Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 89 (1971)

Heft: 24: 2. Sonderheft zum 70. Geburtstag von Prof. Dr. Charles Jaeger

Artikel: Calcul de la propagation des crues dans un cours d'eau avec submersion de champs d'inondation

Autor: Chervet, A.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-84881

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 08.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

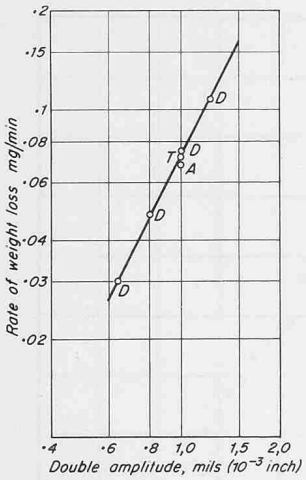


Fig. 10. Rate of weight loss versus Amplitude
D Distilled water, T Tap water, A Arkansas river water same datas as in Fig. 7, 8 and 9

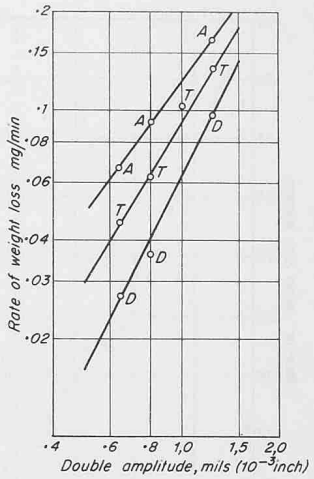


Fig. 11. Rate of weight loss versus Amplitude
Material: Plate Steel A 201; Liquid: D Distilled water, T Tap water, A Arkansas river water; Temperature: 80 °F; Frequency 20 000 CPS; Diameter of specimen 0,625 inch

– L'érosion par cavitation est influencée par la conductivité de l'eau dans une proportion d'autant plus importante que l'intensité de cavitation est faible (mais présente!). Rappelons que nous avons utilisé une méthode de cavitation accélérée, on doit donc s'attendre à ce que les intensités rencontrées dans la pratique soient effectivement plus faible, dans la plupart des cas.

A une époque où la pollution industrielle des eaux s'accroît malheureusement, il est bon de se souvenir que l'endurance des matériaux moins nobles est fâcheusement compromise s'ils ne sont pas dûment protégés contre la corrosion.

P.S. Le lecteur nous pardonnera l'usage des unités et entêtes anglaises qui accompagnent les illustrations que nous avons empruntées directement à la littérature. Il nous a paru plus important de préserver l'authenticité des sources que de risquer des erreurs de transposition. En particulier les figures 1 à 6 sont tirées des ouvrages [2], [3] et [4] en référence, avec la permission de l'éditeur, «The Society of Naval Architects and Marine Engineers» (SNAME), New York, et des auteurs.

Références

[1] *Warren G. Whippen:* Cavitation Effects in Pumps, Pump-Turbines and Turbines, extrait du volume «Cavitation State of Knowledge», p. 163—165, publié par l'ASME, 1969.

[2] *Eisenberg, Preiser, Thiruvengadam:* On the Mechanism of Cavitation Damage and Methods of Protection, «Trans. SNAME», Vol. *73* (1965), p. 241—286.

[3] *Preiser, Thiruvengadam:* On Testing Materials for Cavitation Damage Resistance, «Journal of Ship Research», Vol. *8* (1964), No. 3.

[4] *Waring, Preiser, Thiruvengadam:* On the Role of Corrosion in Cavitation Damage, «Journal of Ship Research», Vol. *9* (1965), No. 3.

Calcul de la propagation des crues dans un cours d'eau avec submersion de champs d'inondation

DK 627.51

Par **A. Chervet**, Ingénieur aux Laboratoires de Recherches Hydrauliques, Hydrologiques et Glaciologiques (VAW) à Zurich

1. Introduction

Le problème de la propagation de crues dans un cours d'eau en tenant compte de la possibilité de submersion de plaines d'inondation nous a été soumis dans un mandat transmis à la VAW par Electro-Watt, Ingénieurs-Conseils SA à Zurich. Il s'agissait de mettre au point un programme de calcul pour ordinateur reproduisant les inondations de la vaste plaine basse du Loukkos au Maroc durant une période de crues de ce fleuve débouchant sur l'océan Atlantique et subissant ainsi les influences de la marée. Pour traiter ce cas complexe d'écoulement non-stationnaire où les méthodes usuelles de calcul des crues ne pouvaient être appliquées [1], nous avons construit un modèle mathématique. Ce modèle est composé d'un chenal principal, formé par le lit du fleuve où l'on admet que l'écoulement est régi par les équations de Saint-Venant en tenant compte des échanges latéraux tandis que les champs d'inondation de chaque côté du fleuve servant avant tout à la rétention de l'eau débordant du chenal principal sont pris en considération par des équations de continuité uniquement. En effet ces zones d'inondation ont été subdivisées en casiers ou compartiments dont les limites sont pour autant que possible formées par des obstacles naturels, dans lesquels une équation de continuité permet de déterminer le niveau d'eau horizontal lorsque les échanges aux limites du casier sont connus. Cette façon de reproduire la nature par un tel modèle mathématique ayant déjà été utilisée de manière très semblable pour calculer la propagation de crues dans le Rhin par *M.-B. Abbott* et *F.-H. Verhoog* [2] ou dans le délta du Mékong par *A. Preissmann* et *J.A. Cunge* [3], nous étions en droit d'espérer obtenir des résultats satisfaisants à l'aide de cette méthode. Toutefois, les crues naturelles du Loukkos n'ayant été observées que de façon très sommaire jusqu'à l'année dernière, elles ne permettaient pas de contrôler la validité des différentes hypothèses admises lors de l'élaboration de ce programme de calcul. Dans le cadre de ses programmes de recherches, la VAW a jugé intéressant de reproduire dans un canal d'essais une maquette d'un cas idéal de chenal avec plaines d'inondations permettant d'effectuer les mesures nécessaires pour justifier le choix de cette méthode de calcul. Les comparaisons présentées entre mesures en modèle et calcul fournissent une bonne confirmation pour le modèle mathématique utilisé.

2. Description de la méthode de calcul et mise en équations du problème

2.1. Le chenal principal

La méthode utilisée pour calculer l'écoulement dans le chenal principal est basée sur la résolution des équations différentielles du mouvement graduellement varié selon un schéma d'approximation par différences finies sous forme explicite combiné avec un schéma de caractéristiques locales. On calcule

donc l'écoulement dans le chenal en fonction du temps dans un réseau de profils fixes et équidistants en considérant aussi bien les perturbations de l'écoulement qui se propagent vers l'amont que vers l'aval. Comme dans tout problème d'intégration d'équations différentielles, le domaine de calcul représenté ici par une demi-bande parallèle à l'axe des temps est limité par des conditions initiales et aux limites (figure 1). Mais avant d'en venir aux conditions limitant le domaine, nous décrirons le calcul d'un point intérieur du domaine.

2.1.1. Points intérieurs du domaine de calcul

En utilisant le débit du chenal Q et la cote du niveau d'eau z comme variables dépendantes, les équations de Saint-Venant décrivant le mouvement graduellement varié de l'eau dans un canal découvert peuvent s'écrire:

Continuité:

$$(1) \qquad \frac{\partial Q}{\partial x} + B\,\frac{\partial z}{\partial t} = -\,q$$

Equation dynamique:

$$(2) \qquad \frac{\partial Q}{\partial t} - v\,B\,\frac{\partial z}{\partial t} + v\,\frac{\partial Q}{\partial x} - v^2\,\frac{\partial A}{\partial x} + g\,A\,\frac{\partial z}{\partial x} = -\,g\,S_f - \varepsilon\,q\,v \quad \text{où } S_f = \frac{v\,|v|}{k^2\,R^{4/3}}$$

On remarquera que dans l'équation dynamique (2), le coefficient ε peut prendre les valeurs 0 ou 1. En effet à l'aide de ε on tient compte de la variation de la quantité de mouvement nécessaire à la mise en vitesse de l'eau introduite en cas d'apport latéral ($q < 0$, $\varepsilon = 1$); dans le cas contraire (fuite: $q > 0$, $\varepsilon = 0$) on admet que l'eau déborde avec la vitesse du courant sans modifier la quantité de mouvement.

Les équations (1) et (2) sont transformées algébriquement de façon analogue à celle utilisée par *Th. Dracos* [4] pour établir les équations des caractéristiques. On obtient ainsi les équations suivantes:

$$(3) \qquad \frac{\partial Q}{\partial t} + (v + c)\,\frac{\partial Q}{\partial x} - B\,(v - c)\,\frac{\partial z}{\partial t} + g\,A\,\frac{\partial z}{\partial x} - v^2\,\frac{\partial A}{\partial x} = -\,g\,A\,S_f - q\,(\varepsilon\,v + c)$$

$$(4) \qquad \frac{\partial Q}{\partial t} + (v - c)\,\frac{\partial Q}{\partial x} - B\,(v + c)\,\frac{\partial z}{\partial t} + g\,A\,\frac{\partial z}{\partial x} - v^2\,\frac{\partial A}{\partial x} = -\,g\,A\,S_f - q\,(\varepsilon\,v - c) \quad \text{où } c = \sqrt{g\,\frac{A}{B}}$$

Ce système d'équations aux dérivées partielles peut être récrit sous forme de différences finies dans un schéma explicite simple (schéma de Lax) montré sur la figure 1. A partir de 3 points A, B et C situés à des intervalles égaux Δx au temps t où l'écoulement est connu ou a été calculé précédemment, on détermine les inconnues Q_D et z_D au point D en formant les approximations par différences finies suivantes:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{Q_D - Q_B}{\Delta t}, \qquad \frac{\partial z}{\partial t} = \frac{z_D - z_B}{\Delta t}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q_B - Q_A}{\Delta x}, \qquad \frac{\partial z}{\partial x} = \frac{z_B - z_A}{\Delta x} \quad \text{et} \quad \frac{\partial A}{\partial x} = \frac{A_B - A_A}{\Delta x}$$

pour l'équation (3)

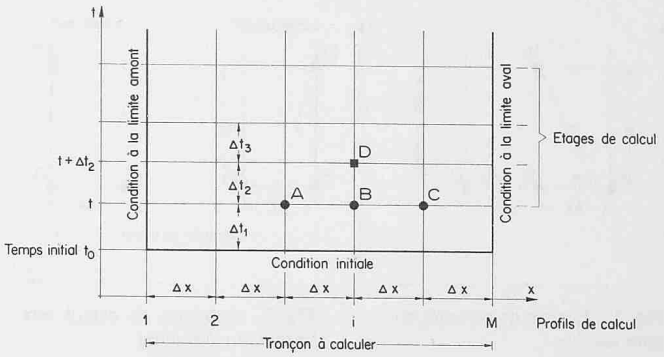


Fig. 1. Schéma montrant l'organisation générale du calcul de l'écoulement dans le chenal principal

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q_C - Q_B}{\Delta x}, \qquad \frac{\partial z}{\partial x} = \frac{z_C - z_B}{\Delta x} \quad \text{et} \quad \frac{\partial A}{\partial x} = \frac{A_C - A_B}{\Delta x}$$

pour l'équation (4)

Cette distinction concernant les dérivées partielles à droite et à gauche du point B découle de la théorie des caractéristiques (voir *J.J. Stoker* [5]) et suppose un écoulement en régime tranquille, ce qui est vraisemblablement le cas pour le Loukkos. Quant aux autres termes et coefficients des équations (3) et (4), ils sont calculés avec les valeurs connues de l'écoulement au point médian B. Les équations (3) et (4) deviennent alors:

$$(5) \qquad \frac{Q_D - Q_B}{\Delta t} + (v_B + c_B)\,\frac{Q_B - Q_A}{\Delta x} - B_B\,(v_B - c_B)\,\frac{z_D - z_B}{\Delta t} + g\,A_B\,\frac{z_B - z_A}{\Delta x} - v_B^2\,\frac{A_B - A_A}{\Delta x} = -\,g\,A_B\,S_{fB} - q_{AB}\,(\varepsilon\,v_B + c_B)$$

$$(6) \qquad \frac{Q_D - Q_B}{\Delta t} + (v_B - c_B)\,\frac{Q_C - Q_B}{\Delta x} - B_B\,(v_B + c_B)\,\frac{z_D - z_B}{\Delta t} + g\,A_B\,\frac{z_C - z_B}{\Delta x} - v_B^2\,\frac{A_C - A_B}{\Delta x} = -\,g\,A_B\,S_{fB} - q_{BC}\,(\varepsilon\,v_B - c_B)$$

En résolvant ces deux dernières équations par rapport aux inconnues Q_D et z_D, on trouve:

$$(7) \qquad z_D = z_B + \frac{1}{2\,B_B\,C_B}\,(a_1 - a_{11} + a_2 - a_{22})$$

$$(8) \qquad Q_D = Q_B + \frac{1}{2\,C_B}\,[(v_B + c_B)(a_1 - a_{11}) - (v_B - c_B)(a_2 - a_{22})]$$

où les abréviations utilisées ont pour expression:

$$(9) \qquad a_1 = \frac{\Delta t}{\Delta x}\,[v_B^2\,(A_B - A_A) - (Q_B - Q_A)\,(v_B + c_B) - g\,A_B\,(z_B - z_A)]$$

$$(10) \qquad a_{11} = \Delta t\,[g\,S_{fB}\,A_B + q_{AB}\,(\varepsilon\,v_B + c_B)]$$

$$(11) \qquad a_2 = \frac{\Delta t}{\Delta x}\,[v_B^2\,(A_C - A_B) - (Q_C - Q_B)\,(v_B - c_B) - g\,A_B\,(z_C - z_B])$$

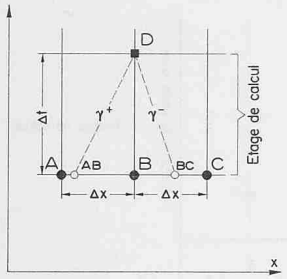


Fig. 2. Réseau de caractéristiques locales

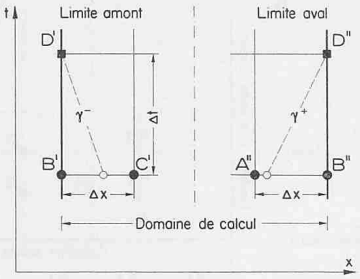


Fig. 3. Schémas de calcul aux limites du domaine

(12) $a_{22} = \Delta t\,[g\,S_{fB}\,A_B + q_{BC}\,(\varepsilon\,v_B - c_B)]$

Jusqu'à maintenant nous n'avons pas fait d'hypothèse quant au choix du pas de temps Δt. Celui-ci ne peut toutefois être choisi arbitrairement, mais doit satisfaire, pour des raisons de stabilité numérique du calcul à l'aide d'un tel schéma explicite, à la condition:

(13) $\Delta t \leqq \dfrac{\Delta x}{(v + c)}$

L'intervalle de longueur Δx étant constant sur tout le tronçon à calculer, on détermine à la fin de chaque étage de calcul un nouveau pas de temps Δt optimum qui fixe l'étage suivant et n'enfreint nulle part la condition de stabilité à l'aide de la relation:

(14) $\Delta t = \dfrac{\Delta x}{\text{Maximum}\,(v_i + c_i)}$ pour $i = 1 \div \mathrm{M}$

A l'aide de ces valeurs calculées de Q_D et z_D qui constituent une première et bonne approximation des conditions de l'écoulement au point D, on détermine ensuite des valeurs améliorées avec un schéma de caractéristiques locales (figure 2).

En partant du point D on trace deux tronçons de caractéristiques locales γ^+ et γ^- de pente inverse $dx/dt = (v_D \pm c_D)$ qui coupent au temps t les segments de A à B et de B à C aux points AB et BC. Les valeurs de l'écoulement en AB et BC sont alors déterminées par interpolation linéaire entre les valeurs de A et B resp. B et C. En formant ensuite les moyennes des valeurs de l'écoulement le long des tronçons de caractéristiques allant de AB à D et de BC à D, on recalcule les termes et coefficients des équations (3) et (4) évalués précédemment avec les valeurs au point B uniquement. On obtient alors de nouvelles équations semblables aux équations (5) et (6) qui, par leur résolution, fournissent les valeurs améliorées de Q_D et z_D.

Ce schéma de calcul basé sur les caractéristiques locales permet de tirer parti de certains avantages de la méthode générale des caractéristiques, la plus satisfaisante du point de vue théorique, sans en avoir l'inconvénient majeur (réseau de points flottants). Voir à ce propos *A. Daubert* et d'autres [6]. A l'aide de cette méthode décrite pour l'un des points intérieurs du domaine de calcul, l'on détermine successivement de l'amont vers l'aval l'écoulement dans tous les profils de calcul et ceci pour chaque étage de temps.

2.1.2. Conditions initiales et aux limites

Les conditions nécessaires pour commencer le calcul consistent à donner au temps initial t_0 un écoulement connu ou tout au moins plausible. Pour définir entièrement cet écoulement, deux grandeurs données (par ex. z et Q ou bien h et v) sont suffisantes. Dans le cas habituel, les conditions initiales seront fournies par une courbe de remous calculée ou mesurée pour un écoulement stationnaire antérieur au début de la crue.

Comme conditions aux limites du domaine de calcul, on impose en régime d'écoulement tranquille une seule condition

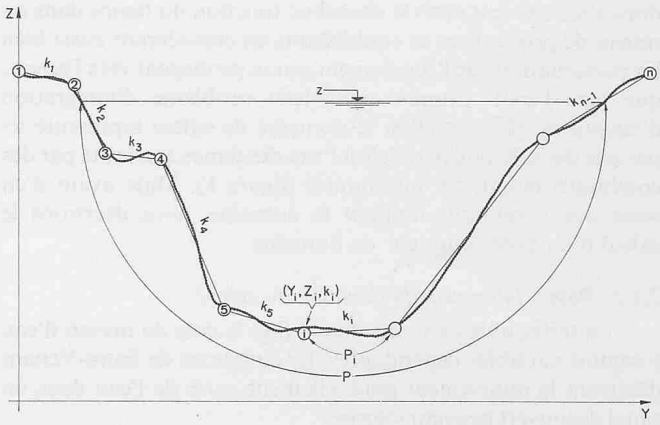


Fig. 4. Représentation de la topographie réelle

à l'amont et une à l'aval, par exemple une loi du type $Q(t)$ ou $z(t)$. La condition la plus simple à déterminer en nature consiste à relever la cote du niveau d'eau en fonction du temps, c'est-à-dire $z(t)$. L'une des valeurs déterminant l'écoulement à la limite étant fournie par cette condition, l'autre inconnue se calcule:

- à la limite amont, à l'aide de l'équation (6) uniquement c'est-à-dire dans un schéma simplifié formé de points B', C' et D' et ensuite le long d'un tronçon de caractéristique γ^- (fig. 3).
- à l'aval, par l'équation (5) appliquée dans un schéma A'', B'' et D'' et le long d'un tronçon de γ^+.

2.1.3. Représentation de la topographie

Pour résoudre les différentes équations énumérées ci-dessus, on suppose la connaissance d'un certain nombre de grandeurs géométriques qui doivent être déterminées dans chaque profil de calcul et sont fonction du tirant d'eau. Il s'agit donc de représenter au mieux la topographie réelle du chenal. Pour cela on livre à l'ordinateur, en chaque section de calcul, un profil en travers déterminé par un certain nombre de points cotés formant une ligne polygonale qui approche le mieux possible le profil réel et permet de calculer toutes les grandeurs géométriques nécessaires pour un niveau d'eau z donné (fig. 4).

Chaque segment de cette ligne polygonale peut encore être caractérisé par une valeur du coefficient de rugosité k et l'on calcule ensuite un coefficient de rugosité moyen pour la section mouillée à l'aide de la formule de Einstein:

(15) $k = \left[\dfrac{P}{\sum_1^n P_i/k_i^{\,3/2}}\right]^{2/3}$

2.2. Champs d'inondation

Pour tenir compte du stockage de l'eau et également d'un certain écoulement dans les plaines inondables bordant le fleuve, les champs d'inondation ont été découpés en un certain nombre de casiers pouvant communiquer avec les casiers adjacents et le chenal principal par des échanges d'eau analogues à ceux de la réalité physique. Le choix des casiers n'est pas arbitraire, mais est effectué, comme l'expliquent *A. Preissmann* et *J.A. Cunge* [3], autant que possible en fonction des limites naturelles: routes, digues, bourrelets de berges, etc.

Si le manque d'obstacles naturels menait à des casiers de trop grande superficie, le découpage ne suivrait alors plus des limites naturelles, mais servirait uniquement à tenir compte de la pente de la plaine et de l'écoulement qu'elle peut provoquer. On admet un niveau d'eau horizontal dans chaque casier, et le

volume d'eau stocké dans un casier n'est fonction que de la cote du niveau d'eau.

L'écoulement à travers les limites des casiers se calcule selon des lois qui sont essentiellement de deux types:

- du type «fluvial», utilisé lorsque l'écoulement ne rencontre pas d'obstacle localisé, caractérisé par une loi de débit donnée par la formule de *Strickler*.
- du type «déversoir», lorsqu'une digue ou une route constitue la limite entre deux casiers. Dans ce cas, l'écoulement peut être noyé ou dénoyé.

L'écoulement se fait dans le sens de la cote la plus basse et son signe est positif lorsqu'il entre dans le casier. Les profils de passage entre compartiments doivent être donnés de la même façon que les profils en travers du chenal.

Dans le cas du type «fluvial», on utilise la formule de Strickler sous la forme:

$$(16) \quad Q_{ca} = \pm A\,k\,J^{1/2}\,R^{2/3}$$

Les grandeurs A, R et k sont à déterminer pour le profil de passage entre les casiers; quant à la pente du niveau d'eau J, elle se calcule selon la formule $J = \Delta z/L$, L étant la distance entre les centres de gravité des plans d'eau de deux casiers voisins.

Dans le cas du type «déversoir», on effectue une distinction entre l'écoulement à travers un profil rectangulaire (c'est le cas aux limites chenal-casiers), et à travers un profil de forme quelconque (au passage entre deux casiers).

Aux limites du chenal avec les casiers, on calcule les débits latéraux par unité de longueur. Pour l'écoulement dénoyé on utilise la formule de *Bélanger* valable pour un déversoir à crête large:

$$(17) \quad q = \pm \frac{2}{3\sqrt{3}} \sqrt{2g}\; h^{3/2}$$

Pour l'écoulement noyé, on utilise, au lieu d'une formule classique, une loi de débit s'apparentant à la formule de Bélanger:

$$(18) \quad q' = \nu\, q,$$

où ν est fonction du rapport de hauteur $(h_1 - h_2)/h_2$.

A la limite entre deux casiers, dans le cas d'un profil de forme quelconque, il faut d'abord déterminer la hauteur d'écoulement critique correspondant à un niveau d'énergie donné par la cote du niveau d'eau la plus élevée des deux casiers considérés. On peut décider ensuite s'il y a lieu d'appliquer l'une ou l'autre des deux formules suivantes (fig. 5):

Ecoulement dénoyé:

$$(19) \quad Q_{ca} = \pm A_{cr} \sqrt{2g}\, \sqrt{h_1 - h_{cr}}$$

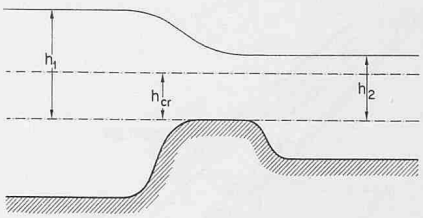
Ecoulement noyé:

$$(20) \quad Q_{ca} = \pm \mu \sqrt{2g}\, \sqrt{h_1 - h_2} \left[A_{h_2} + \frac{2}{3\sqrt{3}} B_{h_2} (h_2 - h_1) \right]$$

μ ayant été déterminé primitivement de façon à ce que les deux formules donnent le même débit pour la hauteur critique h_{cr}, il a fallu modifier sa valeur ($\mu = 0{,}2$) au cours de calculs comparatifs dont il sera question au paragraphe suivant.

Le calcul effectif des débits d'échange entre chenal et casiers et entre casiers voisins s'effectue, avec les formules indiquées, à la fin de chaque étage de temps du calcul de l'écoulement dans le chenal principal. Les échanges connus, on dresse ensuite pour chaque casier, le bilan de tous les apports ou fuites. Il va de soi que peuvent également être pris en con-

Fig. 5. Ecoulement sur déversoir noyé



sidération dans ce bilan, les différents facteurs suivants: affluents éventuels se déversant dans le casier et apports dûs à la pluie; évaporation et infiltrations souterraines quittant le casier.

En utilisant ensuite une équation de continuité de la forme:

$$(21) \quad \Delta z_{ca} = \frac{\sum Q_{ca}(z)}{F(z)} \Delta t$$

on calcule la variation du niveau d'eau dans chaque casier. L'intégration de cette équation est résolue en deux temps; un premier pas est effectué avec des valeurs initiales de Q_{ca} et F, permettant de trouver des valeurs moyennes utilisées dans le second pas.

3. Calculs-test

Il était indispensable, pour rendre ce programme de calcul opérationnel, de le contrôler à l'aide de différents cas-test.

3.1. Ecoulement dans un canal sans débordements

Au cours d'un premier test, on a contrôlé le schéma utilisé pour calculer l'écoulement dans le chenal principal à l'aide d'un calcul réalisé précédemment par la méthode générale des caractéristiques. Cette méthode a ainsi servi de référence pour juger de la qualité du procédé décrit ci-dessus.

Il s'agissait du calcul d'un cas d'écoulement non-stationnaire dans un canal horizontal, rectiligne et de section rectangulaire faisant suite au lâcher brusque d'une vanne-barrage effectué à propos de l'établissement d'un programme de calcul des ondes de submersion consécutives à la rupture d'un barrage [7]. La comparaison effectuée a eu lieu dans une région d'écoulement relativement peu varié située sur l'arrière de l'onde de submersion provoquée par la levée de la vanne. La concordance des résultats obtenus à l'aide des deux méthodes de calcul étant parfaite, et leur concordance avec les mesures en canal d'essai suffisamment bonne, on pouvait alors admettre que cette partie du programme était à même de fonctionner correctement.

3.2. Essais d'écoulement avec débordements

Une maquette d'un cas idéal de chenal avec possibilité de submersion de champs d'inondation a été construite dans un canal d'essai. On a réalisé un chenal pratiquement horizontal, rectangulaire, ayant une largeur constante de 30 cm et de 15 m de long. Il traverse dans sa partie aval, sur une distance de 5 m, une plaine de 2,8 m de large formée par 3 casiers sur la rive gauche et un seul sur la rive droite (fig. 6). Un débit constant peut être introduit à l'amont du chenal à l'aide d'un déversoir étalonné. A l'extrémité aval du canal, on a construit une vanne-clapet permettant des manœuvres qui créent un écoulement non-permanent dans le chenal et l'inondation des casiers.

Les essais d'écoulement non-stationnaire sur maquette ont été réalisés à partir d'un écoulement stationnaire ($Q = 11{,}6\ \mathrm{dm^3/s}$) par des manœuvres programmées de la vanne-clapet qui avaient pour effet de réduire lentement, puis supprimer pendant un certain temps l'écoulement à l'aval du chenal. Ensuite, une réouverture lente et complète de la vanne permettait à l'écoulement de retrouver finalement son état initial. Durant

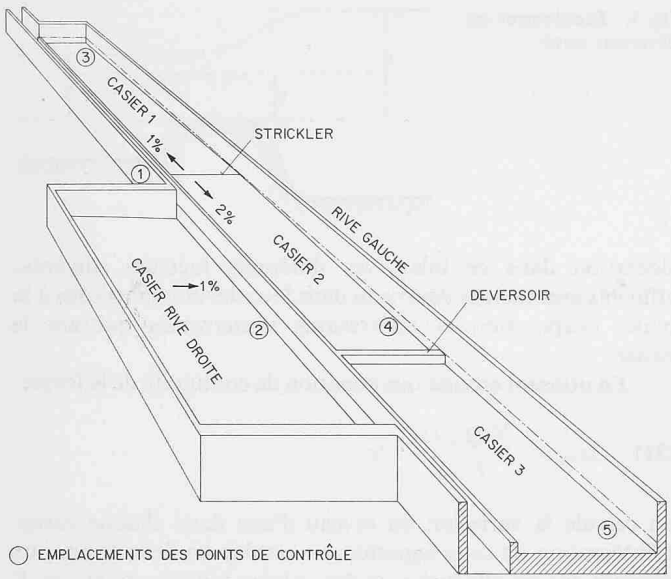


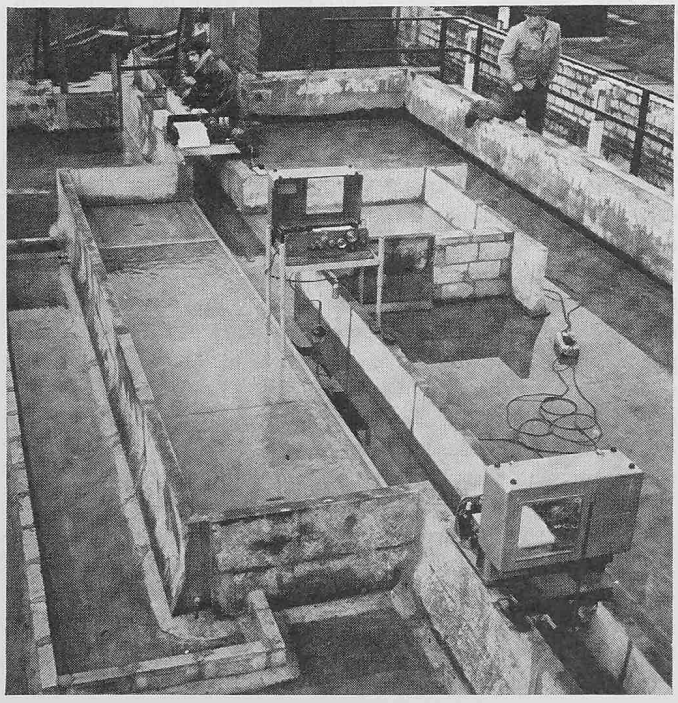
Fig. 6. Vue en perspective de la maquette réalisée

cet essai, les variations des niveaux d'eau ont été enregistrées par des limnigraphes à pointe vibrante «Neyrpic» (fig. 7). Les niveaux d'eau ont été mesurés de cette façon en 3 sections situées dans le chenal ainsi que dans les 4 casiers d'inondation. De plus, des mesures en écoulement stationnaire dans le chenal ont permis d'y déterminer une valeur du coefficient de rugosité k ($k = 101\ m^{1/3}/s$).

Pour effectuer un calcul comparatif, une courbe de remous calculée a servi de condition initiale et les enregistrements de cotes de niveau d'eau en fonction du temps en deux sections sises à l'amont et à l'aval du tronçon avec les zones inondables ont été utilisés comme conditions aux limites du domaine de calcul.

Un premier calcul a montré que les échanges entre casiers déterminés avec la formule du déversoir noyé (équation (20) étaient manifestement trop importants et conduisaient à des instabilités du calcul. Une réduction de ces débits, obtenue en modifiant le coefficient de déversoir ($\mu = 0{,}2$ au lieu de 0,83) a

Fig. 7. Vue des installations de mesure au cours des essais sur maquette



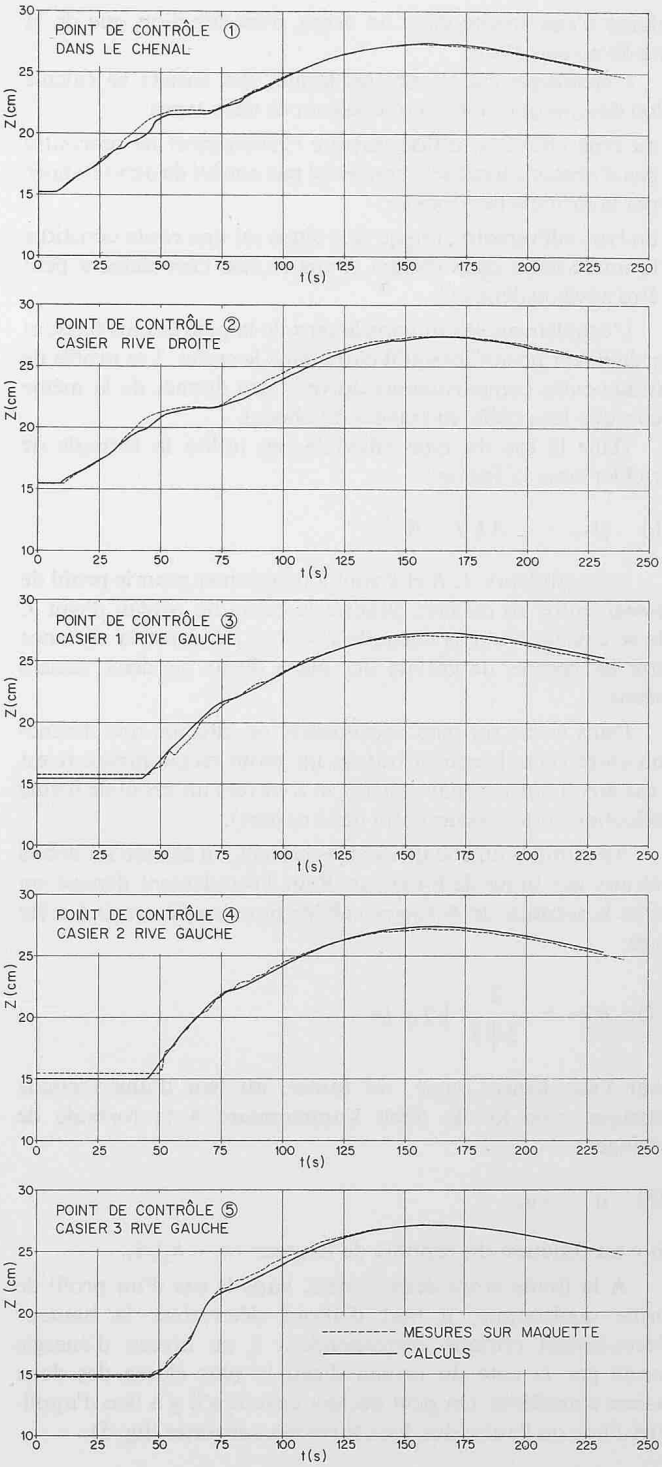


Fig. 8. Comparaisons entre mesures et calculs des niveaux d'eau en cinq sections de contrôle

permis, dans un second calcul, d'obtenir une bonne concordance entre les cotes de niveau d'eau mesurées et calculées dans les différentes sections de contrôle (fig. 8).

4. Conclusion

Le problème de l'écoulement de crues avec submersion de champs d'inondation ne semblait pas au départ, susceptible d'être résolu très facilement. En effet, la complexité du procédé de calcul et la présence de nombreux paramètres tels que rugosité estimée, représentation imparfaite de la topographie réelle, etc. dont l'influence est difficile à analyser, apparaissaient comme étant des sources d'erreurs ou d'imprécisions. Toutefois, les larges possibilités offertes par l'ordinateur électronique ainsi que le bon accord des résultats fournis par le modèle

mathématique dans le cas de l'écoulement mesuré sur maquette, permettent d'escompter des résultats suffisamment précis lors du calcul de crues naturelles.

***

Nous tenons à remercier ici tout particulièrement M. *P. Dallèves*, Ing. EPF-Z de sa précieuse collaboration au cours de l'élaboration de ce programme de calcul [8]. Nos remerciements s'adressent également au personnel de la station d'essais de Würenlos qui a contribué avec dévouement à la réalisation et l'exécution des essais. A M. *E. Bisaz*, chef de la section hydraulique de la VAW, qui nous a conseillé au cours de ce travail et pris le temps de lire avec critique le manuscript, nous témoignons ici de toute notre reconnaissance.

Notations utilisées

A	aire de la section mouillée [m²]
A_{cr}	aire mouillée correspondant à la profondeur critique dans un profil de forme quelconque [m²]
a_1, a_{11}, a_2, a_{22}	abréviations utilisées pour simplifier l'écriture des équations
B	largeur du profil au miroir [m]
c	célérité d'une onde élémentaire, $c = \sqrt{gA/B}$ [m/s]
F	surface au miroir d'un casier [m²]
g	accélération de la gravité terrestre [$g = 9{,}81$ m/s²]
h, h_1, h_2	tirant d'eau [m]
J	pente du niveau d'eau entre deux compartiments voisins [m/m]
k	coefficient de rugosité d'après Strickler [m$^{1/3}$/s]
L	distance entre les centres de gravité des surfaces au miroir de 2 casiers adjacents [m]
M	nombre de profils de calcul dans le chenal principal
P	périmètre de la section mouillée [m]
Q	débit du chenal principal [m³/s]
q, q'	débit latéral de fuite ou d'apport par unité de longueur [m³/s m]
Q_{ca}	débit traversant une limite de casier [m³/s]
R	rayon hydraulique de la section mouillée [m]
S_f	pertes de charge par unité de longueur dues aux frottements [m/m]
t	temps, variable indépendante [s]
v	vitesse moyenne de l'écoulement dans le chenal [m/s]
x	distance mesurée le long de l'axe du chenal [m]
Y, Z	coordonnées cartésiennes [m]
z	cote du niveau d'eau dans le chenal [m]
z_{ca}	cote du niveau d'eau dans les casiers [m]
γ^+, γ^-	trajectoires de caractéristiques locales dans le plan (x, t)
ε	coefficient sans dimension permettant de tenir compte de la variation de quantité de mouvement dans le chenal provoquée par le débit latéral
μ	coefficient de déversoir (sans dimension)
ν	coefficient de déversoir utilisé pour le calcul des débits latéraux

Références bibliographiques

[1] *W. Bauch* und *G.J. Seus*: Eine Übersicht über Verfahren zur Berechnung von Hochwasserwellen in Flüssen. «Die Wasserwirtschaft» *60* (1970), H. 3, S. 82–84

[2] *M.-B. Abbott* et *F.-H. Verhoog*: Etude numérique des ondes de crues dans un fleuve avec plaines d'inondations. Société Hydrotechnique de France, Xmes Journées de l'Hydraulique, Paris 1968

[3] *A. Preissmann* et *J. Cunge:* Le modèle mathématique du delta du Mékong, 4ème partie «La Houille Blanche» 1968, No 4, p. 259–269

[4] *Th. Dracos:* Die Berechnung instationärer Abflüsse in offenen Genen beliebiger Geometrie. SBZ, *88* (1970), H. 19, S. 413–420

[5] *J.J. Stoker*: Water Waves. New York 1957, Interscience Publishers Inc.

[6] *A. Daubert, P. Marvaud, L. Fabre* et *A. Margnac:* Quelques applications de modèles mathématiques à l'étude des écoulements non permanents dans un réseau ramifié de rivières ou de canaux. «La Houille Blanche» 1967, No 7, p. 735–746

[7] *A. Chervet* et *P. Dallèves:* Calcul de l'onde de submersion consécutive à la rupture d'un barrage. SBZ *88* (1970), H. 19, S. 420–432

[8] *A. Chervet* et *P. Dallèves:* Rapport sur le programme de calcul des crues du Loukkos. Rapport non-publié du Laboratoire de Recherches Hydrauliques (VAW) pour le compte de Electro-Watt, Ingénieurs-Conseils SA à Zurich, mars 1970

Der letzte Beitrag dieser Aufsatzreihe, «Die Regulierung des Flusses Senegal» von Conrad Stamm, dipl. Ing., wird in H. 26 vom 1. Juli 1971 erscheinen, zusammen mit dem Verzeichnis der Veröffentlichungen von Dr. Jaeger.

50 Jahre Schweizerischer Energie-Konsumenten-Verband

DK 061.2:620.9

Von **René Gonzenbach**, Zürich

Heute feiert der Schweizerische Energie-Konsumenten-Verband (EKV), dem vorwiegend Industriefirmen aller Branchen angehören, sein 50jähriges Bestehen. Diese private Organisation wurde am 11. Februar 1921 in Zürich gegründet. Sie bezweckt die Erzielung möglichst günstiger Bedingungen für den Energiebezug ihrer Mitglieder.

In der heutigen Praxis bezieht sich die Beratungstätigkeit des Verbandes in den weitaus meisten Fällen auf Fragen aus der Elektrizitätsversorgung, die von den Stromtarifen über Energielieferungsverträge und Vereinbarungen betreffend Durchleitungsrechte bis zu Problemen des Bezuges von Blindenergie und zur Beeinflussung von Netzkommandoanlagen durch Starkstrom-Kondensatoren gehen können. Daneben sind Beiträge an Hochspannungszuleitungen, die Erweiterung von Transformatorenstationen, die Rücklieferung von Überschussenergie aus Industrie-Wasserkraftanlagen an das öffentliche Netz oder Stillegung und Rückkauf von Wasserkraftanlagen Gesprächsstoff zwischen Industriefirmen und den sie versorgenden Elektrizitätswerken aktuell. Bei solchen Diskussionen und Verhandlungen wirkt der EKV beratend mit, indem er seine Mitglieder in Vorbesprechungen über technisch-wirtschaftliche Fragen informiert oder in Verhandlungen mit der Gegenpartei unterstützt.

Die Gründung des EKV geschah als Industriezusammenschluss in einer Zeit, da der Bundesrat die Absicht hatte, bei den über den 31. Dezember 1921 hinauslaufenden Energielieferungsverträgen die festvereinbarten Preise und