrêmement rapide avec un front d'onde qui débouche à la confluence de la Vesdre et la Helle après seulement 200 s, ce qui représente une vitesse de propagation moyenne supérieure à 20 m/s.

La figure 6, reprenant l'évolution temporelle de l'altitude de surface libre à Eupen, indique en effet que 10 m d'eau submergent déjà la ville après 210 s, tandis que le maximum de hauteur est obtenu après 300 s, avec 16 m de profondeur de lame. Un palier maintient à nouveau des profondeurs d'eau supérieures à 15 m durant près de 500 s avant que s'entame une lente décrue.

Ainsi, même si le frottement joue manifestement un rôle primordial, par référence à certaines prévisions théoriques, il n'en demeure pas moins que la ville est terriblement exposée, d'autant que l'onde très raide qui la submerge provoque des maxima de hauteur peu de temps après l'arrivée du front.

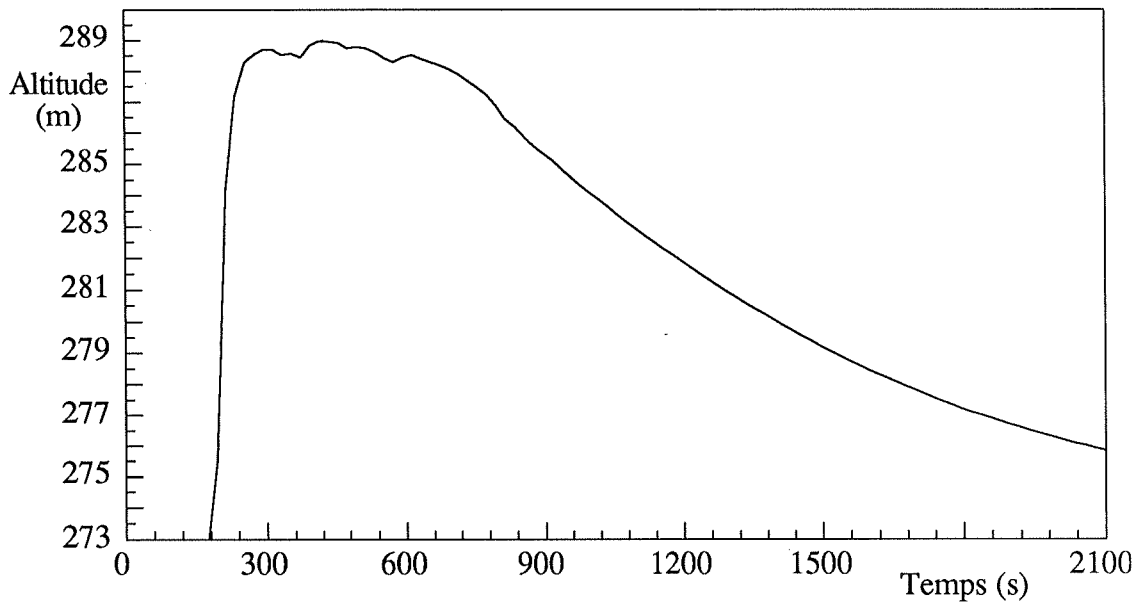


Fig 6 : Évolution temporelle de l'altitude de surface libre à Eupen

L'évolution temporelle des débits à Eupen, illustrée à la figure 7, montre un pic obtenu après 260 s avec une valeur maximale de 54.800 m³/s.

Malgré le rôle important que joue, en cette jonction, le bras latéral de la Helle (modifications entre l'hydrogramme à l'entrée et à la sortie de la ville à la figure 7), la seule comparaison de ce signal avec celui obtenu au droit du barrage confirme un écrêtement rapide des diagrammes de débit, puisque nous ne retrouvons plus que 50 % des valeurs extrémales enregistrées à l'origine après une propagation sur à peine plus de 4 kilomètres.

En marge des graves conséquences pour la population, déjà soupçonnées lors des péripéties historiques qui virent le refus des Eupennois face à un premier projet à leur amont proche, certaines particularités de l'écoulement en amont de ce point stratégique méritent d'être soulignées.

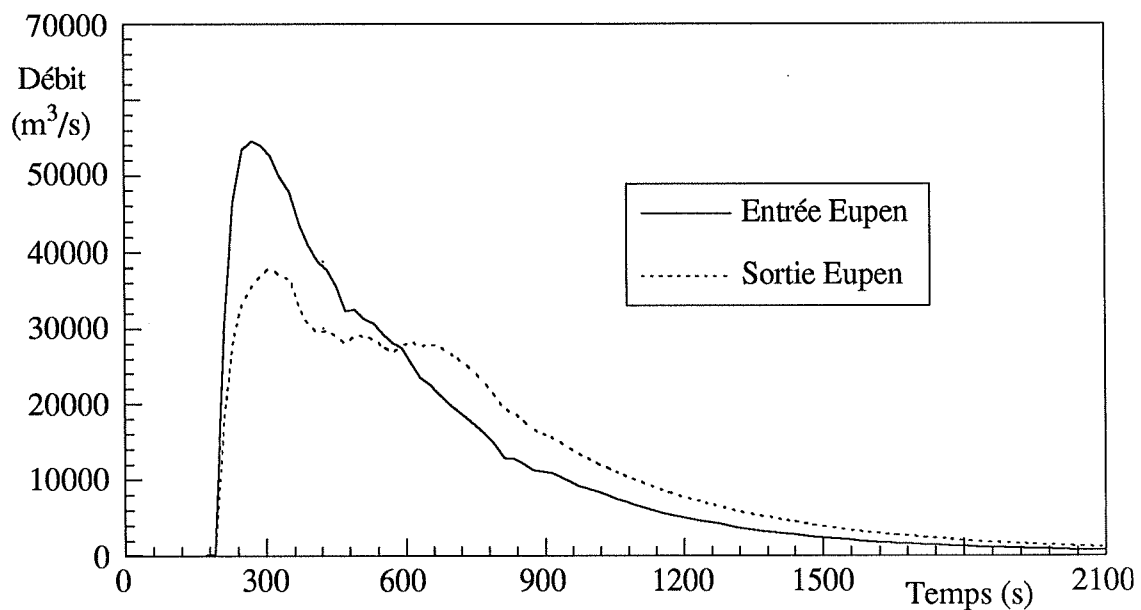


Fig 7 : Évolution temporelle du débit de la Vesdre à Eupen

L'aspect le plus intéressant réside dans l'apparition de ressauts en diverses abscisses qui naissent puis se déplacent avant de disparaître très graduellement lors de la décrue. Le plus visible à la figure 5 est celui qui se forme approximativement à 900 m à l'aval du barrage. En cet endroit se cumulent effectivement deux particularités topographiques avec un élargissement de section et une pente de fond localement beaucoup plus faible. La remise en charge des lignes instantanées est particulièrement marquée avec des différences de hauteur sur une maille qui dépassent les 16 m ! En remontant progressivement vers la section du barrage, il finit, lors éteignant, par en influencer l'écoulement, comme le prouve le sursaut de la figure 4 aux alentours des 600 s.

Si cette particularité tient d'abord lieu de curiosité notamment numérique, son incidence sur les résultats en une région inhabitée n'étant pas déterminante, elle est primordiale pour démontrer que le logiciel est à même de les prendre en charge sans que le reste de la simulation n'en soit perturbé.

V.3. Initiation d'un front secondaire dans le bras de la Helle (bras 2)

La capacité de stockage du bras latéral de la Helle ne peut que contribuer à quelque peu atténuer les effets catastrophiques de l'onde sur les maxima de hauteur atteints dans la ville d'Eupen.

La figure 8, qui représente l'évolution temporelle des lignes d'eau de la Helle, montre effectivement qu'un front secondaire remonte sur plus de 2100 m jusqu'à venir mourir sur le relèvement progressif de la cote du fond de vallée. Dans cette représentation, l'amont du bras latéral prend l'abscisse $x = 0$ m tandis que sa jonction avec la Vesdre à Eupen se situe à l'abscisse locale $x = 2500$ m.

Au niveau des débits dans la Helle, la courbe de leur évolution temporelle à Eupen (figure 9) montre un maximum à la remontée de $20.000 \text{ m}^3/\text{s}$ ainsi qu'une annulation à $t = 590$ s, référence qui permet d'évaluer à 16 % du volume total de la retenue le volume maximum stocké dans cette ramification.

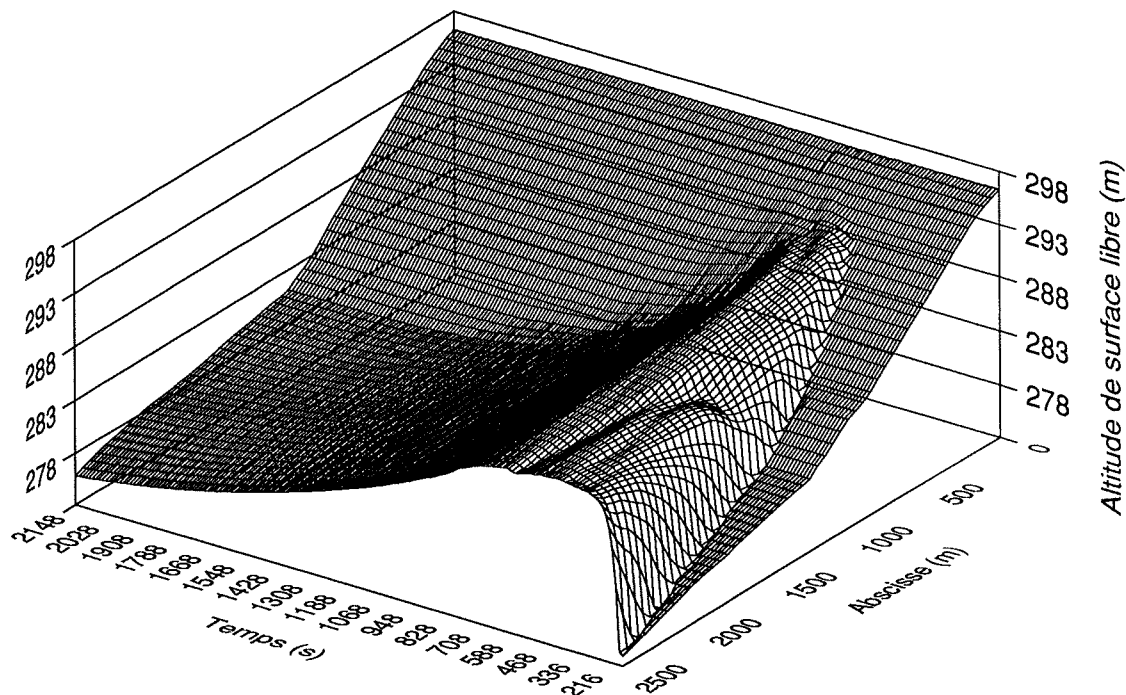


Fig 8 : Évolution temporelle de l'altitude de surface libre dans le bras 2

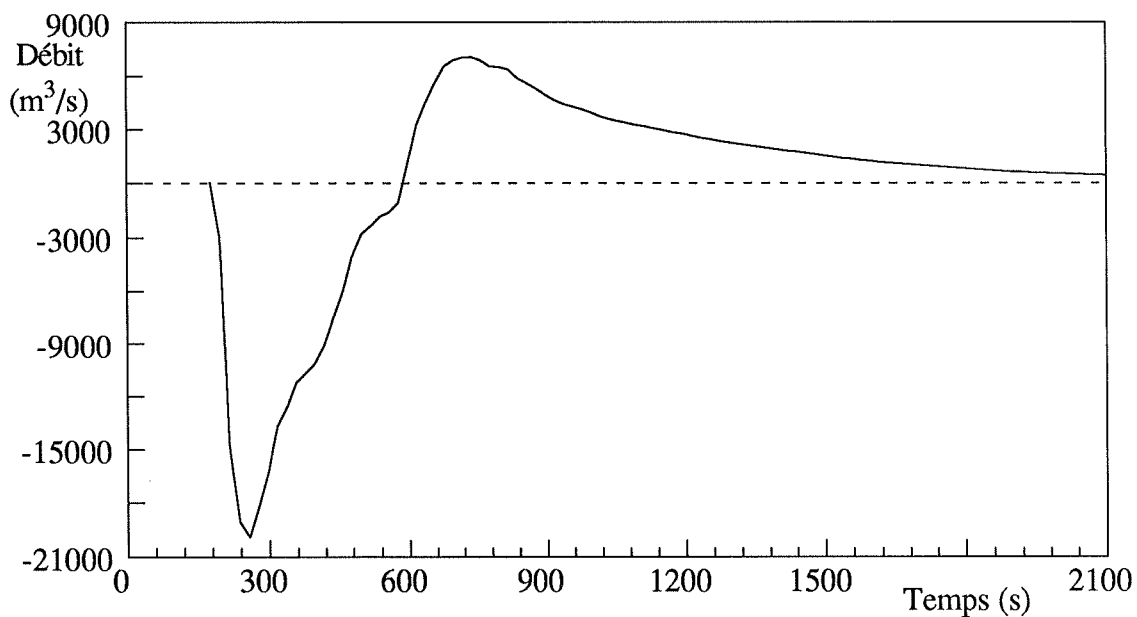


Fig 9 : Évolution temporelle du débit de la Helle à Eupen

L'application du code à la vallée de la Vesdre, poursuivie bien au-delà des limites définies dans cette présentation, s'inscrit 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.

En marge de ces préoccupations fondamentales, la présentation de cette application illustre les potentialités d'un logiciel à même de réagir adéquatement aux régimes très différenciés qui interviennent dans ces écoulements très perturbés.

La possibilité de traiter des réseaux en conditions aussi extrêmes s'avère déterminante pour une reproduction réaliste du phénomène global avec ses ressauts instationnaires et avec mise en évidence des effets primordiaux de stockage dans les ramifications.

V. CONCLUSION

En faisant fi des préjugés d'échelle, un cheminement constructif entamé en hydrologie, poursuivi en écoulement routinier de rivière jusqu'à la propagation des ondes les plus sévères, permet d'acquérir une compréhension unifiée de la signification et de la modélisation correcte des phénomènes de discontinuité, des tendances numériques à surmonter, à corriger ou à exploiter volontairement, pour n'introduire dans les résultats aucune influence numérique fallacieuse ou trompeusement sécurisante, comme les effets dissipatifs caractéristiques, à des degrés divers, de tout schéma numérique.

L'atout majeur de la méthode présentée, 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 nécessitant, 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.

Combinée à une bonne connaissance du cadre de validité des équations théoriques, cette adéquate exploitation des comportements numériques des logiciels constitue une des constantes

essentielles qui conditionnent la fiabilité des modèles numériques et la confiance à accorder aux résultats qu'ils fournissent.

Ces deux aspects primordiaux expliquent les dangers de profiter de la multiplication actuelle, en hydraulique, d'offres d'outils numériques utilisables en tant que "boîtes noires". Ils soulignent également l'indispensable interprétation des résultats à la lumière des spécificités théoriques et numériques.

Références

- [1] 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.
- [2] RAYMOND W.H. and GARDER A., *Selective damping in a Galerkin method for solving wave problems with variable grids*, Monthly Weather Review, Vol 104, 1976, pp 1583-1590.
- [3] BENOIST G., HERVOUET J.M. AND LABADIE G., *L'expérience d'EDF en matière de calcul des ondes de submersion*, Electricité de France, Chatou, 1991.