

République Algérienne Démocratique et Populaire

**Ministère de l'enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique**

Ecole Nationale Polytechnique

Département d'Hydraulique

Thèse de Magister

Présenté par :

GAFSI MUSTAPHA

Ingénieur d'état diplômé de l'E.N.P

Thème :

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

**ETUDE EXPERIMENTALE DES ECOULEMENTS DANS
LES CANAUX A MOTIFS PERIODIQUES**

Devant le Jury :

M ^r A. KETTAB :	Professeur – ENP-	Président
M ^{elle} S. BENMAMAR :	Chargé de cours-ENP-	Rapporteur
M ^r B. REMINI :	Maitre de conférence –UST Blida-	Examineur
M ^r A. BILEK	Docteur -Chargé de cours – ENP-	Examineur
M ^{elle} F. Z. ZERFA :	Chargé de cours –ENP-	Examineur
M ^r M. BERKANI :	Chargé de cours –ENP-	Invité

1998
Année Universitaire : 1998-1999

Ecole Nationale Polytechnique
10, Avenue Hassan Badi El Harrach, Alger

هذا العمل تجريبي محض وموجه أساسا لدراسة أنواع الجريان على القنوات ذوات سطح مدرج، حساب فقدان الطاقة وكذا تعيين بداية ظهور تهوئة الماء . لهذا فالتجربة أجريت على ثلاثة نماذج من قنوات ذوات سطح مدرج ، لها أبعاد هندسية مختلفة ، وهذا من أجل رؤية أثر ذلك السلم الهندسي على الخصائص الفيزيائية والهيدروليكية لأنواع الجريان الملاحظة واستتباط بعض الملاحظات في النهاية.

Abstract:

The present work is experiment and concerned with the studie of different flows on the stepped channels , the quantification of dissipative energy as well as localisation of inception point .

We had , then, effectued our experimentation on three models of stepped channels with different dimensions in order to see the impact of this effect on the physical and hydraulical properties of different flows observed and, hence, obtain some conclusion .

Resumé:

Le present travail est expérimental et axé essentiellement sur l'étude des differents écoulements sur les canaux à marches, la quantification de l'énergie de dissipation ainsi que le positionnement du point d'inception .

Pour cela, l'expérimentation a été effectuée sur trois modèles en marches d'escalier de dimensions géométriques différentes et ceci dans le but de voir l'impact de cet effet d'échelle sur les caracteristiques physiques et hydrauliques des differents écoulements observés, et d'en tirer enfin quelques conclusions.

Dédicaces

المدسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

A Dieu le tout puissant

A ma très chère femme Fatiha qui n'a cessé de me soutenir et de m'encourager et à qui je dois toute ma gratitude

A celui qui fait ma joie et mon bonheur, mon fils
" Mohamed "

A ma mère et mon père pour tous les sacrifices et les efforts qu'ils ont déployés pour me voir enfin réussir

A la mémoire de la chère défunte HADJA FATIMA née
GHEZLANE

A mon cher frère Abbas

A mes frères et sœurs

A mon très cher ami Mabrouk qui m'a aidé à surmonter les moments les plus difficiles

A vous mes amis : Nour-Eddine, Salah, Zirègue

GAFSI MUSTAPHA

Remerciements

Je remercie mon Dieu le tout puissant de m'avoir aidé à accomplir ce modeste travail.

Je voudrai saisir la présente occasion pour adresser, tout d'abord, mes chaleureux remerciements à mon directeur de thèse M^{elle} BENMAMAR SAADIA, pour avoir bien voulu m'introduire à un sujet d'actualité. Il m'est particulièrement agréable de lui exprimer ma profonde gratitude pour ses encouragements, sa serviabilité et ses précieux conseils sur les plans scientifiques et techniques. Qu'elle veuille bien accepter mes Remerciements les plus sincères.

Je tiens également à témoigner ma profonde reconnaissance à Monsieur A. KETTAB, professeur à l'ENP, pour avoir bien voulu examiner cette thèse et de me faire l'honneur d'en présider le jury de soutenance.

Je suis tout particulièrement reconnaissant envers Monsieur B. REMINI, Maître de conférence à l'université de Blida, A. BILEK, Docteur chargé de cours à l'ENP, M. BERKANI, chargé de cours à l'ENP et M^{elle} F. Z. ZERFA, chargé de cours à l'ENP, pour avoir bien examiner cette thèse et y apporter leurs critiques constructives. Je les remercie vivement pour le temps qu'ils ont consacré à ce travail et pour leur participation au jury de thèse.

Qu'il me soit permis de remercier vivement Monsieur ZIREGUE AHMED pour avoir participer de près à l'élaboration des modèles, ainsi que monsieur BENSAFEDDINE ABDELKADER.

Je remercie également Messieurs LEFKAIER IBN KHALDOUN, BOUTASSOUNA DJAMAL, GHRIBIZ DJELLOUL, DJEDDID MABROUK, YOUSFI BELKACEM, LAMARA SALAH et CHETIH MOHAMED pour l'aide précieuse et sincère qu'ils m'ont apportée.

Je n'oublie de remercier M^r HANINE SAID, ainsi que M^r NEBBACHE pour leur disponibilité et leur aide.

Enfin, une grande reconnaissance et un grand merci sont adressés à M^r CHERGUI, directeur de scolarité à l'ENP, Mme LAMARI NOURA, secrétaire du département d'hydraulique (ENP), HARIA FATMA, secrétaire du département de génie civil au C.U. LAGHOUAT, ainsi que tous les enseignants du département d'hydraulique de l'ENP.

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 0 HISTORIQUE DES CANAUX EN MARCHES D'ESCALIER ET EVERSOIRS.....	3
Introduction.....	3
1-historique des chutes en marche d'escalier.....	3
2-conception technique	4
CHAPITRE I LES ETUDES SUR LES MODELES PHYSIQUES DANS LES CANAUX EN MARCHES ESCALIER	6
Introduction.....	6
I.1 Etude de SORENSEN et COL (1985).....	6
I.2 Etude de RAJARATNAM et COL (1990).....	8
I.3 Etude de PEYRAS , ROYET ET DEGOUTTE (1990).....	9
I.4 Etude de J. DIEZ-CASCON , J.L. BLANCO, J. REVILLA et R. GARCIA (1991).....	11
I.5 Etude de M. STEPHENSON (1991).....	13
I.6 Etude de MARC VERCHAL (1991).....	14
I.7 Etude de A GOUBET (1992).....	15
I.8 Etude de GEORGE CHRISTODOULOU et COL 993).....	17
CHAPITRE II ECOULEMENT EN NAPPE DANS LES CANAUX A MOTIFS PERIODIQUES.....	20
Introduction.....	20
II.1 Définition.....	20
II.2 Caractéristiques hydrauliques de l'écoulement en nappe	24
II.3 Energie de dissipation.....	27
II.4 Entraînement d'air	30
CHAPITRE III LES ECOULEMENTS TRES TURBULENTS DANS LES CANAUX A MOTIFS PERIODIQUES.....	34
Introduction.....	34
III.1 Définition.....	34
III.2 Début de l'écoulement très turbulent.....	36
III.3 Développement de la couche limite.....	38
III.4 Résistance d'écoulement.....	43
III.5 Energie de dissipation.....	45

CHAPITRE IV DISPOSITIVE EXPERIMENTALE ET MESURES.....	53
Introduction.....	53
IV.1 Installation experimentale.....	53
IV.2 Les modèles en marches d'escalier.....	56
IV.3 Mesures.....	59
IV.4 Mode opératoire.....	61
IV.5 Observations.....	63
CHAPITRE V ANALYSE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	65
Introduction.....	65
V.A. Cas du modèle horizontal ($\alpha=0^\circ$).....	65
V.A.1 Profil de la surface libre.....	65
V.A.2 Evolution des pressions.....	70
V.B Modèle à pente variable.....	78
V.B.1 Détermination des régimes d'écoulements.....	78
V.B.2 Régime d'écoulement dans les différents canaux.....	81
V.B.3 Energie de dissipation.....	85
Conclusion.....	102
CONCLUSION GENERALE.....	103
ANNEXE	

Notations



C_{moy}	concentration moyenne d'air.
d_b	Profondeur de l'écoulement à la fin de la marche
d_c	Profondeur de l'écoulement critique
d_1	Profondeur de l'eau à la section 1
d_p	Hauteur d'eau dans la marche en amont du point d'impact du jet
d_2	Profondeur de l'eau à l'aval du ressaut
$(d_c)_{début}$	hauteur critique pour le début de l'écoulement très turbulent
E_c	Coefficient de correction de l'énergie cinétique
f	coefficient de frottement pour un écoulement non aéré.
f_c	Coefficient de frottement pour un écoulement aéré.
Fr	Nombre de Froude
h	Hauteur de la marche d'escalier
H	Hauteur du déversoir à l'amont.
H_b	Hauteur de la crête du barrage au dessus du pied aval
H_0	Élévation de la surface libre au dessus de la crête du déversoir
H_1	Charge résiduelle au fond du canal
H_{bar}	Hauteur de la crête du barrage au dessus du pied à l'aval.
H_{max}	Charge maximale disponible.
i	Pente du déversoir
k_S	Hauteur de la macro-rugosité
l	Longueur de la marche
L_d	Distance à partir de la contre marche jusqu'à la profondeur d_1
L_r	Largeur du ressaut
N	Nombre de marches
S	Pente de l'énergie.
q	Débit par unité de largeur.
V	vitesse d'écoulement dans la section considérée
α	Pente du canal
λ	coefficient de frottement de DARCY .
θ	Angle de la nappe avec l'horizontale à l'impact du jet
ΔH	Perte de l'énergie
V_i	Vitesse de la nappe

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Bien avant l'antiquité, l'homme a éprouvé le besoin d'une certaine maîtrise des ressources en eau, et a essayé tant bien que mal de stocker et d'exploiter les eaux souterraines, et celles de surfaces. Mais depuis, qu'il a construit des barrages, le problème de l'évacuation des débits de crue se pose; alors, cette eau nécessite la construction d'un ouvrage particulier : l'évacuateur de crue.

Les plus grands déversoirs sont sans doute réalisés dans les aménagements équipés d'un évacuateur de crue ou leur bon fonctionnement est impératif pour la sécurité.

Pour que celui-ci puisse remplir efficacement son rôle, il importe qu'il soit correctement dimensionné et adapté à son site d'implantation.

Lorsque les crues entrent dans les retenues pleines, des débits et des volumes d'eau considérables doivent être restitués directement à l'aval dans la rivière. Sans protection, le lit de la rivière est endommagé par l'érosion.

La protection de la zone aval d'un ouvrage est donc indispensable. Par conséquent, il faut prévoir en un endroit bien précis un ouvrage dissipateur d'énergie, pour convertir un écoulement à haute énergie mécanique en un écoulement à faible énergie mécanique.

Récemment, l'introduction de nouveaux matériaux de construction (exemple : BCR, gabions), a accru l'intérêt pour la construction des évacuateurs en marches d'escalier, et ceci dans le but d'augmenter considérablement la dissipation d'énergie au long du coursier, et permettant de réduire la taille des bassins de dissipations avals.

Malgré le progrès effectué au niveau de la conception de ces ouvrages et les résultats d'un grand nombre d'essai en laboratoire, il n'est pas possible de traiter les problèmes posés de façon purement analytique. Chaque fois qu'une vérification expérimentale des calculs s'impose, des essais sur modèles sont indispensables. C'est dans ce cadre que s'inscrit le présent travail.

Notre travail est essentiellement axé sur l'étude des différents écoulements sur les canaux en marches d'escalier, le positionnement du point d'apparition de l'eau blanche, ainsi que la détermination de la dissipation énergie sur ces derniers .

Pour cela, nous avons articulé notre étude sur six chapitres.

Dans le chapitre zéro, nous avons donné un aperçu historique sur les canaux en marches d'escalier.

Le chapitre I fait allusion aux différentes études et observations sur modèles faites jusqu'à présent sur les canaux en marches.

Quant aux caractéristiques des écoulements sur les canaux en marches sont détaillés pour les écoulements en nappe dans le chapitre II et le régime d'écoulement très turbulent chapitre III

Le chapitre IV, nous décrivons les modèles, ainsi que le dispositif expérimental, qui nous a permis de réaliser nos expériences. Dans ce même chapitre, nous présentons le mode opératoire. Les principaux relevés effectués seront joints en annexe.

Le chapitre V concerne l'analyse des résultats, et permet ainsi de déterminer les types et les caractéristiques des écoulements obtenus sur nos modèles ,la dissipation d'énergie et le positionnement du point d'apparition de l'eau blanche dans le cas des écoulements très turbulents.

En dernier lieu, une conclusion générale est présentée sur notre étude.

CHAPITRE 0
HISTORIQUE DES CANAUX EN
MARCHES D'ESCALIER ET DEVERSOIRS

CHAPITRE 0**HISTORIQUE DES CANAUX EN
MARCHES D'ESCALIER ET DEVERSOIRS****Introduction**

Jusqu'à une époque très récente, tous les coursiers des évacuateurs des barrages poids étaient aussi lisses que possible et toute l'énergie du Jet devait être dissipée à l'aval [18].

Certaines études (exemple l'étude SORENSEN, 1985) suggèrent que la conception des canaux en marches d'escalier a pour objectif la dissipation d'énergie, avec de nouvelles techniques développées dans la récente introduction de nouveaux matériaux de construction (exemple béton compacté en rouleau : BCR).

Les chutes en marche d'escalier sont conçues pour contribuer à la stabilité de la structure (exemple : débordement des déversoirs) et de dissiper l'énergie d'écoulement. Les débordements des déversoirs en marche d'escalier sont sélectionnés pour :

- contribuer à la stabilité du barrage par la simplicité de leur forme;
- réduire la vitesse d'écoulement;
- réduire d'autant les ouvrages de dissipation au pied aval;
- augmenter le taux d'énergie de dissipation qui avait lieu sur la face du canal [8].

1- Historique des chutes en marches d'escalier :

Les canaux en marche avaient été utilisés depuis plus de 2500 ans. Les ingénieurs syriens sont probablement les premiers à concevoir des

barrages avec déversoir en marches d'escalier. Par la suite, les Romains, les musulmans et les espagnols ont conçu l'utilisation de techniques similaires.

A la fin du 19^{ème} siècle, un nombre significatif de barrages sont construits avec un débordement sur des déversoirs en marches d'escalier (SCHULER, 1909 ; WEGMANN, 1911; KELEN, 1933).

Depuis le début du 20^{ème} siècle, les chutes en marche d'escalier ont été conçues plus spécialement pour dissiper l'énergie d'écoulement (exemple : barrage de NEW CROTON) [8].

Avec l'apparition du béton compacté au rouleau (BCR), s'est fait jour une nouvelle conception, matérialisée pour la première fois au barrage d'UPPER STILL WATER (USA, 1987): puisque le béton est mis en place en couches minces, il est facile d'organiser l'extrémité aval en couches d'escalier sur lesquelles la lame d'eau déversée perd une partie importante de son énergie, permettant de réduire d'autant les ouvrages de dissipation au pied aval. Plus tard, d'autres réalisations ont vu le jour, en France par exemple : barrage du RIOU (1990), de CHOLDOCOAGNA (1991), de la touche POUPART (1992), de Petit Saut (1994) [18].

2- Conception technique

Depuis l'antiquité, la conception des déversoirs en marches d'escalier et canaux était reconnue pour réduire les vitesses d'écoulement et accroître l'énergie de dissipation.

Certains anciens ingénieurs pouvaient avoir des connaissances sur la conception des écoulements en "nappe" et "turbulent". Mais c'est évident que même, au début du 20^{ème} siècle, les ingénieurs hydrauliciens n'avaient

aucune information quantitative sur les propriétés principales de l'écoulement (exemple résistance d'écoulement et perte de charge).

Ce n'est que récemment que de nouveaux progrès sur l'hydraulique des canaux en marches d'escalier ont été réalisés : exemple ESSERY et HORNER (1978), SORENSEN (1985), RAJARATNAM (1990), PEYRAS (1991).

Depuis l'antiquité, la hauteur des marches d'escalier augmente faiblement jusqu'à l'année 1930. Récemment, les déversoirs en roches (sans doublure) ont été conçus avec de grandes hauteurs de marches d'escalier, c'est-à-dire typiquement haute de 10 m. Mais la plupart des structures en béton nouveau et gabions utilisent des petites hauteurs de marches d'escalier rangée de 0,2 à 1 m.

La conception des caractéristiques (géométries et physiques) des déversoirs en marches d'escalier montre une certaine continuité de l'antiquité jusqu'à ce jour [8].

CHAPITRE I
LES ETUDES SUR LES MODELES
PHYSIQUES DES CANAUX
EN MARCHES D'ESCALIER

CHAPITRE I

**LES ETUDES SUR LES MODELES PHYSIQUES
DE CANAUX EN MARCHES D'ESCALIER****Introduction**

Une citation très connue dit " il est plus facile de suivre le mouvement des astres, que de suivre le mouvement d'une particule dans un cours d'eau ". Cette idée nous montre combien le mouvement des particules dans les écoulements à surface libre est aléatoire. Le mouvement de ces particules sur des évacuateurs formés par des obstacles (marches d'escalier) est plus complexe et aucune approche mathématique n'a fait l'oeuvre de résultat concordant avec le modèle physique. De ce fait, le recours à la modélisation physique est bel et bien le moyen d'étude le plus efficace à l'étude des paramètres régissant le phénomène hydraulique. Enfin, les recherches sur modèles ou prototype sur les déversoirs en marche d'escalier n'ont fait jour qu'à partir de l'année 1982, grâce aux études entreprises et publiées par le bureau de réclamation des modèles étudiés pour le déversoir en marches d'escalier du barrage d'UPPERSTILLWATER. Les études que nous allons présenter, sont des travaux effectués à partir de l'année 1985.

1.1 Etude de SORENSEN et COL(1985) [43]

En 1985, en collaboration avec des ingénieurs et des universitaires, SORENSEN a conduit l'étude et la conception du modèle de l'évacuateur de crue en marches d'escaliers du barrage de MONKSVILLE (Afrique du sud). Cet évacuateur est constitué de marches de 0,61 m par 0,48m suivant une pente de 0,75H/1V. La côte de ce dernier est élevée à 121,9 m, et a une largeur de 61 m. En considérant la dissipation d'énergie, le débit de projet par mètre longueur est de $6\text{ m}^3/\text{s}$. Le débit de crue maximum probable utilisé dans la détermination du profil de l'évacuation est de $9,3\text{ m}^3/\text{s}$. La phase

expérimentale de l'étude consiste en une série de tests sur trois modèles à section bidimensionnelles, aux échelles 1/10 et 1/29. La similitude de Froude a été requise en raison de la dominance des forces gravitaires.

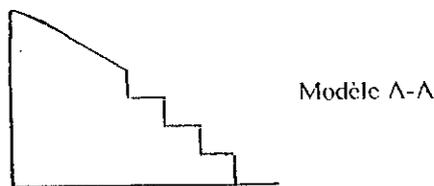
Les échelles 1/10 et 1/25 utilisées dans cette étude reportent un rapport de débit par unité de largeur de 1/13,6 et 1/25 respectivement, et un rapport de vitesse de 1/13,6 et 1/5 respectivement.

Les modèles

Les trois modèles étudiés par **SORENSEN** sont les suivants :

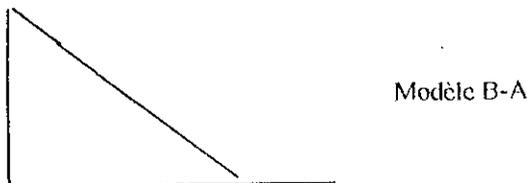
Modèle A-A:

Le modèle A-A est conçu à l'échelle 1/10, pour étudier les sept (07) mètres supérieurs de l'évacuateur; il est élevé à 6,9m. Ce modèle est utilisé pour évaluer la transition de l'écoulement de la crête de l'évacuateur jusqu'aux premières marches.



Modèle B-A

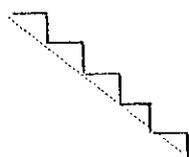
Le modèle B-A est conçu à l'échelle 1/25, c'est le modèle réduit d'un évacuateur de crue de profil standard WES. Il est testé brièvement pour comparer les différents modèles.



Modèle C-A:

Le modèle C-A est conçu à l'échelle 1/25, son profil est en entier en marches d'escalier. Les tests sur ce dernier permettent d'évaluer la dissipation d'énergie de

l'écoulement sur l'évacuateur en marche d'escalier, et de déterminer la profondeur de l'écoulement le long de ce dernier pour dimensionner les parois latérales.



Modèle C-A

Observations:

- * **SORENSEN** et ses collaborateurs ont observé sur le modèle A-A, une transition lisse de l'écoulement depuis la crête de l'évacuateur jusqu'aux premières marches de celui-ci.
- * Ils ont observé, une apparition de rouleaux de recirculation stables dans chaque creux des marches; ces phénomènes observés sont le lieu de dissipation d'énergie.
- * Au bout de quelques marches, est apparu un phénomène d'entraînement d'air, l'eau devient "blanche" et l'épaisseur du jet émulsionné demeure ensuite à peu près constante. Chaque marche dissipe ainsi l'énergie correspondante à sa hauteur. Ce résultat est atteint après un nombre de marche variable en fonction du débit par mètre linéaire de la crête.
- * La profondeur de l'écoulement diminue continuellement de la crête jusqu'au point de commencement d'entraînement d'air; au-delà de ce dernier, la profondeur augmente progressivement vers le pied de l'évacuateur.
- * La hauteur des marches croît progressivement, de manière à passer de façon continue, de la crête déversante dessinée de façon classique au parement "rectiligne" constitué de marches régulièrement disposées.

1.1 Etude de RAJARATNAM et Col (1990) [39]

Basées sur l'expérimentation sur modèles de passes à poissons et sur les résultats empiriques d'ERVINE et BAIRD (en 1982) et de SORENSEN (en 1985), les études de RAJARATNAM et ses collaborateurs sont destinées à la prédiction des différentes caractéristiques des écoulements sur les évacuateurs de crue en marche d'escalier.

En premier lieu, RAJARATNAM s'est intéressé à la détermination de la contrainte de cisaillement τ qui existe entre les cours d'eau turbulents et la recirculation du fluide

emprisonné entre les marches. Pour cela, il a mis en évidence le coefficient de frottement C_f donné par l'équation suivante:

$$C_f = \frac{2 \cdot d_0^3 \cdot g \cdot \sin(\alpha)}{q^2} \quad (1.1)$$

avec, d_0 : profondeur normale, g : accélération de pesanteur, $\sin(\alpha) = \frac{h}{\sqrt{l^2 + h^2}}$: pente de l'évacuateur en marches ayant des marches identiques de hauteur h et de largeur l et q : débit par unité de largeur de l'évacuateur.

Observations

En utilisant cette équation sur l'écoulement des passes à poissons, **RAJARATNAM** déduit que :

- * Pour une passe à poisson, avec une profondeur d'écoulement supérieure à sa largeur C_f est égale à 0,09.
- * Pour une passe à poisson avec une profondeur relativement petite, C_f prend la valeur de 0,6.
- * Pour un écoulement dans une voie verticale d'un modèle d'une passe à poisson à l'échelle 1/16 et ayant une valeur de R_p égale à $5.00.10^5$, C_f prend la valeur de 0,14.

1.3 Etude de PEYRAS, ROYET ET DEGOUTTE (1990) [36]

En 1990, **PEYRAS** et ses collaborateurs ont réalisé une série d'expérimentation sur modèles réduits, et ceci à fin d'observer les écoulements sur les petits déversoirs en marches d'escalier homogènes, de quantifier précisément la dissipation de l'énergie sur les déversoirs "standards" en gradins de gabions, et d'établir les paramètres qui détermineront le bassin de dissipation.

L'expérimentation a été conduite dans le canal vitré de la société du canal de Provence, sa largeur est de 80 cm. Les débits simulés s'étendent de 0,5 à 3 m³/s/ml à raison d'une dizaine de débits par expérience.

La force gravitaire est prépondérante sur les autres forces extérieures, **PEYRAS** et ses collaborateurs ont adopté la similitude de Froude.

Modèles:

Les modèles utilisés dans leur étude ont été conçus à l'échelle 1/5. L'échelle adoptée est suffisamment grande pour se rapprocher au plus près des phénomènes hydrauliques réels et de minimiser les erreurs de similitude et de mesure.

Les gabions en modèle réduit sont rigoureusement à l'échelle 1/5 : dimensions géométriques (20cm × 20cm × 60cm) mailles hexagonales torsadées (20mm × 30mm), diamètre des fils (0,7 mm), et granulats de remplissage (ballast de 30 à 40 mm).

PEYRAS et ses collaborateurs ont testé la dissipation sur des déversoirs dont les caractéristiques prennent les valeurs suivantes.

- Pente du parement aval : 1/1, 1/2 et 1/3.

- Hauteur du déversoir : 3m, 4m et 5m, soit respectivement 3, 4 et 5 gradins (la hauteur d'un gradin étant standardisée à 1m).

Observations:

* Si toute fois les règles de mise en oeuvre des gabions sont respectées, **PEYRAS** et ses collaborateurs trouvent que les déversoirs à parement aval en gradins de gabions peuvent supporter sans préjudice notable des crues jusqu'à 3 m³/s/ml. C'est indubitablement la seule structure déversante gabionnée, capable de supporter de telles crues.

* Les déversoirs en gradins offrent une prédissipation de l'énergie importante avant le bassin de dissipation. Cette étude permet de quantifier précisément cette dissipation sur les gradins et les paramètres qui définissent le bassin.

* Leurs résultats finaux conduisent à une économie de 10 à 30% sur la longueur du bassin de dissipation par rapport aux longueurs obtenues avec les méthodologies jusqu'à présent utilisées.

* Connaissant le coût de l'évacuateur de crue sur ce type de barrage, l'intérêt économique se situe entre 5 et 10% sur l'ensemble du projet.

I.4 Etude de J.DIEZ-CASCON, J. L. BLANCO, J. REVILLA et R. GARCIA (1991) [12]

Les auteurs de cette étude ont conduit des séries d'expériences sur un modèle réduit construit au laboratoire de IBERDUEROA en ESPAGNE représentant les évacuateurs de crues ayant des marches de 30 cm et de 60 cm à l'échelle 1/10, en conjonction avec un projet de recherche sur le béton compacté au rouleau (BCR), exécuté par le CTAMA (Water and Environnement Sciences and technologie département) de l'université de CANTABRIA en ESPAGNE et cela pour étudier le comportement hydraulique des évacuateurs de crue en marches d'escalier.

Lors des expériences, J. DIEZ-CASCON et ses collaborateurs ont utilisé pour la mesure de la pression, douze(12) piezomètres placés sur les marches, six (06) sur la zone horizontale et six (06) autres sur les faces verticales.

Dans la première série d'essais, les marches utilisées étaient de 3 cm de hauteur et dans les séries suivantes, elles étaient de 6 cm.

La mesure des profondeurs de l'eau avant et après le ressaut hydraulique, respectivement Y_1 et Y_2 , est effectuée pour un rang de débit allant de 0,68 à 8,85 m³/s/ml.

Modèle

Le modèle utilisé par J.DIEZ-CASCON et ses collaborateurs est à l'échelle 1/10, avec des marches de 30 et de 60 cm; ce dernier est conçu pour représenter le déversoir en marches d'escalier.

Ce modèle est alimenté par un réservoir de 2,5 m de long et 0,8m de large, et la section du déversoir ainsi étudié se trouve immédiatement sous le déversoir.

La Crête du déversoir a un profil décrit par l'équation : $Y/H=1/2(X/H)^{1,85}$, complété par une courbe à double rayon se trouvant sur la verticale de la face amont. La zone du profil lisse atteint la tangente avec la face aval avec une pente de 3H/4V. La crête ainsi citée est élevée de 3,8 m à partir du par terre du laboratoire (figure I.1).

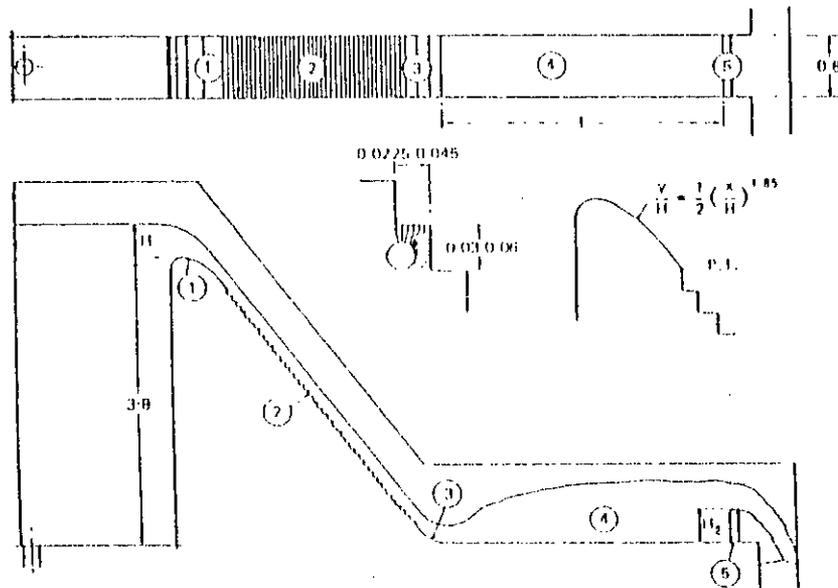


Figure I.1: Schéma général de l'évacuateur en marche d'escalier du modèle testé

Observations

J.DIEZ-CASCON et ses collaborateurs ont observé à l'aval de la crête et sur les premières marches, que l'écoulement n'est pas aéré et la surface libre est lisse et bien définie. Mais à quelques marches plus loin, un phénomène apparaît rapidement, définie par l'entraînement et le gonflement de l'écoulement tel que les bulles d'air sont piégées dans l'écoulement, ce qui donne un aspect rugueux à la surface libre qui devient mal définie et change de position autour de ces localisations moyennes.

Les auteurs ont déduit à travers leurs essais que :

Le nombre de Froude F_2^2 est approximativement constant et égal à 0,041. Ceci permet de donner une relation entre le débit et les hauteurs conjuguées du ressaut d_2 :

$$d_2 = 1,355q^{\frac{3}{2}} \quad (1.2)$$

Après comparaison des résultats obtenus particulièrement pour les valeurs des profondeurs conjuguées d_1 et d_2 , les auteurs ont remarqué une incohérence entre les valeurs expérimentales de d_1 et les valeurs obtenues théoriquement par la formule :

$$d_1 = \frac{1}{2}d_2 \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (1.3)$$

Cela s'explique par l'apparition des phénomènes d'entraînement d'air et du gonflement de l'écoulement durant l'expérience, ce qui n'est pas pris en considération dans la formulation théorique.

1.5 Etude de M. STEPHENSON (1991) [45]

En 1991, **M STEPHENSON** a effectué une étude concernant l'efficacité qu'offre les marches pour dissiper l'énergie de l'écoulement sur les évacuateurs de crue en marche d'escalier et des considérations pratiques qui limitent cette dernière.

Observations

* Dans l'écoulement en nappe, où il y a une importante dissipation d'énergie, les marches doivent être relativement larges et le giron horizontal doit être plus grand que la profondeur critique de l'écoulement, ceci n'est pas souvent pratique, car cela nécessite une pente relativement douce à l'aval des barrages en béton et donc un important volume et coût élevé de ce dernier.

* Aussi, pour l'écoulement très turbulent, la dissipation maximale d'énergie est atteinte pour des marches assez grandes ce qui est limité par la pente à l'aval de la structure principale où il y a création d'un écoulement uniforme au pied du parement aval.

M. STEPHENSON montre que l'utilisation des déversoirs successifs sur des pentes relativement douces, présente un moyen efficace pour la dissipation d'énergie. La limitation pratique de ce type d'énergie est imposée par le terrain et par le coût de la structure. Cependant, si la pente est suffisamment douce pour permettre la conception d'un bassin de dissipation à l'aval, alors le moyen précédent ne sera plus d'une grande efficacité, et une pente d'ordre de 1/5 (rapport de l'horizontale à la verticale) est appropriée à ce dernier.

* L'auteur a aussi expérimenté des déversoirs en gradins de gabion à l'échelle 1/10 et dont la hauteur des modèles conçus n'excède pas 4 m. Mais ces derniers font intervenir des infiltrations et deviennent dangereux lorsque la vitesse dépasse approximativement 4m/s, ce qui provoque l'instabilité de l'ouvrage.

1.6 Etude de MARC VERCHEVAL (1991) [48]

Les travaux de **MARC VERCHEVAL** (1991) sont basés sur la détermination du point d'apparition de l'eau blanche et l'étude de la dissipation d'énergie sur l'évacuateur en marches d'escalier.

Le modèle utilisé pour ses mesures provient de l'étude du déversoir du barrage sur la M'BALI (République Centrafricaine). Le modèle réalisé est à l'échelle 1/21,33.

MARC VERCHEVAL a testé les valeurs expérimentales effectuées par CEMAGREF (Aix-en-Provence) sur trois modèles et ceci pour de tirer une relation entre la hauteur de la nappe déversante et le point d'apparition de l'eau blanche.

Modèle :

Le modèle utilisé par **MARC VERCHEVAL** a un fruit de 08H/IV, ayant deux types de marches 0,4 et 0,8m. L'échelle étant de 1/21,333.

Ce modèle est constitué d'un greager standard suivi de sept (07) marches de transition (taille variable) et en fin du coursier lui même comprenant trente six (36) marches de dimensions constantes (hauteur des marches est de 3,8 cm. Les débits simulés sur son modèle sont de l'ordre de 2 à 12 m²/s.

Observations

M. VERCHEVAL a observé sur son modèle trois (03) zones d'écoulement différentes:

- * Une première zone (au départ du coursier), où l'écoulement est bien régulier et les filets liquides semblent bien parallèles.
- * Dans la deuxième zone (zone de transition), l'écoulement devient beaucoup plus turbulent, et il a observé une série d'ondes transversales qui selon lui sont dues probablement à un effet de bord. Dans le sens longitudinal, l'écoulement est aussi agité et finalement la surface de la nappe d'eau ressemble à celle d'une mer peu agitée (eau claire).
- * Dans la troisième zone, l'eau blanche commence à apparaître, mais elle n'est pas encore généralisée à tout l'écoulement. Le point d'apparition effectif de l'eau blanche est fixé selon l'auteur au moment où toute la section de l'écoulement est effectivement "blanche".

Constats

M. VERCHEVAL fait les constats suivants:

* Avec l'apparition de l'eau blanche, l'épaisseur de la nappe augmente brusquement. Dans cette zone, il n'y a plus de fluide homogène, mais bien un mélange air-eau. L'écoulement est alors fortement perturbé et le niveau de surface en un point varie constamment.

* La dissipation d'énergie selon l'auteur se fait en deux phases principales : la première correspondant à la macro-rugosité (grande dissipation d'énergie); la seconde qui débute au point d'apparition de l'eau blanche, se caractérise par une augmentation faible des pertes et semble tendre vers une dissipation limite maximale.

A ces deux zones principales, s'ajoute une troisième en tête de l'évacuateur correspondant en fait à la partie lisse du coursier et où les pertes énergétiques sont beaucoup plus faible .

* La quantité d'énergie relative dissipée augmente, plus le point d'apparition de l'eau blanche se rapproche de la tête du coursier.

1.7 Etude de A.GOUBET (1992) [18]

A.GOUBET, fait une synthèse à partir des travaux effectués par des auteurs sur modèles physiques des barrages : UPPERSTILLWATER, MONKSVILLE, De MIST Kraal, les ollivettes, PETIT SAUT, M'BALI

Modèles

*** Barrage de UPPERSTILLWATER**

Trois (03) modèles ont été réalisés sur ce barrage :

- Le premier à l'échelle 1/5, dans un canal de 76 cm de large pour étudier la partie supérieure, avec le parement aval de 0,6/1 initialement prévu.
- Le second à l'échelle 1/10, toujours pour étudier la crête mais avec le fruit de 0,32/1 finalement retenu; le modèle inclut le point de passage du fruit de 0,32/1 à celui de 0,6/1 adopté pour la partie inférieure du barrage.

- Le troisième à échelle 1/15 représentant la totalité de la section, y compris le bassin de dissipation et modélisant le déversoir sur une largeur de 18m.

* Barrage de Monkville:

Sur ce barrage, trois (03) modèles ont été également réalisés :

- Le premier à l'échelle 1/10 pour étudier les sept(07) mètres supérieurs;
- Les deux autres au 1/25 représentant l'ensemble de la chute, l'un avec un évacuateur lisse, l'autre avec un évacuateur en gradins

* Barrage de MIST Kraal

Les modèles réalisés sur ce type de barrage sont au nombre deux:

- Un modèle d'ensemble à échelle 1/75;
- Un modèle à l'échelle 1/20 pour optimiser les dimensions des marches.

* Barrage les OLIVETTES:

Sur modèles à l'échelle 1/50, les auteurs ont testé des marches de 0,6-0,9 et 1,2m de haut, puis ils ont déterminé la forme optimale pour la crête du déversoir et le raccordement aux gradins.

* Barrage de PETIT SAUT :

Dans ce barrage, trois (03) modèles ont été réalisés ayant pour échelle 1/50 chacun, avec un parement lisse et des marches de 50 et 96 cm.

* Barrage de M'BALI :

Deux (02) modèles ont été réalisés sur ce type de barrage,:

- Un modèle à l'échelle 1/21 de 90cm de large représentant le barrage et le bassin aval.
- Un modèle à l'échelle 1/40 avec fond affouillable à l'aval.

Observations

D'après l'auteur, ces modèles ont dégagé des conclusions très largement convergentes à savoir:

- Le nez des marches ne doit jamais faire saillir au-delà du profil classique des déversoirs lisse; chaque marche affleure ce profil.
- La hauteur des marches croît progressivement de manière à passer de façon continue de la crête déversante dessinée de façon classique au parement "rectiligne" constitué de marches régulièrement disposées.

- La partie supérieure lisse du déversoir ne doit pas être trop haute pour que l'eau attaque la première marche avec une vitesse limitée.
- Sur chacune des premières marches l'eau forme un rouleau à axe horizontal dans lequel se dissipe une partie de l'énergie; au bout de quelques marches l'air est entraîné, l'eau devient "blanche" et l'épaisseur du jet émulsionné demeure ensuite à peu près constante. Ceci signifie que l'énergie reste également constante ou encore que chaque marche dissipe l'énergie correspondant à sa hauteur.

Evidemment, ce résultat est atteint après un nombre de marches variables en fonction, notamment du débit par mètre linéaire de crête.

Ces différents auteurs indiquent que l'énergie résiduelle au pied du barrage soit en pourcentage de l'énergie de l'eau, soit en pourcentage de l'énergie qui existerait au pied d'un déversoir lisse classique. **A.GOUBET** mentionne de son côté, qu'il est très difficile d'estimer sur modèle l'énergie d'une eau fortement émulsionnée.

L'auteur précise aussi qu'il serait plus simple de faire état de l'énergie résiduelle au pied d'un barrage de hauteur théoriquement infinie en fonction de la pente du coursier, de la hauteur des marches et du débit linéaire, quitte à préciser par ailleurs le nombre de marches nécessaires pour obtenir une hauteur d'eau émulsionnée constante (la hauteur du coursier correspondante semble être d'environ 6 fois la charge sur la crête du déversoir).

Selon l'auteur, les taux de dissipation au pied du coursier s'échelonnent de 60 à 95% en tenant compte également de la dissipation singulière qui s'effectue immédiatement au pied du barrage dans l'émulsion.

1.8 Etude de GEORGE CHRISTODOULOU et Col (1993)[11]

En 1993, **G. CHRISTODOULOU** et ses collaborateurs ont conduit une étude expérimentale pour établir les caractéristiques de l'énergie dissipée sur un évacuateur de crue en marches d'escalier.

La phase expérimentale a été menée au laboratoire d'hydraulique appliquée de l'université technique d'ATHENES.

Huit séries d'expériences ont été effectuées avec des débits variants de 10 à 45 l/s et dont la mesure a été exécutée par le moyen d'un manomètre différentiel en carbone tetrachloride.

Dans chaque série, la profondeur de l'eau est mesurée au bord de la 10^{ème} et 13^{ème} marche à l'aide d'une pointe d'un crochet monté sur une charpente en aluminium se déplaçant longitudinalement et transversalement sur tout point de l'évacuateur de crue et elle est rapportée sur trois points en travers de chaque marche concernée(à B/4, B/2, 3B/4 et B et dont B est la largeur du canal), et la moyenne arithmétique des trois valeurs est considérée comme la profondeur (d) au-dessus des marches respectives.

Modèle

Le modèle testé par les auteurs, est un déversoir muni de sept (07) marches ayant un rapport (l/h) variant sur la partie courbée du parement de l'évacuateur testé, et de huit(08) marches dont le rapport est de l/h=0,7, sur la partie droite du parement (figure 1.3).

Cet évacuateur est fabriqué en bois et couvert par de l'époxy pour éviter tout gauchissement du bois; Ce dernier est placé sur un canal ayant 10 m de long et 0,5 m de large, lequel est connecté en amont à un réservoir d'alimentation de dimension 2,0m × 1,5m. Au-delà du pied de l'évacuateur, le fond du canal a une pente de 0,04, et il n'est pas contrôlé à l'aval, de sorte que l'écoulement supercritique soit maintenu sans formation du ressaut hydraulique .

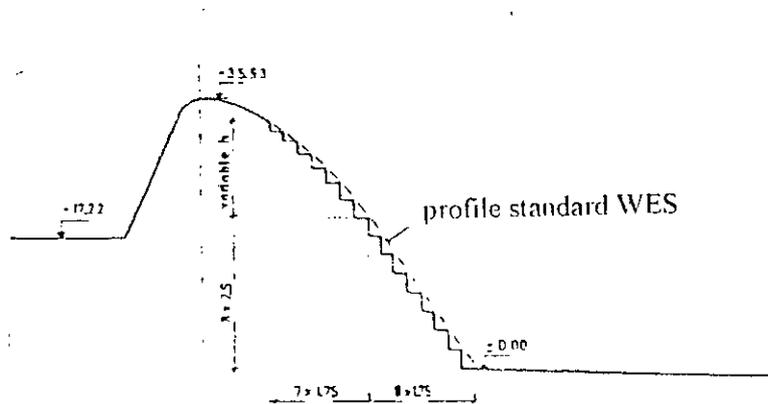


Figure 1.3 : Schéma général de l'évacuateur testé

Observations

Le paramètre d_c/h , dont les valeurs obtenues sur la 10^{ème} et la 13^{ème} marche appartiennent clairement au régime d'écoulement très turbulent.

Les auteurs ont remarqué que pour chaque valeur de d_c/h , la perte de charge relative est élevée sur la 13^{ème} marche qui est proche du pied de l'évacuateur testé et que pour les petites valeurs des rapport d_c/h , la dissipation d'énergie est importante, ce qui s'explique par la présence des marches qui peuvent être considérées à une échelle plus grande que celle adoptée ordinairement pour la rugosité d'une paroi comme une macro-rugosité.

CHAPITRE II
ECOULEMENTS EN NAPPE DANS LES CANAUX
A MOTIFS PERIODIQUES

ÉCOULEMENTS EN NAPPE DANS LES CANAUX A MOTIFS PÉRIODIQUES

Introduction

Dans les déversoirs en marche d'escalier, la face du déversoir est formée avec une série de marches, proche de la crête, jusqu'au pied du déversoir [39]. Les chutes et les déversoirs en marches d'escalier sont destinés à déverser des charges importantes d'eau par-dessus des structures hydrauliques, tout en minimisant les dommages qui peuvent concerner la structure et l'environnement [8]. La marche d'escalier augmente substantiellement l'énergie de dissipation qui avait lieu sur la face du déversoir et conduit à une réduction dans la profondeur et les dimensions du bassin de tranquillisation au pied de la chute [7].

Deux types de régimes différents sont apparents dans le comportement hydraulique des déversoirs en marches d'escalier; les deux changent dans le temps et la position [12]. Les deux types de régimes sont:

- Écoulement en nappe;
- Écoulement très turbulent.

II.1 Définition

N. RAJARATNAM (1990) a dit que dans le régime d'écoulement en nappe, l'écoulement de chaque marche touche la marche du bas comme un jet libre [39].

Pour ce qui est de L. PEYRAS, L. ROYET, G. DEGOUTTE (1991), les écoulements en nappe sont observés pour les petits à moyens

débits. La lame d'eau déversante frappe le giron de la marche inférieure, d'abord totalement puis partiellement, et on parle alors respectivement de nappe isolée et de nappe partielle.

Dans l'écoulement en nappe isolée, on a deux régimes possibles :

- Le premier est caractérisé par alternance des régimes fluvial et torrentiel (cet écoulement n'a été observé qu'avec une courte pente ou un contre seuil et pour des faibles débits, par exemple inférieur à $1\text{m}^3/\text{s}/\text{ml}$).
- Le deuxième est totalement torrentiel.

Pour ce qui est de l'écoulement en nappe partielle, la lame déversante frappe par partie le giron de la marche inférieure et l'éclatement des jets à chaque gradin provoque un fort bouillonnement. Le régime reste torrentiel tout le long des gradins [36].

D'après **J. DIEZ-CASCON, J.L. BLANCO, J. REVILLA et R. GARCIA** (1991), le régime d'écoulement en nappe est caractérisé par une chute continue d'écoulement, marche par marche. Les faibles débits engendrent ou causent la formation des petits ressauts hydrauliques dans chaque marche et alors l'écoulement s'accélère, proche du bord de la marche pour atteindre la prochaine marche [12].

D. STEPHENSON (1991) mentionne dans le cas de l'écoulement en nappe, que l'eau procède en une série de plongeons de la première marche à la dernière marche.

La marche horizontale doit être plus grande que la profondeur d'eau et la pente du déversoir doit être relativement plate pour que l'écoulement en nappe soit observé; ce qui est souvent impraticable, vu le coût du béton (grand volume de béton). Il est par conséquent être praticable, seulement dans le cas d'une structure type en enrochement [45].

H. CHANSON (1994, 1995) définit l'écoulement en nappe, comme une succession de nappe en chute libre. L'eau rebondit d'une marche à l'autre comme des séries de petites chutes libres suivit par un développement entier ou partiel du ressaut hydraulique [7 et 8].

Le régime d'écoulement en nappe exige une marche relativement grande. Cette situation peut s'appliquer aux petits débits ou à des déversoirs relativement plats.

Trois types d'écoulement en nappe peuvent être distingués :

- *Écoulement en nappe avec un ressaut hydraulique pleinement développé pour un faible taux d'écoulement et une faible profondeur d'écoulement (figure II.1.a).*

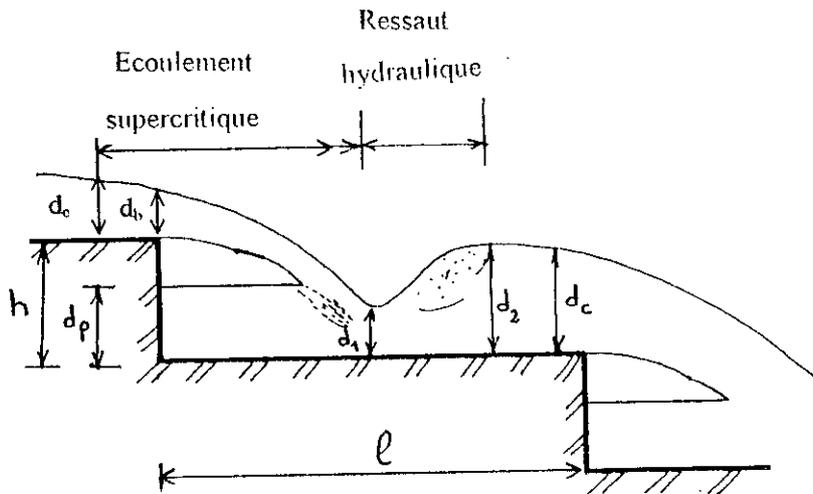


Figure II.1.a

- *Écoulement en nappe avec un ressaut hydraulique développé à l'extérieur (figure II.1.b).*

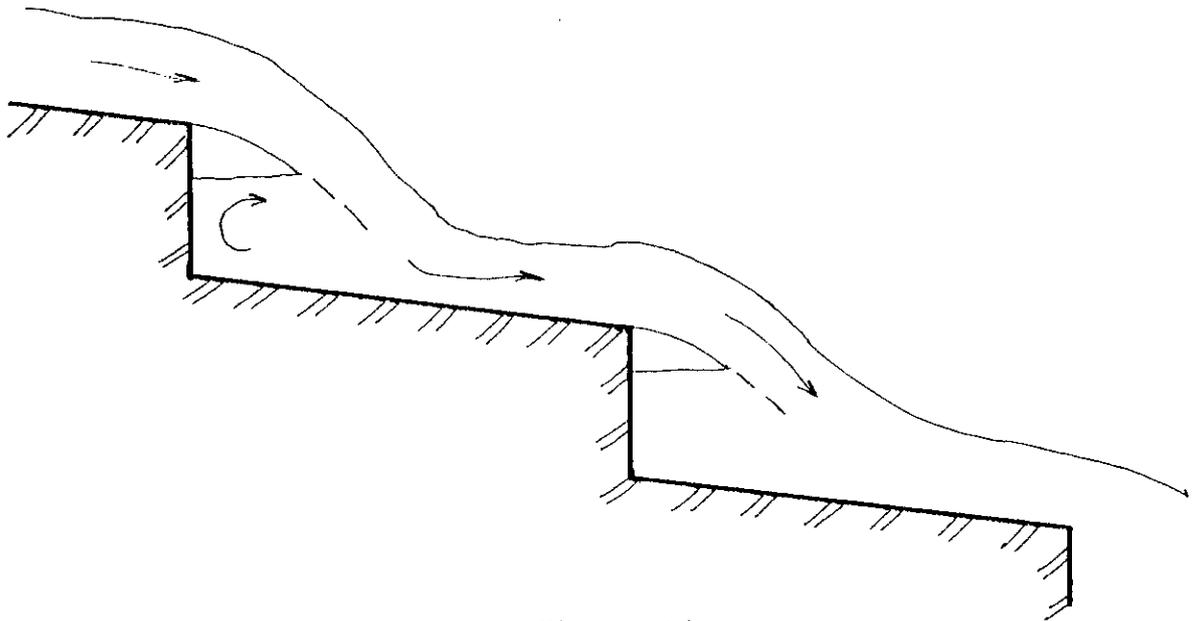


Figure II.1.b

- *Ecoulement en nappe avec un ressaut hydraulique partiellement développé (figure II.1.c).*

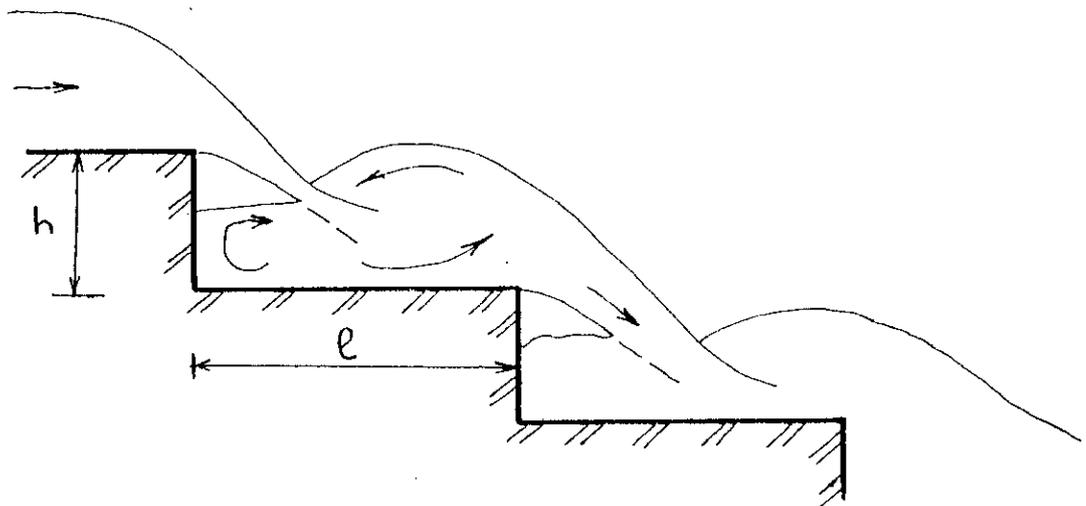


Figure II.1.c

I.2 Caractéristiques hydrauliques de l'écoulement en nappe

MOORE (1943) et **RAND** (1955), ont étudié une structure à une seule marche. Ils ont remarqué que les conditions d'écoulement tout près de l'extrémité de la marche change d'un écoulement sous critique en écoulement critique en certaines sections se situant à une faible distance en amont du bord de la marche. La profondeur de l'écoulement (d_b) est donnée par [30, 41 et 8] :

$$d_b = 0,715d_c \quad (\text{II.1})$$

avec, d_c profondeur de l'écoulement critique.

ROUSE (1936) puis **WHITE** (1943) ont proposé en appliquant l'équation de quantité de mouvement à la base de la structure la formule suivante [42, 49 et 8] :

$$\frac{d_1}{d_c} = \frac{2^{\frac{1}{2}}}{\frac{3}{2^{\frac{3}{2}}} + \sqrt{\left(\frac{3}{2} + \frac{h}{d_c}\right)}} \quad (\text{II.2})$$

avec, d_1 profondeur de l'eau à la section I (figure II.2, ci-dessous), et h hauteur de la marche d'escalier.

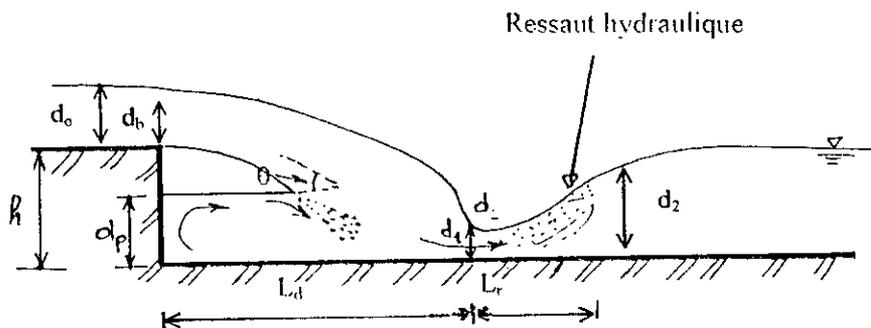


Figure II.2

* Calcul des tirants d'eau (d_1 , d_2 et d_p)

RAND en 1955 [48 et 8] a proposé un système d'équations empiriques définissant les différents paramètres (Figure II.2, page 24)

$$\frac{d_1}{h} = 0,54 \left(\frac{d_c}{h} \right)^{1,275} \quad (II.3)$$

$$\frac{d_2}{h} = 1,66 \left(\frac{d_c}{h} \right)^{0,81} \quad (II.4)$$

$$\frac{d_p}{h} = \left(\frac{d_c}{h} \right)^{0,66} \quad (II.5)$$

$$\frac{L_d}{h} = 4,30 \left(\frac{d_c}{h} \right)^{0,81} \quad (II.6)$$

ROUSE (1943), RAJARATNAM et MURALDMAR (1968), HAGER (1983) et MARCHI (1993), ont abouti au résultat suivant[42, 40, 27 et 8]:

$$\frac{d_1}{d_c} = \frac{2 F_r^{-\frac{2}{3}}}{1 + \frac{2}{F_r^2} + \sqrt{1 + \frac{2}{F_r^2} \left(1 + \frac{h}{d_c} F_r^{\frac{2}{3}} \right)}} \quad (II.7)$$

avec, F_r le nombre de Froude pour l'écoulement supercritique à l'amont du bord de la chute.

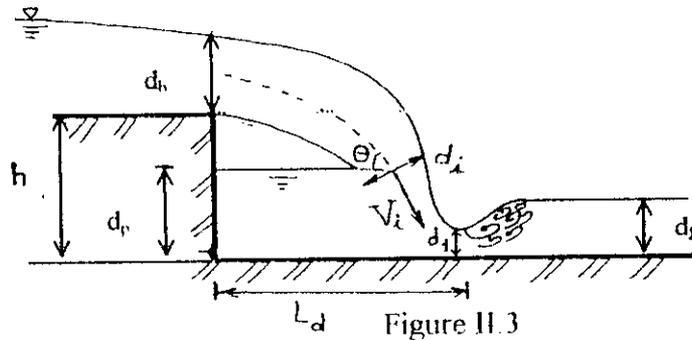
PEYRAS et ses collaborateurs (1991, 1992) indiquent que ces équations peuvent être appliquées à l'écoulement en nappe avec un ressaut hydraulique partiellement développé. L'extrapolation est valide à 10%[36 et 37].

* L'épaisseur de la nappe d_i , la vitesse de la nappe V_i et l'angle θ de la nappe avec l'horizontale de l'impact (figure II.3), peuvent être corrélées par:

$$\frac{d_i}{h} = 0,687 \left(\frac{d_c}{h} \right)^{1,483} \quad (II.8)$$

$$\frac{V_i}{V_c} = 1,455 \left(\frac{d_c}{h} \right)^{-0,4831} \quad (II.9)$$

$$\operatorname{tg} \theta = 0,838 \left(\frac{d_c}{h} \right)^{-0,586} \quad (II.10)$$



** Début d'un régime d'écoulement en nappe avec un ressaut pleinement développé*

Le régime d'écoulement en nappe avec un ressaut hydraulique pleinement développé, se présente pour des charges inférieures à la valeur critique définie par [8]:

$$\left(\frac{d_c}{h} \right)_{cr} = 0,0916 \left(\frac{h}{l} \right)^{-1,276} \quad (II.11)$$

avec, l : longueur de la marche d'escalier.

L'écoulement en nappe avec ressaut pleinement développé a lieu pour $\frac{d_c}{h} \left(\frac{d_c}{h} \right)_{\text{début}}$. L'équation (II.11) a été obtenue pour $0,2 \leq \frac{h}{l} \leq 6$.

** Longueur du ressaut pleinement développé*

HAGER et ses collaborateurs (1990) ont estimé la longueur du ressaut hydraulique pleinement développé, à l'aval de l'impact de la nappe, comme suit [8]:

$$\frac{L_r}{d_1} = 8 \left[\left(\frac{d_c}{d_1} \right)^{\frac{3}{2}} - 1,5 \right] \quad (\text{II.12})$$

II.3 Energie de dissipation

D'après **L. PEYRAS, P. ROYET, G. DEGOUTTE** (1991), la dissipation de l'énergie des écoulements en nappe se réalise en deux phases lors du choc de la lame sur la marche, puis essentiellement dans la zone de bouillonnement qui suit l'éclatement du Jet, avec ou sans formation d'un ressaut.

Dans une première approche, la dissipation d'énergie a pu être évalué sur les déversoirs en gradins de gabions en extrapolant la modélisation des écoulements en nappe isolée à l'ensemble des écoulements en nappe. Les résultats ont montré que cette extrapolation est validée à 10% près.

Puisque les conditions hydrauliques sont identiques d'un gradin à un autre; l'écoulement dissipe alors, à chaque marche, une énergie équivalente à la hauteur de la marche.

L. PEYRAS, P. ROYET, G. DEGOUTTE (1991) proposent une formule de perte d'énergie sur les déversoirs en escalier et pour des écoulements en nappe isolée, donnée par :

$$E_n - E_1 = nh + \frac{3}{2}d_c - d_1 - \frac{q^2}{2g d_1^2} \quad (\text{II.13})$$

avec, E_n énergie sur la crête du déversoir, E_1 énergie au pied du déversoir, n nombre de marche, h hauteur de la marche et d_1 tirant d'eau minimal au point d'impact de la lame déversante.

La dissipation d'énergie dans l'écoulement en nappe avec ressaut pleinement développé se produit par la fragmentation du Jet dans l'air et avec la formation du ressaut hydraulique sur la marche[36].

La perte de charge totale le long de la chute ΔH est égale à la différence de la charge maximale disponible H_{\max} et la charge résiduelle au fond du canal H_1 [8]. Son expression adimensionnelle est :

- Pour un déversoir non vanné :

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \frac{0,54 \left(\frac{d_c}{h}\right)^{0,275} + 1,715 \left(\frac{d_c}{h}\right)^{-0,55}}{\frac{3}{2} + \frac{H_b}{d_c}} \quad (\text{II.14.a})$$

- Pour un déversoir vanné :

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \frac{0,54 \left(\frac{d_c}{h}\right)^{0,275} + 1,715 \left(\frac{d_c}{h}\right)^{-0,55}}{\frac{H_b + H_0}{d_c}} \quad (\text{II.14.b})$$

où H_b : est la hauteur de la crête du barrage au-dessus du pied aval.

H_0 : est l'élévation de la surface libre au-dessus de la crête du déversoir.

$$H_{\max} : H_b + 1,5 d_c \quad (\text{déversoir non vanné}) \tag{II.15}$$

$$H_{\max} = H_b + H_o \quad (\text{déversoir vanné}) \tag{II.16}$$

L'énergie de dissipation (équation II.14) est représentée sur la figure (II.4) comme une fonction de la profondeur critique et le nombre de marches (H. CHANSON, 1995), et comparée avec les données expérimentales (MOORE (1943), RAND (1955), MORNER (1969), et STEPHENSEN (1979)).

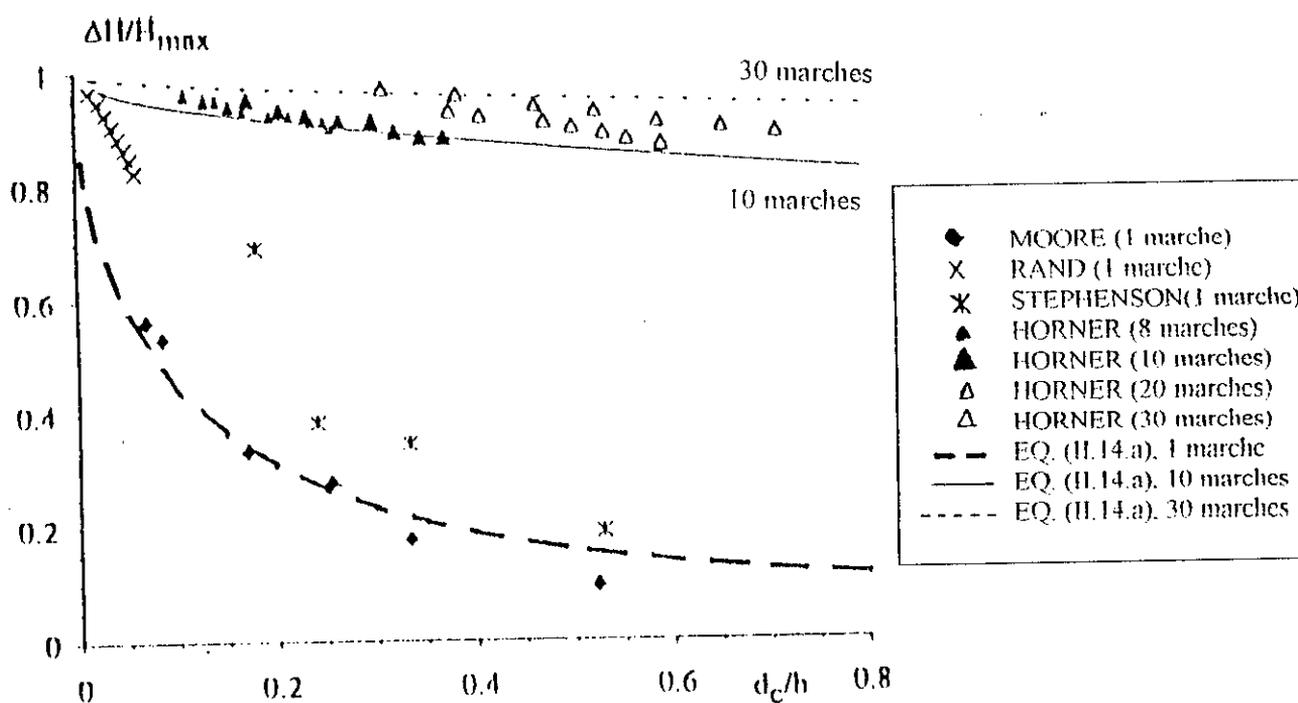


Figure II.4 Variation de l'énergie de dissipation en fonction de d_c/h

Le taux de dissipation d'énergie pour l'écoulement en nappe avec un ressaut hydraulique partiellement développé est d'environ 10% de la valeur obtenue pour l'écoulement en nappe avec un ressaut hydraulique pleinement développé [36 et 8].

II.4 Entraînements d'air

Dans le régime d'écoulement en nappe, l'air est entraîné à l'intersection de la chute de la nappe avec le niveau d'eau dans la marche d'escalier et dans le ressaut hydraulique à l'aval de l'impact de la nappe [8].

a) Entraînements d'air par nappe plongeante

H. CHANSON (1995), montre que la quantité d'air entraîné peut être estimée comme :

$$Q_{\text{air}}^{\text{jet}} = K' (V - V_c)^n \quad (\text{II.17})$$

où K' est une constante, V Vitesse du Jet et V_c vitesse à laquelle l'entraînement d'air commence.

b) Entraînements d'air par le ressaut hydraulique

La quantité d'air entraînée par le ressaut est donnée par [52 et 8]:

$$\frac{Q_{\text{air}}^{\text{ressaut}}}{Q_w} = K_1 F_r^2 \quad (\text{II.18})$$

où $Q_{\text{air}}^{\text{ressaut}}$: quantité d'air entraînée, Q_w : débit d'eau et F_r : nombre de Froude défini comme :

$$F_r = \frac{(V_1 - V_c)}{\sqrt{g d_1}}$$

avec, V_e : vitesse du début de l'entraînement d'air causé par le ressaut hydraulique.

RAJARATNAM (1967) et **WISNER** (1965) proposent [38, 50 et 8]:

$$Q_{\text{air}}^{\text{ressaut}} = 0,018 (F_r - 1)^{1,245} \quad \text{RAJARATNAM (1967)} \quad (\text{II.19})$$

$$Q_{\text{air}}^{\text{ressaut}} = 0,014 (F_r - 1)^{1,4} \quad \text{WISNER (1965)} \quad (\text{II.20})$$

avec, F_r nombre de Froude à l'amont du ressaut (exemple : $F_{r1} = \frac{Q_w}{\sqrt{g d_1^3}}$ où d_1 est la profondeur de l'écoulement à l'amont).

La figure (II.6) montre la représentation des équations (II.19) et (II.20) et leur comparaison avec les données expérimentales.

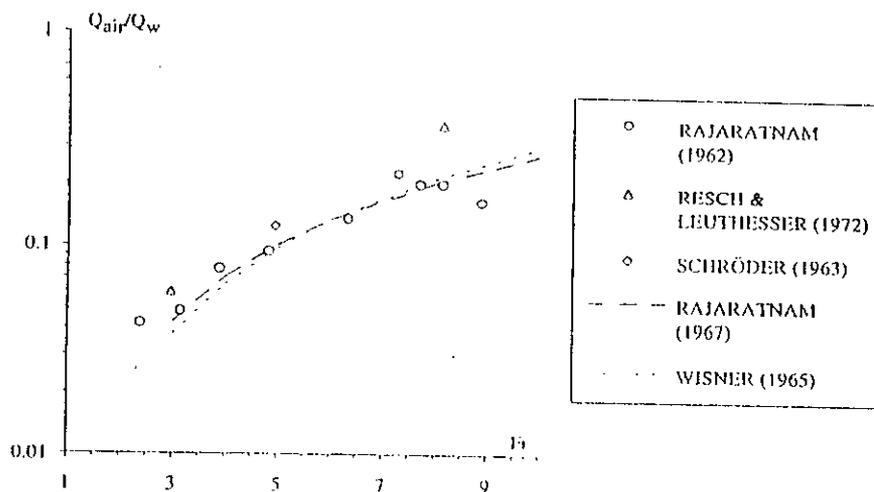


Figure II.6

** Longueur d'aération du ressaut hydraulique*

HAGER (1992) a analysé les données originales de **RAJARATNAM** (1967) Il a montré que la longueur d'aération du ressaut hydraulique peut être estimée comme [20, 38 et 8] :

$$\frac{L_a}{d_2} = 3,5 \sqrt{F_{r1} - 1,5} \quad (11.21)$$

où : L_a : longueur d'aération et d_2 : profondeur d'écoulement à l'aval.

En général, la longueur d'aération est plus grande que la longueur du rouleau (**CHANSON**, 1995) : $L_a > L_r$.

c) Pressions et fluctuations de pressions

Sur la face horizontale de la marche d'escalier, l'impact du Jet sur l'escalier induit de grandes pressions au fond (c'est-à-dire plus grandes que les forces hydroélectrique) proche de la position d'impact (**CHANSON**, 1995).

D'après **H. CHANSON** (1995), la pression moyenne de stagnation P_s peut être corrélée par :

$$\frac{P_s}{\rho_m g h} = 1,253 \left(\frac{d_c}{h} \right)^{0,349} \quad (11.22)$$

Plus loin, les analyses des résultats de **MAY** et **WILLOUGHBY** (1991) suggèrent que l'ordre de l'extrême maximum et minimum de la pression à l'impact de la nappe est [28 et 8]:

- Pression maximum instantanée à l'impact de la nappe est de :

$$P_s + 0,9 \rho_m \frac{V_i^2}{2} \quad (11.23)$$

- Pression minimum instantanée à l'impact de la nappe est de :

$$P_s = 0,6 \rho_m \frac{V_i^2}{2} \quad (II.24)$$

où V_i : vitesse d'impact de la chute libre de la nappe.

Les analyses de la fluctuation de la pression au fond sous le ressaut hydraulique sur de longues périodes, indiquent que les pressions maximums sont autour de :

- Pression maximum instantanée sous le ressaut est de :

$$P_{hyd} + 0,6 \rho_m \frac{V_1^2}{2} \quad (II.25)$$

- Pression minimum instantanée sous le ressaut :

$$P_{hyd} - 0,4 \rho_m \frac{V_1^2}{2} \quad (II.26)$$

où, P_{hyd} : Pression hydrostatique locale.

V_1 : Vitesse d'écoulement à l'amont donnée par :

$$\frac{V_1}{V_c} = 1,54 \left(\frac{d_c}{h} \right)^{-0,275} \quad (II.27)$$

avec, V_c : vitesse critique.

CHAPITRE III
LES ECOULEMENTS TRES TURBULENT
DANS LES CANAUX A MOTIFS
PERIODIQUES

CHAPITRE III

LES ÉCOULEMENTS TRÈS TURBULENTS
DANS LES CANAUX À MOTIFS PÉRIODIQUESIntroduction

Dans le cas de faibles débits et de pentes douces, l'écoulement se fait en jets tombants, on a ainsi affaire à un régime en nappe. Pour des débits forts, on ne peut plus distinguer alors la lame d'eau et le déversoir est totalement immergé dans un courant fort et relativement lisse : on a un écoulement très turbulent.

III.1 Définition

MORIS (1955, 1961) a étudié l'écoulement sur des surfaces anciennes avec un espacement uniforme des éléments de surface rigoureuses et définit trois régimes [31, 32 et 43].

- Un écoulement rugueux isolé, dans lequel chaque élément produit un sillage qu'il diffuse dans l'écoulement principal avant d'atteindre le prochain élément.
- Un écoulement d'interférence de sillage où les éléments sont suffisamment fermés ensemble que le sillage s'étend aux éléments suivants.
- Un écoulement turbulent ou quasi-lisse dans lequel les éléments de surface sont espacés de manière à former une pseudo paroi que l'écoulement effleure dessus et entre laquelle des vortex de dépression stable sont maintenus par la transmission des forces de cisaillement du fluide coulant au delà de l'extrémité des éléments.

Dans le régime des écoulements très turbulents, l'eau s'écoule sur la face des marches d'escalier, comme un cours d'eau cohérent, en effleurant

sur les marches d'eau d'escalier; ces derniers causent une recirculation du fluide coincé en entre eux [39].

D'après **D. STEPHENSON** (1991), les études d'**ESSERY** et **HOENER** (1978), ont indiqué que dans le cas de l'écoulement très turbulent, l'eau coule sur la face d'escalier, comme un cours d'eau régulier et les marches d'escalier représentent comme une forme de frottement intense dans le retardement de l'écoulement [15 et 45].

Comme représenté sur la figure N° (III.1, ci-dessous), l'écoulement dans un long canal en marches d'escalier à pente du radier forte et constante est composé de plusieurs zones.

Dans le tronçon amont du canal, il existe une zone d'écoulement non aéré avec une couche limite turbulente qui s'épaissit dans le sens de l'écoulement. Au moment où cette dernière atteint la surface libre, le mécanisme d'entraînement d'air se développe. Si le canal est suffisamment long, l'écoulement du mélange devient uniforme et atteint la hauteur normale du mélange [7, 8].

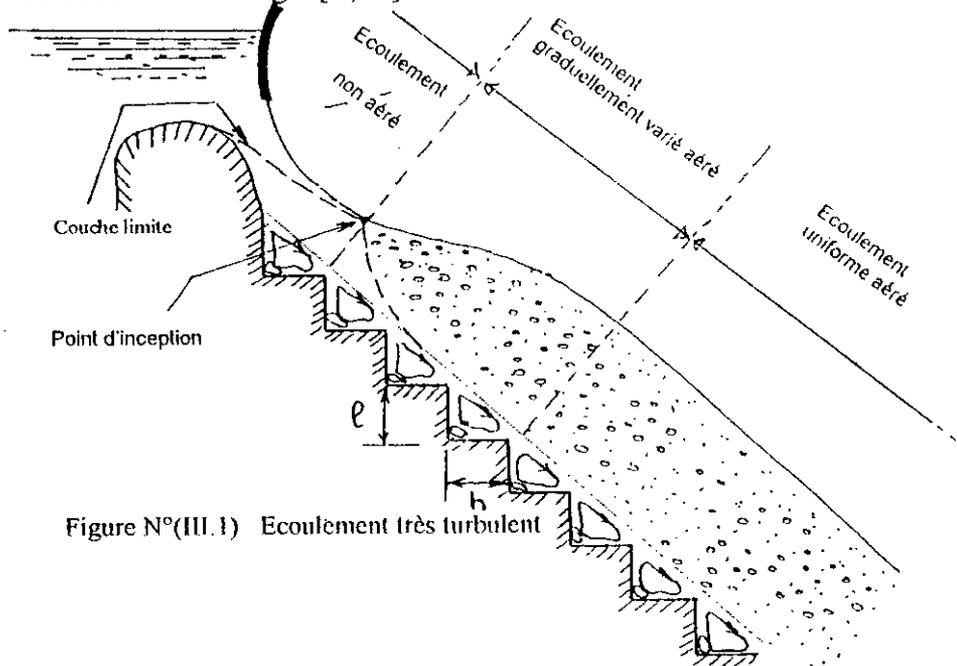


Figure N°(III.1) Ecoulement très turbulent

III.2 Début de l'écoulement très turbulent

Le régime de l'écoulement très turbulent se produit pour un débit supérieur à la valeur critique qui est définie comme suit [8] :

$$\frac{(d_c)_{\text{début}}}{h} = 1,057 - 0,465 \frac{h}{l} \quad (\text{III.1})$$

avec, $(d_c)_{\text{début}}$ hauteur critique pour le début de l'écoulement très turbulent, h hauteur de la marche et l longueur de la marche.

L'écoulement très turbulent a lieu pour $d_c > (d_c)_{\text{début}}$. L'équation (III.1) a été obtenue pour $0,2 \leq \frac{h}{l} \leq 1,25$.

Le début de l'écoulement turbulent est similaire au début de remplissage de la cavité du dispositif d'aération et la ventilation de la cavité [4, 8].

L'apparition de l'écoulement turbulent est indépendante du taux d'écoulement et fonction seulement du rapport de l'espacement de la rugosité, $\frac{L_s}{k_s} \leq 3,4$.

Dans les canaux horizontaux et conduites, le début de l'écoulement turbulent sur des rugosités artificielles est défini par l'apparition de recirculation de vortex stable.

La figure (III.2, page 37) donne la comparaison entre l'équation (III.1) et les résultats expérimentaux résumés dans le tableau (III.1).

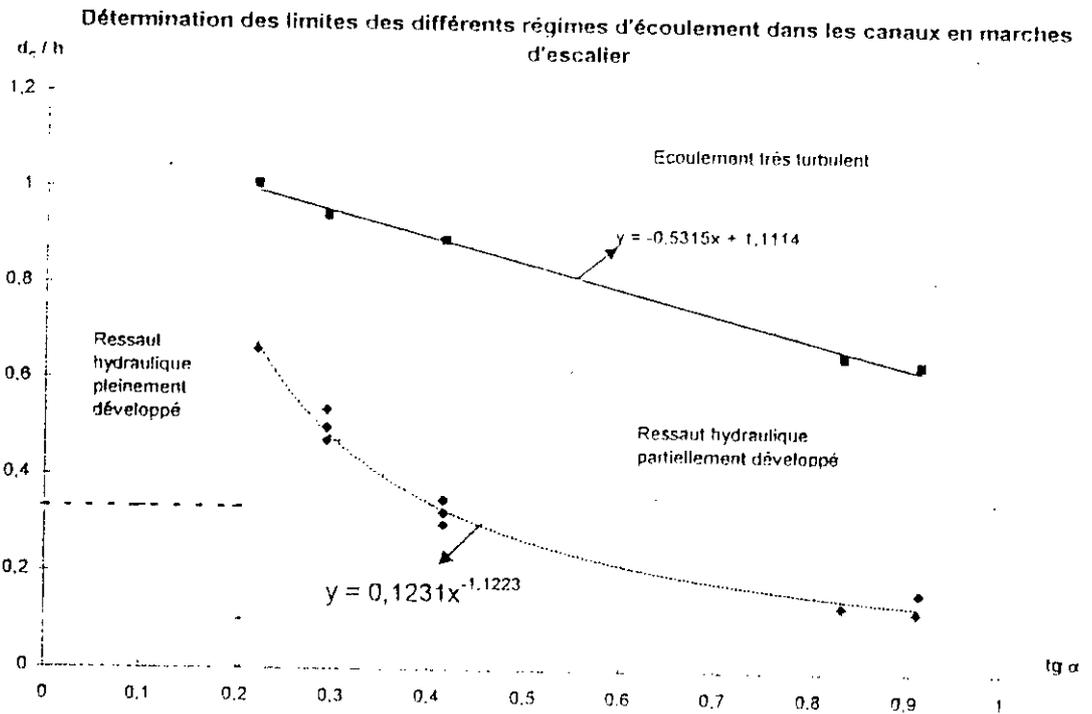


Figure (III.2)

Tableau (III.1)

h/l	d_c/h	Auteurs
0,20	1,15	ESSERY et HORNER
0,42	0,81	
0,53	0,82	
0,74	0,82	
0,84	0,80	
0,33	0,74	PEYRAS et Col DEGOUTTE et Col
0,50	0,67	
1,00	0,61	
1,25	0,40	BEITZ et LAWLESS

III.3 - Développement de la couche limite

Un écoulement dans un coursier atteint un niveau suffisamment turbulent à partir du point où la couche limite atteint la surface libre.

Une couche limite du fond se développe graduellement à partir de la crête du déversoir jusqu'à atteindre la surface libre en un point appelé point du début d'entraînement d'air ou point d'inception (figure N° III.1, page 35).

a) Mécanisme d'entraînement d'air

Une première description du mécanisme d'entraînement d'air fut présentée par STRAUB et ANDERSON en 1958 [46]. Ainsi qu'ils l'ont décrit "des paquets d'eau" jaillissent au dessus de la surface de l'écoulement, puis retombent par gravité, de l'air étant ainsi "insufflé" dans l'écoulement. L'air est réparti dans celui-ci par turbulence.

La deuxième description s'explique en fonction des composantes transversales du vecteur vitesse qui deviennent assez grandes pour qu'elles arrivent à surmonter les forces de tensions superficielles et de gravité. Il en résulte une éjection de goutte d'eau dans l'air. En retombant dans l'écoulement, la goutte d'eau entraîne des bulles d'air et pénètre dans la surface de l'eau qui se referme sous l'action de la tension superficielle. Le transport des bulles d'air à l'intérieur de l'écoulement se produit lorsque le niveau de turbulence est suffisant pour que la tension superficielle ne puisse plus s'opposer aux échanges entre phase liquide et gazeuse [8].

b) Point d'inception

Les caractéristiques du point du début d'entraînement sont L_1 et d_1 . L_1 représente la distance séparant le point de commencement de l'ascension de la couche limite et le point d'inception. d_1 représente la profondeur de l'écoulement au point du début d'aération.

Dans les évacuateurs en marches d'escalier, la position du début d'entraînement d'air est fonction du débit, de la conception de la crête, de la rugosité du fond, de la géométrie des marches et de la géométrie du déversoir. La majorité des crêtes sont ajustées au profil GREAGER (barrage M'BALI) ou au profil WES (barrage MONKSVILLE).

Les analyses statistiques des données de plusieurs chercheurs ont indiqué que les propriétés de l'écoulement sont bien représentées par les formules [8]:

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_1}{h \cos \alpha} &= 9,72 (\sin \alpha)^{0,0796} (F_*)^{0,713} & \text{(III.2)} \\ \frac{d_1}{h \cos \alpha} &= \frac{0,4034}{(\sin \alpha)^{0,04}} (F_*)^{0,592} & \text{(III.3)} \end{aligned} \right\} \text{ pour } 27^\circ < \alpha < 53^\circ$$

$$\frac{d_1}{L_1} = 0,06106 (\sin \alpha)^{0,133} \left(\frac{L_1}{k_s} \right)^{-0,17} \quad \text{(III.4)}$$

$$\text{où : } F_* = \frac{q_e}{\sqrt{g \sin \alpha (h \cos \alpha)^3}}$$

Et pour les chutes régulières (lisses):

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_1}{h \cos \alpha} &= 13,6 (\sin \alpha)^{0,0796} (F_*)^{0,713} & \text{(III.5)} \\ \frac{d_1}{h \cos \alpha} &= \frac{0,223}{(\sin \alpha)^{0,04}} (F_*)^{0,643} & \text{(III.6)} \end{aligned} \right\} \text{ pour } 27^\circ < \alpha < 53^\circ$$

$$\frac{d_1}{L_1} = 0,0212 (\sin \alpha)^{0,11} \left(\frac{L_1}{k_s} \right)^{-0,10} \quad \text{(III.7)}$$

La comparaison entre les équations (III.2) et (III.5), montre que l'application des calculs des déversoirs réguliers aux chutes en marches d'escalier est incorrecte. Les calculs des canaux réguliers surestime la position de l'apparition de l'eau blanche sur les chutes en marches d'escalier.

H. CHANSON (1995), indique que le taux de croissance de la couche limite sur les chutes en marches d'escalier (équation III.4) est approximativement 2,8 fois plus grand que sur les chutes régulières (équation III.7) [8].

Evolution de la vitesse dans la couche limite

J. PADET (1991) a adapté comme valeur de l'épaisseur de la couche limite, l'épaisseur correspondant à 99% de la vitesse maximum enregistrée pour l'écoulement. Si la forme du profil se stabilise, la loi de puissance peut s'adapter :

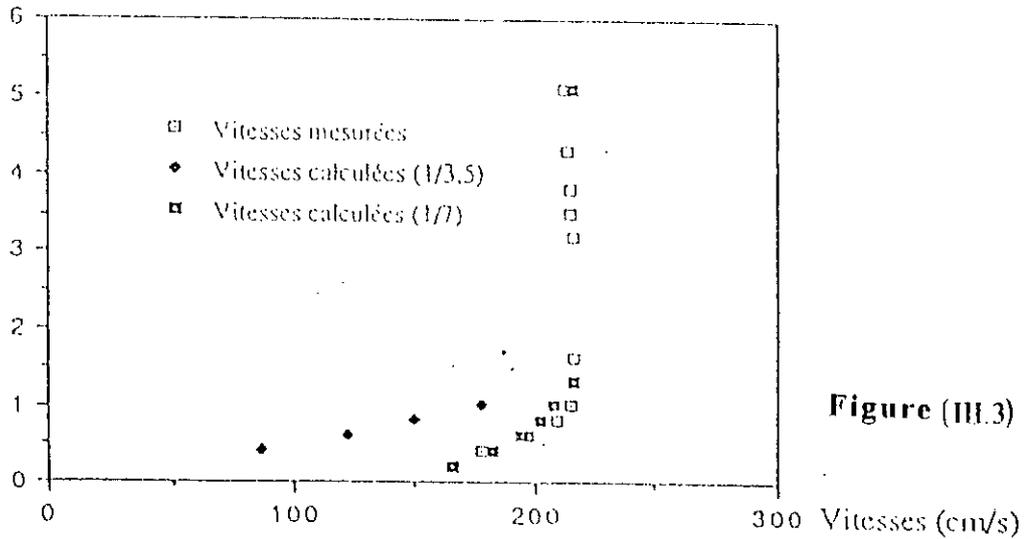
$$V = V_{\infty} \left(\frac{y}{\delta} \right)^{\frac{1}{3,5}} \quad (III.8)$$

où V_{∞} : vitesse maximum dans l'écoulement, y distance au fond (par rapport au nez des marches), et δ épaisseur de la couche limite.

Pour des points plus proches de la crête, cette loi (équation III.8) n'est pas acceptable. En effet, dans cette zone, l'écoulement est plus proche d'un écoulement sur une plaque lisse et le coefficient $1/3,5$ sera avantageusement remplacé par $1/7$. Entre ces deux extrémités, il a été supposé que le profil des vitesses passe par des coefficients intermédiaires. La valeur $1/7$ a été la seule valeur considérée pour le calcul du point d'apparition de l'eau blanche [33 et 48].

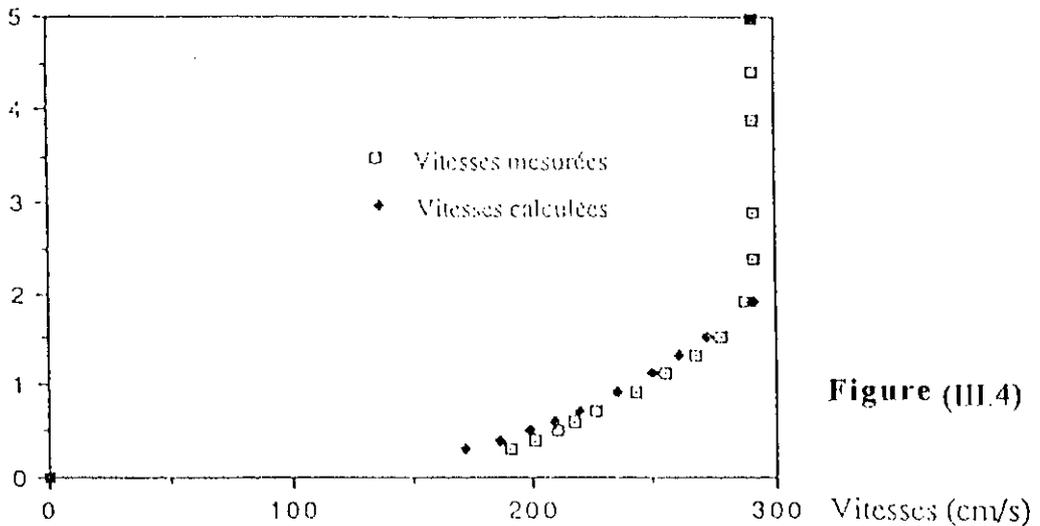
Les diagrammes des vitesses calculées et mesurées par **M. VERCHEVAL** (travaux réalisés au Laboratoire de l'Université de Liège sur le modèle réduit de l'évacuateur du barrage M'Bali, 1991), sont représentées sur les figures (III.3 et III.4).

Profondeurs (cm)



Marches normales n°7 avec un débit de 91,7 l/s

Profondeurs (cm)



Marches normales n°12 avec un débit de 122 l/s

Certaines recherches (**FRIZEL 1992, TOZZI 1992**) ont effectué des mesures de vitesse dans des canaux en marches d'escalier horizontales de pente de 27° et $53^\circ,1$ avec la variation graduelle de la région de l'écoulement.

Les analyses des données indiquent que dans les deux cas, la distribution de vitesse peut suivre la loi suivante [16, 47 et 8] :

$$\frac{V}{V_{\max}} = \left(\frac{y}{\delta} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (\text{III.9})$$

où, V_{\max} vitesse proche de la surface libre.

L'exposant de la distribution de vitesse est autour de $n = 3,5$ et $n = 4$ pour les expériences de **FRIZEL** et **TOZZI** respectivement.

Dans l'écoulement uniformément non-aéré sur les chutes régulières (lisses), **CHEN** (1990) a tiré un rapport théorique entre l'exposant n et le coefficient de frottement [10 et 8] :

$$n = \kappa \sqrt{\frac{8}{f}} \quad (\text{III.10})$$

avec, κ constante de **VON KARMAN** ($\kappa = 0,4$).

H. CHANSON (1993) indique sur la base des données du modèle et du prototype (pour les écoulements à surface libre aérés sur des chutes régulières), que la distribution de vitesse peut suivre aussi la loi [6 et 8] :

$$\frac{V}{V_{90}} = \left(\frac{y}{Y_{90}} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (\text{III.11})$$

où V_{90} est la vitesse caractéristique à Y_{90} .

H. CHANSON (1995), obtient $n = 6$ pour une chute en béton lisse (exemple : déversoir d'Aviemore).

Sur les canaux en marche d'escalier, n est attendu à être plus petit et l'équation (III.9) peut fournir une estimation de l'exposant n [8].

III.4 Résistance d'écoulement

N. RAJARATNAM (1990) a mis en évidence le coefficient de frottement C_f donné par la relation suivante [39] :

$$C_f = \frac{2d_0^3 \sin \alpha}{q^2} \quad (\text{III.12})$$

où : q débit par unité de largeur, g accélération de pesanteur, d_0 profondeur normale (uniforme), $\sin \alpha = \frac{h}{\sqrt{l^2 + h^2}}$ pente de l'évacuateur en marches d'escalier et, ayant des marches identiques de hauteur h et de largeur l et C_f coefficient de frottement du fluide et peut être égal à :

$$C_f = \frac{f}{4} = \frac{\lambda}{4}$$

λ : coefficient de frottement de **DARCY - WEISBACH**.

Le débit par unité de largeur est :

$$q = \sqrt{\frac{2}{C_f}} d_0^{\frac{3}{2}} \sqrt{g \sin \alpha} \quad (\text{III.13})$$

En voulant évaluer C_f d'un écoulement turbulent dans un évacuateur en marches d'escalier, **RAJARATNAM** s'est basé sur les observations de **SORENSEN** issues de l'expérimentation sur le modèle C-A (voir étude de **SORENSEN**) et il a conclu, que pour un certain nombre d'expériences la valeur de C_f varie de 0,11 à 0,20 avec une valeur moyenne de 0,18 [39].

En effet le coefficient de frottement et l'énergie de dissipation sont affectés significativement par le taux d'aération de la surface libre.

D'après l'analyse dimensionnelle, le coefficient de frottement est fonction de la surface rugueuse de hauteur k'_s , la pente du canal et de la quantité d'air entraînée [8]:

$$f_e = F_1 \left(\frac{k'_s}{D_{II}}, R_e, \frac{k_s}{D_{II}}, \alpha, C_{moy} \right) \quad (III.14)$$

où f_e : coefficient de frottement dépendant de la quantité d'air,
 C_{moy} : concentration moyenne d'air.

Pour un écoulement uniforme aéré : $C_{moy} = C_e$

avec,

$$C_e = 0,9 \sin \alpha \quad \text{pour } \alpha > 50^\circ \text{ et}$$

$$C_e = 1,44 \sin \alpha - 0,08 \quad \text{pour } 6 \leq \alpha \leq 34^\circ$$

Le coefficient de frottement est donné par :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,42 \operatorname{Ln} \left(\frac{D_{II}}{k_s} \right) - 1,25 \quad (\text{faible pente et régime subcritique}) \quad (III.15)$$

L'équation (III.15) est obtenue pour $0,02 \leq \frac{k_s}{D_{II}} \leq 0,3$.

H. CHANSON suggère l'utilisation d'une valeur moyenne de $f = 1,3$ pour l'écoulement turbulent [6 et 8].

La résistance d'écoulement est directement reliée au mécanisme de recirculation plutôt qu'aux caractéristiques de l'écoulement extérieur [8].

Actuellement, aucune voie de prédiction de la résistance d'écoulement n'est connue.

Des recherches séparées (**JEVDJEVICH** et **LEVIN** (1953), **WOOD** (1983) et **CHANSON** (1993)) montrent que la présence de l'air dans la couche limite turbulente réduit la contrainte de cisaillement entre les couches de l'écoulement et désormais la force de cisaillement [22, 51, 5 et 8].

La résistance de réduction résultante induit une réduction de l'énergie de dissipation sur la chute : comme un résultat, l'efficacité des

canaux en marches d'escalier, dans le terme d'énergie de dissipation est diminuée [8].

III.5 Energie de dissipation

L'écoulement de l'eau sur une rugosité ou sur les marches d'escalier d'un déversoir peut dissiper une grande partie de son énergie. D'après **D STEPHENSON** (1991), l'énergie perdue est proportionnelle à la longueur de la face une fois la profondeur uniforme est atteinte, et augmente avec la hauteur du déversoir et n'est pas seulement fonction de la configuration de l'escalier [45].

Dans la zone de dissipation énergie, l'écoulement à grande vitesse est transformé en un écoulement en moyenne lent constitué par de grandes turbulences et caractérisé par des fluctuations intenses de vitesse, de niveau de pressions [29].

Les résultats expérimentaux appuyés par des considérations dimensionnelles indiquent que les paramètres les plus importants qui gouvernent l'énergie de dissipation sont le rapport d_c/h et le nombre de marches d'escaliers N [11].

Pour sa part, **H. CHANSON** (1995), constate que cette énergie de dissipation est dissipée dans le maintien de la recirculation des vortex dans les cavités en bas du pseudo fond formé par les surfaces des marches d'escalier [8].

N. RAJARATNAM (1990), propose pour l'énergie de dissipation, la formule suivante [39] :

$$\frac{\Delta E}{E} = \frac{(1-\Lambda) + \frac{F_0^2}{2} \left(\frac{\Lambda^2 - 1}{\Lambda^2} \right)}{1 + \frac{F_0^2}{2}} \quad (III.16)$$

où, $A = \left(\frac{C_r}{C'_r} \right)^{\frac{1}{3}}$ C_r et C'_r sont les coefficients de frottement des déversoirs

en marches d'escalier et régulier respectivement.

F'_0 : nombre de Froude au pied du déversoir régulier.

$\Delta E = E' - E$: perte énergie.

E et E' sont les énergies dans l'écoulement au pied des déversoirs en marches d'escalier et régulier respectivement.

SORENSEN (1985) a testé une série d'expériences sur les déversoirs réguliers et a trouvé $C'_r = 0,0065$. En utilisant les résultats expérimentaux de **SORENSEN**, **RAJARATNAM** (1990) a abouti à une valeur de $C_r = 0,18$. Dans ce cas là, $A = 3$, et pour une valeur relativement grande de F'_0 , $\frac{\Delta E}{E'}$ est approximativement égal à $\frac{(A^2 - 1)}{A^2}$, laquelle plus loin se réduit à 8/9.

D. STEPHENSON (1991) donne pour l'énergie de dissipation l'expression suivante [45] :

$$\frac{\Delta E}{H} = 1 - \left(\frac{HS}{\lambda} + 1 \right)^{\frac{1}{2}} \frac{d_c}{H} \quad (\text{III.17})$$

où, S : pente de l'énergie,

H : hauteur du déversoir à l'amont,

d_c : profondeur critique,

λ : coefficient de frottement de **DARCY**.

L. PEYRAS, **P. ROYET** et **G. DEGOUTTE** (1991) ont donné dans le cas des gradins de gabions "nus", la variable adimensionnelle $(E_0 - E_1)/H$ (perte de charge par unité de hauteur de déversoir), comme suit [36] :

$$\frac{E_0 - E_1}{H} = f \left(i, \frac{q^2}{gH^3} \right) \quad (\text{III.18})$$

où,

i : pente du déversoir,

H : hauteur du déversoir (H mètres équivalent à H gradins),

q : débit par unité de largeur.

Leurs données expérimentales, réalisées sur des déversoirs "standards" en marches d'escalier de gabions sont représentées sur la figure (III.5).

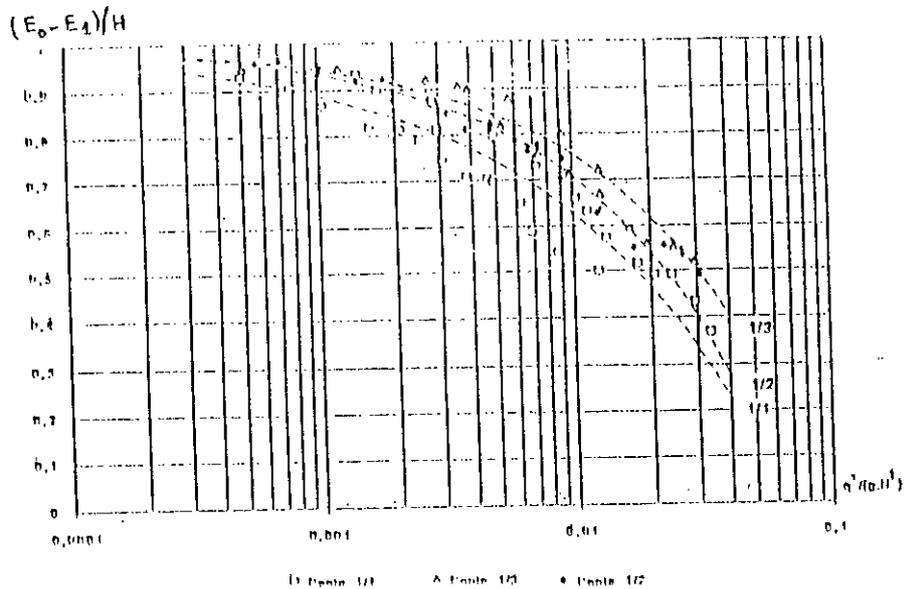


Figure III.5

L. PEYRAS, R. ROYET et D. DEGOUTTE (1991) ont constaté que la perte de charge par unité de hauteur $(E_0 - E_1)/H$ décroît fortement lorsque $q^2/(gH^3)$ croît. Ce phénomène s'explique par le changement du régime (passage de l'écoulement en nappe à l'écoulement très turbulent) qui se produit quand $q^2/(gH^3)$ augmente. La dissipation d'énergie dans les écoulements très turbulent est nettement inférieure à celle qui se réalise lors des écoulements en nappe [36].

D'après L. PEYRAS, R. ROYET et D. DEGOUTTE le type de gradin modifie la dissipation énergie, c'est-à-dire :

- Les galettes en béton coulées sur le giron des marches étanches partiellement le déversoir et la dissipation est moindre : pour dimensionner alors exactement la fosse de dissipation. La longueur L , est calculée par la formule empirique : $L = 6d_2$ (d_2 étant le tirant d'eau conjugué en fin du ressaut hydraulique). Elle doit être majorée respectivement de 15%, 8% et 0% pour les pentes 1/3, 1/2 et 1/1.
- Les contres pentes et les contres seuils créent des poches d'eau qui amortissent les lames déversantes et induisent la formation de ressauts hydrauliques; la dissipation de énergie est donc améliorée. Selon la pente du déversoir, le bassin de dissipation est susceptible d'être raccourci jusqu'à 10% [35 et 36].

Selon **CHRISTODOULOU** (1993), pour un déversoir très large, la perte de charge dépend du nombre de marches N , de la géométrie des marches (h , l) et le débit.

En se basant sur les mesures expérimentales et sur une simple analyse dimensionnelle, les auteurs ont déterminé que la perte de charge relative ($\Delta H/H_0$) est fonction de plusieurs paramètres tel que [11] :

$$\frac{\Delta H}{H} = G\left(N, \frac{d_c}{h}, \frac{l}{h}\right) \quad (\text{III.19})$$

N : nombre de marches

ΔH , la charge totale dissipée au dessus d'une certaine marche et est égale

à : $\Delta H = H_0 - H$

où : $H_0 = \Delta z + y + \frac{U_0^2}{2g}$ charge à l'amont de l'évacuateur.

$H = y \cos \alpha + \frac{U^2}{2g}$ charge sur la marche considérée.

Les résultats obtenus pour un petit nombre de marches indiquent une diminution significative de la perte énergie (figure III.6).

La figure (III.6) illustre la dépendance de $\Delta H/H_0$ et le paramètre d_c/Nh .

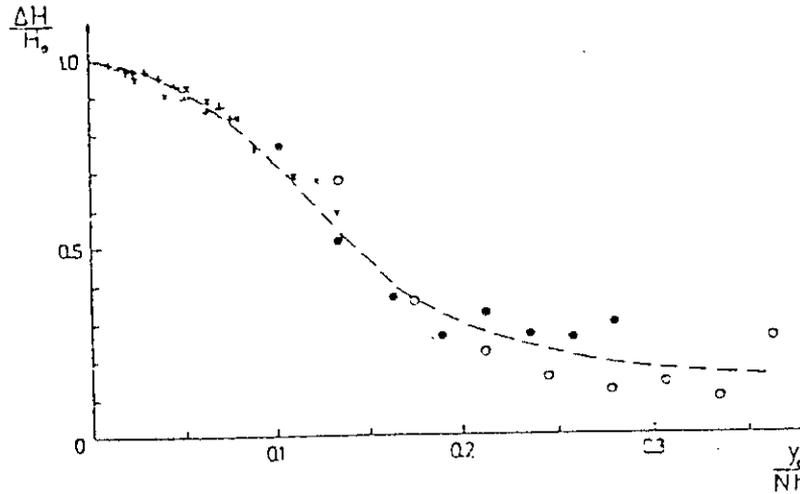


Figure III.6

CHRISTODOULOU (1993) a constaté que pour des petites valeurs de d_c/h , c'est-à-dire près de la limite de l'écoulement turbulent, les surfaces des marches d'escalier sont plus rentables dans la dissipation d'énergie. Pour une grande valeur de d_c/h , l'effet de N devient appréciable : en une certaine valeur de d_c/h , la perte énergie relative augmente avec N .

Finalement l'énergie dissipée dans un écoulement turbulent est exprimée par [8]:

- Pour un déversoir non vanné :

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \frac{\left[\left(\frac{f_c}{8 \sin \alpha} \right)^{1/3} \cos \alpha + \frac{1}{2} E_c \left(\frac{f_c}{8 \sin \alpha} \right)^{-2/3} \right]}{\frac{3}{2} + \frac{H_{\text{bar}}}{d_c}} \quad \text{(III.20)}$$

- Pour un déversoir vanné :

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \frac{\left[\left(\frac{f_c}{8 \sin \alpha} \right)^{1/3} \cos \alpha + \frac{1}{2} E_c \left(\frac{f_c}{8 \sin \alpha} \right)^{-2/3} \right]}{\frac{H_{\text{bar}} + H_0}{d_c}} \quad (\text{III.21})$$

où, E_c représente le coefficient de correction de l'énergie cinétique, donné par la formule suivante:

$$E_c = \frac{(n+)^3}{n^2(n+3)} \quad (\text{III.22})$$

CHEN [10] a montré que pour les écoulements dans les canaux hydrauliquement très rugueux :

$$n = \kappa \sqrt{\frac{8}{f}} \quad (\text{III.23})$$

où, κ est la constante de VAN KARMAN, égale à 0,41, et f est le coefficient de frottement pour un écoulement non aéré.

Dans le cas d'un canal en marche d'escalier, CHANSON préconise de prendre $f = 1$ [8].

H_{bar} : hauteur de la crête du barrage au dessus du pied à l'aval.

f_c : coefficient de frottement pour un écoulement aéré.

α : pente du canal.

d_c : profondeur de l'écoulement critique.

H_{\max} : charge maximale disponible.

La comparaison entre l'énergie de dissipation sur les déversoirs réguliers et en marches (figure III.7, page 51), montre clairement qu'une grande énergie de dissipation se passant le long des déversoirs en marche pour le même débit et la même hauteur du barrage.

La figure (III.7, page 51) montre que le taux énergie dissipé sur les chutes régulières est affecté beaucoup plus par l'entraînement d'air que pour les canaux en marche. Sur les canaux en marches, le coefficient de frottement est plus grand que la valeur observée sur les déversoirs

réguliers. Une aussi grande augmentation du coefficient de frottement observée sur les chutes en marches réduira la vitesse d'écoulement, augmente la profondeur d'écoulement et accroît l'énergie de dissipation.

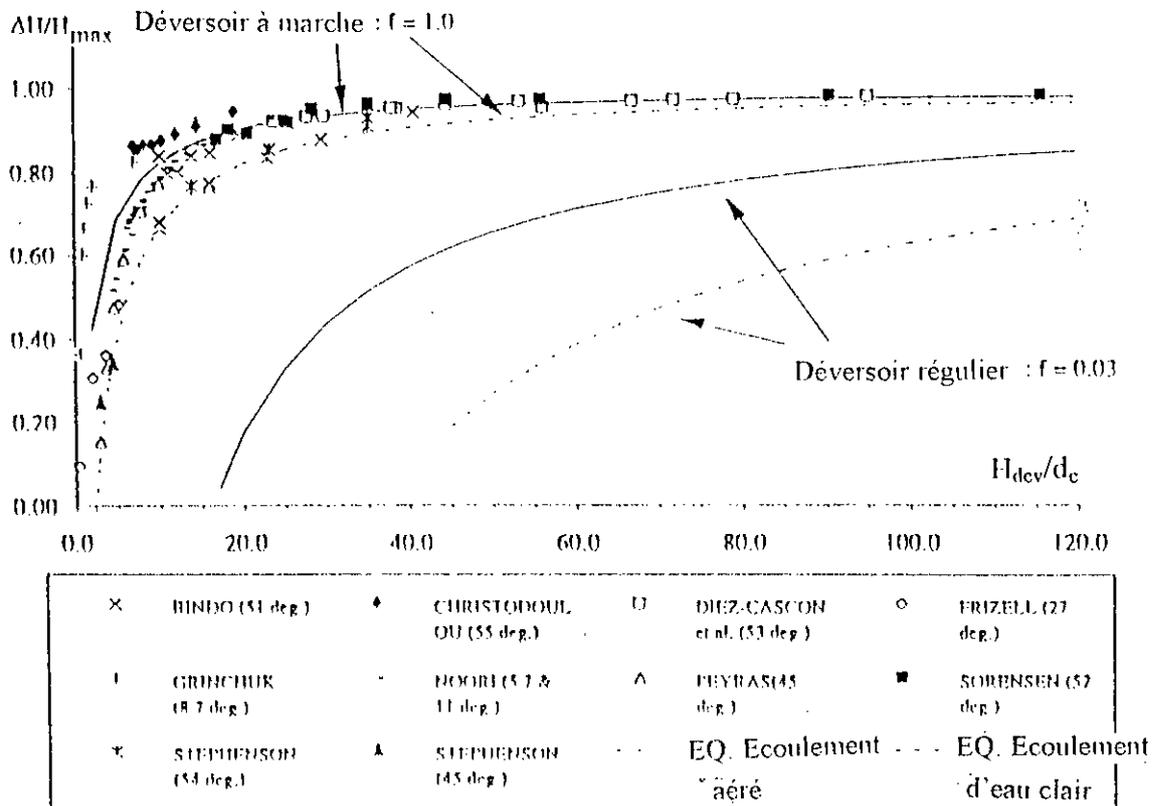


Figure III.7

La figure (III.8, page 52) compare le taux d'énergie de dissipation dans l'écoulement en nappe (équation III.14) et l'écoulement très turbulent (équation III.21). Elle montre que la plus grande énergie de dissipation est réalisée avec le régime d'écoulement très turbulent.

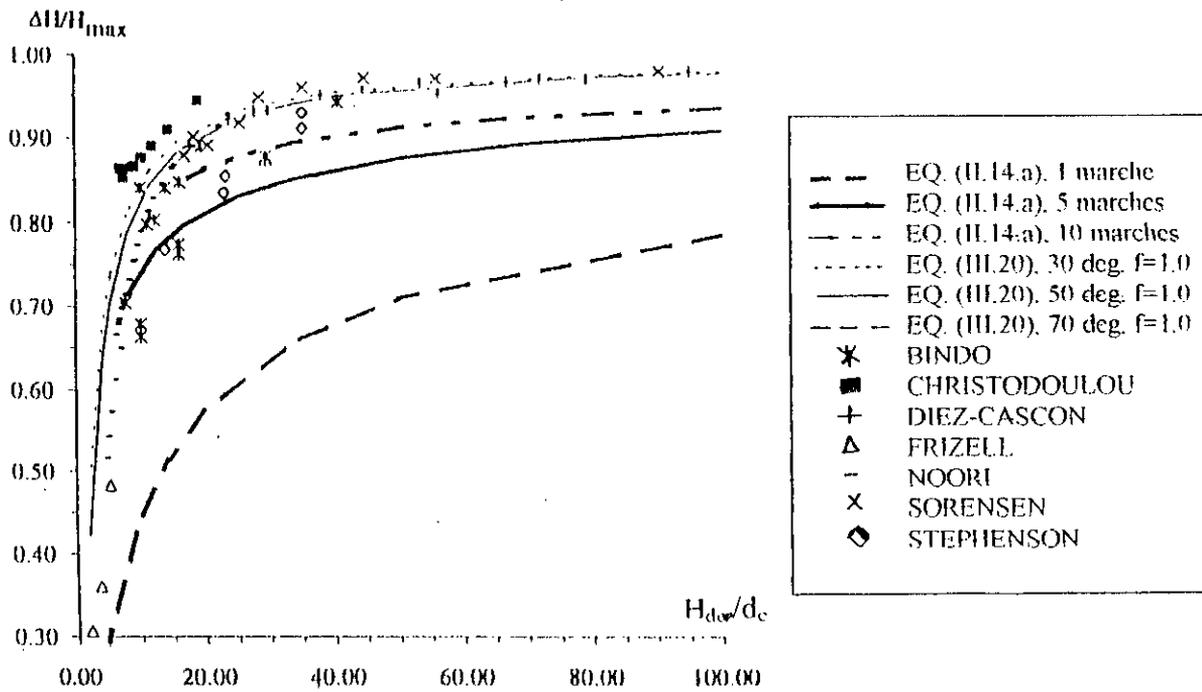


Figure III.8

D'après H. CHANSON (1995), les conditions d'écoulements uniformes (pour des canaux courts) ne sont pas obtenus sur le pied du canal; l'équation (III.21) devient incorrecte et surestime l'énergie de dissipation dans l'écoulement turbulent.

Dans le régime d'écoulement en nappe, l'énergie de dissipation a lieu à chaque marche.

Pour un débit donné, le régime d'écoulement en nappe exige une pente plus faible et une grande marche par rapport à écoulement turbulent, ce qui aboutit à un coût très élevé de la structure [8].

CHAPITRE IV
DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MESURES

CHAPITRE IV

DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MESURES

Introduction

Dans le cadre de ce chapitre, nous allons essayer de mettre en expérience le comportement hydraulique des déversoirs en marches d'escalier, et ceci pour observer les écoulements sur les petits déversoirs en marches d'escalier, de quantifier précisément la dissipation de l'énergie sur ces déversoirs, et enfin de positionner le point d'apparition de l'eau blanche.

Ces différents aspects sont illustrés par des mesures effectuées au laboratoire d'Hydraulique de l'École Nationale Polytechnique, réalisés sur trois (03) modèles de canal en marches d'escalier de différentes dimensions.

Les principaux relevés effectués sont en annexes. Les caractéristiques des modèles, et les moyens de mesures sont détaillés dans ce qui suit:

IV.1 Installation expérimentale

L'installation expérimentale comporte plusieurs accessoires rassemblés en un seul lot, disposés de façon adéquate. La partie aval du modèle expérimental est conçue en un canal en marches d'escalier.

Le dispositif expérimental est composé:

- D'un canal vitré réalisé en verre et à fond en acier inoxydable de longueur 2.50m et de largeur 80cm.

- D'un bassin d'alimentation en acier inoxydable, relié au canal vitré par une conduite véhiculant l'eau refoulée par une pompe. Cette conduite est équipée d'une vanne permettant le réglage du débit.
- D'un modèle de canal en marches d'escalier réalisé en "Plexiglas". Ce modèle est relié au canal vitré des joints en mastic assurant ainsi l'étanchéité de l'installation.
- D'un bassin de réception en acier inoxydable, muni d'une pompe refoulant l'eau vers le bassin d'alimentation, faisant ainsi de notre système un circuit fermé (figure IV.1, page 55).

Accessoires

Les différentes mesures effectuées sur le dispositif expérimental ont été relevées à l'aide des éléments suivants :

- Un déversoir rectangulaire à paroi mince.
- Deux limnimètres à pointe.
- Chronomètre et bac gradué.
- Manomètre à pression, et guillotine.

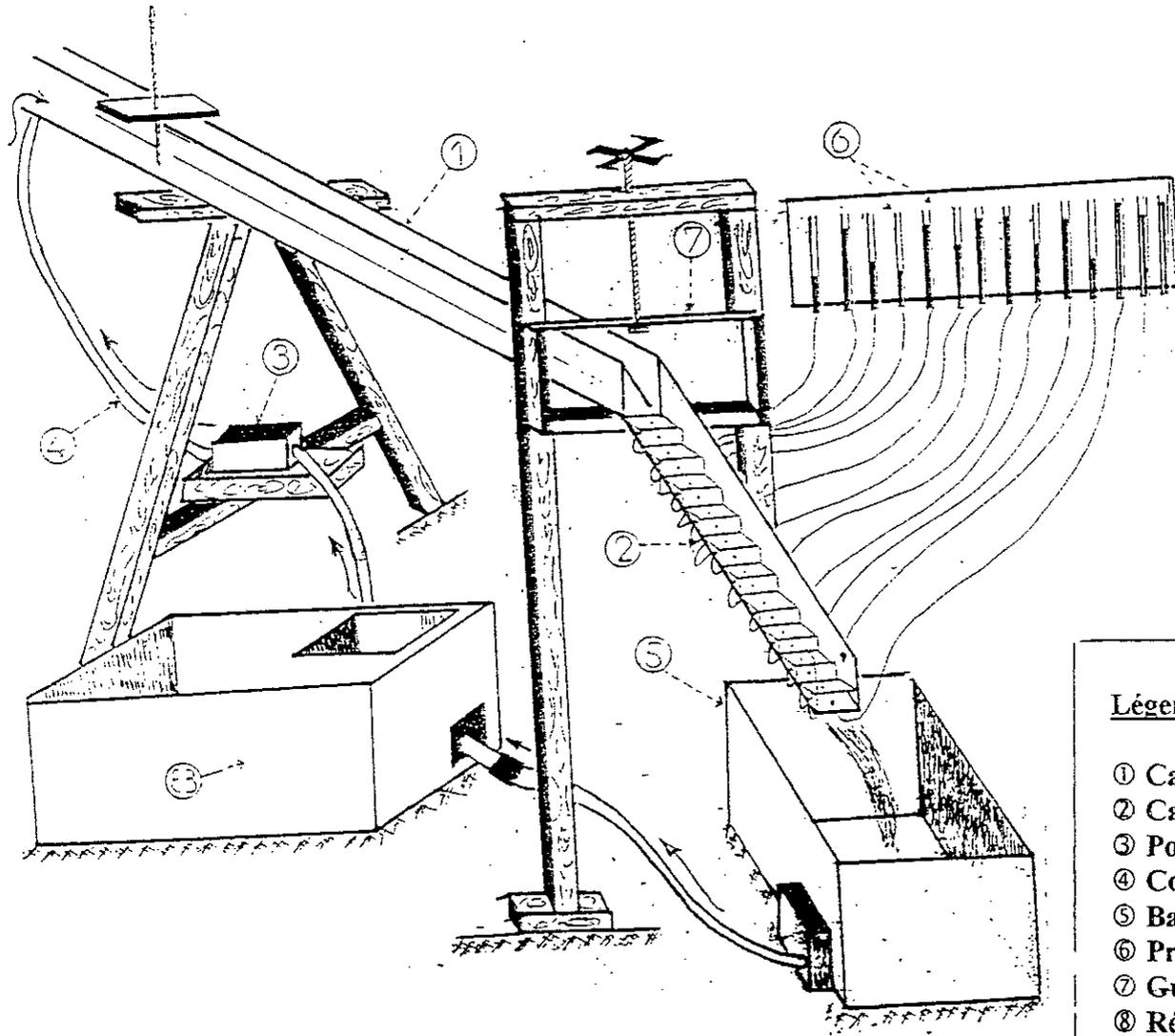


Figure IV.1 : Schéma du modèle

Légende

- ① Canal rectangulaire
- ② Canal en marche d'escalier
- ③ Pompe
- ④ Conduite d'alimentation
- ⑤ Bassin de réception
- ⑥ Prise de pression
- ⑦ Guillotine
- ⑧ Réservoir

IV.2 Les modèles en marches d'escalier

Les études expérimentales ont été menées sur trois (03) modèles en marches d'escalier élaborés en "Plexiglas".

IV.2.1 Modèle "A"

Le modèle "A" est constitué d'un canal totalisant dix (10) marches de dimensions constantes (photo N°1, ci-dessous), à savoir :

- * La hauteur de la contre marche est égale à $h = 11,5$ cm.
- * La longueur de la marche est égale à $l = 8$ cm.



Photo N°1 Modèle A

IV.2.2 Modèle "B"

Le modèle "B" est constitué d'un canal comprenant treize (13) marches de dimensions constantes (photo N°2, page 57), à savoir :

- * La longueur de la contre marche est égale à $h = 8$ cm.
- * La longueur de la marche est égale à $l = 8$ cm.

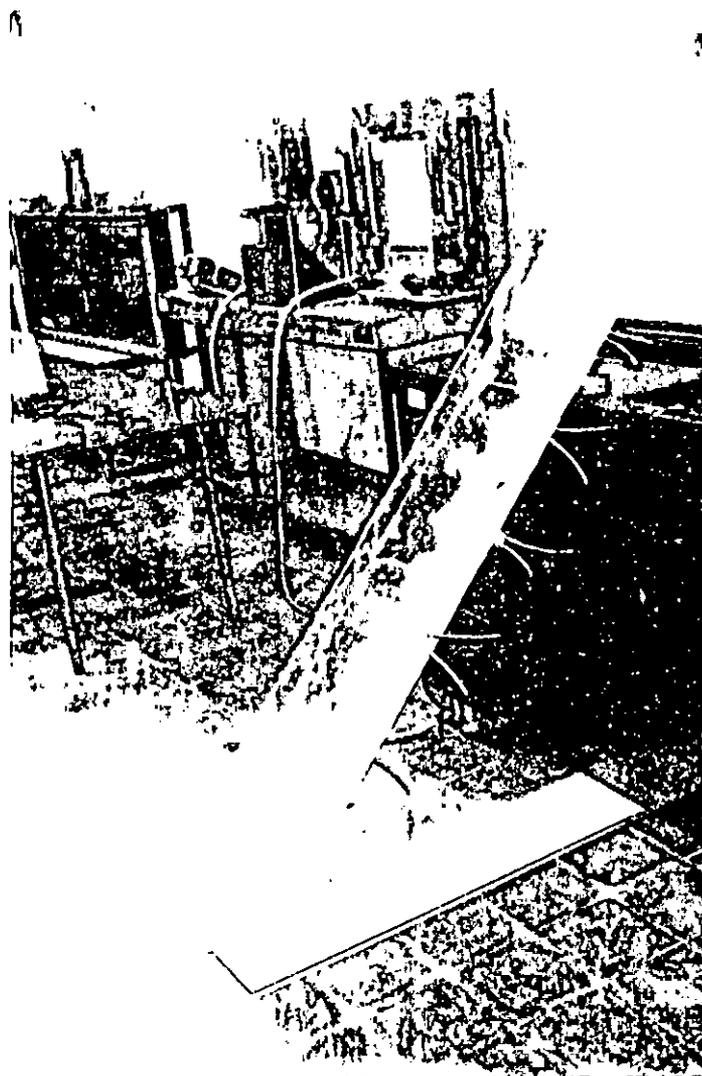


Photo N° 2 : Modèle B

IV.2.3 Modèle "C"

Le modèle "C" est constitué d'un canal ayant quinze (15) marches de dimensions constantes (photo N° 3, page 58), à savoir :

- * La hauteur de la contre marche est égale à $h = 5,7$ cm.
- * La longueur de la marche est égale à $l = 4$ cm.

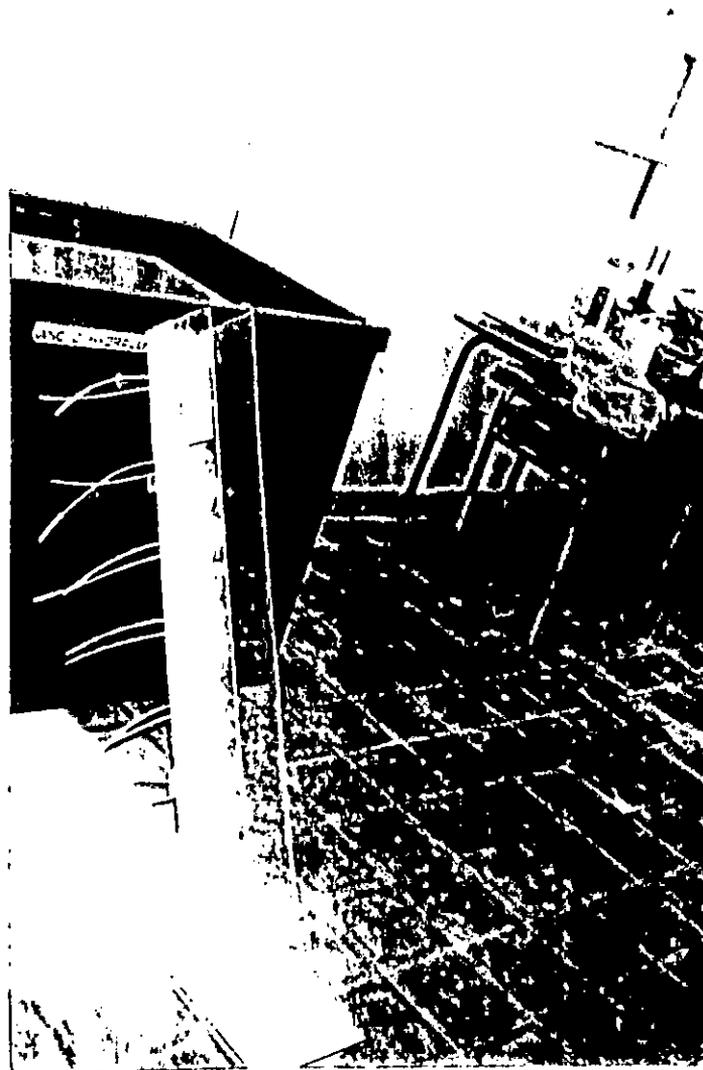


Photo N°3 : Modèle C

On notera que les marches dans les différents modèles ont un angle relativement égal à 90° .

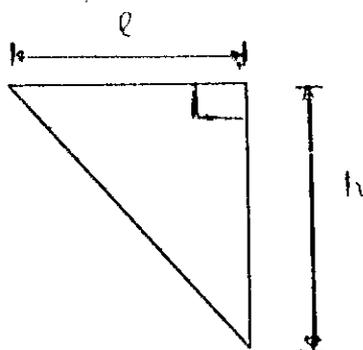


Figure IV.2 : Représentation de la marche

IV.3 Mesures

Les mesures principales effectuées sont :

- La mesure de la hauteur d'eau.
- La mesure des pressions.
- La mesure des débits.
- La mesure des pentes.

IV.3.1 Mesure des hauteurs d'eau

Les hauteurs d'eau ont été mesurées grâce à l'intégration visuelle du niveau moyen sur feuilles millimétrées collées sur une des faces des modèles, et à l'aide d'un limnimètre à pointe (dans le cas où la ligne d'eau est perturbée). Ces moyens sont apparus comme étant les mieux adaptés au repérage de la ligne d'eau.

IV.3.2 Mesure des pressions

La mesure des pressions a été effectuée à l'aide de prises de pressions, fixées sur les deux facettes des marches.

- Sur le modèle A, dix (10) tubes piézométriques ont été placés sur les marches 2, 4, 6 et 8.

- *Sur le modèle B*, douze (12) tubes piézométriques ont été placé sur les marches 2, 4, 6, 8 et 10.
- *Sur le modèle C*, quatorze (14) tubes piézométriques ont été placé sur les marches 2, 4, 6, 8, 10 et 12.

Ces tubes piézométriques sont fixés aux endroits suivants:

- ♦ *Pour le modèle A*, cinq (05) piézomètres sont placés sur les faces horizontales des marches et les cinq (05) autres sur les faces verticales.
- ♦ *Pour le modèle B*, six (06) piézomètres sont placés sur les faces horizontales des marches et les six (06) autres sur les faces verticales.
- ♦ *Pour le modèle C*, sept (07) piézomètres sont placés sur les faces horizontales des marches et les sept (07) autres sur les faces verticales.

Ces piézomètres sont placés aux milieux des faces des marches et sont reliés à un manomètre de pression (figure IV.1, page 55).

IV.3.3 Mesure des débits

Le débit alimentant le canal vitré est mesuré à l'aide un déversoir rectangulaire normalisé à mince paroi.

IV.3.4 Mesure des pentes

La variation de la pente du modèle a été obtenue grâce à la manipulation du système "guillotine", en procédant comme suit :

- On fixe la barre coulissante de la guillotine à l'angle zéro (canal horizontal).
- On fait descendre le système guillotine à une profondeur "y".

La pente du canal est déduite à partir de: $tg \alpha = \frac{h}{l}$.

IV.4 Mode opératoire

Le canevas de mesures a été réalisé comme suit:

- On fixe solidement le modèle sur le canal vitré.
- On fixe le déversoir à paroi mince à l'intérieur du canal à environ 1.00m de l'entrée amont du canal (2^{ème} ancrage).
- On actionne le groupe motopompe.
- On effectue une première mise en eau et ceci afin de détecter les lieux où les fuites sont les plus importantes, surtout au niveau de la jonction canal-modèle (l'utilisation du mastic et de la silicone a été requise pour faire face aux fuites).
- A l'aide du limnimètre à pointe:
 - * On relève les mesures de la hauteur h_0 à l'amont du déversoir à paroi mince à une distance au moins égale à $a = 2,5 h_0$ vers l'amont de celui-ci.
 - * On relève les mesures de la charge Ham à l'amont du canal en marches d'escalier.
- On relève à l'aide d'un bac gradué et d'un chronomètre, les valeurs de volume et de temps respectivement, correspondant à chaque ouverture de la vanne.
- A chaque ouverture de la vanne, on relève les tirants d'eau sur les marches.
- On relève en couissant la guillotine vers le bas, les valeurs de la pente du canal correspondant à chaque essai.
- Pour une ouverture donnée de la vanne, on lit sur le manomètre, les valeurs des pressions sur les marches et les contres marches.

Remarque

Lors de la première mise en eau du modèle, des fuites assez importantes ont apparues. Celles-ci ont empêché toute stabilisation des

valeurs mesurées, et ont rendu impossible toute prise de mesure. L'étanchéité a finalement été obtenue par l'emploi de joint en caoutchouc et de mastic au niveau de la jonction canal-modèle. Par la suite, une couche de silicone a été placée sur l'ensemble des jonctions, ce qui a supprimé la totalité des fuites subsistantes.

IV.4.1 Première partie de mesure:

La première partie des essais concerne l'étude de la variation du débit en fixant la pente. Les débits simulés s'étendent de 0,26l/s à 4 l/s à raison d'une douzaine de débits par pente.

La première étape de mesure a été effectuée comme suit:

* On fixe la pente du canal.

- On ouvre la vanne d'alimentation du canal.

- On fait varier le débit.

- Pour un débit donné, on mesure les profondeurs d'eau et les pressions sur chaque marche.

Une fois ces mesures effectuées, on change la pente du canal et on refait le même canevas de mesures.

IV.4.2 Deuxième partie de mesures

La deuxième partie de mesures concerne la variation de la pente pour un débit fixe. Les débits simulés s'étendent de 0,26l/s à 4 l/s.

Dans cette partie, la procédure de mesure est la suivante:

- On fixe le débit.

- On fait varier la pente du canal.

- Pour chaque pente donnée, on relève les mesures des profondeurs d'eau et des pressions.

Une fois, ces mesures relevées, on varie le débit et on refait les mêmes étapes.

IV.5 Observations

La visualisation de l'écoulement nous a permis de faire les observations suivantes:

* Pour les très faibles débits, l'épaisseur de la nappe est très réduite, et l'écoulement adhère aux marches, et ceci pour les trois (03) modèles.

* En augmentant faiblement le débit, la nappe s'épaissit et commence à se détacher des marches. L'écoulement d'une marche à une autre est en saut ou en chute libre avec formation de petits ressauts hydrauliques. Au fur et à mesure qu'on augmente le débit, une formation de ressauts hydrauliques partiellement développés se fait remarquer. Des bulles d'air sont générées au point d'impact de la nappe sur la marche et s'intensifient avec l'augmentation du débit .

* Pour de grands débits et fortes pentes (Modèle C), l'expérience a mis en évidence trois (03) zones différentes, dans la première zone, proche de la marche N° 01, l'allure de la ligne est uniforme et l'eau est "claire". A cette zone, succède une zone où des tourbillons de recirculation commencent à se manifester et qui se trouvent coincés entre les deux creux des marches et par le liquide en écoulement.

Dans la troisième zone, ces tourbillons existent, mais ils apparaissent fortement aérés en se propageant sur toute l'épaisseur de la nappe, l'eau est cette fois-ci l'eau est "blanche".

Pour une meilleure visualisation, on a projeté de petites paillettes de craies (rouges et vertes) et cela pour mieux distinguer ces différentes zones.

Pour la pente maximale du modèle C, on constate que :

◆ Pour un faible débit, une déflexion du jet est engendrée à la marche N°3, et la marche N°1 joue le rôle d'un déversoir à nappe aérée.

♦ Tandis que pour un débit moyen, la déflexion du jet commence de la marche N°1 jusqu'à la marche N°4. Les hauteurs d'eau sur les marches 2, 3, 4 et 5 n'ont pas été relevées à cause de cette déflexion. L'entraînement d'air commence à la marche N°4. A partir de la marche N°5, l'eau devient blanche.

♦ Pour un débit important, la déflexion du jet débute à la marche N°1 jusqu'à la marche N°6. La hauteur maximale du jet est observée sur la marche N°3. L'entraînement d'air est apparu à partir de la marche N°6, et juste après cette marche, l'eau devient blanche et la ligne d'eau prend une allure courbée de la marche N°8 jusqu'à la fin du canal

Le plus important débit, a provoqué sur ce canal, une déflexion du jet plus grande que celle observée précédemment. La déflexion est observée de la marche N°1 jusqu'à la marche N°9, sa hauteur maximale est apparue sur la marche N°3. L'entraînement d'air commence à la marche N°10. Et au-delà de la marche N° 10, l'eau devient de plus en plus émulsionnée avec les bulles d'air(eau blanche), et la ligne d'eau dans ce cas prend une allure presque constante.

Remarques

* Sur le modèle C, l'écoulement en saut ou en chute libre n'est apparu que pour de faibles débits et de faibles pentes.

* Contrairement au modèle C, les grands débits et les fortes pentes ont donné lieu à des écoulements en saut ou en chute libre sur les modèles A et B.

CHAPITRE V
ANALYSE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

CHAPITRE V

ANALYSE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons analyser nos données expérimentales, et ceci afin de déterminer les types d'écoulements et leurs caractéristiques qui peuvent exister sur les modèles en marches d'escalier.

Pour déterminer les différents types d'écoulements et leurs caractéristiques sur ces modèles, deux (02) types de pentes ont été étudiées, à savoir:

- Modèle horizontal (pente nulle).
- Modèle à pente variable

V.A Cas du modèle horizontal ($\alpha=0^\circ$)**V.A.1 Profil de la surface libre**

Les figures (V.1 + V.3, pages 66 + 68) donne l'allure de la ligne d'eau pour les modèles A, B et C respectivement. Ces figures montrent que le tracé de la surface libre se confond souvent avec le tracé des marches. Nous avons un écoulement quasi-lisse. Cela est dû au grand effet de la macro-rugosité des marches pour la pente nulle.

** Influence de la hauteur cinétique sur le profil de la surface libre*

On constate que la surface libre remonte sur les crêtes et diminue sur les creux, cela est dû à la hauteur cinétique qui est plus importante sur les crêtes que sur les creux (figures V.1 + V.3, pages 66 + 68).

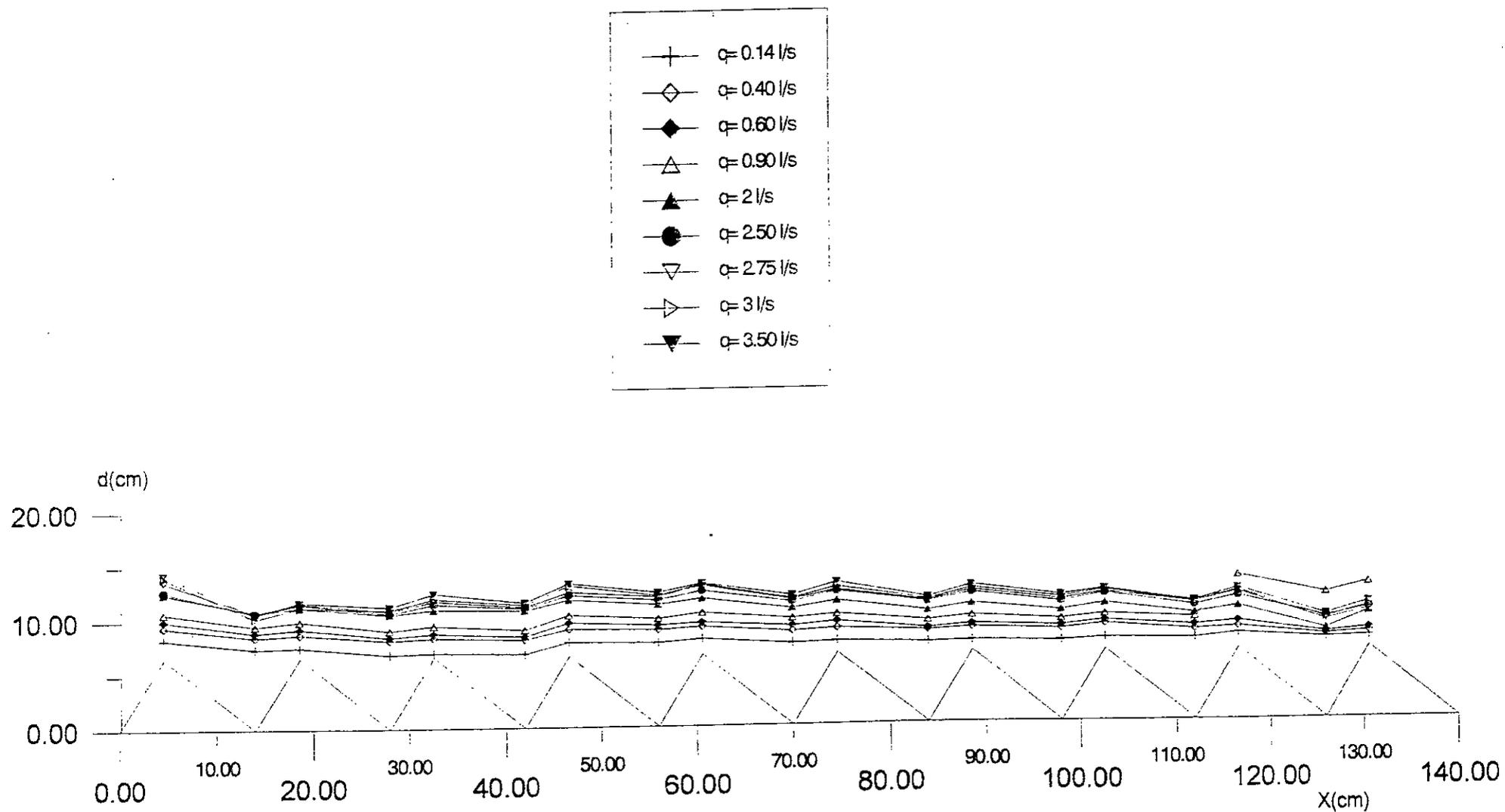


Figure V.1: Profil de la ligne d'eau dans le modèle A pour les différents débits et $\alpha=0^\circ$

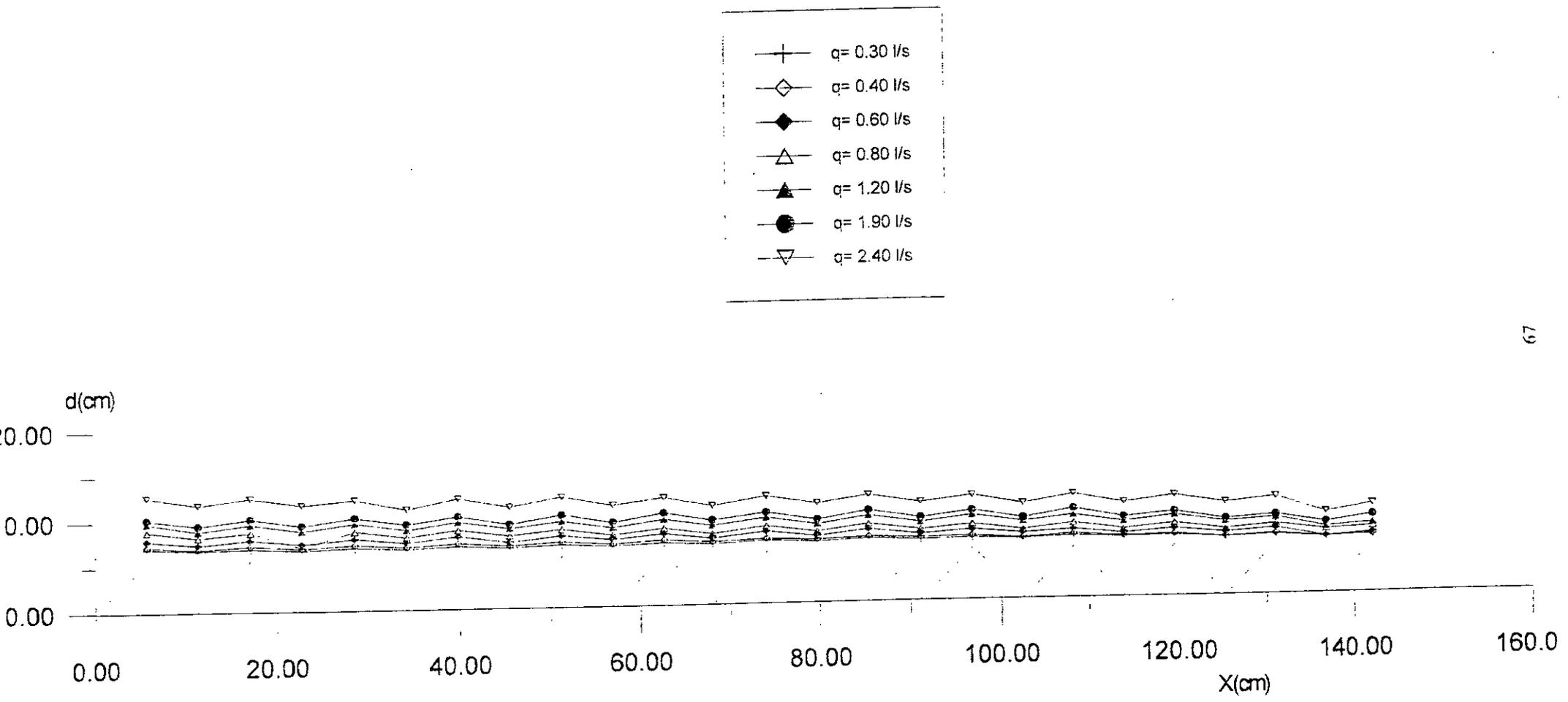


Figure V.2: Profil de la ligne d'eau dans le modèle B pour les différents débits et $\alpha=0^\circ$

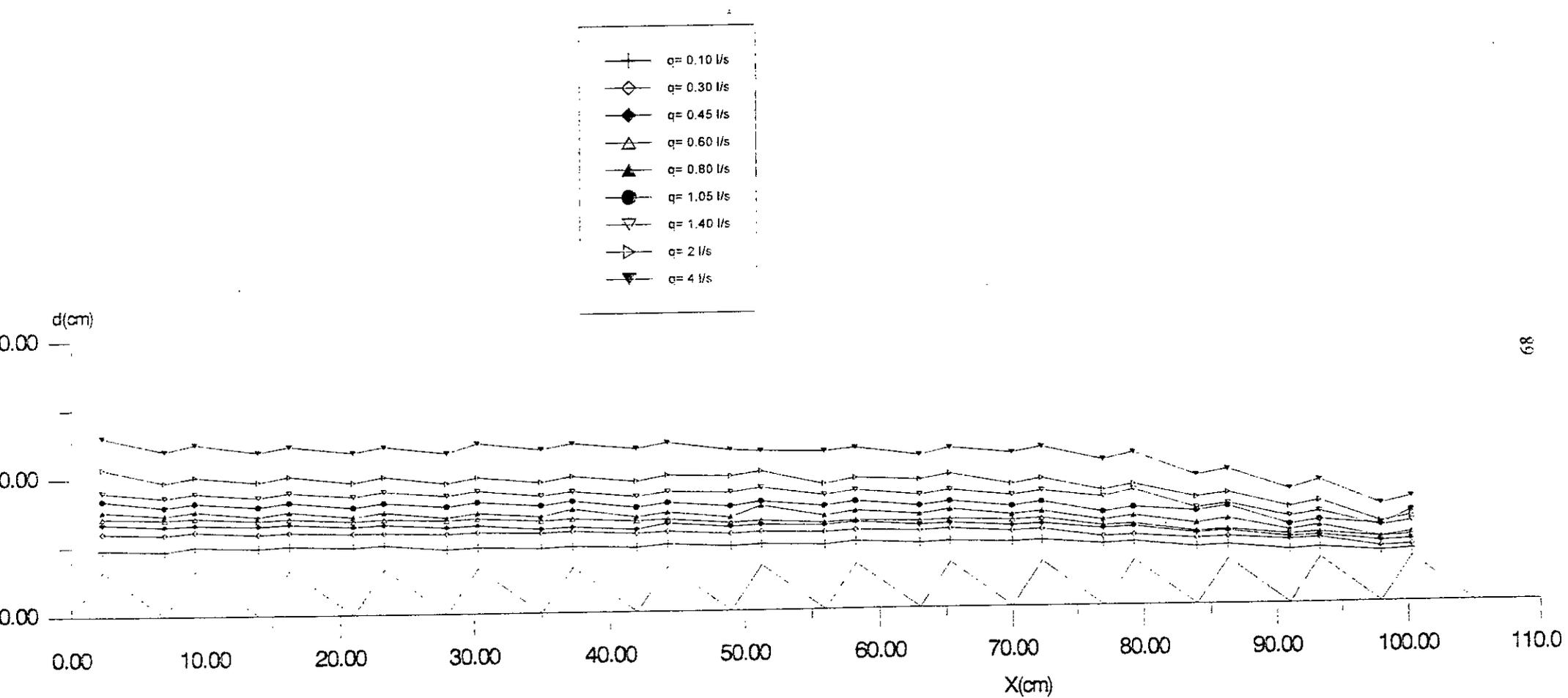


Figure V.3: Profil de la ligne d'eau dans le modèle C pour différents débits et $\alpha=0^\circ$

On a porté sur les graphes (figures V.4 ÷ V.9, pages 71 ÷ 76) la variation de la hauteur relative d/h en fonction des débits pour chaque crête et creux des trois modèles. On observe des dispersions de points.

Commentaires

En se basant sur la représentation classique des phénomènes hydrauliques dans les canaux à ciel ouvert, nous avons tenté de présenter des anamorphoses.

L'écoulement dans les canaux découverts est caractérisé par le nombre de Froude :

$$F^2 = \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial y} \quad (\text{V.1})$$

où, Q est le débit, g l'accélération de la pesanteur et $A = A(y, x)$ la section mouillée, x étant la coordonnée longitudinale et d le tirant d'eau.

Pour un canal de section rectangulaire, la section mouillée est donnée par: $A = b.d$ avec, $b = \frac{\partial A}{\partial y}$.

Un écoulement critique se manifeste pour $F=1$. Cette relation lie la hauteur critique et le débit :

$$d_c = \left(\frac{Q^2}{b^3} \right)^{\frac{1}{3}} \frac{1}{g^{\frac{1}{3}}} \quad (\text{V-2})$$

En partant de l'idée d'assimiler nos modèles à un seuil épais, on a tracé la hauteur d'eau relative (d/h) en fonction du débit à la puissance $2/3$ (figures V.4.a ÷ V.9.a, pages 71÷76).

Les figures (V.4.a ÷ V.9.a, pages 71÷76) représentent les droites de régression globales pour les trois modèles. On constate sur ces graphiques que la dispersion des points par rapport à ces droites est plus apparente. Alors, on a essayé de conforter nos essais les uns par les autres, en examinant différentes anamorphoses simples mais justification physique apparente.

L'idée sous jacente, c'est que si on a une anamorphose qui donne une représentation linéaire sans trop de dispersion, la probabilité des erreurs décroît et donc il y a comme une validité des mesures les unes par les autres.

Les figures (V.4.b ÷ V.9.b, pages 71÷76) représentent l'anamorphose $q^{1/2}$, pour les trois modèles.

Les figures (V.4.c ÷ V.9.c, pages 71÷76) donnent l'anamorphose $q^{1/3}$, pour les trois modèles.

On constate que pour l'anamorphose $q^{1/3}$, les points sont moins dispersés par rapport à la droite de lissage.

V.A.2 Evolution des pressions

Les figures (V.10 ÷ V.12, pages 77) représentent les relevés des pressions sur les marches et contre marches des modèles A, B et C respectivement. Ces courbes sont monotones croissantes, ceci s'explique par le fait que la résistance à l'écoulement créée par la macro-rugosité s'amointrit au fur et à mesure que le débit augmente. En d'autres termes, la chute de la résistance à l'écoulement se traduit par une augmentation de la vitesse, c'est à dire de la pression dynamique.

Remarque

Les valeurs expérimentales relevées sur le modèle A sont inférieures à celles des modèles B et C. Ceci est une conséquence du fait qu'à partir d'un certain seuil (relevé justement pour le modèle A) les valeurs de la pression deviennent négatives.

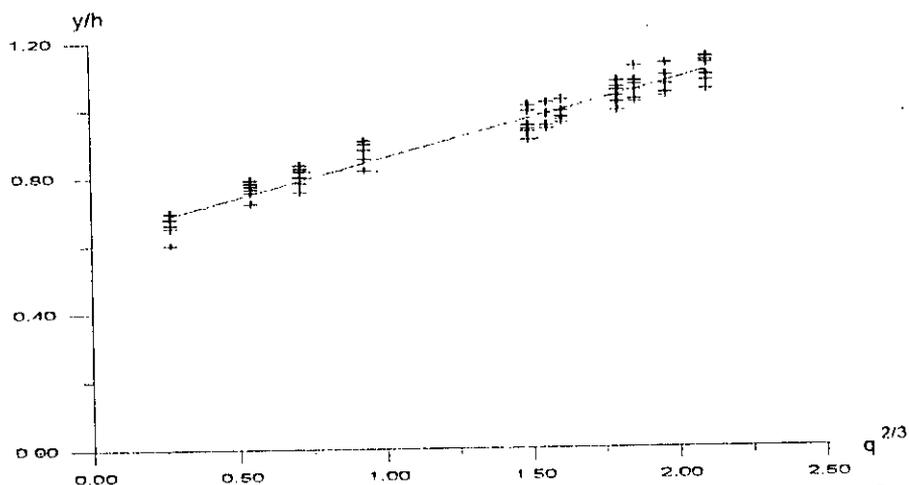


Figure (V.4.a): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{2/3}$ sur les crêtes du modèle A

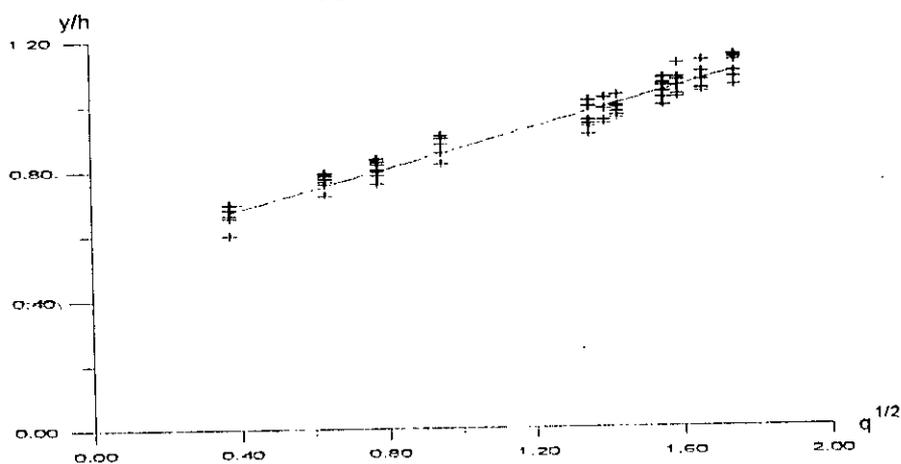


Figure (V.4.b): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{1/2}$ sur les crêtes du modèle A

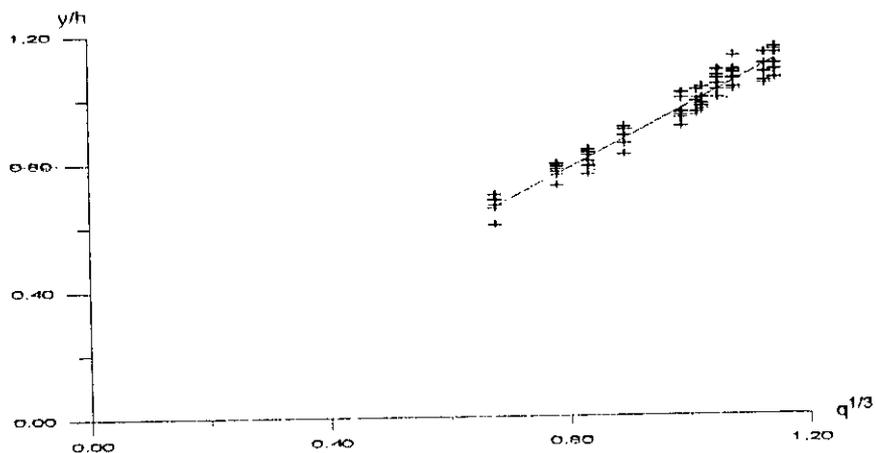


Figure (V.4.c): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{1/3}$ sur les crêtes du modèle A

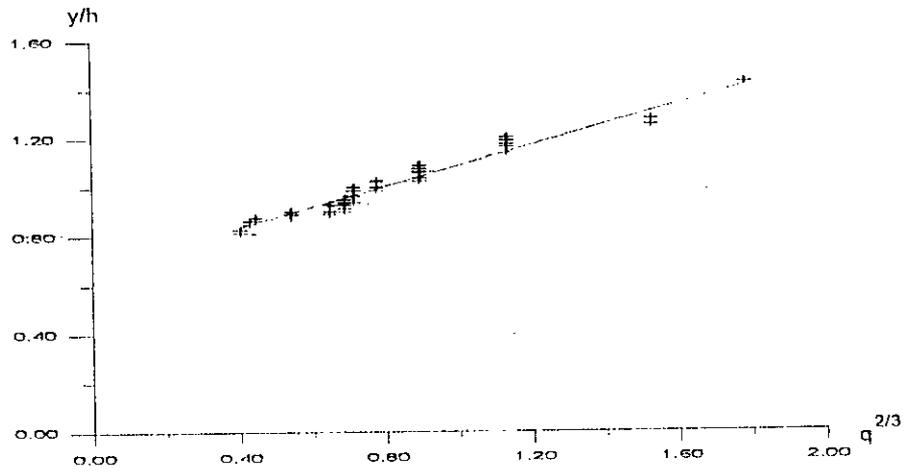


Figure (V.5.a): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{2/3}$ sur les crêtes du modèle B.

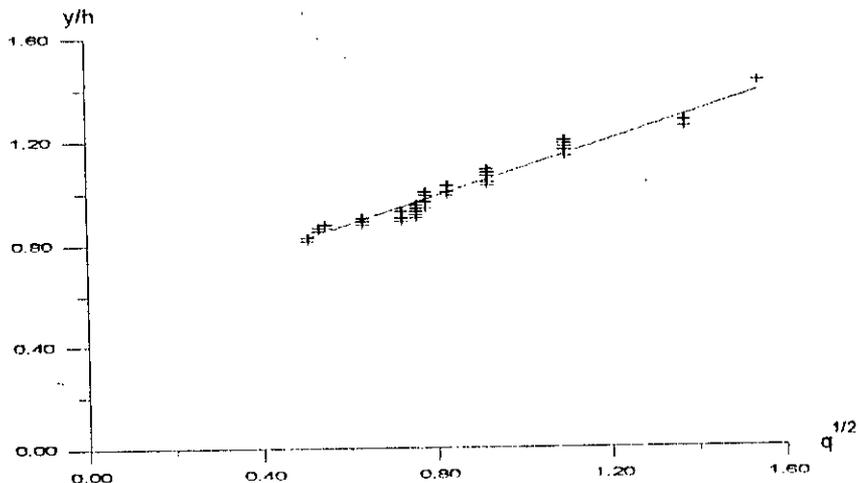


Figure (V.5.b): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{1/2}$ sur les crêtes du modèle B.

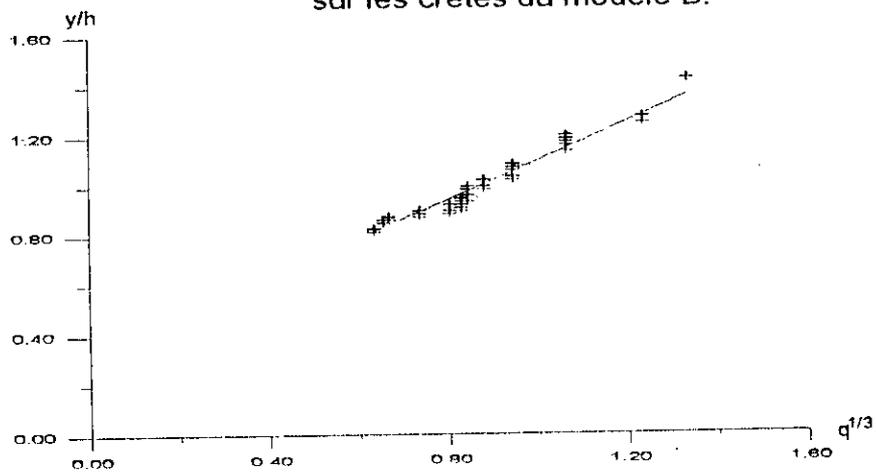


Figure (V.5.c): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{1/3}$ sur les crêtes du modèle B.

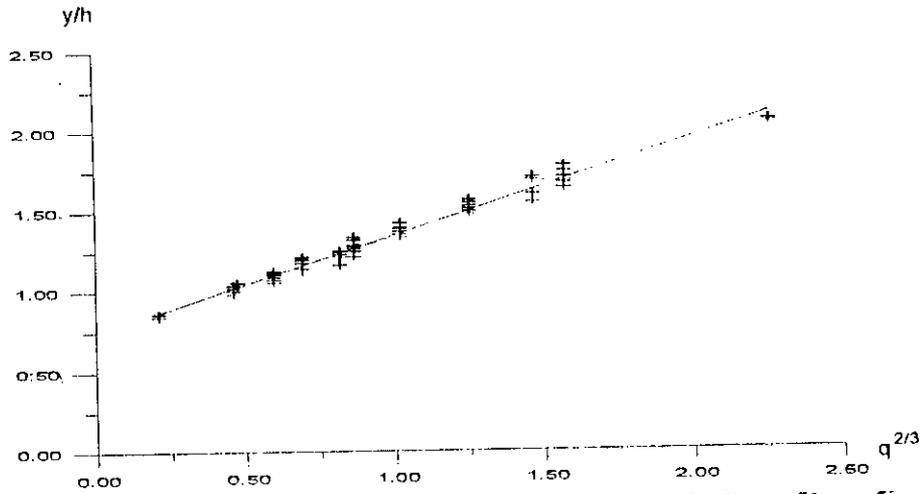


Figure (V.6.a): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{2/3}$ sur les crêtes du modèle C.

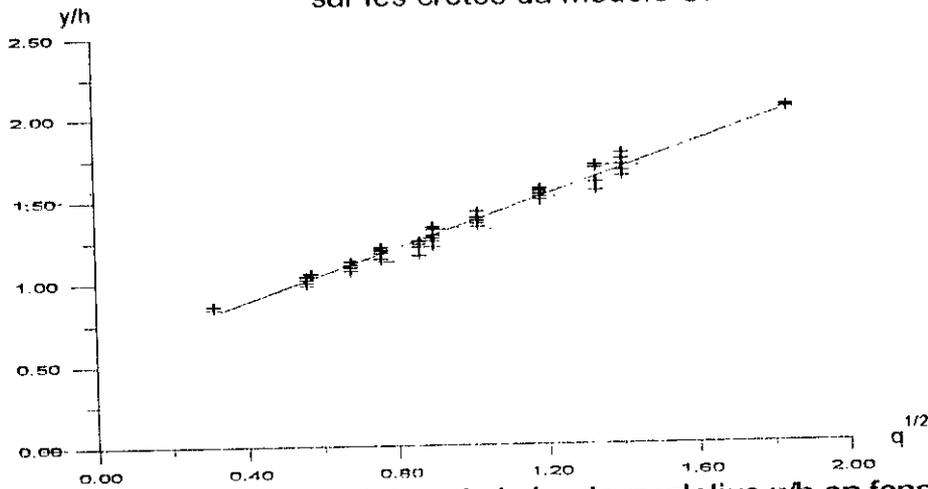


Figure (V.6.b): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{1/2}$ sur les crêtes du modèle C.

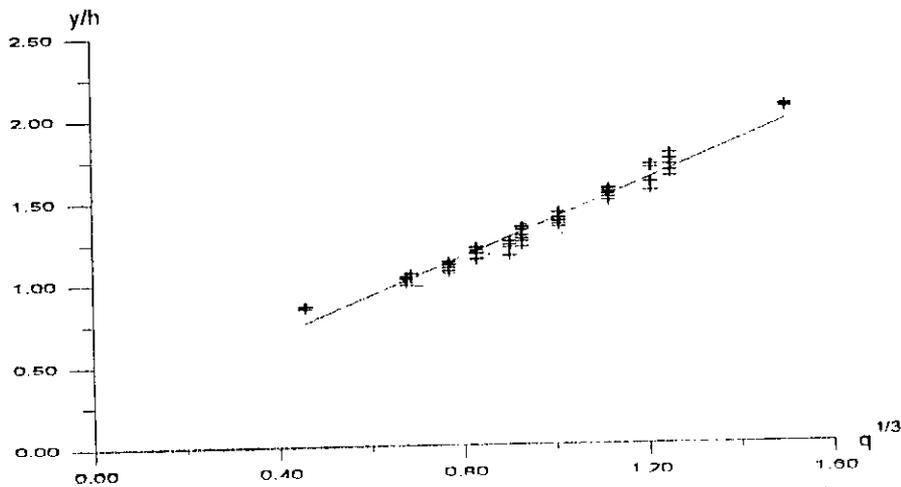


Figure (V.6.c): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{1/3}$ sur les crêtes du modèle C.

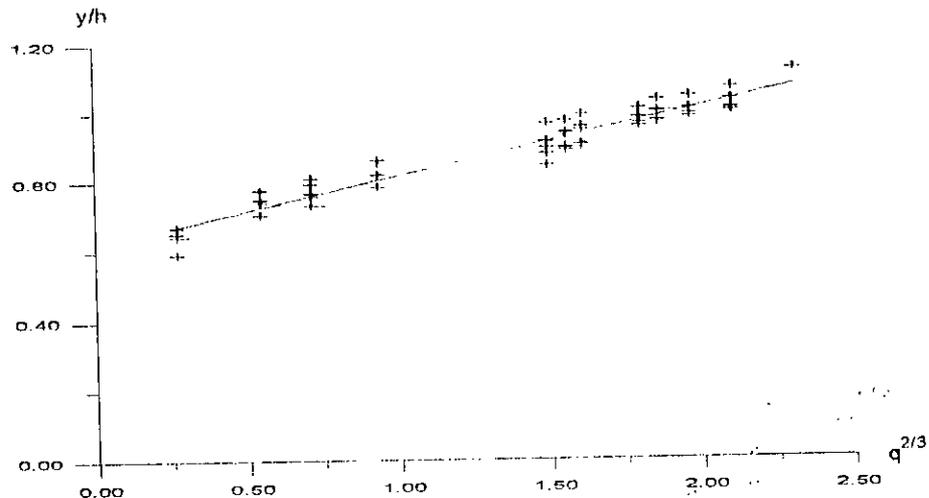


Figure (V.7.a): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{2/3}$ sur les creux du modèle A

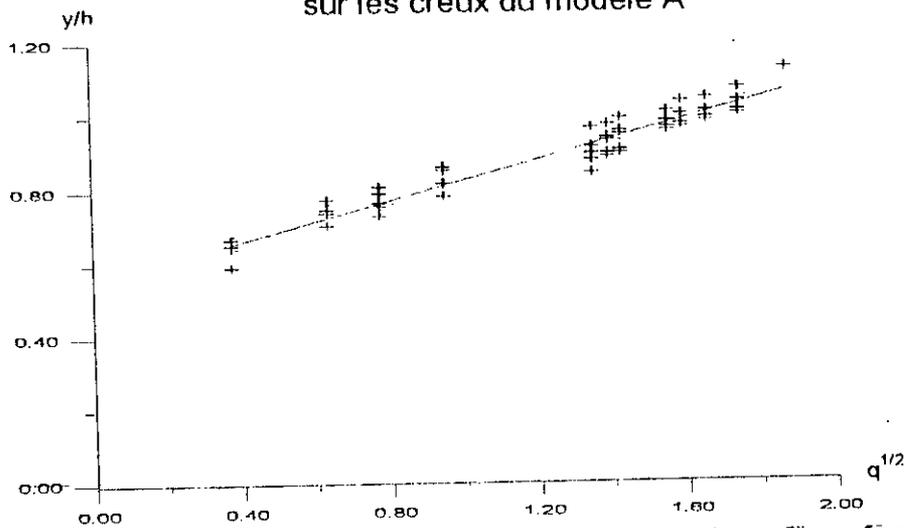


Figure (V.7.b): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{1/2}$ sur les creux du modèle A

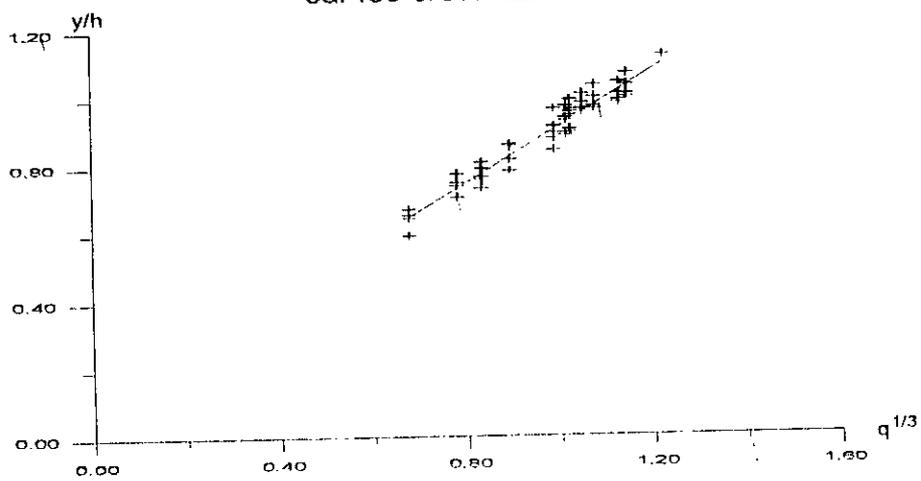


Figure (V.7.c): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{1/3}$ sur les creux du modèle A

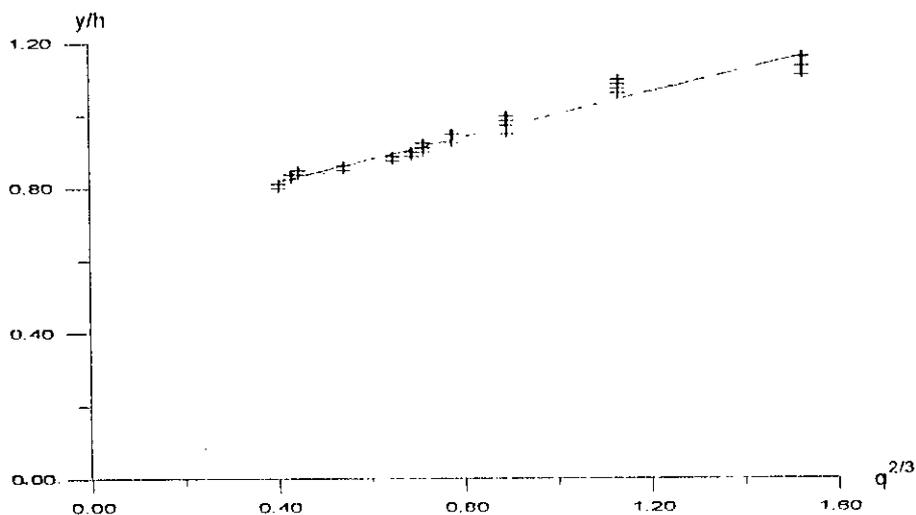


Figure (V.8.a): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{2/3}$ sur les creux du modèle B.

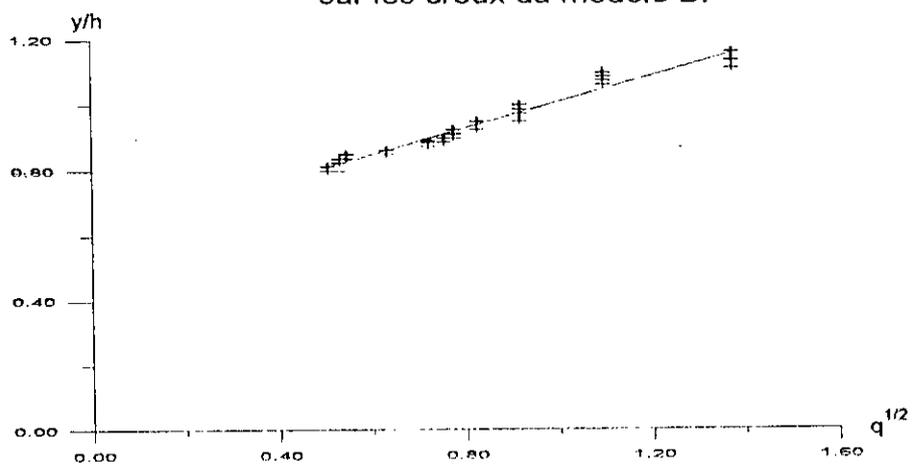


Figure (V.8.b): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{1/2}$ sur les creux du modèle B.

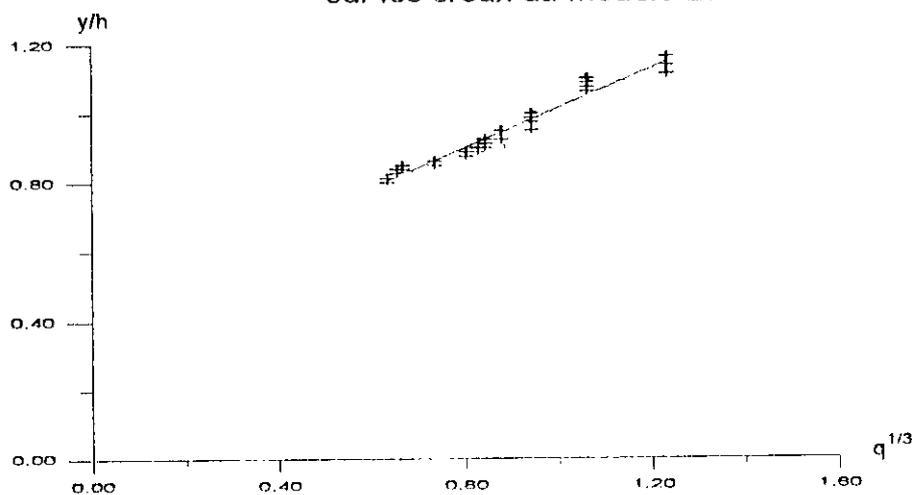


Figure (V.8.c): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{1/3}$ sur les creux du modèle B.

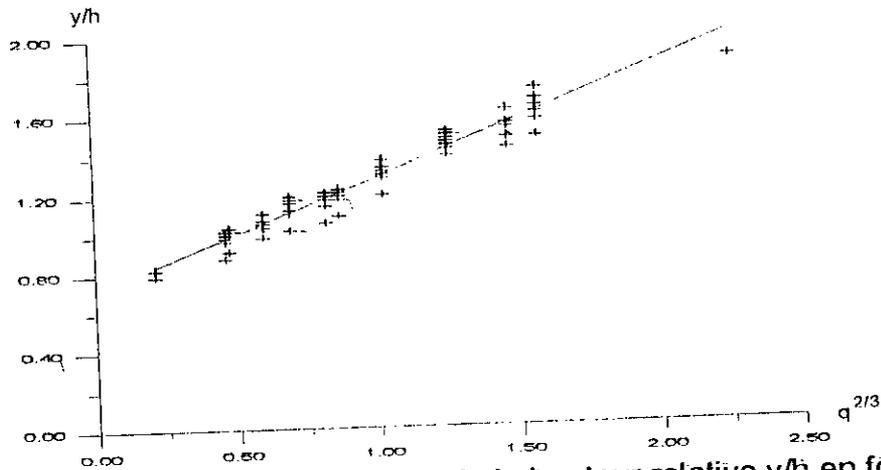


Figure (V.9.a): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{2/3}$ sur les creux du modèle C.

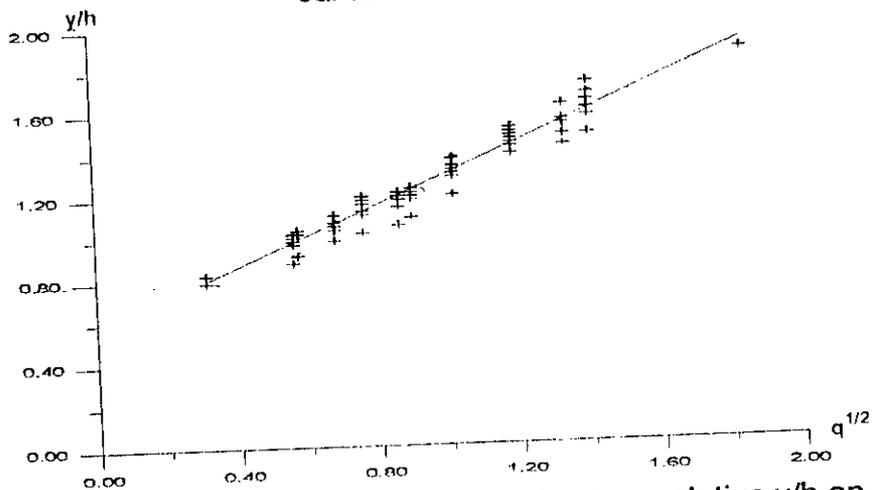


Figure (V.9.b): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{1/2}$ sur les creux du modèle C.

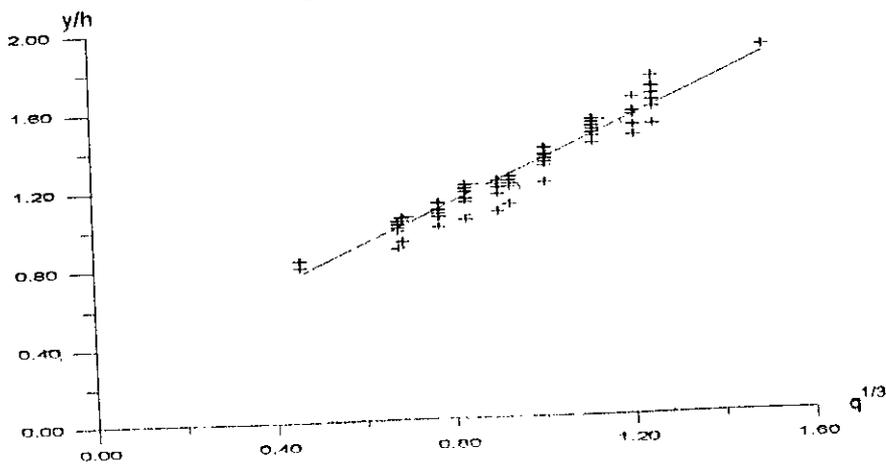


Figure (V.9.c): Variation de la hauteur relative y/h en fonction de $q^{1/3}$ sur les creux du modèle C.

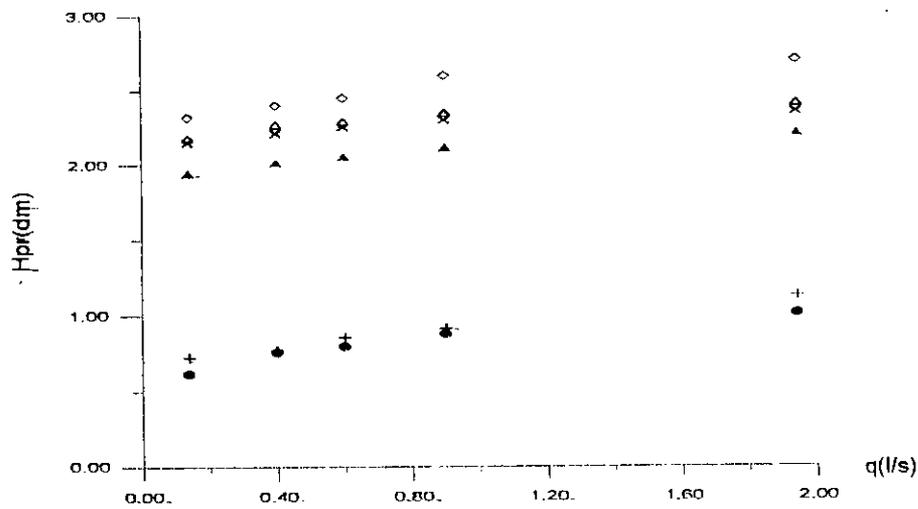


Figure N°(V.10): Variation de la hauteur de pression dans le modèle A: $\alpha=0^\circ$

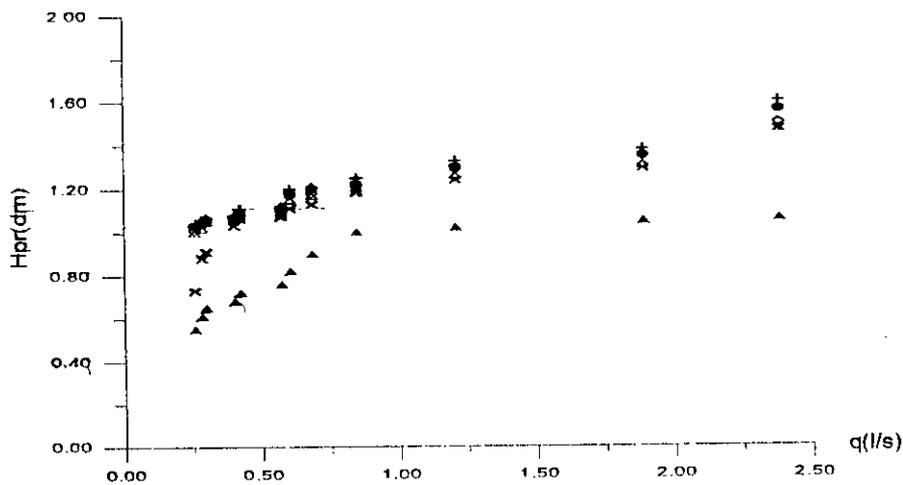


Figure N°(V.11): Variation de la hauteur de pression dans le modèle B: $\alpha=0^\circ$

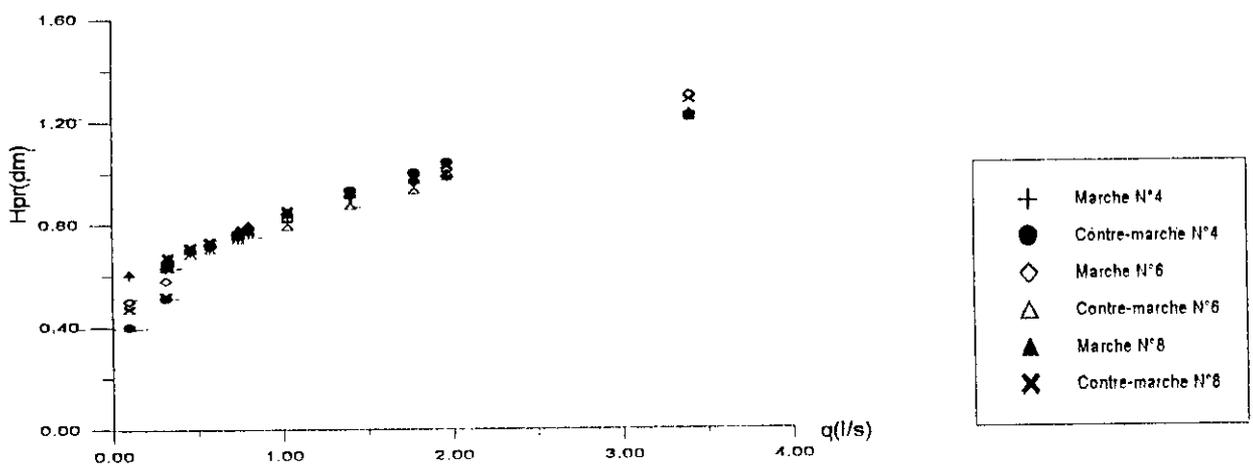


Figure N°(V.12): Variation de la hauteur de pression dans le modèle C: $\alpha=0^\circ$

V.B Modèle à pente variable

Quatre pentes ont été réalisées : 12° , 16° , $22^\circ,5$ et 42° pour le modèle A et C et 40° pour le modèle B.

V. B.1 Détermination des régimes d'écoulements

A partir de nos observations et de nos mesures, nous avons tracé les limites des différents régimes d'écoulements observés.

La figure (V.13, page 83) représente la variation de d_c / h en fonction la pente du canal. Elle donne les courbes expérimentales d'ESSERY et HORNER, de DEGOUTTE et ces collaborateurs, de BEITZ et LAWLESS ainsi que les points des régimes d'écoulements observés.

V.B.1.1 Détermination des points limites

Pour la plus faible valeur de la pente ($\alpha = 12^\circ$), on observe que pour les valeurs croissantes du rapport d_c/h jusqu'au débit maximum, l'eau s'écoule en saut d'une marche à une autre et ce pour les trois (03) modèles. Dans le cas du modèle C, et pour les forts débits l'aspect de cet écoulement se transforme en jet.

La valeur de $d_c/h = 0,978$ correspondant à un débit de $3,30$ l/s peut être prise comme limite de l'écoulement en saut sous une pente $\alpha = 12^\circ$.

De la même manière, en augmentant la pente du canal jusqu'à $\alpha = 40^\circ$, les premières valeurs d_c/h correspondant aux débits faibles ont donné lieu sur les trois modèles à un écoulement en chute libre sur les marches. Mais en se rapprochant de la valeur de $d_c / h = 0,697$ correspondant au débit $q = 3,30$ l/s (modèle B), l'allure de la lame n'est plus en saut. Et cela permet donc de prendre la valeur de $d_c/h = 0,697$ comme le deuxième point limite de l'écoulement en saut.

Pour la pente extrême du canal ($\alpha = 42^\circ$ pour A et B $\alpha = 40^\circ$ pour C), les valeurs importantes, moyennes et faibles de d_c/h sur les modèles A, B et C respectivement, montrent que l'écoulement de l'eau d'une marche à une autre est en saut. Mais, sur le modèle C, en arrivant à la valeur de $d_c/h = 0,636$ pour le débit $q = 1,70$ l/s, ces chutes libres d'eau cessent d'avoir lieu et l'écoulement commence à avoir l'aspect d'un jet, ce qui nous a permis de tirer le point limitant ces deux types d'écoulements à savoir $d_c/h = 0,636$.

Les trois points de d_c/h à savoir 0,978 ($q = 3,30$ l/s, $\alpha = 12^\circ$), 0,397 ($q = 3,30$ l/s, $\alpha = 40^\circ$) et 0,636 ($q = 1,70$ l/s, $\alpha = 42^\circ$), limitent les écoulements en chute libre et en jet sur les marches.

L'alignement de ces points sur la figure (V.13, page 83) a donné lieu à une droite d'équation:

$$\frac{d_c}{h} = 0,477 \frac{h}{l} + 1,081 \quad (\text{V.3})$$

Pour la plus faible pente ($\alpha = 12^\circ$), pour les grandes valeurs de d_c/h sur le modèle A et les valeurs moyennes sur les modèles B et C, on a visualisé des écoulements en chutes libres sur les marches avec formation de petits ressauts hydrauliques pleinement développés. Mais en se rapprochant de la valeur de $d_c/h = 0,636$ pour le débit $q = 1,7$ l/s (modèle B et C), ces phénomènes cessent d'être développés totalement sur une marche. Le ressaut se développe partiellement, ce qui fait que le développement total de ce phénomène a atteint sa limite pour la valeur de $d_c/h = 0,636$ ($q = 1,7$ l/s et $\alpha = 12^\circ$). En augmentant faiblement la pente jusqu'à la valeur de $\alpha = 16^\circ$, de petits ressauts hydrauliques pleinement développés ont apparu pour des valeurs moyennes de d_c/h sur les modèles A et B et les faibles valeurs de d_c/h sur le modèle C. Au-delà de la valeur de $d_c/h = 0,44$ pour le débit $q = 1,7$ l/s, les ressauts hydrauliques observés sur les trois modèles sont cette fois-ci partiellement développés, ce qui permet d'avoir le deuxième point limitant le développement total et partiel du ressaut hydraulique.

Pour la pente du canal $\alpha = 22,5^\circ$, on a constaté que les ressauts hydrauliques pleinement développés sont apparus pour les faibles valeurs de d_c/h et ceci sur les trois modèles, mais en arrivant à la valeur de $d_c/h = 0,283$ correspondant à un débit $q=1,5$ l/s, le ressaut est partiellement développé.

En variant la pente du canal jusqu'à sa limite ($\alpha = 42^\circ$), la formation de ressaut hydraulique pleinement développé n'a pu être observée que sur le modèle A et ceci pour les très faibles valeurs de d_c/h (trop faibles débits) inférieures à 0,105 ($q < 0,5$ l/s). En dépassant cette valeur, la formation du ressaut hydraulique partiellement développé est quasi-présente sur les trois modèles, ce qui donne enfin la valeur de $d_c/h = 0,105$ comme valeur limite du développement total du ressaut.

Une fois, ces quatre points expérimentaux localisés, sur la figure (V.13, page 83), on les ajuste par une courbe ayant l'équation suivante:

$$\frac{d_c}{h} = 0,09276 \left(\frac{h}{l} \right)^{-1,25} \quad (\text{V.4})$$

V.B.1.2 Positionnement des points expérimentaux et différents types d'écoulements observés

La figure (V.13, page 83) représente nos points expérimentaux. La représentation de ces points donne lieu à deux courbes différentes:

- Une droite d'équation : $y = 0,477x + 1,081$
- Une courbe d'équation : $y = 0,0927x^{-1,25}$

La première courbe (droite), nous a permis de mettre en évidence deux types d'écoulement à savoir:

- Les écoulements en nappe.
- Les écoulements très turbulents.

Tandis que la deuxième délimite deux sous régimes d'écoulement en nappe:

- Ecoulement en nappe avec ressaut pleinement développé.
- Ecoulement en nappe avec ressaut partiellement développé.

L'équation de la droite citée auparavant peut s'écrire sous la forme suivante:

$$\left(\frac{dc}{h}\right)_{cr} = -0,477 \operatorname{tg} \alpha + 1,081 \quad (\text{V.5})$$

où α : pente du canal en marches d'escalier.

Pour toutes valeurs expérimentales de $d_c / h > (d_c / h)_{cr}$, l'écoulement est très turbulent, dans le cas contraire, l'écoulement est dit en nappe. De la même manière, l'équation de la courbe citée ultérieurement peut prendre la forme suivante:

$$\left(\frac{dc}{h}\right)_{cr} = -0,09276 (\operatorname{tg} \alpha)^{-1,25} \quad (\text{V.6})$$

Pour toutes valeurs expérimentales de $dc/h > (dc/h)_{cr}$ de l'équation (V.6), l'écoulement est dit en nappe avec un ressaut hydraulique partiellement développé, dans le cas contraire, l'écoulement est dit en nappe avec un ressaut hydraulique pleinement développé.

V.B.2 Régime d'écoulement dans les différents canaux

* *Pentes* : $12^\circ \leq \alpha \leq 16^\circ$

L'analyse des figures (V.14 ÷ V.16) relatives aux modèles A, B et C permet de constater que pour des valeurs faibles à moyennes des débits, les points expérimentaux se situent au-dessous de la courbe d'équation (V.6), et traduisent ainsi le fait que l'écoulement est en nappe avec ressaut hydraulique pleinement développé. En outre les figures (V.14 ÷ V.16, pages 83 et 84) permettent de conclure que dans le cas des modèles A et B, les forts débits favorisent l'écoulement en

nappe avec ressaut hydraulique partiellement développé. La figure (V.16, page 84) montre que dans le cas du modèle C, les forts débits

engendrent, en plus des écoulements en nappe avec ressaut hydraulique partiellement développé, des écoulements très turbulents.

* *Pentes: $22.5^\circ \leq \alpha \leq 42^\circ$*

En se référant aux figures (V.14 ÷ V.16) donnant la variation de d_c / h en fonction de la pente du canal des modèles A, B et C respectivement, on remarque que les faibles débits occasionnent un écoulement en nappe avec un ressaut hydraulique pleinement développé, alors que les forts débits donnent lieu à des écoulements en nappe avec un ressaut hydraulique partiellement développé. Les écoulements très turbulents sont plus prononcés sur le modèle C particulièrement pour les débits les plus importants.

Conclusion

- L'apparition des écoulements en nappe est plus prépondérante sur les modèles A et B que sur le modèle C. Ceci s'explique par le fait que les modèles A et B bénéficient de marches de grandes dimensions relativement au modèle C. On peut déduire que les marches de dimensions importantes favorisent plutôt les écoulements en nappe que les écoulements très turbulents.

- Pour de faibles à moyens débits, les écoulements en nappe avec un ressaut hydraulique pleinement développé sont plus observés en pentes faibles qu'en pentes fortes (modèle A et B), cela se traduit qu'en faibles pentes, les marches des modèles A et B amortissent les chutes libres de la nappe par l'effet de la macro-rugosité, alors qu'en fortes pentes, l'effet de la macro-rugosité diminue, la déviation du jet augmente, et la formation du ressaut hydraulique à l'aval est donc partiel. On peut dire que jusqu'à un débit moyen, les écoulements en nappe avec un ressaut

hydraulique partiellement développé sont observés dans les canaux en marches d'escalier en fortes pentes.

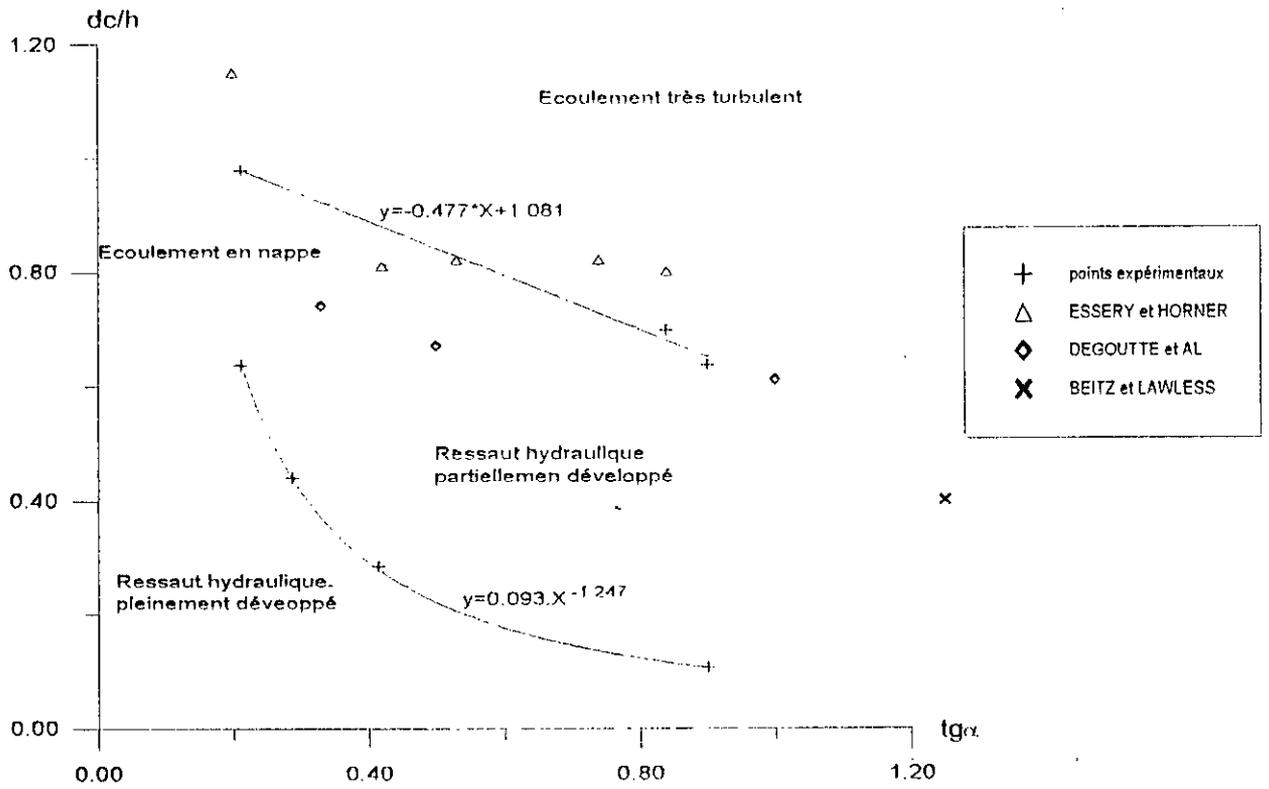


Figure N°(V.13): Représentation des limites d'écoulements.

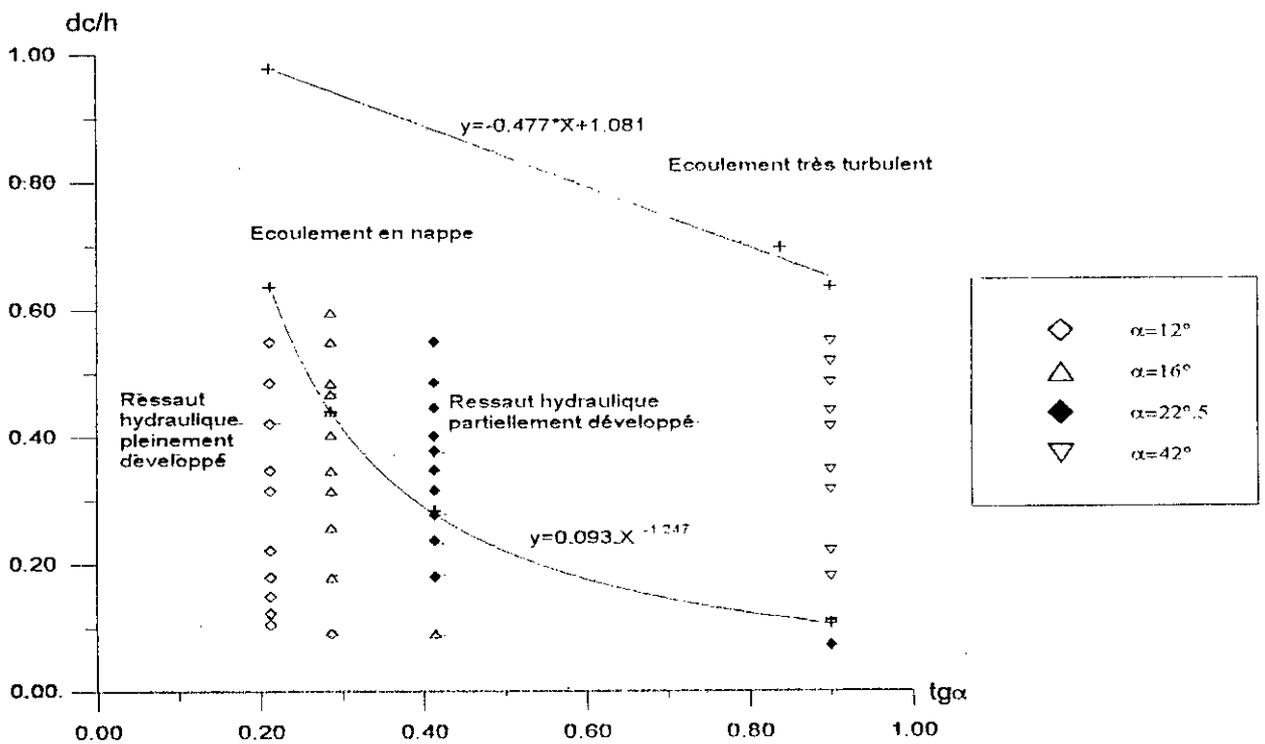


Figure N°(V.14): Courbes de détermination des régimes d'écoulements dans le modèle A.

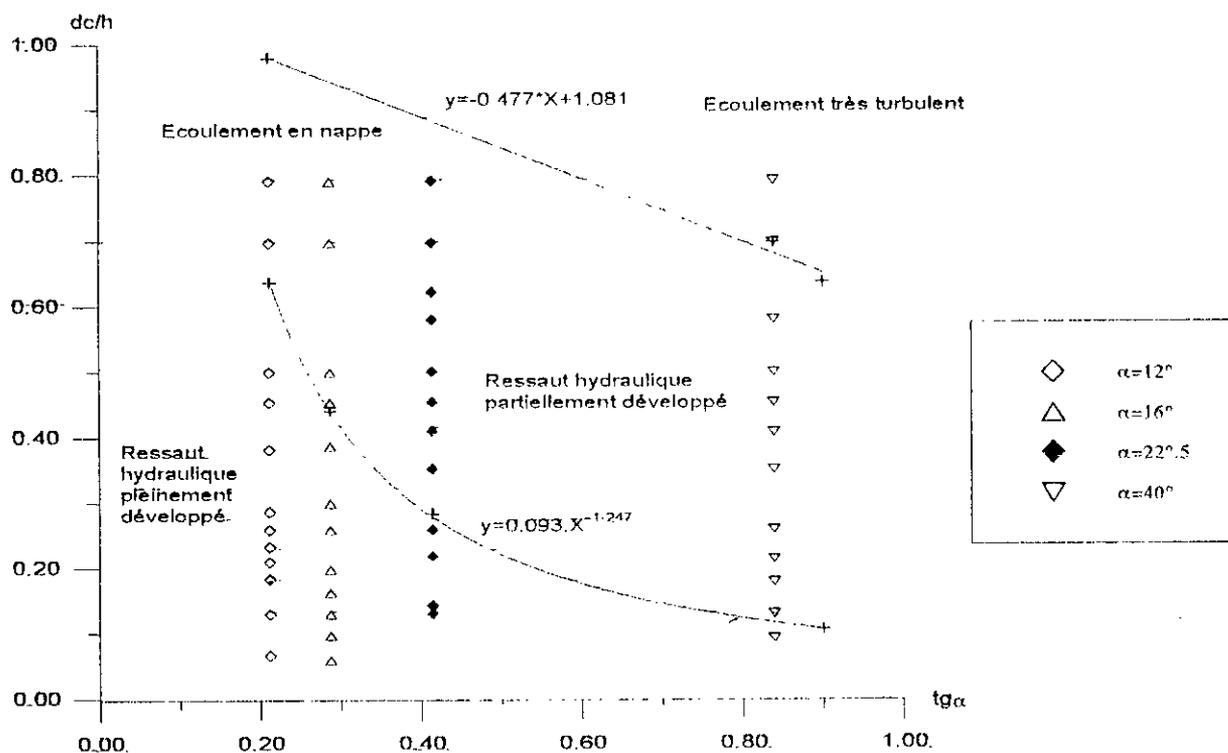


Figure N°(V.15): Courbes de détermination des régimes d'écoulements dans le modèle B.

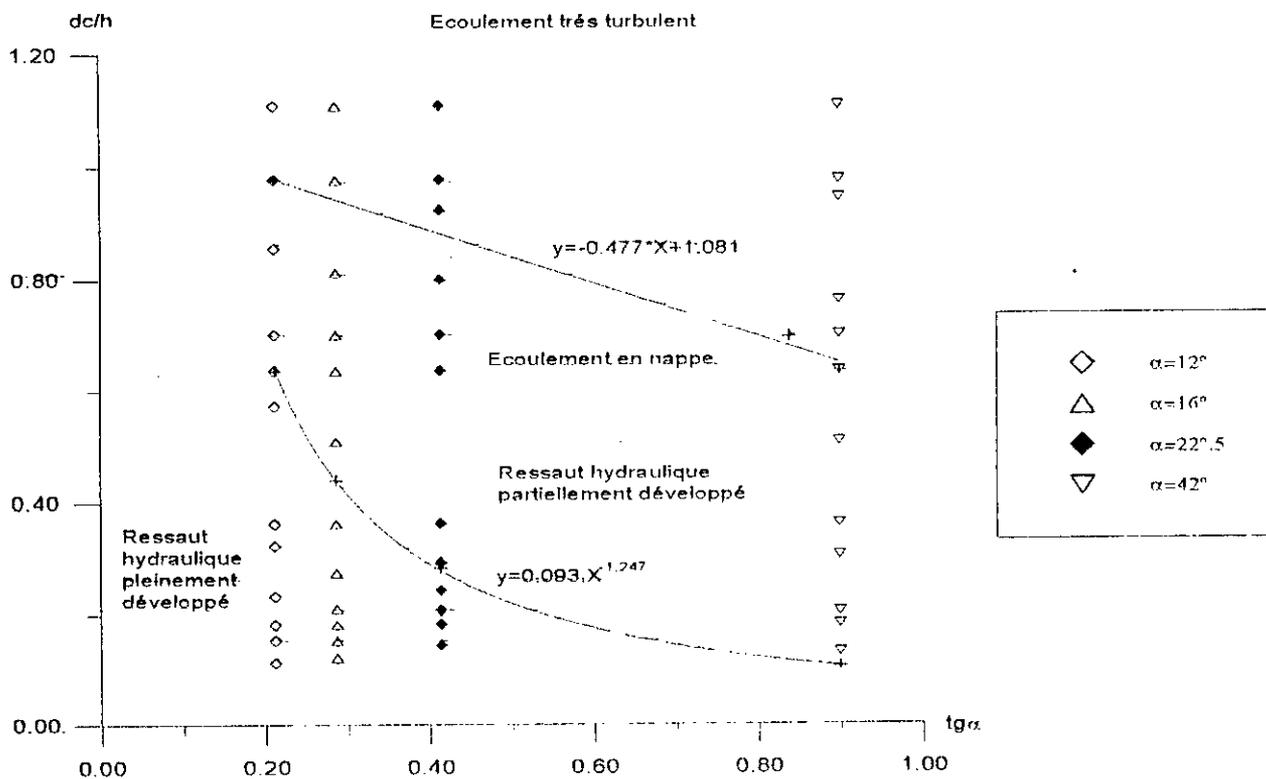


Figure N°(V.16): Courbes de détermination des régimes d'écoulements dans le modèle C.

• Sur le modèle C en faibles pentes, l'écoulement très turbulent apparaît pour des débits importants. Alors qu'en fortes pentes, l'écoulement très turbulent apparaît même en moyens débits, cela s'explique par le fait que l'effet de la pente l'emporte devant celui du débit.

V.B.3- Energie de dissipation

Pour un canal en marches d'escalier, les marches augmentent significativement le taux de dissipation qui avait lieu sur le canal et élimine ou réduit légèrement le résidu de cette énergie au pied du canal.

Le but du canal en marches d'escalier est de dissiper un maximum d'énergie avant l'arrivée du fluide dans le bassin d'amortissement. Et de ce fait, les ouvrages de dissipation sont sensiblement réduits et pourraient être supprimés dans les meilleurs des cas. L'origine de cette énergie provient de la transformation de l'énergie potentielle en énergie cinétique.

L'objet de cette partie est de comparer la dissipation d'énergie dans les écoulements en nappe et dans les écoulements très turbulents.

V.B.3.1 Dissipation d'énergie des écoulements en nappe

La dissipation d'énergie des écoulements en nappe se réalise en deux phases: lors du choc de la lame sur la marche, puis essentiellement dans la zone de bouillonnement qui suit l'éclatement du jet, avec ou sans formation d'un ressaut.

Méthodologie de l'expérimentation

La dissipation d'énergie a été mesurée comme suit:

- On mesure la hauteur du déversoir H_{dev} .
- On mesure le tirant d'eau à l'amont du déversoir d_{am} .
- On mesure le tirant d'eau à l'amont du ressaut au pied du déversoir d_{av} .

La charge initiale totale de l'écoulement au-dessus du seuil H_{am} est donnée par:

$$H_{am} = H_{dev} + d_{am}$$

La charge résiduelle H_{av} au pied du déversoir est exprimée par :

$$H_{av} = d_{av} + \frac{V^2}{2g}$$

où V : vitesse d'écoulement dans la section considérée.

Enfin, l'énergie de dissipation se déduit à partir de la différence entre la charge totale à l'amont et la charge résiduelle: $H_{am} - H_{av}$.

a- Effet de la pente

Les figures (V.17 ÷ V.19, page 87) montrent la variation de la dissipation d'énergie relative en fonction de d_c/h sur les modèles A, B et C respectivement. On s'aperçoit que la variation de la dissipation d'énergie relative pour une pente donnée est décroissante pour une augmentation du débit. C'est à dire que l'énergie de dissipation atteint son maximum pour les faibles débits (ce qui vérifie l'hypothèse faite par **H.CHANSON**, 1995). Les faibles débits favorisent les ressauts hydrauliques pleinement développés dans les écoulements en nappe, et ce type de phénomène dissipe plus d'énergie que lorsque le ressaut est partiellement développé.

- Pour une forte pente (40° , 42°), l'énergie de dissipation relative est maximale et de l'ordre de 99 % dans les trois modèles.

- Pour une faible pente (12°), l'énergie de dissipation relative est maximale et de l'ordre de 75%, 77% et 72% pour les modèles A, B et C respectivement.

- Les courbes des figures (V.17 ÷ V.19) des différents modèles A, B et C respectivement correspondant aux différentes pentes ont tendance à se confondre lorsque le débit diminue (faibles valeurs de d_c/h), donc l'effet de la pente devient négligeable aux faibles débits.

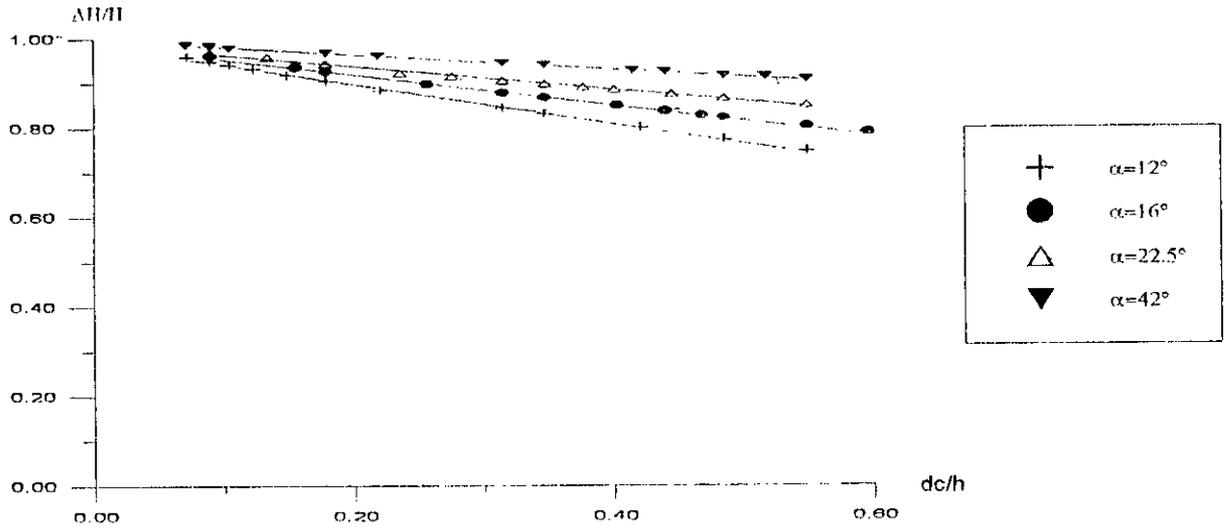


Figure N°(V.17): Variation de la dissipation d'énergie en fonction de dc/h dans le modèle A pour les différentes pentes.

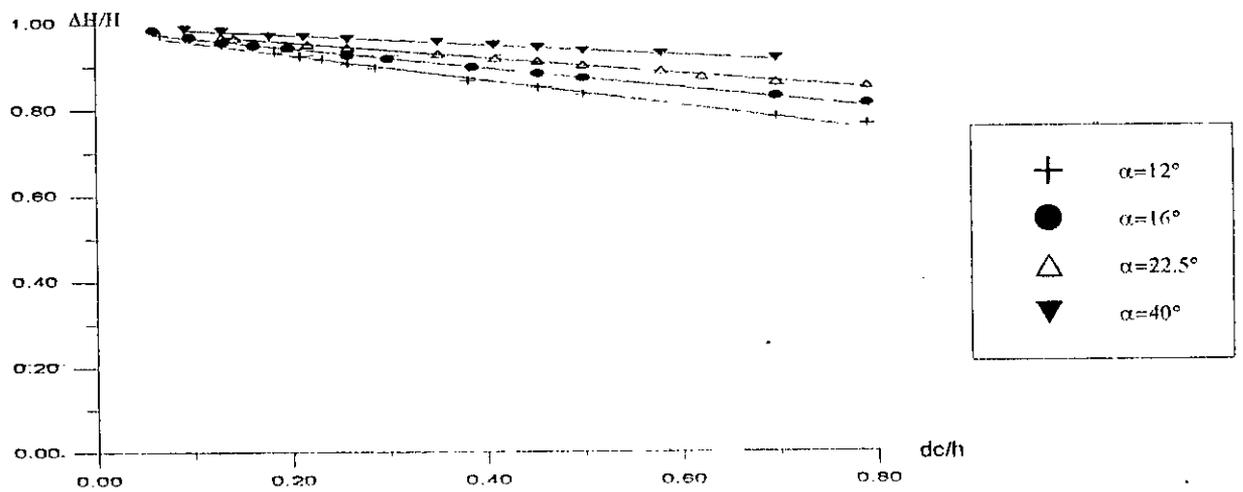


Figure N°(V.18): Variation de la dissipation d'énergie en fonction de dc/h dans le modèle B pour les différentes pentes.

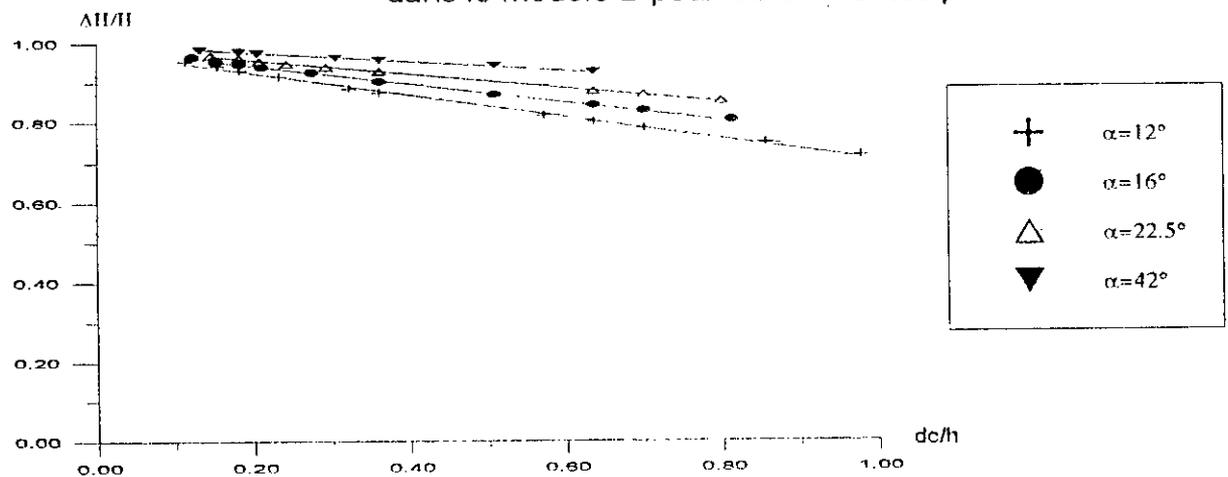


Figure N°(V.19): Variation de la dissipation d'énergie en fonction de dc/h dans le modèle C pour les différentes pentes.

b- Effet du débit

Les figures V.20 ÷ V.22 montrent l'évolution de la dissipation d'énergie relative en fonction de la pente du canal dans les trois modèles A, B et C respectivement.

- Pour un débit donné (figures V.20 ÷ V.22, Page 89), l'énergie de dissipation relative croît pour une augmentation de la pente. Ceci s'explique par l'augmentation de la pente du canal qui influe premièrement sur l'augmentation de la hauteur du déversoir ($H_{dev} = L \sin \alpha$), deuxièmement sur l'augmentation de la déviation du jet dans l'air; plus l'angle de déviation est grand et plus la dissipation est grande.

- Pour les faibles débits, l'énergie de dissipation relative est maximale est de l'ordre de 98 % pour les trois modèles.

- Pour un fort débit donné ($q = 4$ l/s), l'énergie de dissipation relative est minimale et d'environ 77%, 77% et 75% sur les modèles A, B et C respectivement.

Conclusion

* Les canaux en marches d'escalier à forte pente avec de faible débit provoquent de grandes dissipations d'énergie.

* Les plus grandes énergies de dissipation sont plus observées sur des modèles de grandes dimensions de marches que sur des modèles à faibles dimensions de marches.

V.B.3.2 Dissipation d'énergie des écoulements très turbulents

Dans l'écoulement très turbulent, les marches d'escalier représentent de grandes rugosités. La majorité de l'énergie est dissipée pour maintenir de vortex (tourbillon) horizontaux stable en bas du pseudo-fond formé par les bords extérieurs des marches. L'énergie de dissipation dans cet écoulement semble avoir été augmentée par le transfert du moment de la recirculation du fluide.

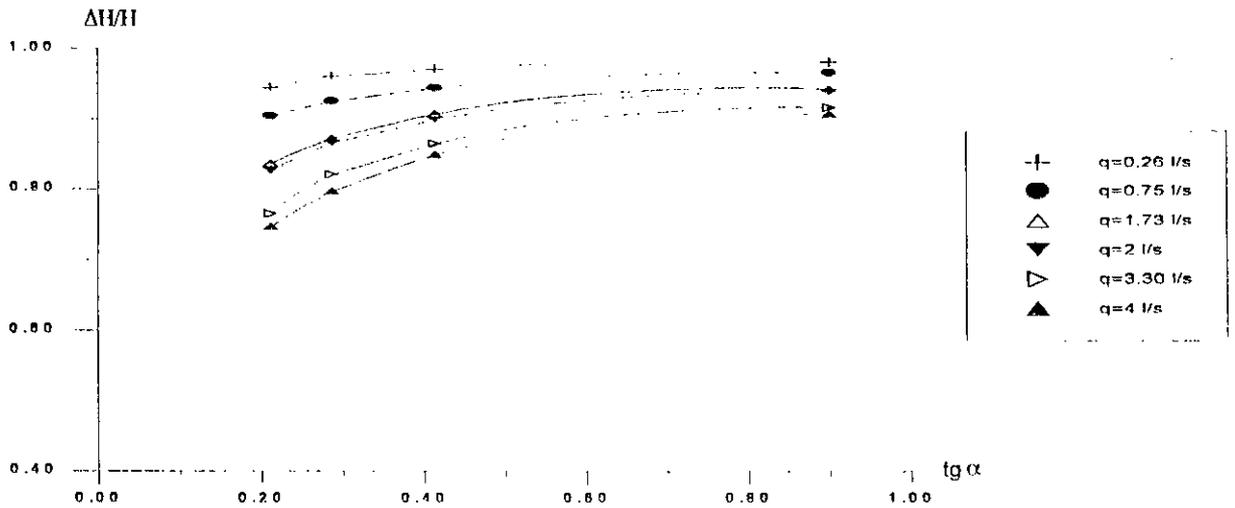


Figure N°(V.20): Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle A pour les différents débits.

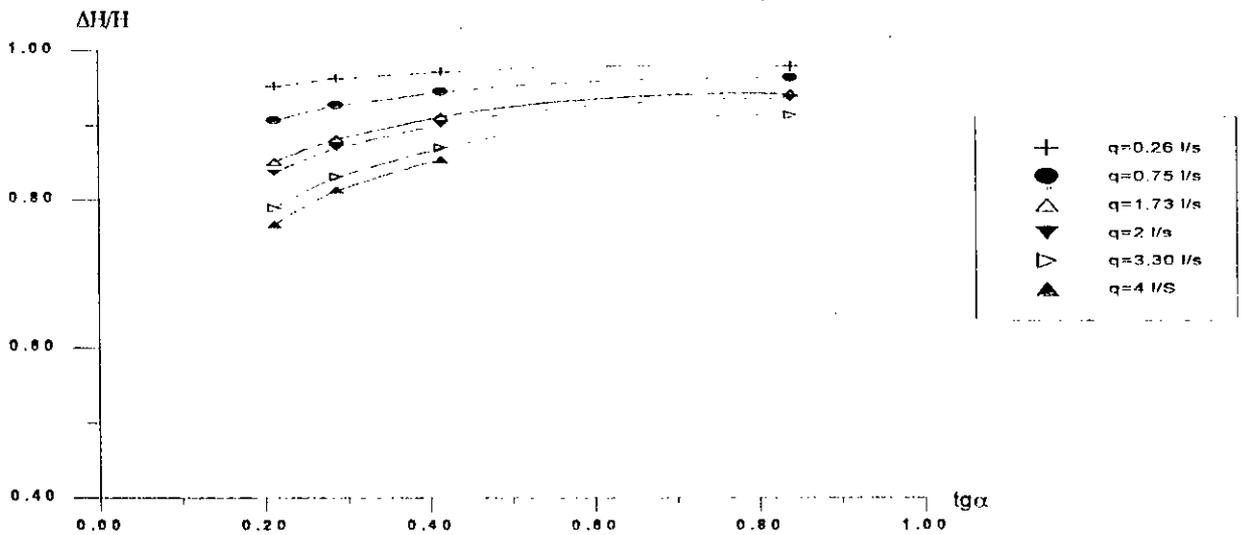


Figure N°(V.21): Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle B pour les différents débits.

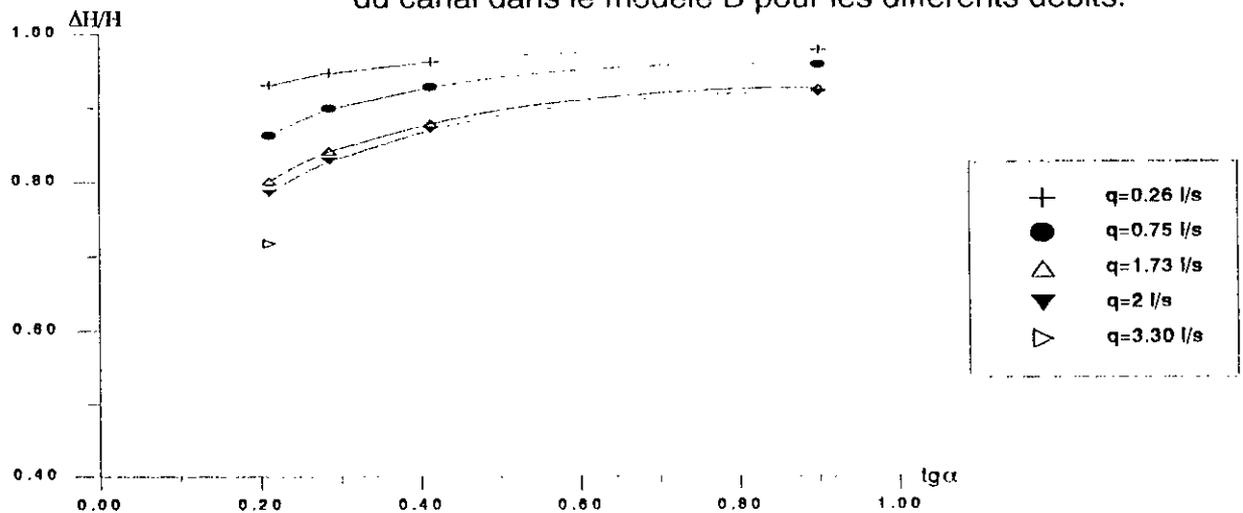


Figure N°(V.22): Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle C pour les différents débits.

Durant nos expériences l'écoulement très turbulent n'a été observé que sur le modèle C.

Méthodologie de l'expérimentation

La mesure de l'énergie de dissipation dans ce type d'écoulement se déduit des mesures suivantes:

- * On mesure la hauteur du déversoir H_{dev} .
- * On mesure le tirant d'eau à l'amont du déversoir d_{am} .
- * On mesure la profondeur d'eau uniforme au pied du déversoir d_{av} .

La perte de charge totale au pied du déversoir est exprimée par:

$$\Delta H_{max} = H_{am} - H_{av}$$

avec, $H_{am} = H_{dev} + d_{am}$ et $H_{av} = d_{av} \cos\alpha + \frac{V^2}{2g}$

où α : pente du canal en marches d'escalier

V: vitesse d'écoulement dans la section considérée.

a- Effet du débit

- La figure (V.23) représente la variation de la dissipation d'énergie relative en fonction de dc/h sur le modèle C. cette variation ne fait que décroître si on augmente le débit.

- En se référant à la figure (V.23, page 92), la chute de la dissipation d'énergie en fonction de dc/h nous permet de déduire que l'augmentation du débit engendre une croissance de la vitesse (énergie cinétique) plus vite que la croissance du tirant d'eau (énergie potentielle), ce qui provoque enfin une diminution de la dissipation d'énergie relative.

- Les dissipations d'énergie relatives maximales et minimales (figure V.23) atteintes sont d'environ 74% et 56% respectivement.

b- Effet de la pente

- La figure (V.24, page 92) montre l'évolution de la dissipation relative d'énergie en fonction de la pente du canal sur le modèle C, cette variation de l'énergie est croissante pour une augmentation de la pente du canal.

- Pour un débit donné (figure V.24), l'augmentation de la pente du canal fait croître la dissipation d'énergie relative. Cela se traduit par le fait que plus la pente du canal augmente et plus la chute ou la hauteur du déversoir augmente ($H_{dev} = L \sin \alpha$), et plus l'écoulement très turbulent est ressenti, ce qui engendre donc une croissance de la dissipation d'énergie relative.

- Les dissipations d'énergies relatives maximales et minimales sont de l'ordre de 91% et 69% respectivement (figure V.24).

Conclusion

* Les grandes énergies de dissipation sont observées pour les faibles débits et les fortes pentes.

* Les plus grandes énergies de dissipation sont plutôt observées dans le cas où α est constant et le débit varie.

V.B.3.3 Effets comparés des différents paramètres sur la dissipation d'énergie

* Les écoulements dans les canaux en marches d'escalier à fortes pentes et faibles débits occasionnent des dissipations d'énergies importantes dans les écoulements en nappe et très turbulent.

* Les écoulements de moyens à forts débits favorisent plutôt des écoulements très turbulents sur les marches de faibles dimensions que celles à grandes dimensions. Ceci vérifie l'hypothèse faite par H.CHANSON (1995).

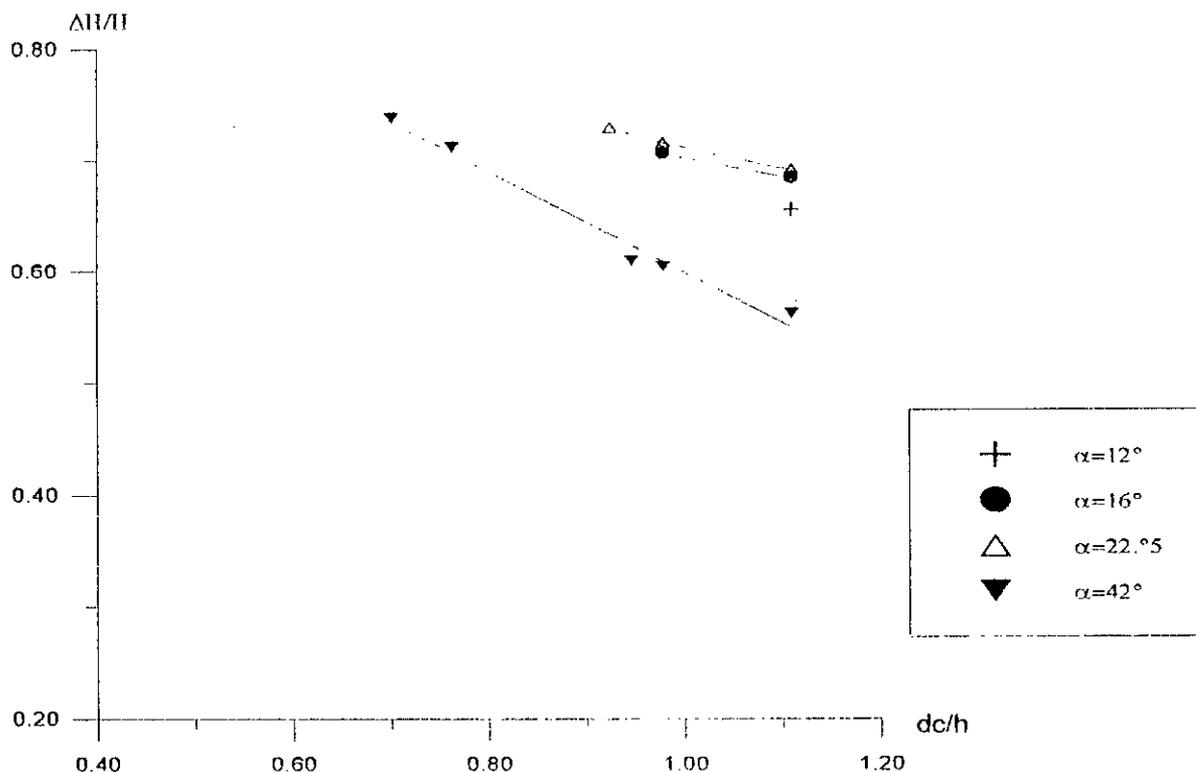


Figure N°(V.23): Variation de la dissipation d'énergie en fonction de dc/h dans le modèle C pour les différentes pentes.

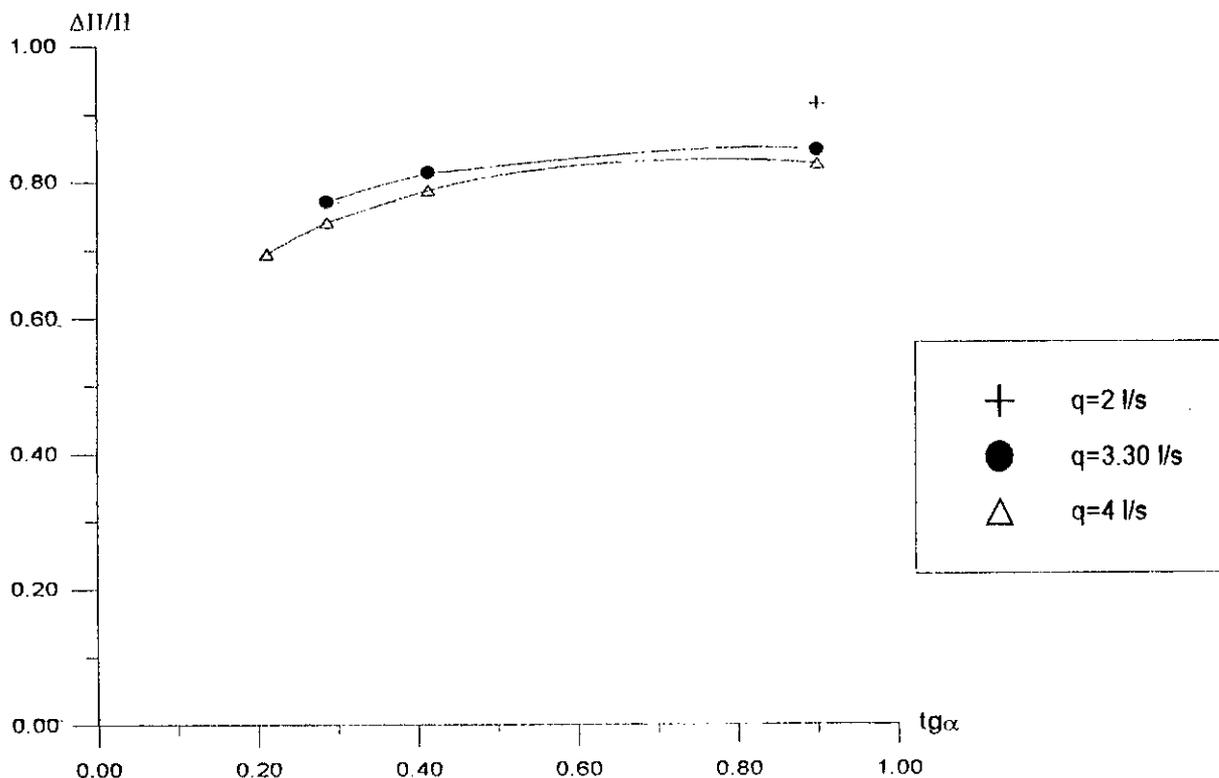


Figure N°(V.24): Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle C pour les différents débits.

* L'influence de la pente du canal sur la dissipation d'énergie est plus nette sur les écoulements en nappe que sur les écoulements très turbulents.

* Les plus grandes valeurs d'énergies de dissipation sont obtenues sur les écoulements en nappe. Ceci est vérifié par l'hypothèse faite par **ELIS (1989)**, **PEYRAS et col (1991)**, **CHAMANI et RAJARATNAM (1994)**.

* Par rapport aux écoulements en nappe, les pertes d'énergie dans les écoulements très turbulents sont nettement plus faibles. Ceci est expliqué par l'effet de la macro-rugosité qui est moindre sur les petites marches.

* La dissipation d'énergie des écoulements en nappe et très turbulents est influencée par trois paramètres à savoir: la pente du canal, le débit et la géométrie des marches.

V.2.4 Point d'inception:

Comme il a été vu précédemment, les canaux en marches d'escalier dissipent une grande quantité d'énergie le long des marches. Cette dissipation est étroitement liée à l'aération de la nappe d'eau et donc au point d'apparition de l'eau blanche ou point d'inception. Donc la détermination de la position de ce point permet de déduire l'énergie résiduelle au pied du déversoir.

Notre objectif, dans cette partie est de rechercher le point d'inception.

Au cours de nos mesures de laboratoire, pour chaque débit donné et pour chaque pente donnée, le procédé du relevé du point d'apparition de l'eau blanche est comme suit:

* On mesure à partir de la crête, la zone du début de l'entraînement d'air, soit L_i .

* On mesure sa largeur, à la section considérée, soit d_i .

* On déduit les rapports L_i/k_s .

où k_s : étant la hauteur de la macro-rugosité.

Etant donné, que la localisation du début d'entraînement est difficile à distinguer, alors la valeur moyenne a été prise sur la longueur L_i et la largeur d_i .

a- Effet de la pente

- Les figures (V.25 +V.28) montrent que la variation des rapports L_i/k_s et d_i/k_s suit une fonction décroissante en fonction de la pente du canal (pour un débit donné).

- Pour un débit donné, l'augmentation de la pente du canal fait bouger le point d'inception vers l'amont du canal (figures V.25 et V.26). Ceci s'explique que pour un débit donné, l'augmentation de la pente du canal, fait diminuer l'effet de la macro-rugosité ainsi que l'ondulation de la ligne d'eau, ce qui favorise de plus en plus l'aération de la surface libre, et de ce fait le point d'inception se rapproche de plus en plus vers la crête du déversoir.

- Vue que l'augmentation de la pente du canal provoque une augmentation de l'énergie cinétique et donc une chute de l'énergie potentielle, alors la profondeur du point d'inception (figures V.27 et V.28) ne fait que décroître si on augmente la pente du canal.

b- Effet du débit

- La variation des rapports L_i/K_s et d_i/K_s en fonction du débit (pour une pente donnée) est une fonction croissante (figures V.29+V.32).

- Sur les figures (V.29 et V.30), on constate que plus le débit augmente et plus la longueur au point d'inception augmente. C'est à dire que les débits importants déplacent le point d'inception vers l'aval du canal. Ceci s'explique par le fait que pour les grands débits, l'eau est toujours claire, indiquant une absence de l'aération de la surface libre. Donc le bord extrême de la couche limite n'a pas atteint la surface libre avant la fin du canal.

- La vitesse de croissance des rapports L_i/K_s et d_i/K_s en fonction du débit (figures V.29 + V.32) est plus grande que la vitesse de

décroissance des rapports L_i/K_s et d_i/K_s en fonction de la pente du canal (figures V.25 ÷ V.28).

Commentaires

* Pour les faibles débits, le point d'inception est localisé près de la crête du déversoir, ce qui vérifie l'hypothèse faite par **H.CHANSON** (1995).

* Les faibles débits et les fortes pentes positionnent le point d'inception plus en amont vers la crête du déversoir.

* L'influence de la pente du canal sur les rapports L_i / K_s et d_i / K_s est moins ressentie que l'influence du débit sur ces mêmes rapports.

Les courbes de tendances des points expérimentaux tracés sur les figures (V.33 ÷ V.36) nous ont permis d'obtenir la formule d'évolution de (d_i / K_s) et de (L_i / K_s) en fonction du débit $q(l/s/ml)$ et de la pente du canal ($tg \alpha$) à savoir:

$$\bullet \frac{d_i}{K_s} = 0,087 * q^{0,68}$$

$$\bullet \frac{d_i}{K_s} = 1,101 * (tg \alpha)^{-0,14}$$

$$\bullet \frac{L_i}{K_s} = 1,10 * q^{0,75}$$

$$\bullet \frac{L_i}{K_s} = 17,505 * (tg \alpha)^{-0,17}$$

Les équations précédentes sont valables pour des pentes variants de $22^\circ.5$ à 42° .

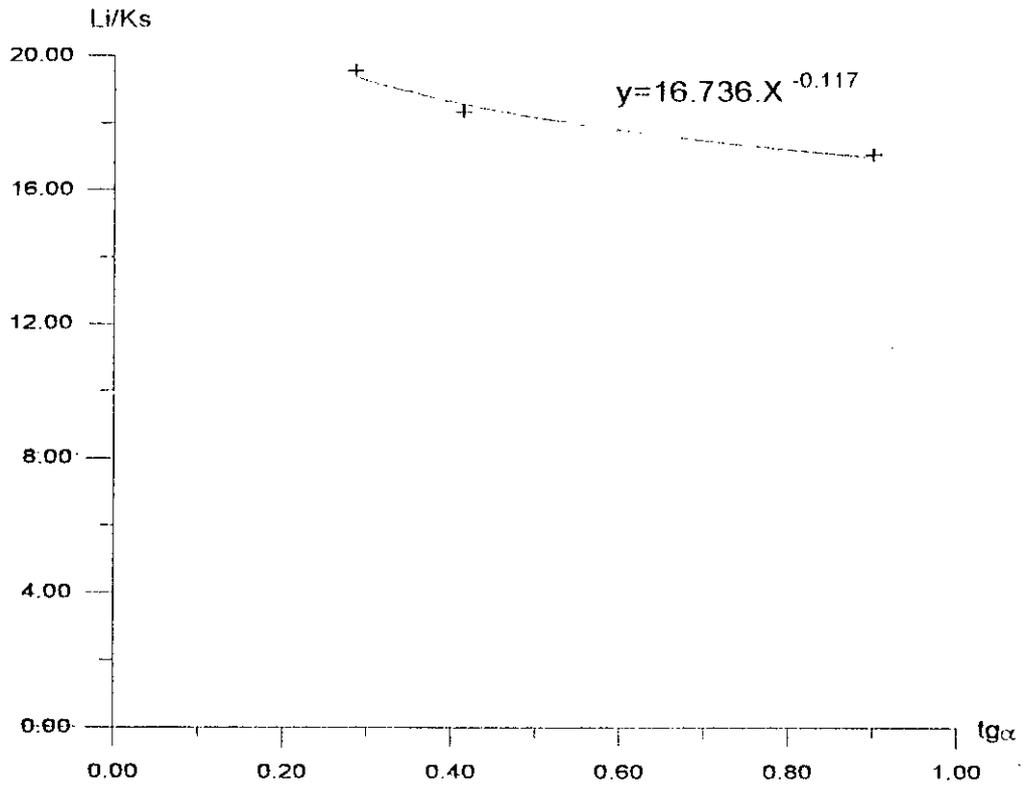


Figure N°(V.25): Répartition de Li/Ks en fonction de la pente du canal dans le modèle C: q=41.25 (l/s/ml)

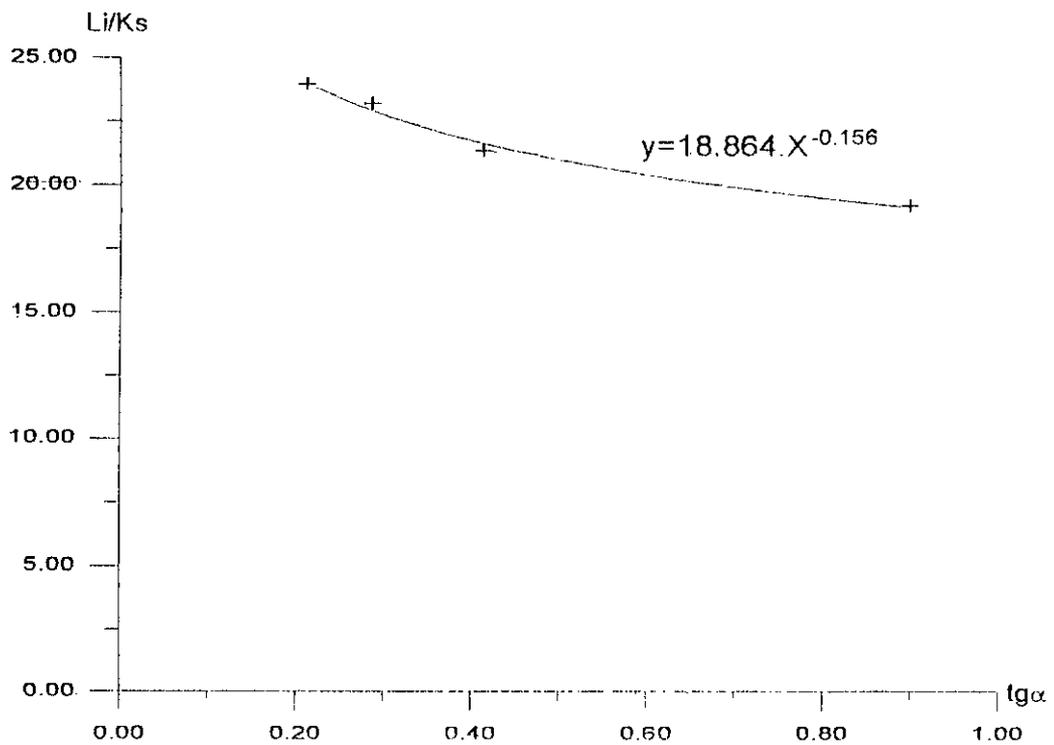


Figure N°(V.26): Répartition de Li/Ks en fonction de la pente du canal dans le modèle C: q=49.75 (l/s/ml)

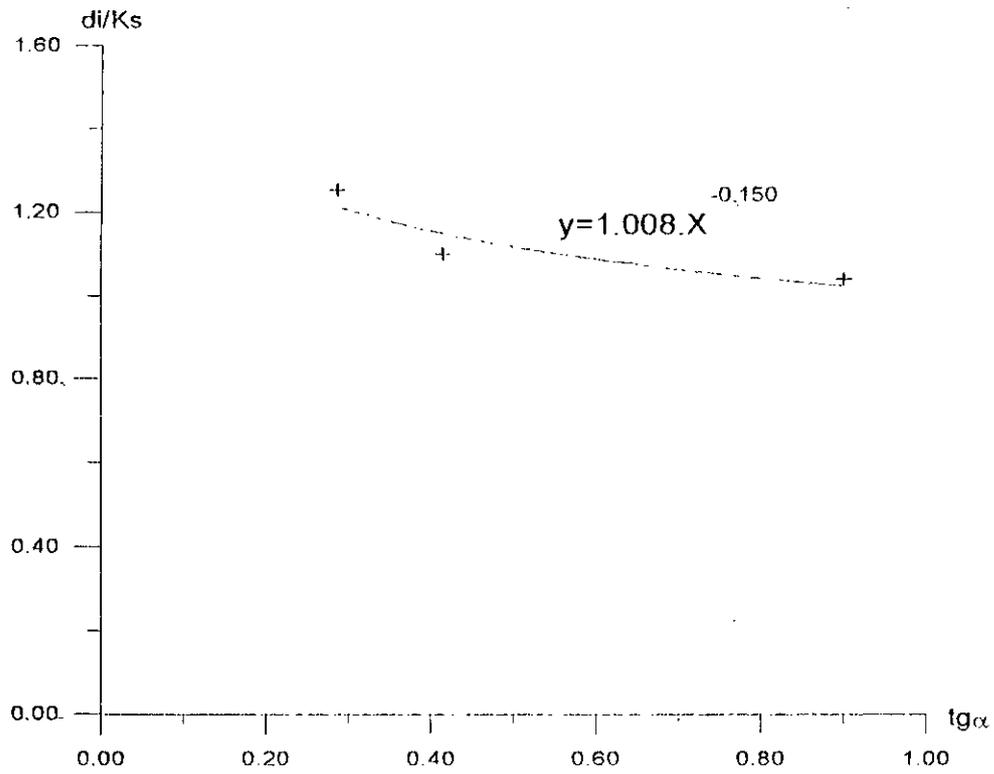


Figure N°(V.27): Répartition de d_i/K_s en fonction de la pente du canal dans le modèle C: $q=41.25$ (l/s/ml)

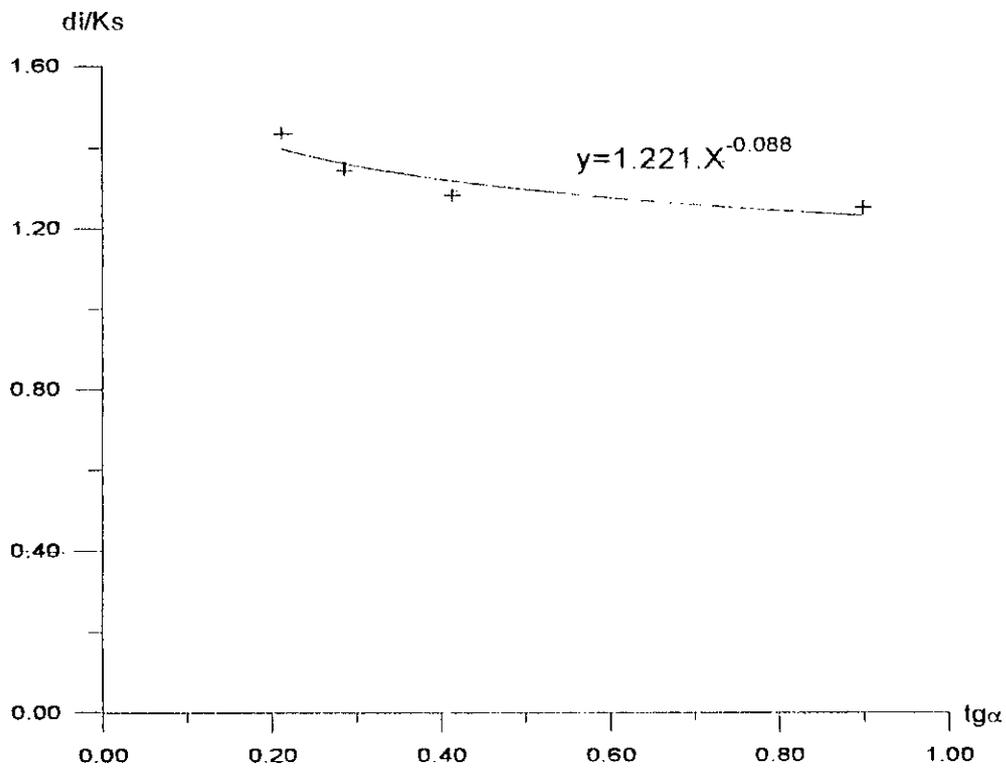


Figure N°(V.28): Répartition de d_i/K_s en fonction de la pente du canal dans le modèle C: $q=49.75$ (l/s/ml)

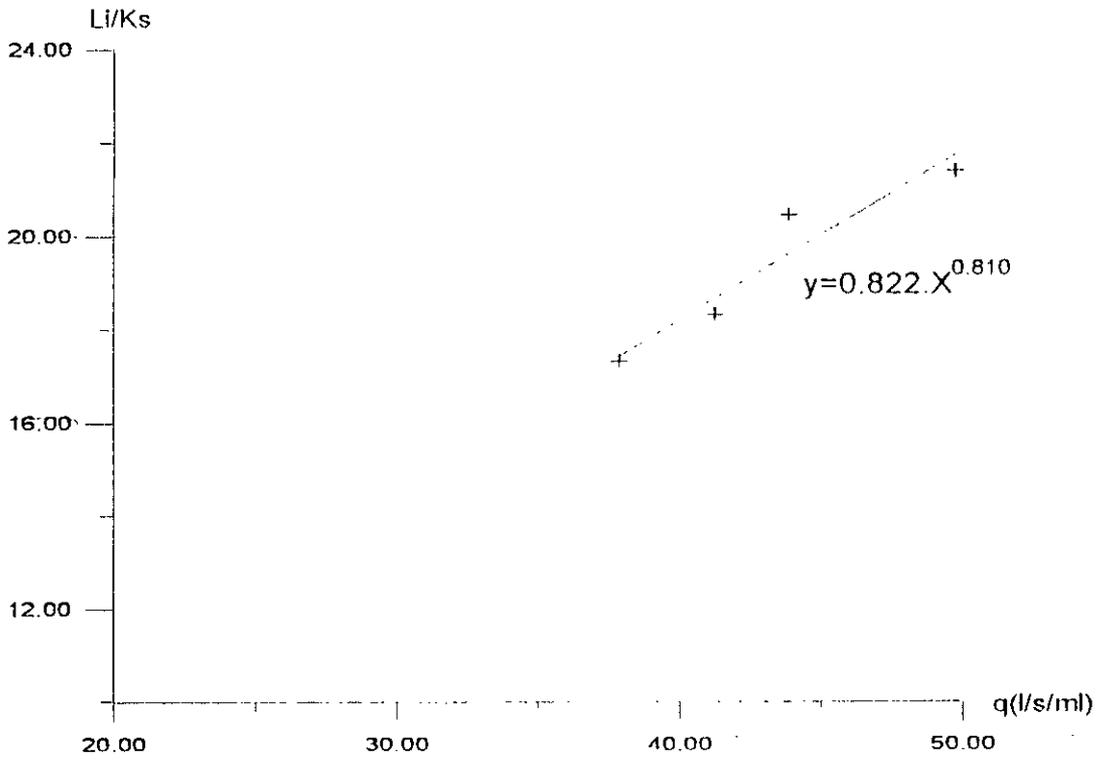


Figure N°(V.29): Répartition de Li/Ks en fonction du débit dans le modèle C: $\alpha=22^\circ.5$

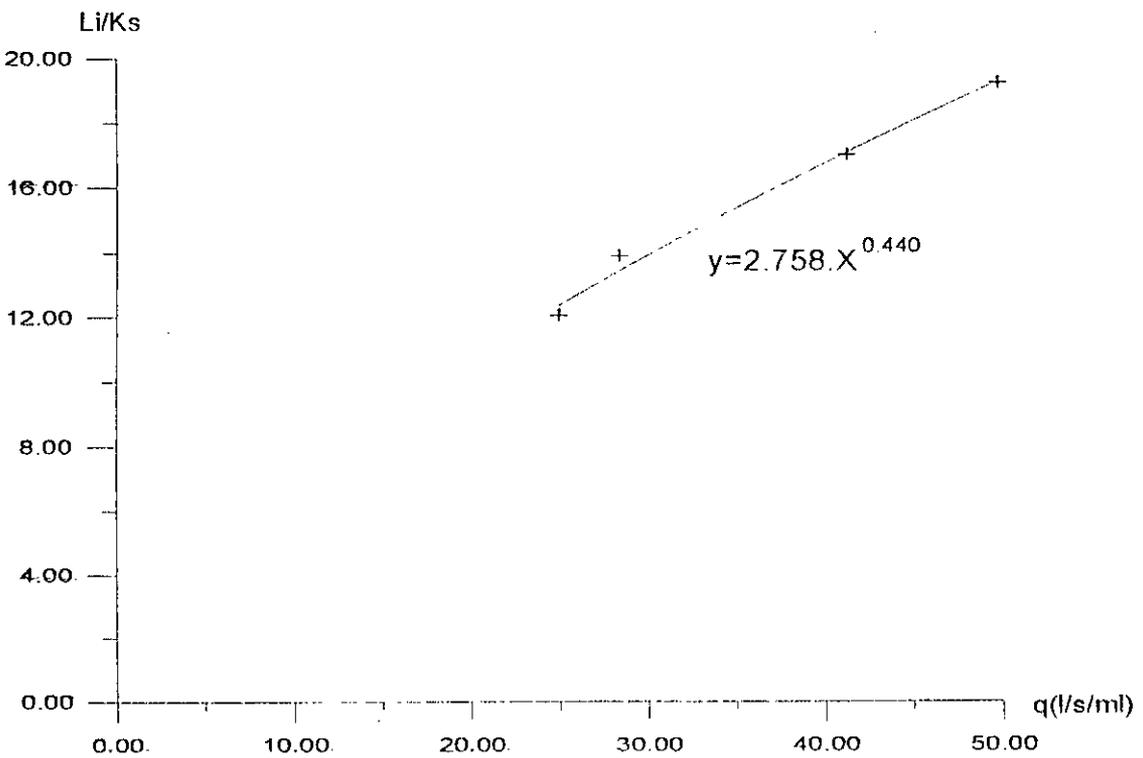


Figure N°(V.30): Répartition de Li/Ks en fonction du débit dans le modèle C: $\alpha=42^\circ$

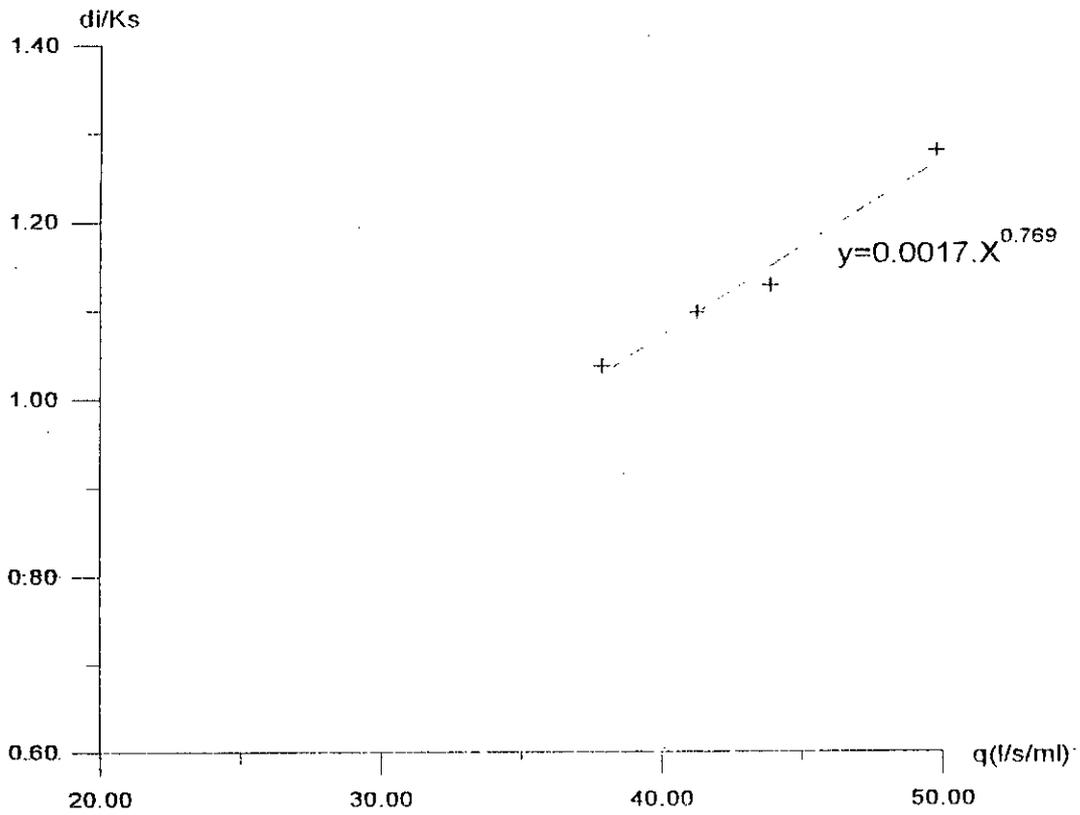


Figure N°(V.31): Répartition de d_i/K_s en fonction du débit dans le modèle C: $\alpha=22^\circ.5$

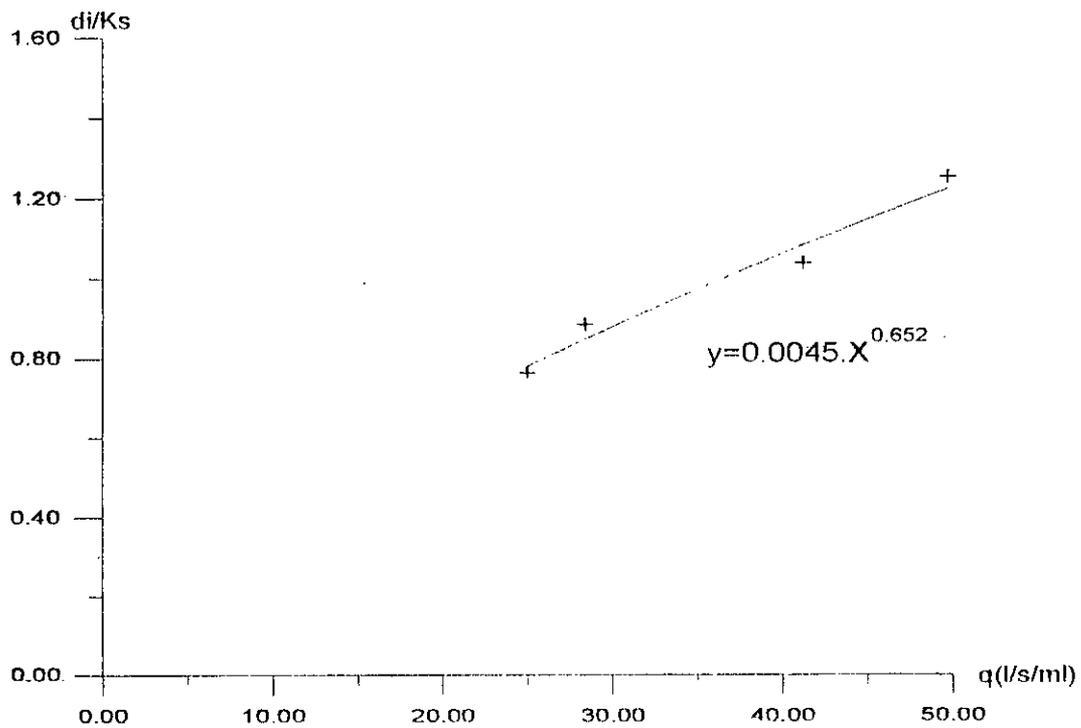


Figure N°(V.32): Répartition de d_i/K_s en fonction du débit dans le modèle C: $\alpha=42^\circ$

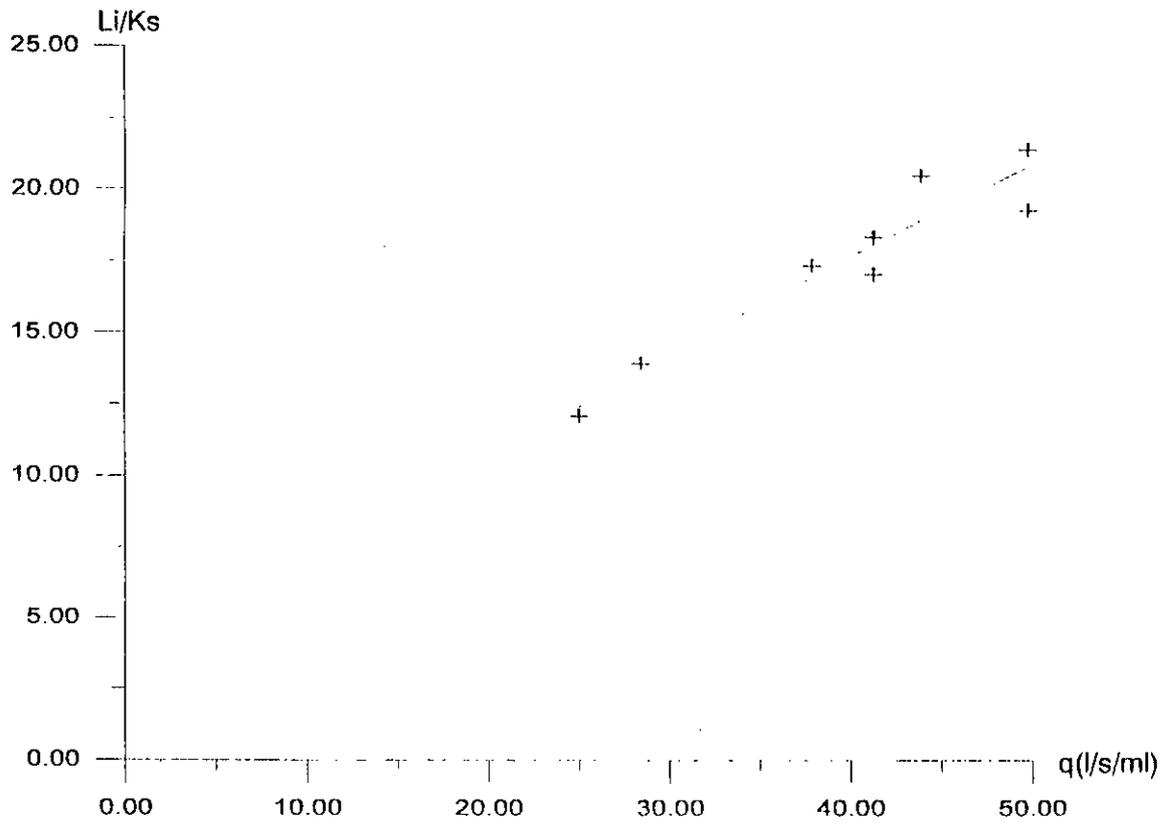


Figure N°(V.33): Répartition de Li/Ks en fonction du débit dans le modèle C: $\alpha=22^{\circ}.5$ et 42°

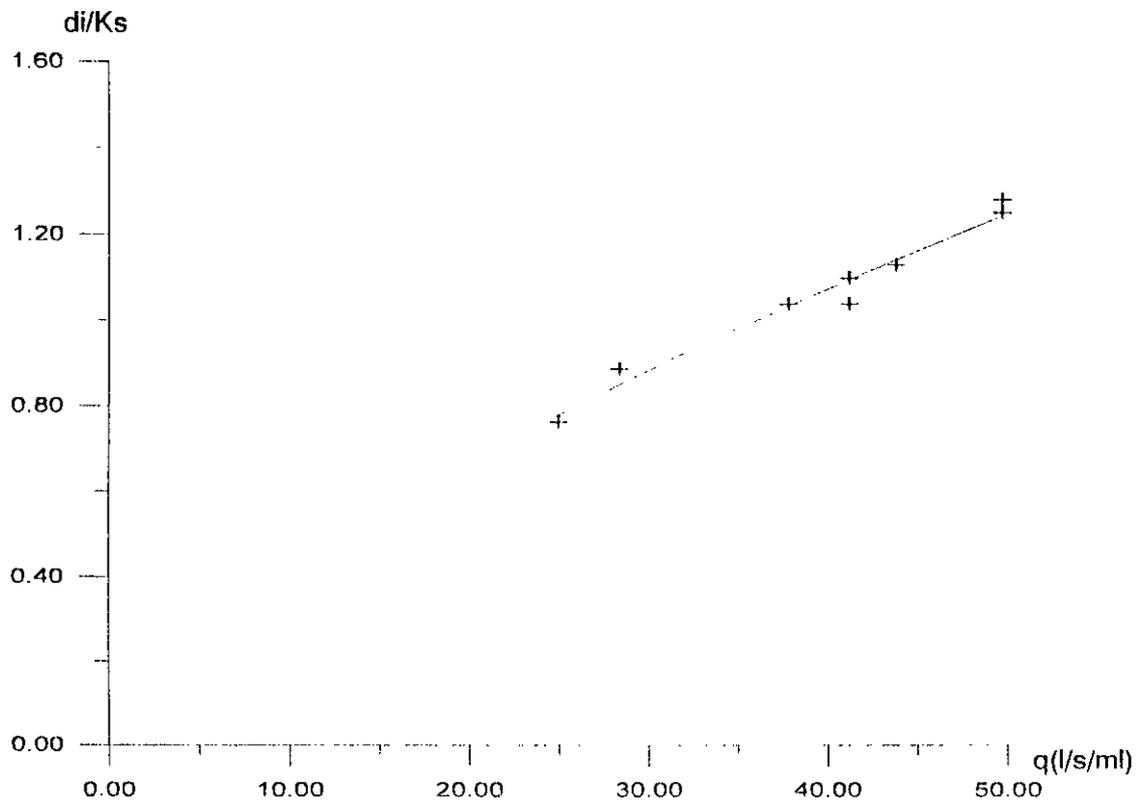


Figure N°(V.34): Répartition de di/Ks en fonction du débit dans le modèle C: $\alpha=22^{\circ}.5$ et 42°

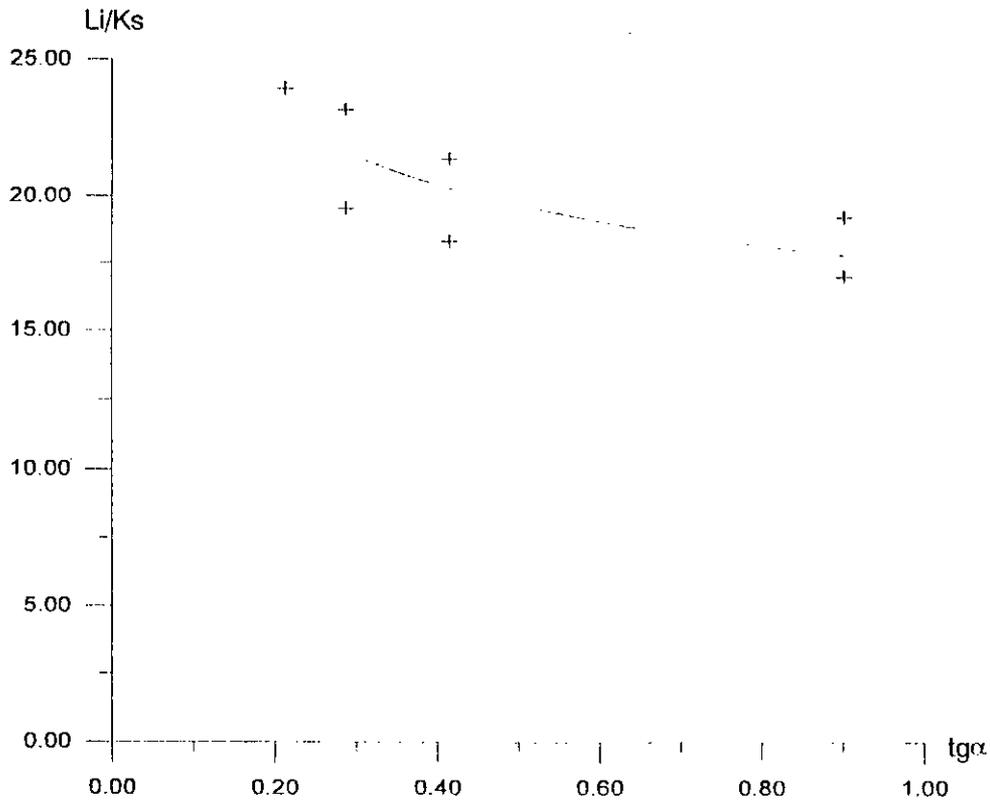


Figure N°(V.35): Répartition de Li/Ks en fonction de la pente du canal dans le modèle C: $q=41.25$ et 49.75 (l/s/ml)

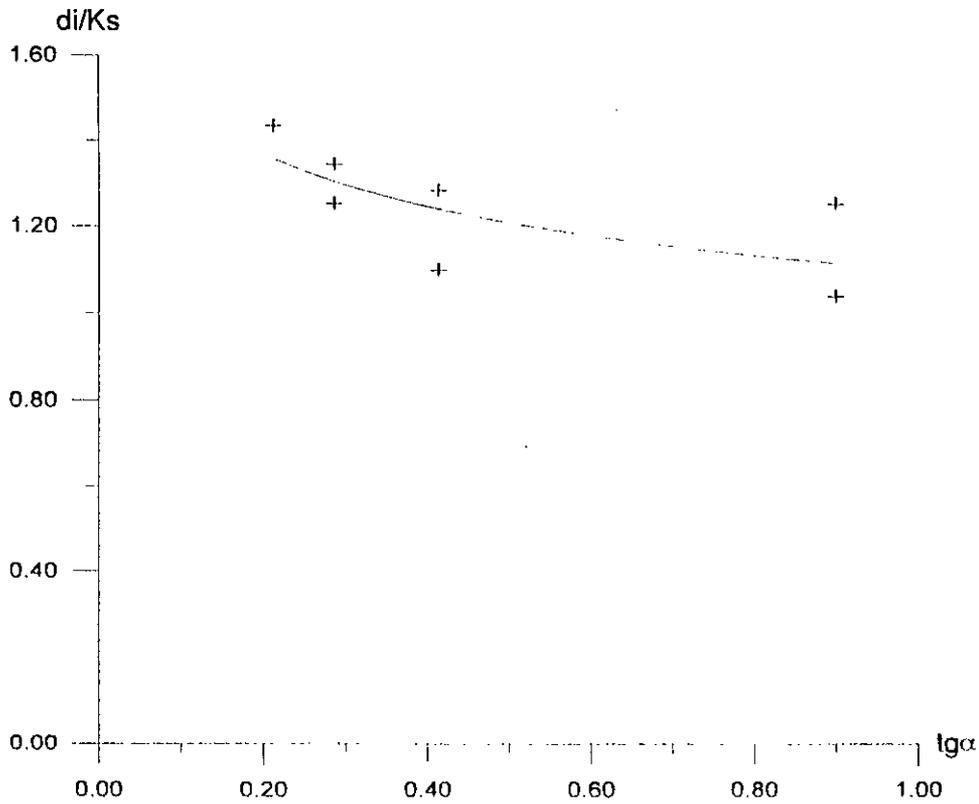


Figure N°(V.36): Répartition de di/Ks en fonction de la pente du canal dans le modèle C: $q=41.25$ et 49.75 (l/s/ml)

Conclusion

Enfin, on peut conclure que :

- Les écoulements dans les canaux en marches d'escalier sont les écoulements en nappe et les écoulements très turbulents.
- L'écoulement en nappe dissipe plus d'énergie, chose tout à fait normale, du fait qu'il est caractérisé par des ressauts.
- Les trois facteurs principaux qui influent sur l'apparition des différents types d'écoulement cité auparavant sont la pente du canal, le débit et les dimensions des marches.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Prenons maintenant un certain recul face au travail que nous venons d'exposer afin de tirer les conclusions essentielles.

De nombreuses études ont porté et portent encore sur les écoulements dans les canaux à motif périodique. Or si celles-ci continuent à se multiplier c'est que les phénomènes intervenant sont très complexes et qu'il reste un grand nombre de points mal décrits.

Ce travail a eu donc comme objectif d'analyser notre connaissance sur les écoulements dans les canaux à motif périodique.

Pour atteindre cet objectif, nous avons suivi la démarche suivante :

- Nous avons tout d'abord souligné, à partir d'une étude bibliographique, les différents régimes d'écoulement existant et les formules les régissant.
- Notre étude expérimentale a été effectuée sur trois modèles en marches d'escalier ayant des dimensions géométriques différentes, et ceci dans le but de mieux voir l'impact de cet effet d'échelle sur les caractéristiques hydrauliques et physiques des écoulement sur ces différents modèles ,pour pouvoir enfin tirer quelques conclusions.
- La phase expérimentale de notre travail a consisté en deux séries d'expériences :
la première série consiste à fixer le débit et à faire varier la pente du canal; tandis que la deuxième consiste à fixer la pente du canal et faire varier le débit; ces deux séries d'expériences nous ont montré l'effet du débit et l'effet de la pente du canal sur la dissipation d'énergie ainsi que sur la positionnement du point d'apparition de l'eau blanche.

Il en ressort tout naturellement de ces réalités expérimentales, une certaine corrélation, mais aussi un certain nombre de différences avec les résultats des chercheurs cités dans les chapitres II et III. Ces différences réside dans la dissipation d'énergie plus particulièrement des écoulements en nappe, entre nos courbes expérimentales et les courbes expérimentales de **H.CHANSON** 1995 (voir Annexe). L'écart entre ces deux types de courbes se rétrécit au fur et à mesure qu'on augmente la

pente du canal. Cette différence est due à ce que la relation empirique proposée par **H.CHANSON**(1995) est basée sur l'étude d'écoulement sur des marches horizontales, alors que dans notre cas les marches sont plutôt en contre-pente pour les différentes pentes utilisées. Cette relation empirique proposée par **H.CHANSON** (1995) ne dépend pas de la pente du canal, et la hauteur du déversoir dans cette relation est définie par le nombre de marches ($H_{dev} = N.h$, où N est le nombre de marches et h la hauteur de la marche), alors que dans notre cas, cette hauteur est définie par une variation donnée de la pente du canal ($H_{dev} = L.\sin\alpha$).

Pour ce qui est des écoulements très turbulents, cet écart semble disparaître (en particulier sur la variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal), du fait que la relation empirique proposée par **H.CHANSON** (1995) fait apparaître la pente du canal, et que ce type d'écoulement est moins affecté par la position des marches (marches horizontales).

L'effet combiné de la pente du canal et du débit, nous a permis de constater que les plus grandes énergies de dissipation pour les écoulements en nappes et les écoulements très turbulents ont lieu pour des faibles débits et fortes pentes.

Les caractéristiques hydrauliques et physiques des écoulements très turbulents n'ont été analysées qu'à partir du modèle C, vu que ce dernier possède des marches de dimensions faibles par rapport aux modèles A et B.

Concernant le point d'apparition de l'eau blanche, on constate que ce dernier s'éloigne le long du coursier avec l'augmentation du débit (pour une pente donnée), et ce phénomène semble linéaire. Ce résultat se concorde bien avec les résultats des autres chercheurs; alors que pour un débit donné, le point d'apparition de l'eau blanche se rapproche de plus en plus vers la crête du déversoir avec l'augmentation de la pente du canal.

On peut conclure que :

- Dans les canaux horizontaux, les marches représentent une macro-rugosité qui influe directement sur la surface libre de l'écoulement. L'allure de cette dernière, suit parfaitement le profil des marches.
- Deux types d'écoulements s'établissent sur les canaux en marches d'escalier à savoir : les écoulements en nappe et les écoulements très turbulents.
- Les écoulements en nappe dissipent plus d'énergie que les écoulements très turbulents.
- Pour un débit donné, les écoulements en nappe nécessitent des marches de grandes dimensions.
- La dissipation d'énergie des écoulements en nappe sur les marches en contre-pente est plus grande que celle observée sur les marches horizontales.
- La détermination de la position du point d'inception par l'élaboration de formules empiriques.

Enfin, cette étude expérimentale a ainsi permis de tirer quelques renseignements intéressants relatifs aux écoulements sur les canaux à marches et d'aider à établir les formules susceptibles de traduire les phénomènes qui se produisent sur ces canaux et pouvoir appliquer les résultats obtenus dans les divers cas pratiques. Des développements ultérieurs devraient permettre de généraliser des règles d'optimisation pour ce type d'ouvrage.

ANNEXE

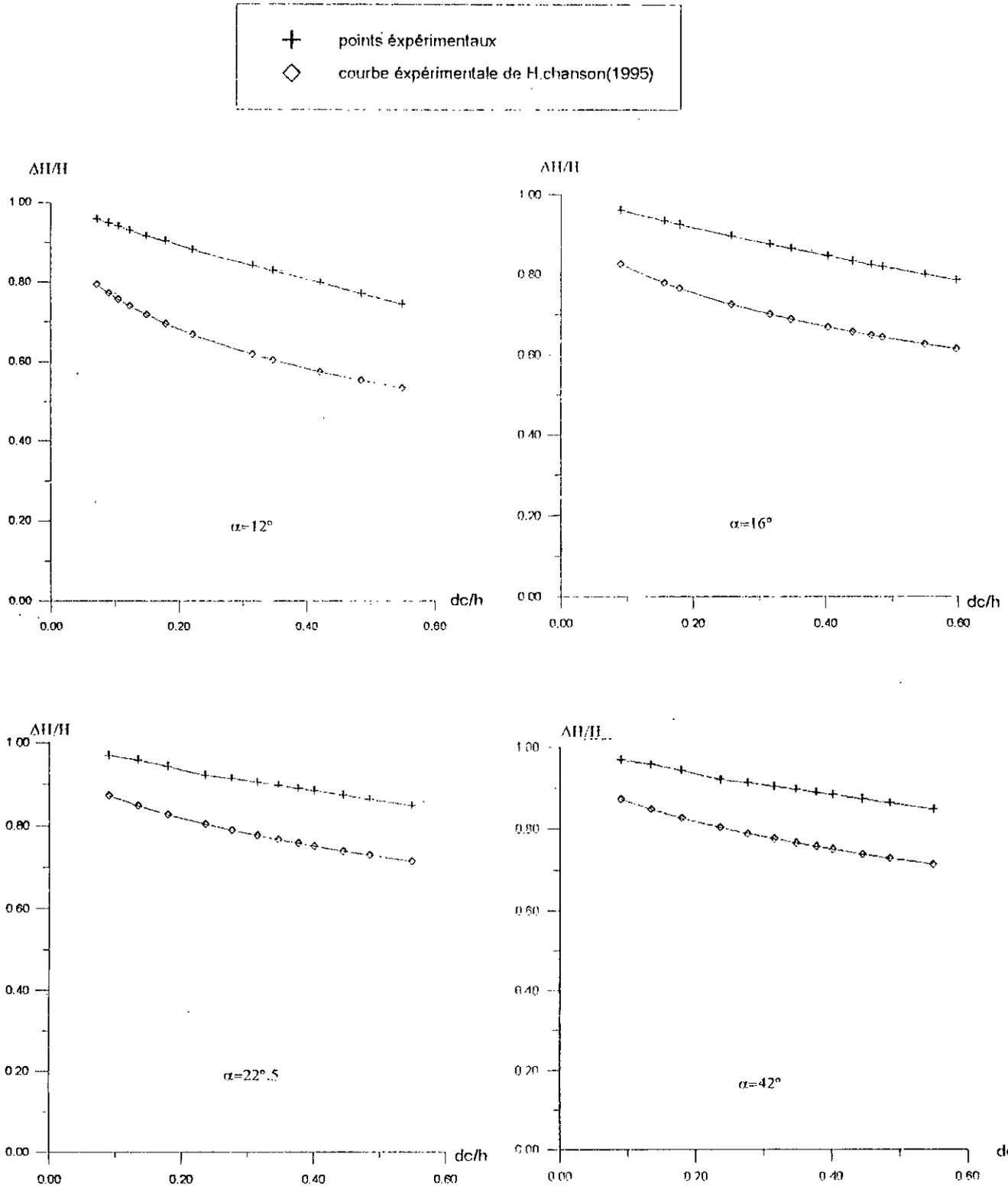
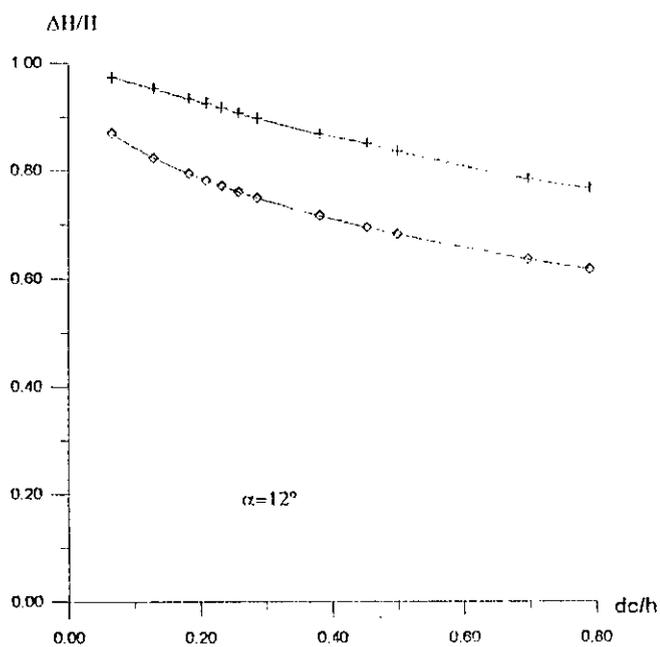
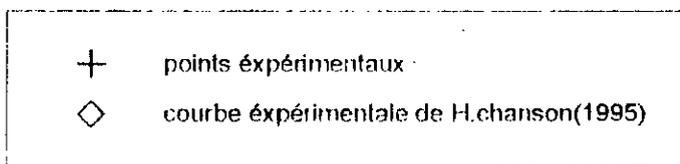
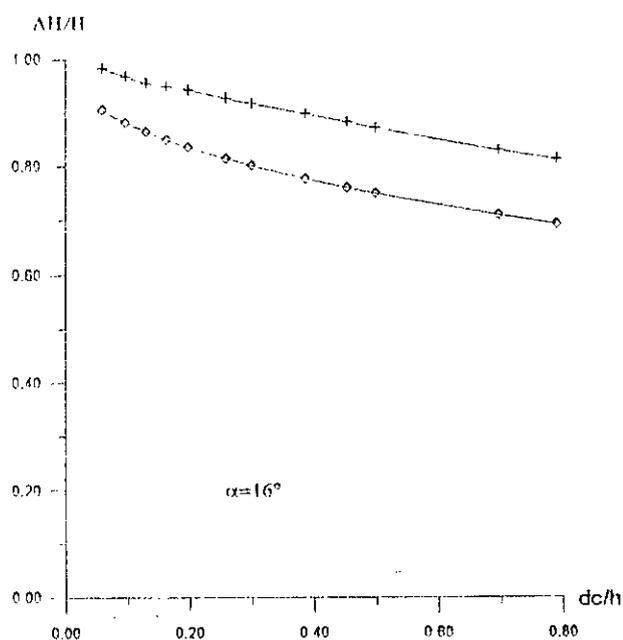


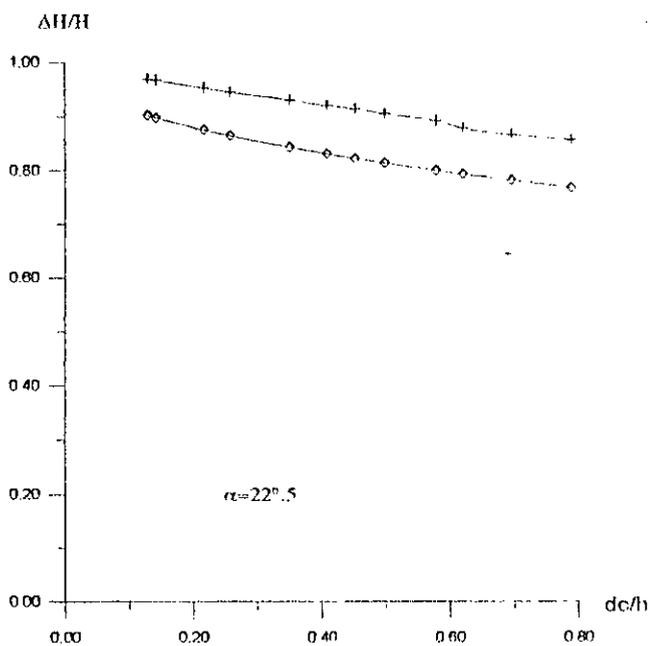
Figure N°1: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de dc/h des écoulements en nappe sur le modèle A pour les différentes pentes.



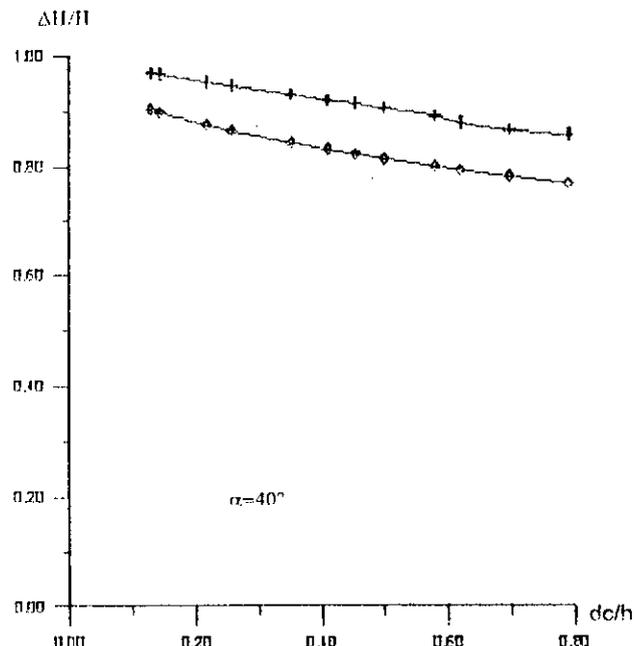
a



b



c



d

Figure N°2: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de dc/h des écoulements en nappe sur le modèle B pour les différentes pentes.

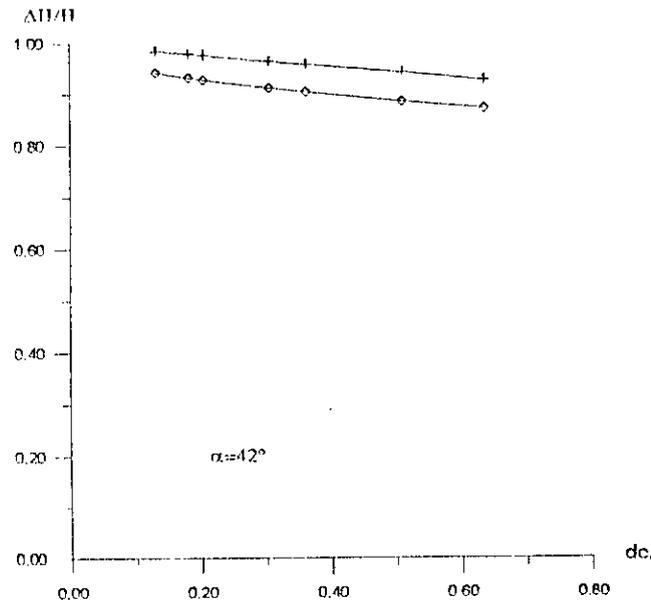
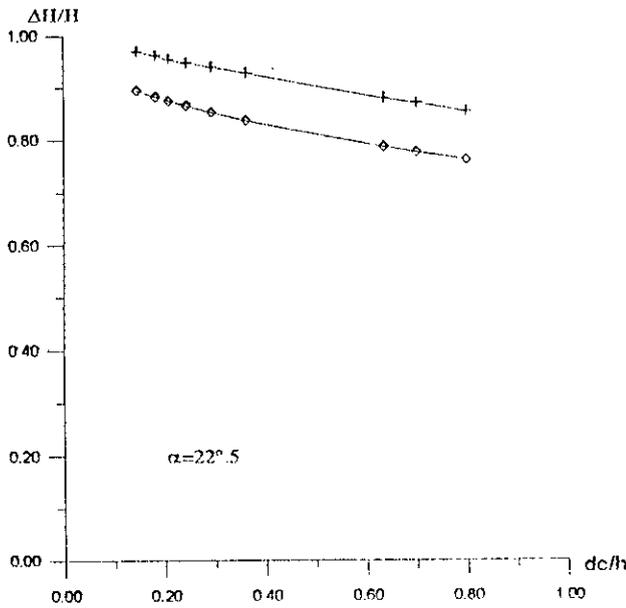
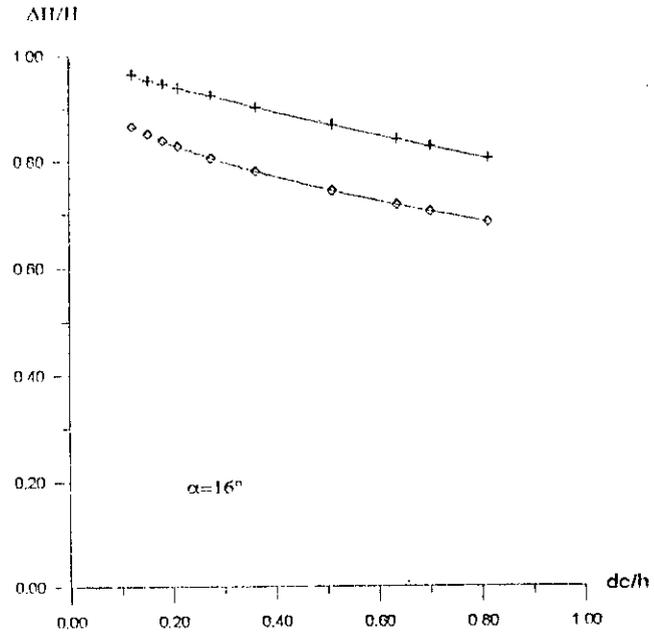
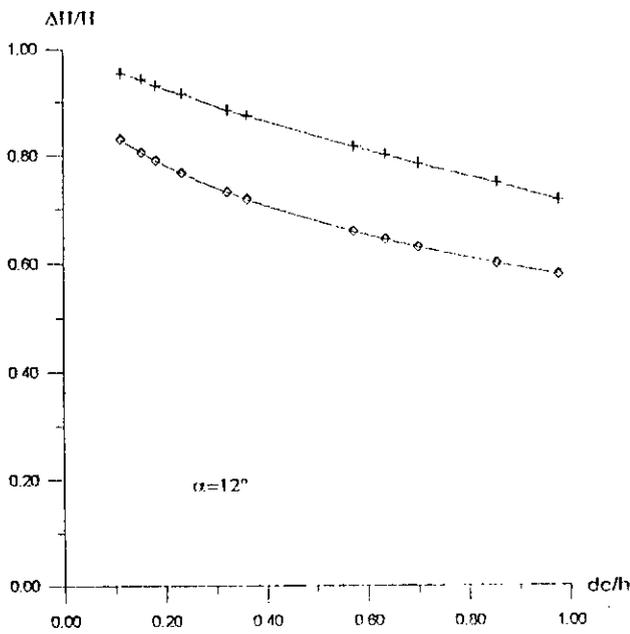
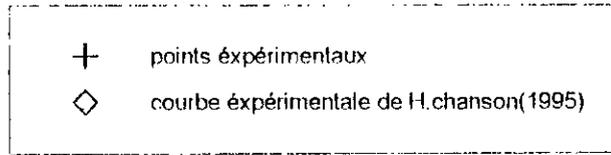


Figure N°3: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de dc/h des écoulements en nappe sur le modèle C pour les différentes pentes.

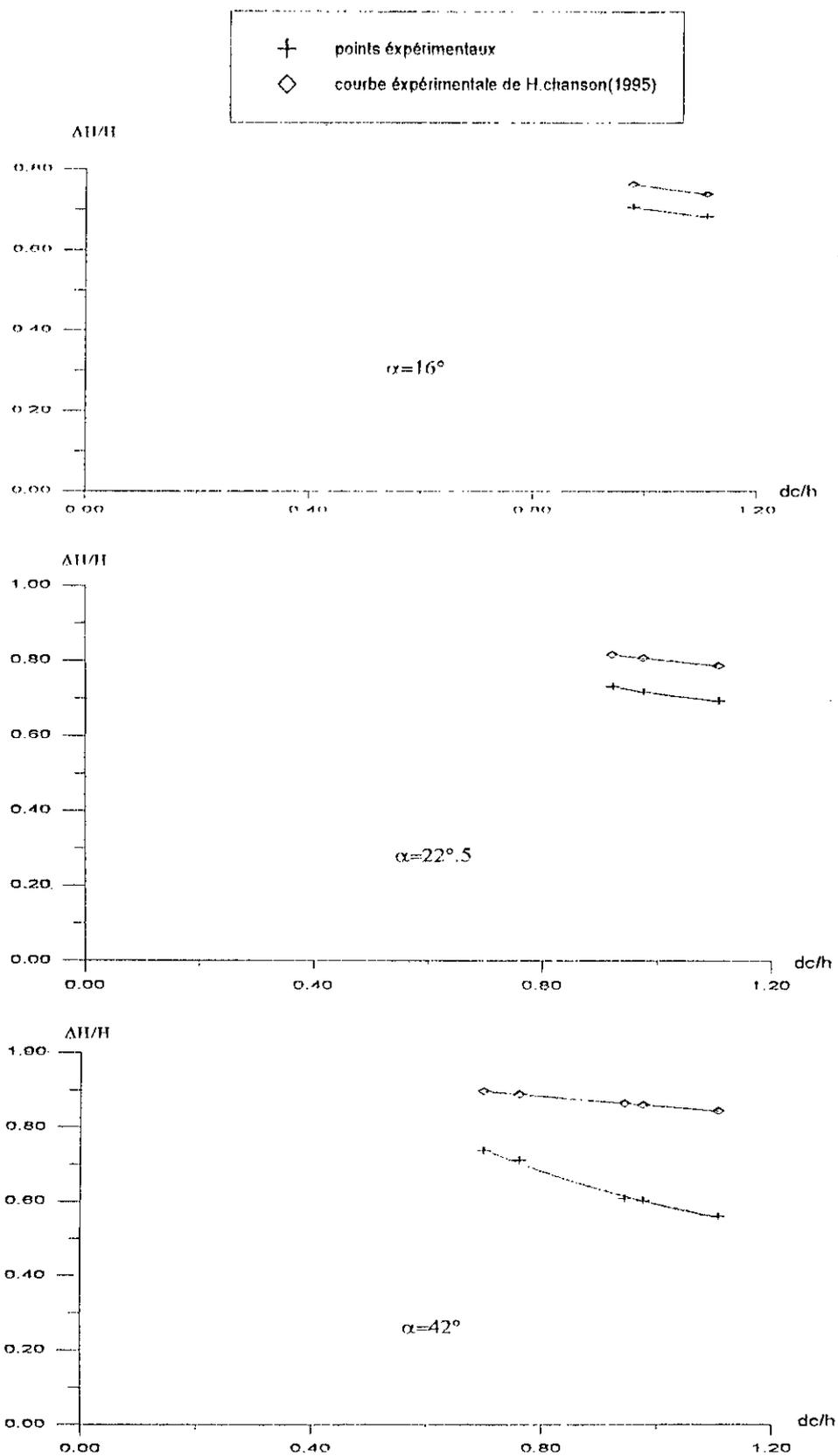


Figure N°4: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de dc/h des écoulements très turbulents sur le modèle C pour les différentes pentes.

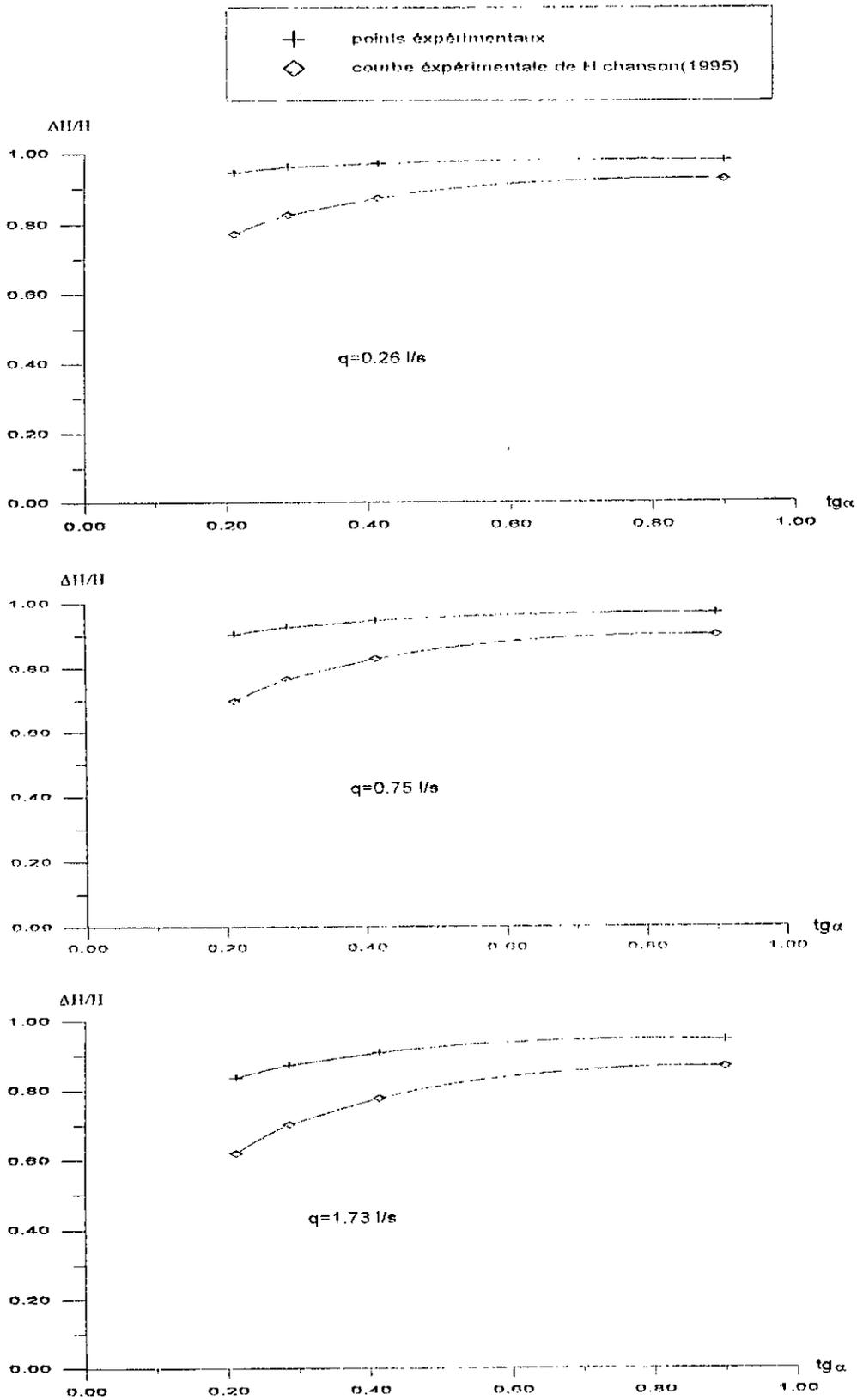


Figure N°5.a: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal des écoulements en nappe sur le modèle A pour les différents débits.

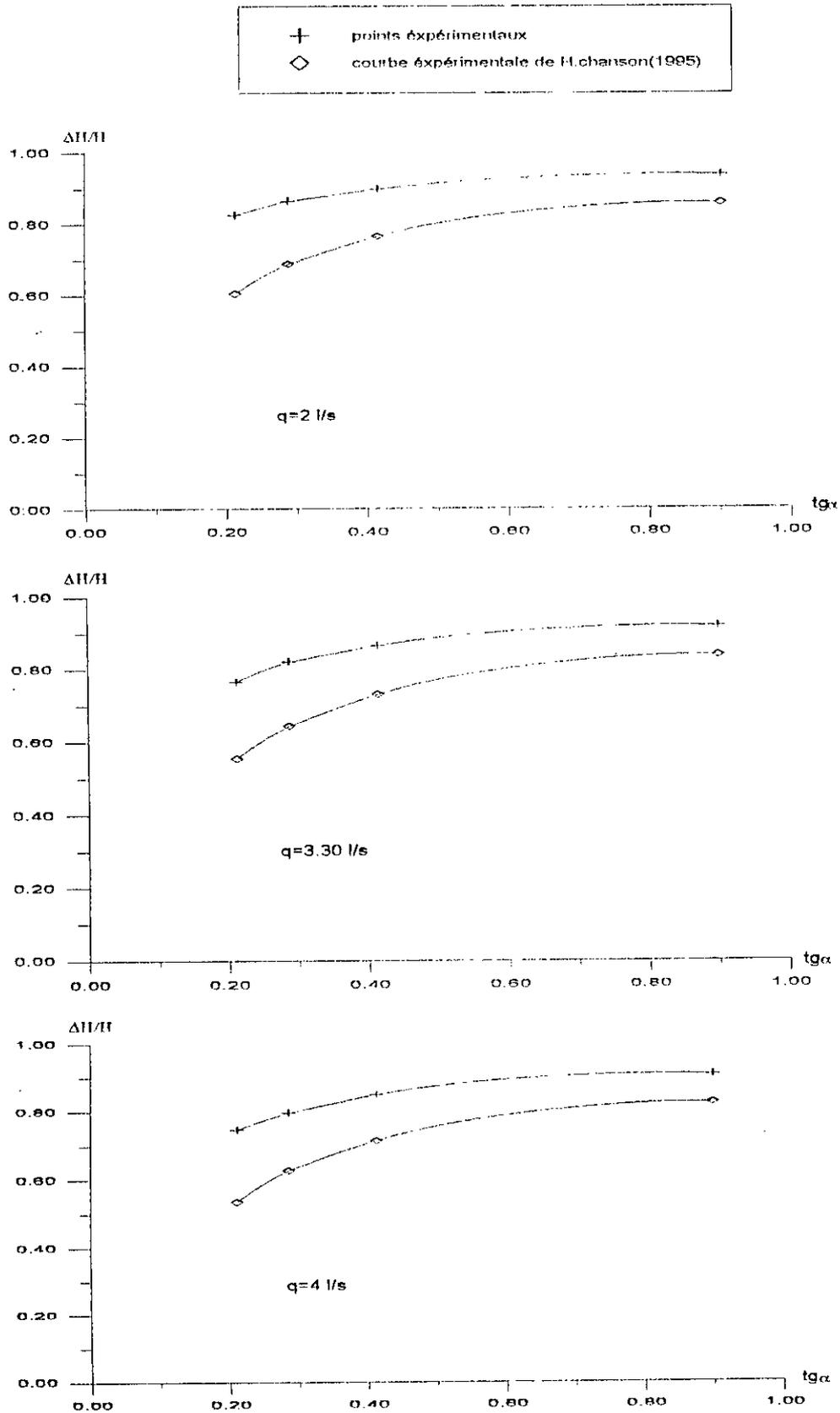


Figure N°5.b: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de dc/h des écoulements en nappe sur le modèle A pour les différents débits.

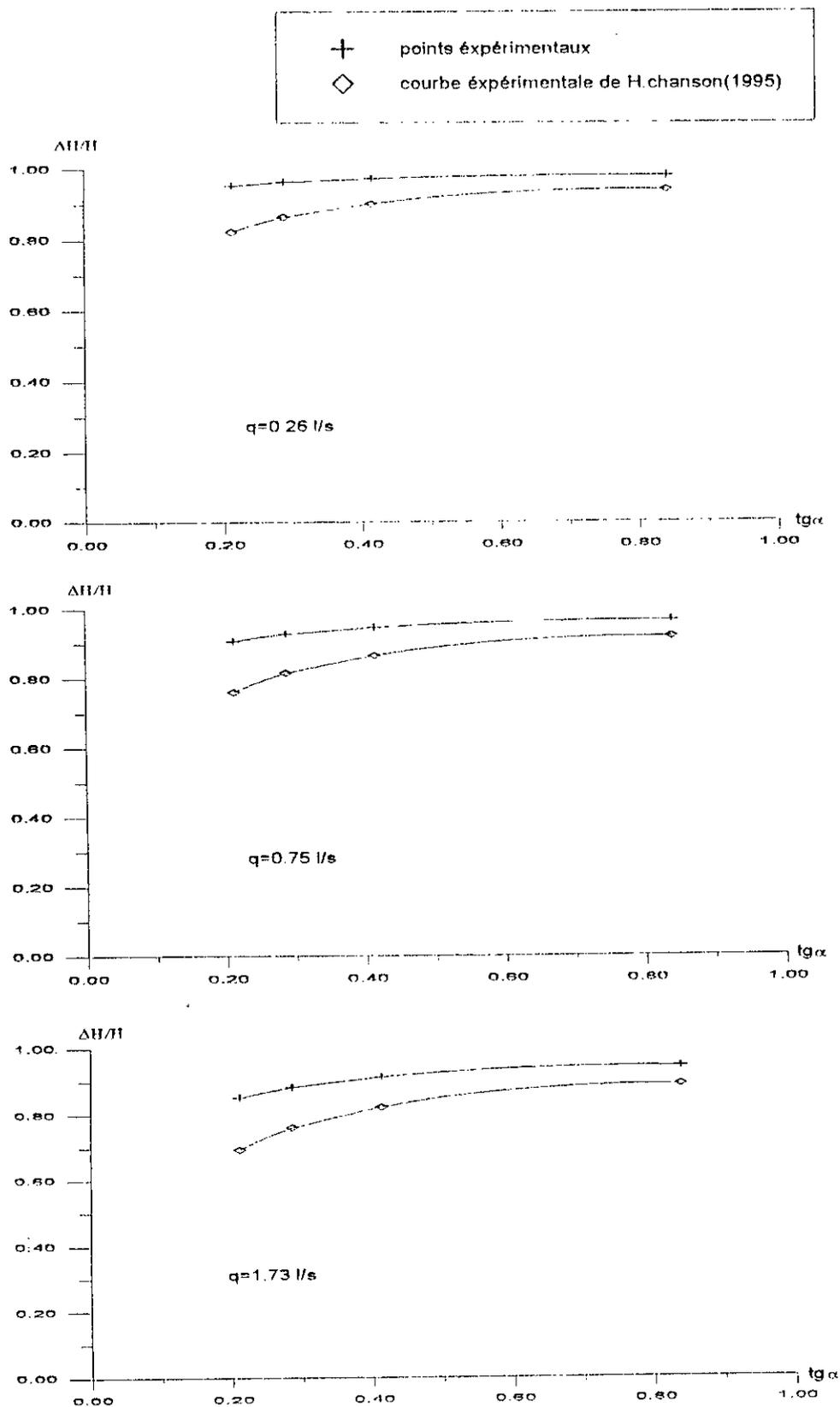


Figure N°6.a: Variation de la disipation d'énergie en fonction de la pente du canal des écoulements en nappe sur le modèle B pour les différents débits

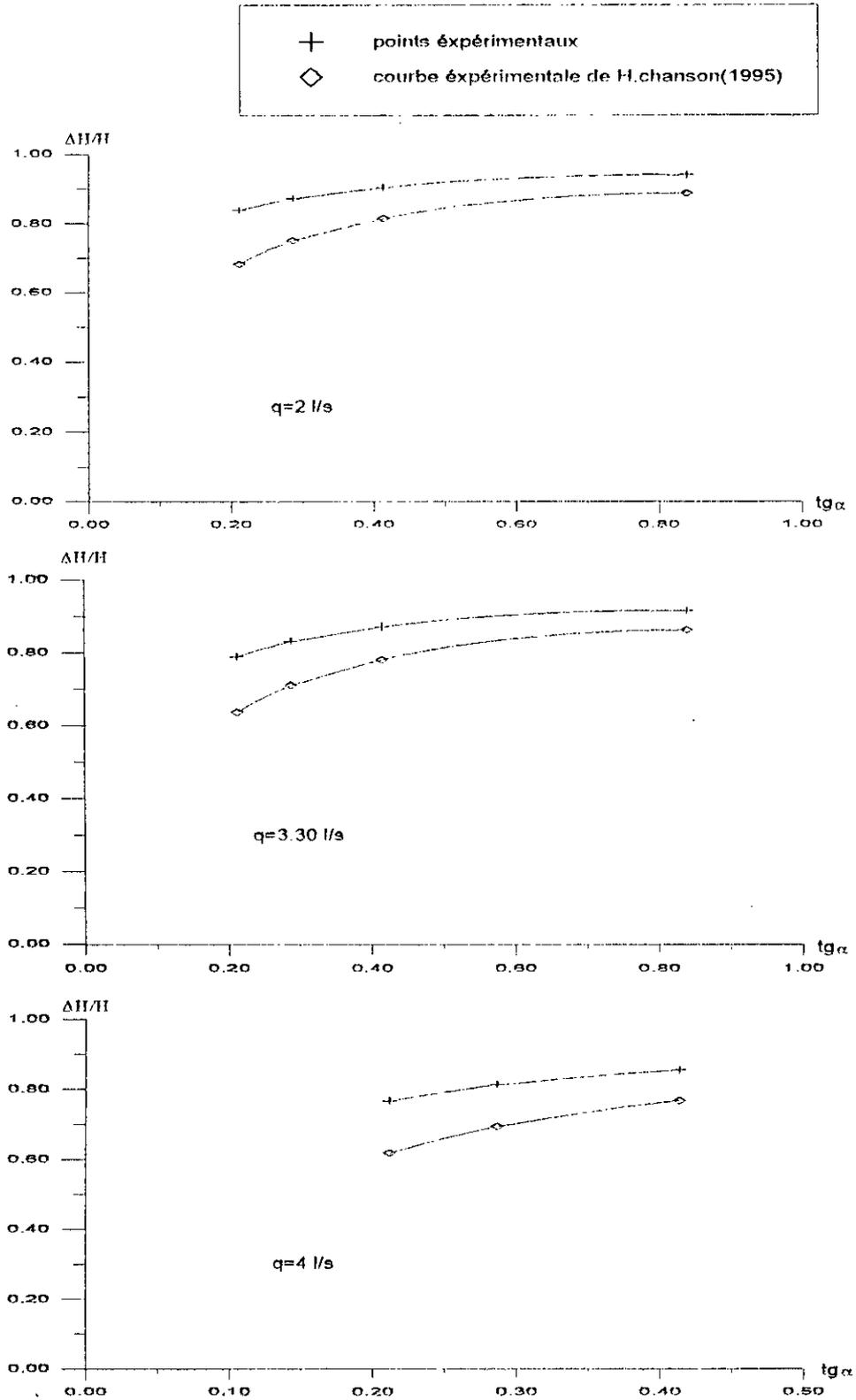


Figure N°6.b: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal des écoulements en nappe sur le modèle B pour les différents débits.

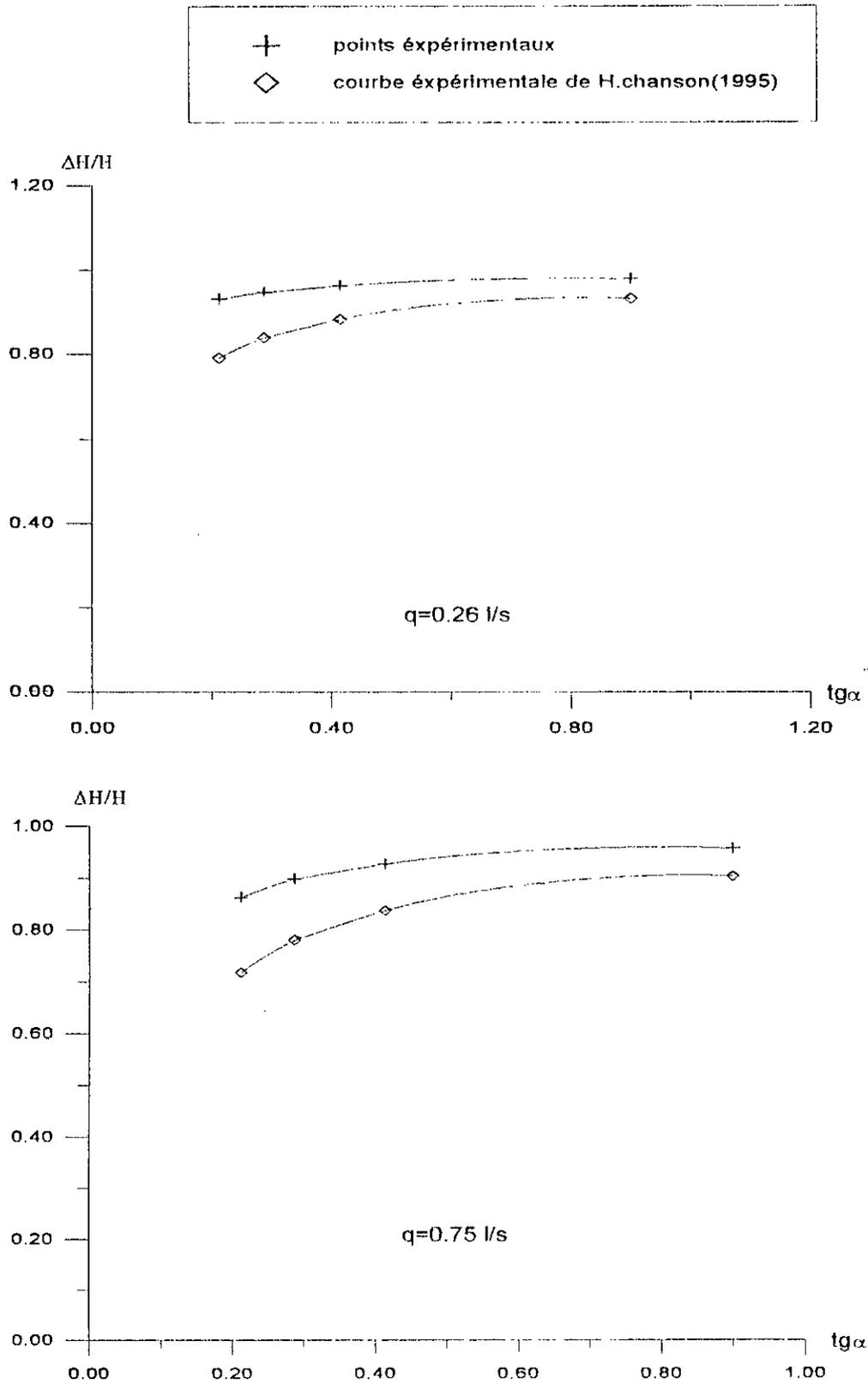


Figure N°7.a: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal des écoulements en nappe sur le modèle C pour les différents débits.

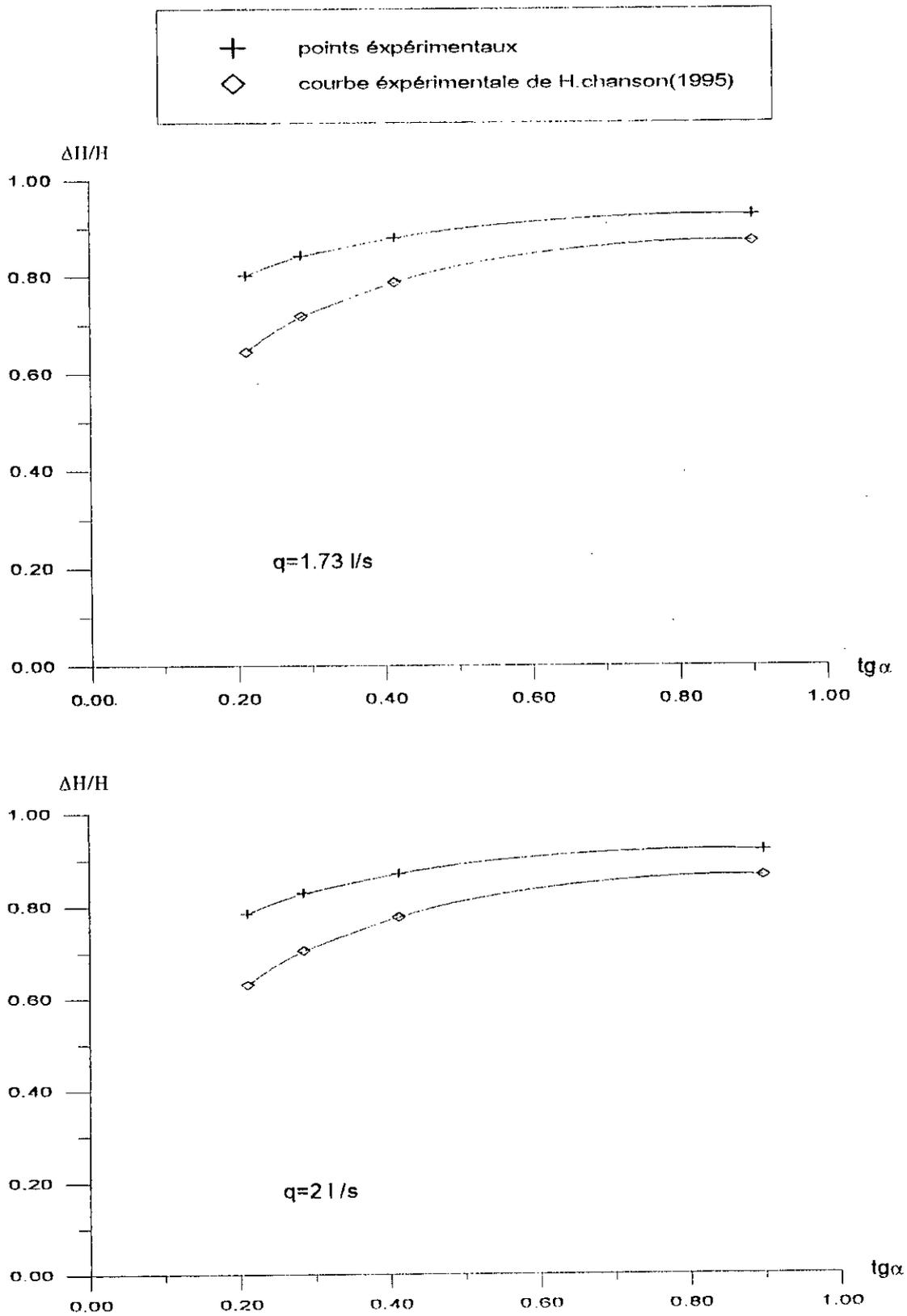


Figure N°7b: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal des écoulements en nappe sur le modèle C pour les différents débits.

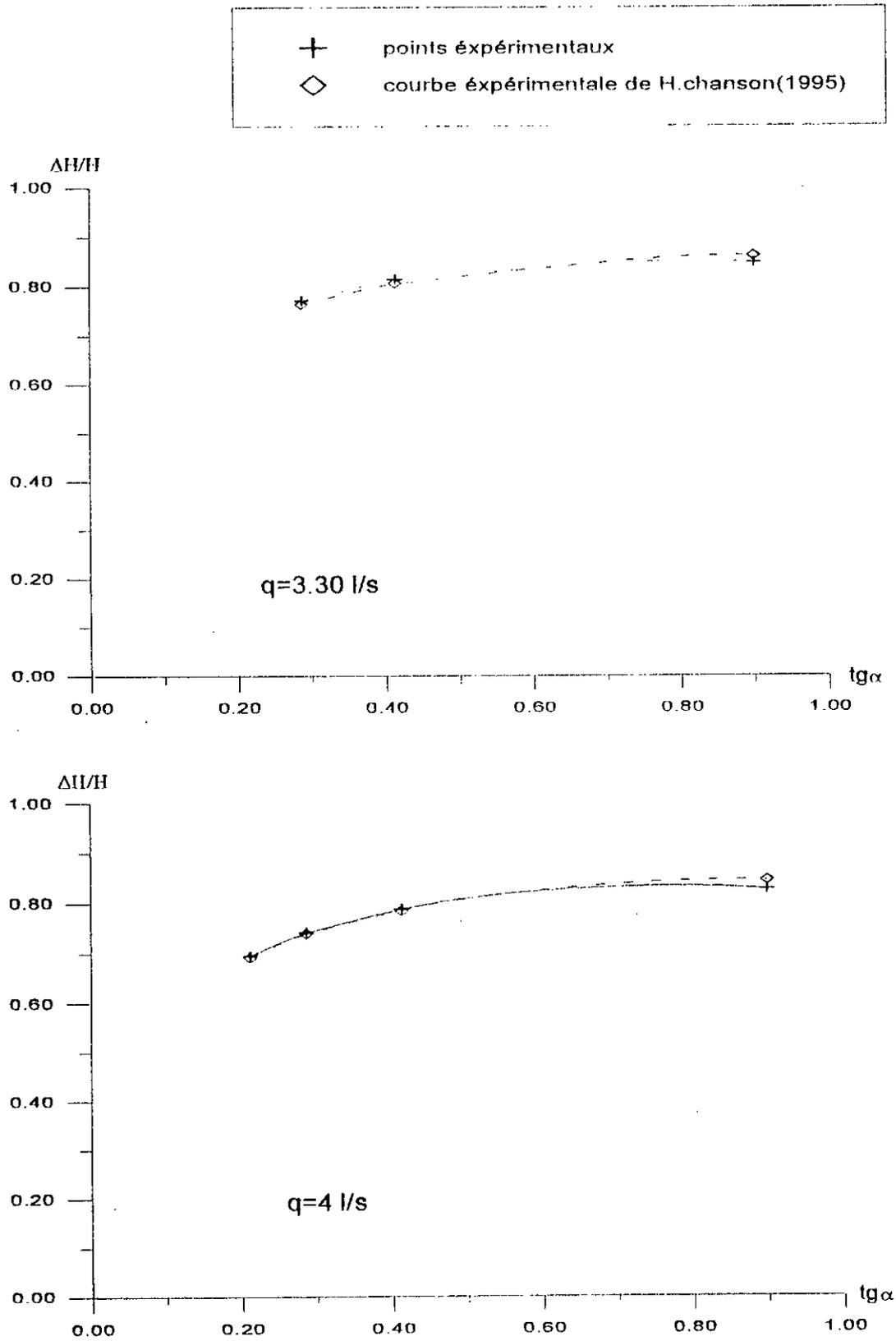


Figure N°8: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal des écoulements très turbulents sur le modèle C pour les différents débits.

Références Bibliographiques

- [1] AIVAZYAN, O.M. (1986). "Stabilized Aeration on Chutes." *Gidrotekhnicheskoe Stroitel' stvo*, N° 12, pp. 33-40 (in Russian). (Translated in *Hydrotechnical Construction*, 1987, Plenum Publ., pp. 713-722).
- [2] CHAMANI, M.R., and RAJATNAM, N. (1994). "Jet Flow on Stepped Spillways." *Jour. of Hyd. Eng.*, ASCE, Vol. 120, N°2, pp.254-259.
- [3] CHANSON, H. (1989b). "Flow downstream of an aerator. Aerator spacing". *Jour. of hyd. Research, IAHR*, Vol.27, N°4, pp.519-536.
- [4] CHANSON, H. (1992 c). "Reduction of Cavitation on Spillways by induced Air Entrainment - Discussion." *Can. Jour. of Civ. Eng.*, Vol. 20, Oct., pp. 926-928.
- [5] CHANSON, H. (1993 a). "Self-Aerated Flows on Chutes and Spillways." *Jour. of Hyd. Eng.*, ASCE, Vol. 119, N°2, pp. 220-243. Discussion : Vol. 120, N° 6, pp.778-782.
- [6] CHANSON, H. (1993 c). "Stepped Spillway Flows and Entrainment." *Can. Jour. of Civil Eng.*, Vol. 20, N°3, June, pp.422-435.
- [7] CHANSON, H. (1994). "Comparison of Energy Dissipation between Nappe and Skimming Flow Regimes on Stepped Chutes." *Jour. of Hyd. Res., IAHR*, Vol. 32, N° 2, pp 213-218. Errata: Vol. 33, No. 1, p. 13. Discussion: Vol. 33, No. 1, pp. 114-143.
- [8] CHANSON, H. (1995). "Hydraulic Design of Stepped cascades, Channels, Weirs and Spillways." Pergamon, Oxford, Uk, Jan., 292 pages (ISBN 0-08-041918-6).
- [9] CHANSON, H. (1996). "Prediction of the Transition Nappe/ Skimming Flow on a Stepped Channel." *Jour. of Hyd. Res., MIAHR*, Vol. 34, N°3, pp. 421-429.
- [10] CHEN, C.L. (1990). "Unified Theory on Power Laws for Flow Resistance." *Jour. of Hyd. Eng.*, ASCE, Vol. 117, N° 3, pp. 371-389.
- [11] CHRISTOULOU, G. C (1993). "Energy Dissipation on Stepped Spillways." *Jour. of Hyd. Eng.*, ASCE, Vol. 117, N° 3, pp. 371-389.
- [12] DIEZ-CASCON, J., BLANCO, J.L., REVILLA, J., and GARCIA, R. (1991). "Studies on Behaviour of Stepped Spillways." *Intl Water Power and Dam Construction*, Vol. 43, N° 9, Sept., pp. 22-26.
- [13] ELLIS, J. (1989). "Guide to Analyse of Open-Channel Spillway Flow." CIRIA Technical Note N° 134, 2nd edition, London, UK.
- [14] ESSERY, I. T. S., and HORNER, M. W. (1971). "The Hydraulic design of stepped spillways." Report 33, Const. Industry Res. and Information Assoc., London, England.
- [15] ESSERY, I.T.S., and HORNER, M.W. (1978). "The Hydraulic Design of stepped Spillways." CIRIA Report N° 33, 2nd edition, Jan., London, UK.
- [16] FRIZELL, K.H. (1992), "Hydraulic of Stepped Spillways for RCC dams and Dam Rehabilitations." Proc. 3rd Specialty Conf. on Roller Compacted Concrete, ASCE, San Diego CA, USA, pp. 423-439.
- [17] FRIZELL, K.H., and MEFFORD, B.W. (1991). "Designing Spillways to Prevent Cavitation Damage." *Concrete International*, Vol. 13, N° 5, pp. 58-64.
- [18] GOUBET, A. (1992). "Evacuateurs de Crues en marches d'escalier." (' Stepped Spillways.') La

- Houille Blanche, No. 2/3, pp. 159-162. Discussion: No. 2/3, pp. 247-248 (in french).
- [19] HAGER, W.H. (1983). "Hydraulics of Plane Free Overfall." Jour. of Hyd. Eng., ASCE, VI. 109, N° 12, pp. 1683-1697.
- [20] HAGER, W.H. (1992). "Energy Dissipators and Hydraulic Jump." Kluwer Academic Publ., Water Science and Technology Library, Vol. 8, Dordrecht, The Netherlands, 288 pages.
- [21] HAUGEN, H.L, and DHANAK, A.M.(1966). "Momentum Transfert in Turbulent Separated Flow past a rectangular Cavity." Jour. of Applied Mech., Trans. ASME, Sept., pp. 641-664.
- [22] JEVDJEVICH, V., and LEVIN, L. (1953), Entrainment of air in flowing water and technical, Problems connected with it. Proc 5th IAHR congress, IAHR-ASCE,Minneapolis, USA, pp.439-454.
- [23] KISTLER,A.L., and TAN, F.C. (1967). "Some Properties of Turbulent Separated Flow." physics of Fluids, Vol. 10, N° 9, Pt II, pp. S165-S173.
- [24] KNAUSS, J. (1979). "Computation of Maximum Discharge at Overflow Dams (a comparison of different model test results). " Proc. 13th ICOLD Congress, New Delhi, India, Q. 50, R. 9, pp. 143-159.
- [25] LANDAU I., LIFCHITZ E. (1971). "Mécanique des Fluides. Couche Limite.", Mir, MOSCOU.ýý
- [26] LEJEUNE, A., and LEJEUNE, M. (1994). " Some Considerations on the Hydraulic Behavior of Stepped Spillways." Proc. Intl Conf. Modeling, Testing and Monitoring for Hydo Powerplants, UNESCO-IAýHR, Budapest, July.
- [27] MARCHI, E. (1993). "On the Free-Overfall." Jour. of Hyd. Res., IAHR, Vol. 31, No. 6, pp.777-790.
- [28] MAY, R. W.P., and WILLOUGHBY, I.R. (1991), "Impact Pressures in Plunge Basins Due to Vertical Falling Jets." Hydraulic Research Report, No. SR 242, Wallingford, UK.
- [29] MEILLAND P., JEHANNO P. (1992). "Conception des évacuateurs vis-à-vis des problèmes de dissipation d'énergie, d'érosion et de cavitation." La Houille Blanche, No. 2/3, pp. 175-180 (in french).
- [30] MOORE, W.L. (1943). "Energy Loss at the Base of Free Overfall." Transactions, ASCE, Vol. 108, pp. 1343-1360. Discussion: Vol. 108, pp. 1361-1392.
- [31] MORIS, H.M. (1961). "Design Methods for Flow in Rough Conduits," Transactions, ASCE, Vol. 126, Part 1, , pp. 454-490.
- [32] MORIS, H.M. (1955). "A New Concept of in Rough Conduits," Transactions, ASCE, Vol.120, pp. 373-410.
- [33] PADET J. (1991), " Fluides en Ecoulement, Méthodes et modèles." Mason, Paris.
- [34] PERRY, A.E., SCHOFIELD, W.H., and JOUBERT, P.N. (1969). "Rough Wall Turbulent Boundary Layers." Jour. of Fluid Mech., Vol. 37, Part 2, pp. 383-413.
- [35] PEYRAS, L. (1990). "Etude de la Dissipation de l'Energie sur les déversoirs en Gradins de Gabions." Ed. CEMAGREF., groupement d'Aix-en-Provence. Le Tholonnet.ý
- [36] PEYRAS, L. ROYET, P., and DEGOUTTE, G (1991). " Ecoulement et Dissipation sur Les Déversoirs en Gradins de Gabions." ("Flows and Dissipation of Energy on Gabion Weirs."). La Houille Blanche, No. 1, pp. 37-47(in French).
- [37] PEYRAS, L. ROYET, P., and DEGOUTTE, G (1992). "Flows and Energy Dissipation over Stepped Gabion Weirs." Jour. of Hyd. Eng., ASCE, Vol. 118, No. 5, pp. 707-717.

- [38] RAJARATNAM, N. (1967). "Hydraulic Jumps." *Advances in Hydroscience*, Ed. V.T CHOW, Academic Press, New York, USA, Vol. 4, pp. 197-280.
- [39] RAJARATNAM, N. (1990). "Skimming Flow in Stepped Spillways." *Jour. of Hyd. Eng., ASCE*, Vol. 116, N° 4, pp the Hydraulic. 587-591. Discussion : Vol. 118, N° 1, pp. 111-114.
- [40] RAJARATNAM, N., and MURALIDHAR, D. (1968). "Characteristics of the Rectangular Free Overfall." *Jour. of Hyd. Res., IAHR*, Vol. 6, N° 3, pp. 233-258.
- [41] RAND, W. (1955) " Flow Geometry at Straight Drop Spillways." *proceedings, ASCE*, Vol. 81, N° 791, Sept., pp. 1-13.
- [42] ROUSE, H. (1943). "Energy Loss at the Base of Free Overfall-Discussion." *Transactions. ASCE*, Vol. 108, p.p 1383-1387.
- [43] SORENSEN. R.M. (1985). "Stepped Spillway Hydraulic Model Investigation." *Jour. of Hyd . Eng., ASCE*, Vol. 111, N° 12, pp. 1461-1472. Discussion : Vol. 113, N° 8, pp. 1095-1097.
- [44] STEPHENSON, D. (1988). "Stepped Energy Dissipators." *Proc. Intl Symp. on Hydraulics for high Dams, IAHR, Beijing, China*, pp. 1228-12-35.
- [45] STEPHENSON, D. (1991). "Energy Dissipation down stepped Spillways." *Intl Water and Dam Construction*, Vol. 43, No. 9, Sept., pp. 27-30.
- [46] STRAUB, L.G., and ANDERSON, A.G. (1958). " Experiments on Self-Aerated Flow in Open Channels." *Jour. of Hyd. Div., Proc. ASCE*, Vol. 84, N°. HY7 ,paper 1890, pp.1890-1 to 1890-35.
- [47] TOZZI, M.J. (1992) "Caracterização/Comportamento de escoamentos em Vertedouros com Paramento em Degraus." ("Hydraulic of Stepped Spillways.") Ph.D. thesis, University of Sao Paulo, Brazil (in Portuguese).
- [48] VERCHEVAL, M. (1991). "Contribution à l'Etude expérimentale de l'Écoulement des Evacuateurs à Marches." *Travail de fin d'étude en vue de l'obtention du grade d'ingénieur civil des constructions, Université de LIEGE : Faculté des Sciences Appliquées*, ýýpp. 18-73.
- [49] WHITE, M.P. (1943), Energy loss at the base of a free overfall-discussion, *transactions, ASCE*, Vol 108, pp.1361-1364.
- [50] WISNER, P. (1965). "Sur le Role du Critere de Froude dans l'Etude de l'entraînement de l'Air par les Courants à Grande Vitesse." ("On the Role of the Froude Criterion for the Study of Air Entrainment in high Velocity Flow.") *Proc. 11th IAHR Congress, Leningrad, USSR*, paper 1.15 (in french).
- [51] WOOD, I.R. (1983). "Uniform Region of Self-Aerated Flow." *Jour. Hyd. Eng., ASCE*, Vol. 109, N° 3, pp. 447-461.
- [52] WOOD, I.R. (1991). " Air Entrainment in Free-Surface Flows. " *IAHR Hydraulics Structures Design Manual No. 4, Hydraulics Design Considerations*, Balkema Publ., Rotterdam, The Netherlands, 149 pages.