

**EFFET DE L'INCLINAISON DU CANAL SUR UNE ONDE DE
RUPTURE D'UN BARRAGE**
**EFFECT OF THE CHANNEL DIP ON A WAVE OF A DAM'S
RUPTURE**

Tahar IKNI¹, Ali BERREKSI², Saadia BENMAMAR³ & Ahmed KETTAB³

¹ *Université de M'Sila (département hydraulique)*

² *Université de Bejaia (Algérie) -LRS-EAU (E. N. Polytechnique)- Laboratoire de Recherches (Hydraulique Appliquée et Environnement) (U. Bejaia)*

³ *E. N. Polytechnique -LRS-EAU (E. N. Polytechnique)
10, Av. Hacène Badi, BP 182, El-harrach., Alger*

Résumé

La forte urbanisation entraînant la suppression des lits naturels, l'effet de serre, certaines activités humaines et une mauvaise prédiction ou une sous estimation d'une crue font que nos barrages reçoivent souvent plus d'eau qu'il en faut, ce qui les soumet donc à des fortes sollicitations.

L'onde de rupture d'un barrage est plus connue sous le nom « DAM-BREAK » a été le centre d'occupation de plusieurs investigateurs et cela pendant plusieurs décennies.

Elle a pris beaucoup d'ampleurs par la suite surtout vers la fin des années soixante où l'on assistait à la construction des centrale nucléaires à l'aval des barrage retenant des millions de mètres cubes d'eau.

La rupture d'un barrage, bien que rare de nos jours reste cependant possible et compte tenue de le l'ampleur d'un tel accident, le problème mérite d'être pris au sérieux. Cette rupture se manifeste par la libération des eaux retenues qui se propage ainsi vers l'aval de l'ouvrage.

Le caractère imprévu de cette rupture, et le coût élevé des modèles réduits d'études fait qu'il est nécessaire d'élaborer des modèles numériques permettant la prédiction de l'évolution dans le temps et dans l'espace de l'onde de submersion.

Cette onde de rupture de barrage n'est qu'un écoulements à surface libre, comme son nom l'indique, a la particularité de comporter une surface libre en contacte avec l'air et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale du canal.

Ces écoulements sont régis par des équations de Barre Saint-Venant qui sont été établies sur la base des principes de conservation de la masse et de conservation de la quantité de mouvement après avoir établi un certain nombre d'hypothèses simplificatrices et de conditions aux limites.

La simulation numérique de phénomènes physiques est devenue un enjeu majeur dans la phase de conception de tout système. Cette discipline doit faire face à de nouvelles exigences tant du point de vue de la richesse et de la complexité des simulations, qui doivent alors prendre en compte des aspects multi-échelles ou multi-physiques, que du point de vue économique avec la nécessité de s'adapter aux nouvelles générations de calculateurs ou à toute solution

informatique conduisant à une réduction des coûts. Dans ce Travail, le schéma de TVD Runge-Kutta qui est de type différence finie explicite est utilisé pour trouver une solution numérique du système de Saint-Venant. Ce schéma du troisième ordre est un schéma robuste pouvant capter les chocs et les discontinuités. La comparaison des résultats obtenus avec le modèle mathématique et les résultats obtenus expérimentalement laisse conclure que les résultats obtenus concordent d'une manière satisfaisante avec les résultats expérimentaux.

Mots-clés : Equations de Saint Venant, Écoulement à surface libre , Simulations numériques des écoulements, Schema de TVD MacCormack, Onde de destruction d'un barrage, Ecoulement gravitaire , Schéma de TVD Runge-Kutta

Abstract

The strong urbanization involving the suppression of the natural beds ,the effect of the greenhouse, some human activities and a bad prediction or an under estimation of a rising make that our dams receive often more water more than it is necessary, which thus subjects them to strong solicitations. The wave of the dam's rupture is more known under name of "DAM-BREAK" was the center of the occupation of several investigators and that during several decades.

It took many widths thereafter especially towards the end of Sixties where they attended the construction of the nuclear station below dams retaining millions cubic meters of water.

The rupture of a dam, although is rare nowadays, however remains possible and count held of the extensiveness of such accident.the problem deserves to be taken seriously. This rupture appears by the release of selected water which is propagated thus towards the downstream of the dam.

The unforeseen character of this rupture and the high cost of the reduced scale models of the studies makes that it is necessary to work out digital models allowing the prediction of the evolution in the time and the space of the wave of submersion.

This wave of dam rupture is only one flow on free face, as its name indicates it, It has the characteristic to include a free face in contact with the air and whose form can vary, which implies a possible variation of the form an dimensions of the cross section of the channel.

These flows are governed by equations of Barre Saint-Venant, which are established on the basis of principle of conservation of the mass and conservation of the momentum after having established a certain number of simplifying assumptions and boundary conditions.

The digital simulation of physical phenomena became a major stake in the phase of design of any system. This discipline must face new requirements so much from the point of view of the richness and complexity of simulations, which must then take into account multi-scales or multi-physical aspects that from an economic stand-point with the need for adapting to new generations of calculators or any data-processing solution leading to a reduction of the costs .

In this work, the diagram of TVD Runge-Kutta of the third order is used to find a numerical solution of the equation system of Saint-Venant 1D and 2D. This diagram, which is third order, is a robust one being able to collect the shocks and discontinuities.

The comparison of results lets conclude, that the results obtained agree in satisfactory way with the analytical and experimental ones.

Key words: Equation of Saint- Venant, Flow of free face, Numerical simulations of the flows, Scheme of TVD Mac McCormack , Wave of destruction of a dam, gravitating flow, Scheme of TVD Runge-Kutta.

1. Introduction

Il est bien connu que les simulations numériques pour la rupture des barrages sont difficiles, en raison de la présence de la variation raide du gradient. Les premiers travaux sur les la rupture des barrages, la simulation impliquée est la méthode des caractéristiques.

Plus récemment, on a proposé un certain nombre de schémas numériques pour résoudre les équations de Saint Venant.

Par exemple, Fennema et Chaudhry (1987) avaient utilisé le schéma de MacCormack pour simuler la rupture du barrage en utilisant le modèle de Saint Venant unidimensionnel et bidimensionnel des écoulements. En 1992 Bhallamudi et Chaudhry ont résolu le modèle de saint venant à deux dimensions dans les canaux à géométrie variable.

Akhilesh Kumarjha et al, (1996) ont utilisé un schéma totalement conservatif de Beam et Warming pour simuler les écoulements transitoires en canal à surface libre application pour le cas de la rupture d'un barrage.

Rahman et Chaudhry (1998) ont combiné le schéma de MacCormack et une technique adaptative de grille pour calculer de tels écoulements.

Ming-Hseng Tseng (1999) a utilisé le schéma de Roe et ENO pour résoudre le système d'équation unidimensionnel.

ABDUL.A.KHAN (2001) a résolu le modèle de Saint Venant unidimensionnel dans le cas de la rupture d'un barrage par la méthode des éléments finies (Petrov-Galerkin).

Dans cette étude, le schéma de TVD d'ordre trois est appliqué pour résoudre les deux models de Saint Venant. Des résultats de la simulation des deux modèles actuels sont vérifiés avec une solution analytique et des données expérimentales.

2. Modèle mathématique

Pour un écoulement dans un canal prismatique à section rectangulaire, les deux systèmes d'équations de Barré Saint Venant 1D et 2D s'écrivent sous les formes conservatives.

$$U_t + \frac{\partial F}{\partial x} + S = 0 \quad (1)$$

$$\text{Avec, } U = \begin{pmatrix} h \\ uh \end{pmatrix}, F = \begin{pmatrix} uh \\ u^2 h + g \frac{h^2}{2} \cos(\alpha) \end{pmatrix}, S = \begin{pmatrix} 0 \\ -gh(S_0 - S_f) \end{pmatrix} \quad (2)$$

Ce système d'équation est composé d'une équation de conservation de la masse et d'une équation quantité de mouvement suivant de le sens de l'écoulement.

h , est la profondeur hydraulique ; $A(x,h)$ est la section mouillée, R rayon hydraulique ; $S_0(x)$ est le pente du lit, g l'accélération et $S_f = \frac{n^2 u^2}{R^{4/3}}$ est la pente énergétique des frottements et n le coefficient de Manning.

$$U_t + E_x + F_y + T = 0 \quad (3)$$

$$\text{avec, } E_x = \begin{bmatrix} uh \\ \frac{u^2}{2} + gh \cos(\alpha)_\xi \\ uv \end{bmatrix}, F_y = \begin{bmatrix} vh \\ uv \\ \frac{v^2}{2} + gh \cos(\alpha)_\xi \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad T = \begin{bmatrix} 0 \\ -g(S_{ox} - S_{fx}) \\ -g(S_{oy} - S_{fy}) \end{bmatrix} \quad (4)$$

3. Méthode des différences finies

L'avantage fondamental de la méthode des différences finies est l'approximation d'équations différentielles par des équations algébriques. En effet, il est procédé au remplacement d'une équation différentielle continue, dont l'espace solution est généralement de dimension infinie, par un ensemble d'équations algébriques dont l'espace solution est de dimension finie.

Schéma aux différences finies explicite de TVD R-K d'ordre 3

Les deux systèmes d'équations différentielles qui gouvernent l'écoulement à surface libre (3) et (4) seront résolus par un schéma explicite. Ce schéma est composé de trois étapes de calcul qui sont:

$$U^1 = U^n + \frac{\Delta t}{\Delta x} F(U^n, t^n) \quad \text{Schéma de troisième ordre de TVD Runge-Kutta (shu and Osher 1988)}$$

$$U^2 = \frac{3}{4}U^n + \frac{1}{4}U^1 + \frac{\Delta t}{4\Delta x} F(U^1, t^n + \Delta t^n)$$

$$U^3 = \frac{1}{3}U^n + \frac{2}{3}U^2 + \frac{2\Delta t}{3\Delta x} F\left(U^2, t^n + \frac{\Delta t^n}{2}\right)$$

$$F = \left(\frac{\partial E^n}{\partial x} + T^n \right) \quad \text{cas unidimensionnel}$$

$$F = \left(\frac{\partial E^n}{\partial x} + \frac{\partial G^n}{\partial y} + T^n \right) \quad \text{cas bidimensionnel}$$

La valeur au $j^{\text{ème}}$ nœuds de la courbe lissée (cas unidimensionnel) :

$$\bar{f}_j = a_0 \quad (5)$$

$$a_0 = \frac{-\Delta x_{j-1}\Delta x_{j+1}}{2\Delta x_{j-2}(\Delta x_{j+2} - \Delta x_{j-2})}f_{j-2} + \frac{-\Delta x_{j+1}}{2(\Delta x_{j-1} - \Delta x_{j+1})}f_{j-1} + \left(\frac{\Delta x_{j-1}\Delta x_{j+1}}{2\Delta x_{j-2}\Delta x_{j+2}} + \frac{1}{2}\right)f_j + \frac{\Delta x_{j-1}}{2(\Delta x_{j-1} - \Delta x_{j+1})}f_{j+1} + \frac{\Delta x_{j-1}\Delta x_{j+1}}{2\Delta x_{j+2}(\Delta x_{j+2} - \Delta x_{j-2})}f_{j+2} \quad (6)$$

$$a_1 = \frac{\Delta x_{j+2} + \Delta x_{j+1} + \Delta x_{j-1}}{2\Delta x_{j-2}(\Delta x_{j+2} - \Delta x_{j-2})}f_{j-2} + \frac{-1}{2(\Delta x_{j+1} - \Delta x_{j-1})}f_{j-1} + \left(\frac{\Delta x_{j-2} + \Delta x_{j-1} + \Delta x_{j+1} + \Delta x_{j+2}}{2\Delta x_{j-2}\Delta x_{j+2}}\right)f_j + \frac{\Delta x_{j-1}}{2(\Delta x_{j-1} - \Delta x_{j+1})}f_{j+1} + \frac{\Delta x_{j-1}\Delta x_{j+1}}{2\Delta x_{j+2}(\Delta x_{j+2} - \Delta x_{j-2})}f_{j+2} \quad (7)$$

$$a_2 = \frac{-1}{\Delta x_{j-2}(\Delta x_{j+2} - \Delta x_{j-2})}f_{j-2} + \frac{1}{\Delta x_{j-2}\Delta x_{j+2}}f_j + \frac{1}{\Delta x_{j+2}(\Delta x_{j+2} - \Delta x_{j-2})}f_{j+2} \quad (8)$$

où, f_j est la valeur au nœud j avant le lissage.

Aux nœuds extrêmes :

$$\begin{aligned} \bar{f}_0 &= a_0 + a_1\Delta x_0 + a_1\Delta x_0^2 \\ \bar{f}_1 &= a_0 + a_1\Delta x_1 + a_2\Delta x_1^2 \quad (\Delta x_k = x_k - x_2) \\ \bar{f}_{n-1} &= a_0 + a_1\Delta x_{n-1} + a_2\Delta x_{n-1}^2 \\ \bar{f}_n &= a_0 + a_1\Delta x_n + a_2\Delta x_n^2 \quad (\Delta x_k = x_k - x_{n-2}) \end{aligned} \quad (9)$$

4. Expérimentations numériques (Validation du modèle)

a. La géométrie du canal

Le canal a une largeur $b = 1\text{m}$ et une longueur $L = 100\text{m}$ ($-500\text{m} < x < +500\text{m}$).

La pente du canal est nulle, le barrage est placé au milieu du canal ($x = 0$).

La pente de frottement est nulle.

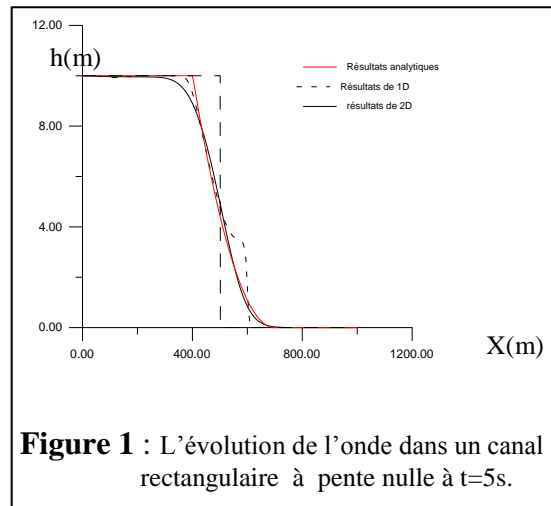
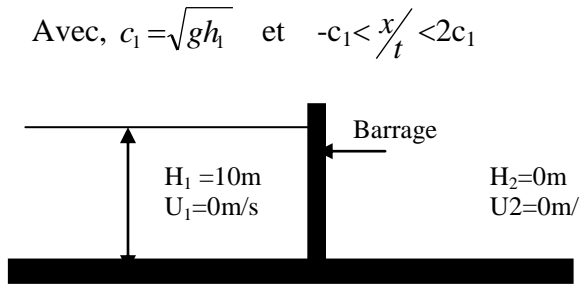
Les conditions aux limites

Pour $x < 0\text{m}$ la hauteur d'eau égale $h = 10\text{m}$.

Pour $x > 0\text{m}$ la hauteur d'eau égale $h = 0\text{m}$.

La solution analytique de Ritter pour ce problème est :

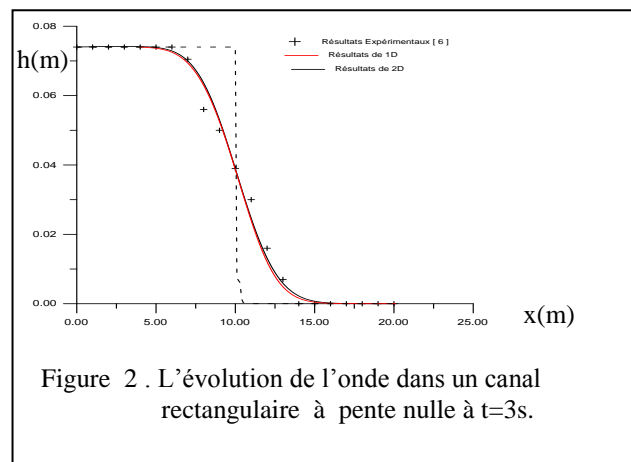
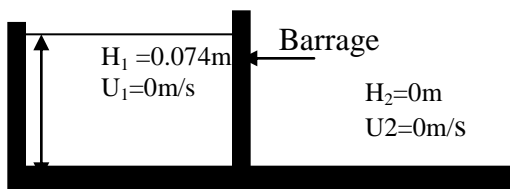
$$h = \frac{h_1}{9} \left(2 - \frac{x}{c_1 t}\right)^2 \quad \text{et} \quad u = \frac{2c_1}{3} \left(1 - \frac{x}{c_1 t}\right)$$



La figure 1 montre la hauteur d'eau à t=5 secondes dans un canal rectangulaire à pente nulle obtenue par simulation numérique et analytiques. On remarque dans cette application les résultats obtenus sont satisfaisant.

b. Expérience sur un barrage à pente nulle (essai laboratoire)

L'expérience comportait plusieurs séries de mesure, elle a été réalisée dans un canal de 20m de longueur, 0.096m de large et une inclinaison $S_0=0$. Dans cette expérience le barrage a été placé au milieu du canal. La hauteur d'eau à l'amont de barrage est de 0.074m et à l'aval la hauteur d'eau est nulle [Abdul Khan, 2001].



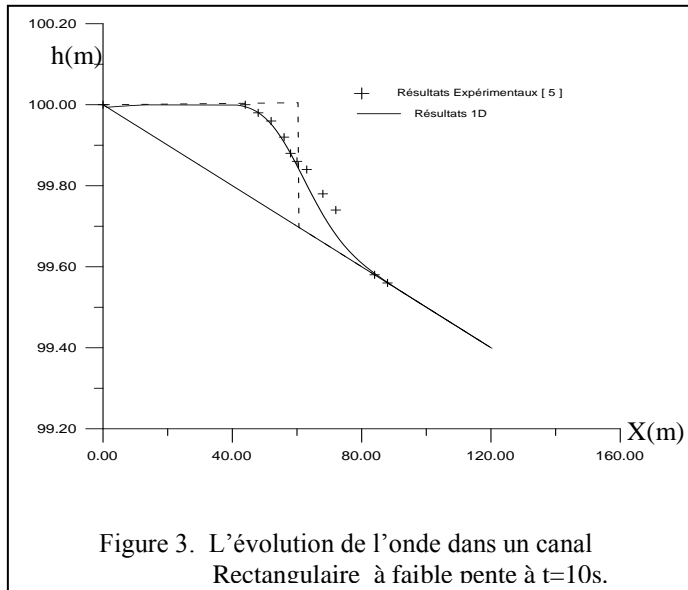
Le pas de discrétisation suivant l'espace est 0.1m.

La figure 2 montre la hauteur d'eau à t = 3s dans un canal rectangulaire à pente nulle obtenue par simulation numérique et par mesures expérimentales [Abdul Khan, 2001].

Dans cette application on remarque qu'il y a une bonne concordance entre les deux résultats expérimentaux et numériques.

c. Expérience sur un barrage à faible pente

L'expérience comportait plusieurs séries de mesure, elle a été réalisée dans un canal de 122m , de longueur, 1.22m de large, le coefficient de Manning $n = 0.0085$ et une inclinaison $S_0 = 0005$. Dans cette expérience, le barrage a été placé au milieu du canal. La hauteur d'eau à l'amont de barrage est de 0.305m et à l'aval la hauteur d'eau est nulle. Le pas de discrétisation suivant x est de 1m.

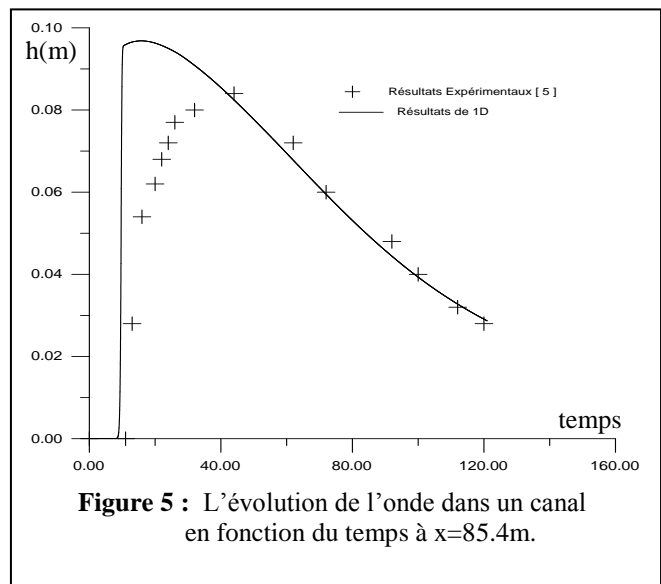
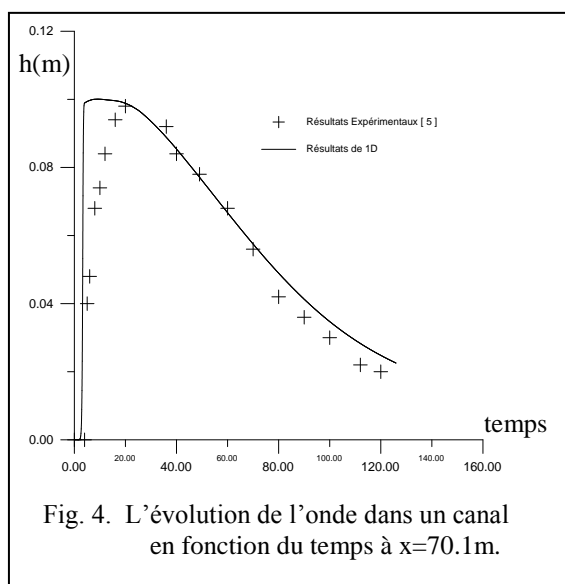


La figure 3 montre la hauteur d'eau à $t = 10s$ dans un canal rectangulaire à pente faible obtenue par simulation numérique et par l'expérimentale [5].

On remarque qu'il y a une légère différence à l'amont du barrage. Les résultats obtenus sont aux dessus des résultats expérimentaux [Abdul Khan, 2001]. Par contre à l'aval du barrage ils sont légèrement aux dessous des résultats expérimentaux

Les résultats obtenus par la figure 4 concordent bien avec les résultats expérimentaux. Par contre au niveau de la figure 5, il y a une sur estimation de la crue.

Le décalage entre les résultats expérimentaux et numériques est dû au modèle mathématique car pendant l'élaboration du modèle, il a fallu poser certaines hypothèses. L'imposition des condition au limite et la discrétisation des équations ne se font pas sans erreurs négligeables qu'elles soient, tandis que l'expérience intègre la réalité qui régie l'écoulement.



5. Conclusion

Le décalage entre les résultats théoriques et l'expérimentaux est dû au modèle mathématique car pendant l'élaboration du modèle, il a fallu poser certains nombres d'hypothèses. L'imposition des conditions aux limites et la discrétisation des équations ne se font pas sans erreurs négligeables qu'elles soient. Tandis que l'expérience intègre la réalité qui régit l'écoulement.

En général les modèles mathématiques de Saint Venant à une et deux dimensions ont donné des résultats satisfaisants dans la simulations de l'évolution de l'onde dans un canal rectangulaire à faible pente et à pente nulle.

Le modèle numérique élaboré permettant le calcul des écoulements à surface libre dans un canal rectangulaire, donne des résultats satisfaisants. Il est aussi préférable de le tester dans les ruptures de barrage à géométrie variable.

6. Références

Fennema R.J., and Chaudhry M.H. (1987) "*Simulation of one-dimensional dam-break flows*", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 25, pp.41-51

Bhallamudi S. M. And Chaudhry M. H., (1992). *Computation of flow in open-channel transitions*. *Journal of Hydraulic Research*, volume 30, N°1, pp. 77-93.

Akhilesh K., Juichiro A. et Saru U., (1996). *Un schéma totalement conservatif de Beam et Warming pour calculer les écoulements transitoires en canal à surface libre*. Water Resources Consultant, Aggie Consult co., Ramkambah, *Journal of Hydraulic Research*. Vol.34. 1996. N°5.

Rahman, M. and Chaudhry M.H., (1998). *Simulation of dam-break flow with grid adaptation*. *Advances in Water Resources*, Vol. 21, No.1, pp.1-9.

Ming-Hseng Tseng, (1999). *Verification of 1D Transcritical Flow Model in Channels*. *Engineering Applied Research II*, National Center for High-performance Computing Proc.Natl. Scl. Counc. ROC(A) vol.23 NO. 5. 1999. pp 654 - 664.

Abdul. A. Khan, (2001). *Modélisation de l'écoulement sur un lit initialement sec*. Research assistant professor, National Center for Computational Hydroscience and engineering, the University of Mississippi, 102 Carrier Hall, University, Ms 38677. *The U S A Journal of Hydraulic Research*. Vol.38. 2000. N°5.