

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
SAAD DAHLAB / BLIDA

DEPARTEMENT DE GENIE RURAL

SOUTENANCE D'UN MEMEOIRE DE MAGISTER EN GENIE RURAL
(OPTION : SCIENCES DE L'EAU)

PRESENTE PAR : HADDAD SAMIR

INGENIEUR D'ETAT EN GENIE RURAL

THEME DU PROJET

***ETUDE EXPERIMENTALE DES ECOULEMENTS
TORRENTIELS TRAVERSANT DES DIVERGENTS ET
DES CONVERGENTS***

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

<u>PRESIDENT</u>	M. KHALAF	PROFESSEUR	U.S. BLIDA
<u>EXAMINATEURS</u>	M. B.ACHOUR M. S.BENZIADA M. B.HADJKADOUR	MAITRE DE CONFERENCES CHARGE DE COURS CHARGE DE COURS	UST.BISKRA ENP/ ALGER UST.BLIDA
<u>RAPPORTEURS</u>	M. B.REMINI MLE S.BENMAMAR	MAITRE DE CONFERENCES CHARGE DE COURS	UST.BLIDA ENP/ ALGER

30 AVRIL 2002

ملخص :

الدراسات التجريبية حول جريان الماء ذو السرعة الكبيرة عبر القنوات المتقاربة و المتباعدة تحت زاوية ميل كبيرة هي جد صعبة و ذلك لأن السطح الحر للماء يتغير بصفة تلقائية و جد سريعة و هذا ما يؤدي إلى الوقوع في أخطاء عند القياس. في هذا العمل أوضحنا أن الموجات المائلة يمكن لها أن تتولد في جريان الماء ذو السرعة البطيئة نسبيا و أوضحنا كذلك أن المشكل الحقيقي و الهام في دراسات جريان الماء ذو السرعة العالية العابر لقنوات متباعدة لا يكمن في داخل القناة و لكن خارجها مما يولد من ارتفاع مفاجئ و هام لسطح الماء. في دراسة جريان الماء ذو السرعة العالية العابر للقنوات المتقاربة، متناظرة أم لا بينا أن أكبر علو لسطح الماء يكمن دائما داخل القناة. و قد قمنا كذلك بإظهار أن المقارنة بين جريان الماء ذو السرعة العالية العابر لقناة متقاربة و متناظرة و قناة متقاربة و غير متناظرة هي جد ممكنة خاصة عند زوايا الانحناء الهامة و التدفقات الكبيرة. في الأخير هذا العمل التجريبي مكنتنا من الحصول على إنشاء هندسي سهل و جد عملي لتعيين أعداد فروود.

Résumé

Les études expérimentales sur les écoulements torrentiels à travers les convergents et les divergents sont relativement difficiles à faire du fait que la surface libre de l'eau est très instable, donc sujette à de grandes erreurs concernant les mesures de la hauteur d'eau et de la pression.

Dans ce travail, nous avons montré que les ondes de choc pouvaient apparaître dans un écoulement fluvial et nous avons montré, aussi, que le vrai problème dans l'étude des canaux comportant des divergents linéaires se trouvent à l'aval de la singularité ; siège de grandes surélévations du plan d'eau.

Dans la partie consacrée à l'étude des écoulements traversant les canaux comportant des convergents, aussi bien symétriques que non symétriques, linéaires, nous avons montré que la grande valeur de la hauteur d'eau s'obtient toujours à l'intérieur de la singularité.

Aussi, nous avons montré que la comparaison entre un écoulement s'effectuant dans un convergent symétrique linéaire et un écoulement dans un convergent non symétrique linéaire est très faisable surtout pour les fortes pentes du radier et les grands débits.

Enfin, cette étude expérimentale, nous a permis d'obtenir un abaque fiable et de grande simplicité pour la détermination des nombres de Froude.

Summary

The experimental study on the torrent flow across divergent and convergent are very difficult because the free surface water is very unstable.

In this study, we have shown that the real problem with the channels divergent is located lower part of this singularity and no in interior.

On the part of convergents, symmetric or no, we have shown that the great value of water height is always located interior these singularities.

We also shown that for the symmetric and no symmetric convergent, the comparison of number's Froude is very possible for the great values of discharge and channel slope.

Finally, we have obtained one abacus very simple and practical for the determination of the Froude's number.

REMERCIEMENTS



Sans l'orientation, l'aide, les recommandations et beaucoup de patience de la part de mes deux Directeurs de thèse ce mémoire de Magister n'aurait jamais vu le jour.

*Monsieur **REMINE BOUALEM** de l'U.S.T.BLIDA et Mademoiselle **BENMAMAR SAADIA** de l'E.N.POLYTECHNIQUE d'ALGER trouveront ici toutes les expressions de mes remerciements, gratitude et reconnaissance.*

*J'adresse l'expression de toute ma gratitude à Monsieur le Professeur **KHALAF** de l'U.S.T.BLIDA pour l'honneur qu'il me fait en présidant le jury. J'exprime aussi mes vifs remerciements à Monsieur **B.ACHOUR**, Maître de conférences à l'UST.BISKRA, à Monsieur **S.BENZIADA**, Chargé de cours à l'E.N.P et à Monsieur **B.HADJKADOUR**, Chargé de cours à l'UST.BLIDA pour avoir accepté de juger ce travail.*

*Enfin, je dirai que ce travail n'aurait jamais abouti si ce n'est l'aide et les encouragements de Monsieur **S.HANINE**, technicien au laboratoire d'Hydraulique de l'E.N.P, de Monsieur **N.NEBACHE**, enseignant au département d'Hydraulique de l'E.N.P, de Monsieur **N.DECHEMI** enseignant au département d'Hydraulique de l'E.N.P, de monsieur **A.BERREKS** étudiant en 2^{ème} post graduation au département d'Hydraulique de l'E.N.P, de Monsieur **A.TAIBI**, enseignant au département du Génie Rural de l'U.S.T.BLIDA et des Messieurs **A.TALBI**, **BENSAFIA**, **AMINI**, **RIH**, **BELLACHE**, **HACHELLAF** et **KERMEZLI**. Toutes ces personnes, et certainement beaucoup d'autres, trouveront toute ma sympathie, gratitude, reconnaissance et mes remerciements.*

SOMMAIRE

INTRODUCTION	2
GENERALITES SUR LES ECOULEMENTS A SURFACE LIBRE	3
CHAPITRE I / ETAT DE CONAISSANCES SUR LES ECOULEMENTS TORRENTIELS TRAVERSANT LES CONVERGENTS ET LES DIVERGENTS	6
I / Différents travaux dans le domaine des écoulements dans les canaux à section variable	6
II / Conclusion sur l'état de connaissance	24
CHAPITRE .II / FORMULATION MATHEMATIQUE DES ECOULEMENTS DANS LES SECTIONS VARIABLES	25
II.A / Plan de référence et hypothèses	25
II.B / Mise en équation	26
II.C / Conclusion	32
CHAPITRE .III / ESSAIS PRELIMINAIRES	33
Introduction	33
III.A/ Essais préliminaires pour la détermination des dimensions optimales du divergent	33
III.B/ Essais préliminaires pour la détermination des dimensions optimales du convergent Linéaire symétrique	39
III.C/ Essais préliminaires pour la détermination des dimensions optimales du convergent Linéaire non symétrique	41
III.D / Conclusion	41
CHAPITRE IV / ETUDE EXPERIMENTALE SUR LES ECOULEMENTS TORRENTIELS TRAVERSANT LES DIVERGENTS	42
IV.A / Présentation détaillée de la variante choisie du divergent	42
IV.B / Techniques de mesures	43
IV.C / Canevas de mesure	46
IV.D / Phénomènes observés	47
IV.E / Résultats et analyses	48
IV.F / Evolution de la hauteur d'eau et du nombre de Froude	49
IV.G / Evolution de la pression	62
IV.H / Observations	62
IV.I / Critiques et comparaisons	62
IV.J / Résultats finaux du travail expérimental sur le divergent non symétrique et linéaire	63
CHAPITRE V / ETUDE EXPERIMENTALE SUR LES ECOULEMENTS TORRENTIELS TRAVERSANT LES CONVERGENTS	64
V.A / Etude expérimentale sur les convergents linéaires et symétriques	64
V.A.1 / Techniques de mesure	64
V.A.2 / Canevas de mesure	66
V.A.3 / Déroulement des expériences	66
V.A.4 / Phénomènes observés	66
V.A.5 / Critiques et comparaisons	67
V.A.6 / Evolution de la hauteur d'eau, de la pression et du nombre de Froude	68
V.A.7 / Commentaires supplémentaires	77
V.A.8 / Résultats et conclusion sur le travail concernant le convergent linéaire et symétrique	78

V.B / Etude expérimentale sur les convergents linéaires et non symétriques	79
V.B.1 / Techniques de mesures	79
V.B.2 / Déroulement des expériences	79
V.B.3 / Phénomènes observés	79
V.B.4 / Evolution de la hauteur d'eau, de la pression et du nombre de Froude	80
V.B.5 / Commentaires supplémentaires	89
V.B.6 / Conclusion	90
V.C / Comparaison entre le convergent linéaire symétrique et le convergent linéaire non symétrique	91
Introduction	91
V.C.1 Résultat	91
V.C.2 Etude théorique	92
V.D / Résultats généraux du travail expérimental	99
CONCLUSION GENERALE	100
RECOMMANDATIONS ET SUGGESTIONS	101
ANNEXE	102
ANNEXE N° 1 / Présentation de l'abaque général de FROUDE	102
ANNEXE N° 2 / Tableaux des résultats et des données	104
BIBLIOGRAPHIE	127

Notations, symbole et Unité

H	Hauteur d'eau	m
V	Vitesse moyenne de l'écoulement	m/s
P	Pression	m,c,e
F	Nombre de FROUDE	-----
θ	Angle de déviation des parois latérales θ	Degrés
β	Angle de choc	Degrés
b_1	Largeur d'entrée	m
b_3	Largeur de sortie	m
r	Rapport des largeurs	-----
B(x)	Largeur intermédiaire	m
L	Longueur de la singularité	m
λ	Longueur d'onde	m
g	Accélération gravitationnelle	m^2 / s
a	Constante de FOURIER	-----
ρ	Masse volumique	Kg / m^3
α	Pente du radier	Degrés
E	Energie totale	m,c,e
H _o	Hauteur d'eau à l'entrée de la singularité	m
H _{p,div}	Hauteur d'eau mesurée sur la paroi divergente	m
H _{p,dr}	Hauteur d'eau mesurée sur la paroi droite	m
H _{axe}	Hauteur d'eau mesurée dans l'axe du convergent	m
H _{paroi}	Hauteur d'eau mesurée sur la paroi convergente	m
P _{axe}	Pression d'eau mesurée dans l'axe du convergent	m,c,e
P _{paroi}	Pression d'eau mesurée sur la paroi convergente	m,c,e
H _{cv}	Hauteur d'eau mesurée sur la paroi convergente du convergent non symétrique	m
H _{dr}	Hauteur d'eau mesurée sur la paroi droite du convergent non symétrique	m
P _{cv}	Pression d'eau mesurée sur la paroi convergente du convergent non symétrique	m,c,e
P _{dr}	Pression d'eau mesurée sur la paroi droite du convergent non symétrique	m,c,e
ΔE	Perte d'énergie	m,c,e

Indices

1 : à l'amont de la singularité

2 : à l'intérieur de la singularité

3 : à l'aval de la singularité

x : dans le sens de l'axe X (sens de l'écoulement)

y : dans le sens de l'axe Y (axe dirigé vers les parois du canal)

z : dans le sens de l'axe Z (axe dirigé selon la verticale)

t : paramètre de temps

INTRODUCTION

Depuis très longtemps, l'écoulement d'un liquide suscite de grands intérêts; intérêt par la beauté du phénomène : vortex, ressaut ondulé, ressaut normal, ressaut oblique et intérêt par la complexité rencontrée à décrire de tels comportements.

Et depuis très longtemps, aussi, naquirent des hommes, qui ne voulaient pas rester cois face à de tels phénomènes, a commencé par l'illustre savant grec Archimède. Puis, vint, bien après, l'époque de Navier, de Stockes, d'Euler, de Bernoulli, de Barré de Saint Venant et beaucoup d'autres grands savants leurs enjambèrent le pas.

On ne peut oublier, dans ce bref historique, de parler de Van Karman et autres savants qui ont donné un sens au grand problème des ondes de choc ; communément appelées «ondes de Mach» rencontrées dans la dynamique des gaz. Ces mêmes ondes, sont aussi rencontrées, dans la dynamique des liquides, sous le nom d'onde oblique (ressaut oblique).

De nos jours, on sait, dans l'infiniment grand pourquoi il y a ces ondes, mais, on n'est pas encore arrivé à les atténuer, encore moins à les faire disparaître. L'apparition de ces ondes obliques est synonyme de grandes surélévations de la hauteur d'eau, qui, en débordant à travers les parois latérales, peuvent être très dangereuses.

La rareté des travaux expérimentaux sur les écoulements d'eau en pente raide à travers les divergents et les convergents, nous a motivé à faire une étude purement expérimentale, pour essayer d'apporter un plus d'informations sur l'influence de quelques paramètres, tels que le débit et la pente du radier, sur l'allure de la surface libre de l'eau, parce que, plus on saura sur le pourquoi et le comment de l'apparition de ces ressauts obliques, plus, on saura comment il faut procéder pour y faire face.

Nous avons commencé notre travail par donner quelques notions générales. En chapitre I, nous avons donné quelques définitions d'ordre général, puis nous avons réuni les travaux des différents auteurs sur les écoulements d'eau traversant des canaux non prismatiques (convergent et divergent).

Dans le chapitre II, nous avons donné les équations qui régissent les écoulements graduellement variés, en régime non permanent et en présence d'ondes de choc: ce sont les équations de Barré de Saint Venant.

Dans le chapitre III, nous avons présenté les essais préliminaires effectués, dans le but de dégager les caractéristiques géométriques idoines de nos modèles expérimentaux (divergent et convergent). De plus, ces essais, nous ont permis de constater, que, les variations du débit d'entrée et de la pente du radier, jouent un rôle de premier plan, sur l'allure de la surface libre de l'eau.

Les chapitres IV et V sont réservés au travail expérimental proprement parlé. On y trouve les résultats expérimentaux obtenus sur les modèles conçus, les phénomènes observés, le tracé des évolutions de la hauteur d'eau et du nombre de Froude, ainsi que les commentaires y afférents. Dans un souci de fiabilité, nos résultats expérimentaux ont été comparés à ceux d'autres d'auteurs.

Dans la conclusion générale, nous avons rassemblé les résultats et les conclusions partielles les plus significatifs. Et comme tout travail expérimental, nous avons donné quelques recommandations et suggestions.

GENERALITES SUR LES ECOULEMENTS A SURFACE LIBRE

Les écoulements dans les cours d'eau naturels ou artificiels peuvent être graduellement ou brusquement variés.

Une variation de l'écoulement est considérée comme graduelle si tous les paramètres qui l'influencent subissent de petits changements locaux. Pour les écoulements graduellement variés, on admet que :

- La vitesse est constante et égale à : $V = Q / S$.
- La loi de distribution des pressions est hydrostatique.

Dans le cas des écoulements rapidement variés, la hauteur d'eau, par exemple, peut changer brusquement. Pour ces écoulements, les hypothèses ci-dessus ne sont plus valables.

1. Les canaux naturels

Les canaux naturels sont des conduits où s'écoule l'eau. Ils sont caractérisés par des rugosités hétérogènes et des profils irréguliers de la section transversale (figure 1, ci-dessous).

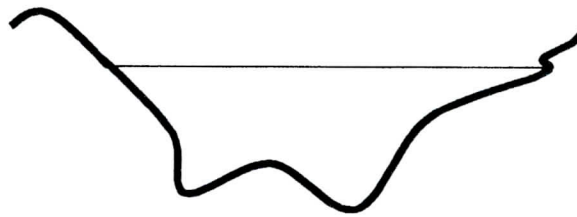


Figure 1: Profil d'un canal naturel

2. Les canaux artificiels

Les canaux artificiels sont, aussi, des conduits où s'écoule l'eau, mais, caractérisés par des rugosités homogènes et des profils réguliers de la section transversale (figure 2, ci-dessous).

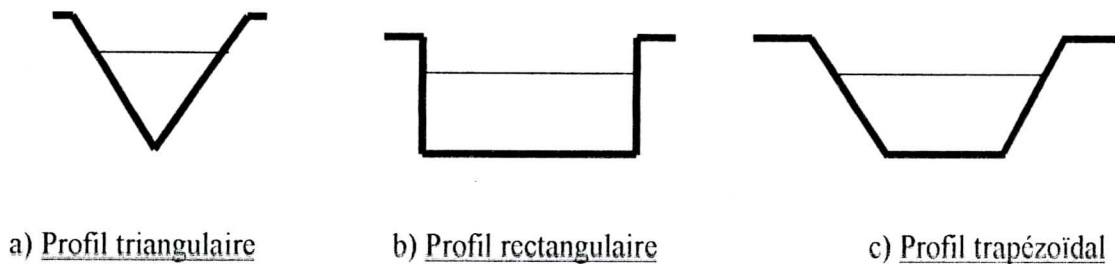


Figure 2: Quelques profils de sections des canaux artificiels

On parlera d'un canal prismatique, si les génératrices du canal sont des droites parallèles entre elles et, si la forme géométrique du canal ne varie pas le long de l'écoulement. Dans le cas contraire, on parlera de canaux non prismatiques.

Les changements locaux de la section (figure 3, ci-dessous) peuvent être :

- Des rétrécissements (convergents) : brusques ou graduels (progressifs).
- Des élargissements (divergents) : brusques ou graduels (progressifs).

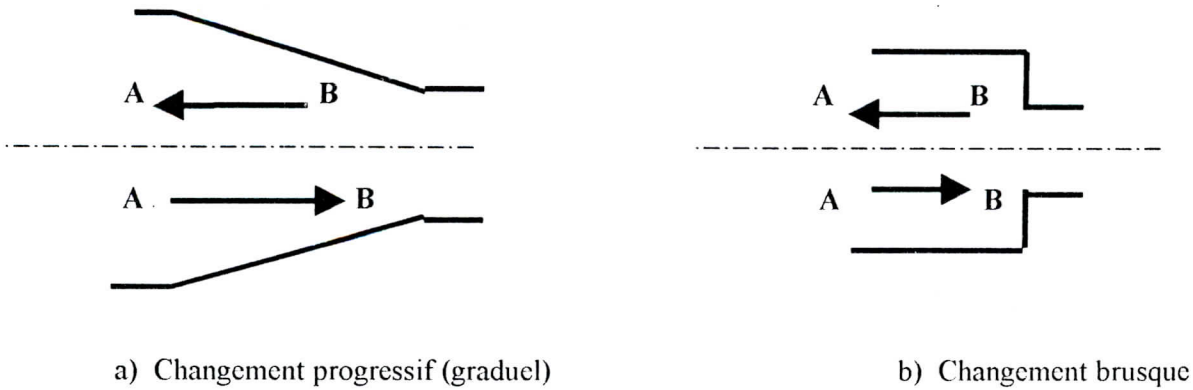


Figure 3 : Schémas des convergents et divergents

Si l'écoulement se fait de **A vers B**, on a un **convergent**. S'il se fait de **B vers A**, on a un **divergent**. Dans le cas où le changement de section se fait d'une manière linéaire, on a un convergent ou divergent **linéaire**.

3. Les régimes d'écoulement

La classification des écoulements d'eau à surface libre se fait grâce à un nombre adimensionnel appelé nombre de Froude symbolisé par la lettre **F**. Le nombre de Froude représente le rapport des forces d'inertie aux forces de gravité. Par définition, le nombre de Froude est donné par l'expression suivante :

$$F = \frac{V}{(g \cdot h)^{1/2}}$$

avec,

- **V** : vitesse moyenne de l'écoulement [m/s],
- **g** : accélération gravitationnelle [m^2/s],
- **h** : hauteur moyenne de l'écoulement dans la section considérée [m].

4. Le ressaut hydraulique

De manière générale, le ressaut hydraulique est un phénomène qui se manifeste à la surface libre de l'eau sous forme d'ondes de gravité stationnaires et stables. Les ressauts hydrauliques peuvent être normaux, ondulés ou obliques.

On parlera de ressaut hydraulique normal, si, l'onde de gravité résultante était due au passage du nombre de Froude d'une valeur supérieure à 1 à une valeur inférieure à 1; autrement dit, un passage du régime d'écoulement torrentiel au régime d'écoulement fluvial.

Dans les écoulements à grandes vitesses ($F > 1$), toute transition telle qu'un changement de largeur ou de direction, va provoquer des variations très notables de la surface libre ; c'est le ressaut hydraulique oblique (figure 4, ci-dessous).

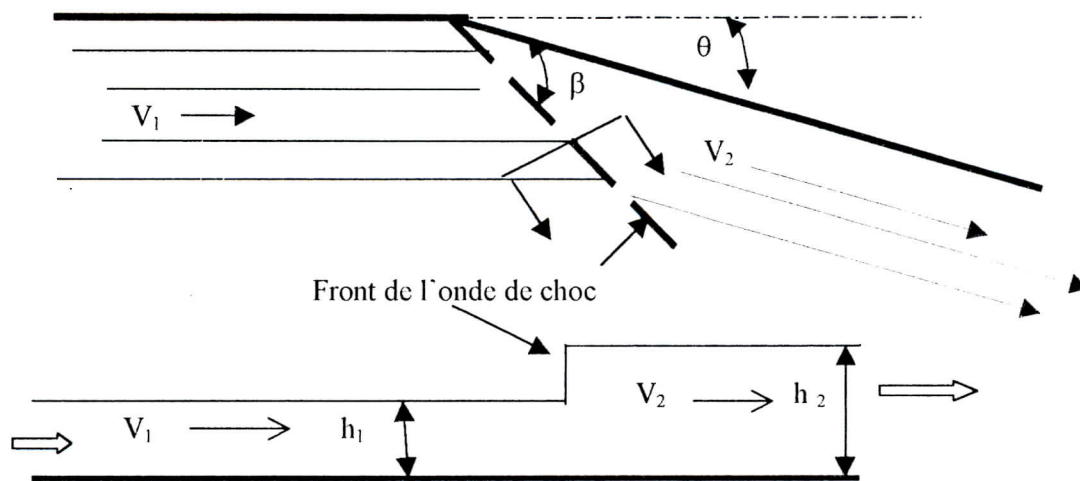


Figure 4 :Schéma général d'un ressaut hydraulique oblique[8]

ou :

- β : Angle que fait l'onde de choc (— —) avec la paroi horizontale (angle de choc)
- θ : Angle de déviation de la paroi latérale.

Il existe un autre type de ressaut hydraulique, appelé le ressaut ondulé, qui apparaît, généralement, dans des zones où le régime d'écoulement, à l'aval et à l'amont d'une singularité, est très proche de l'unité (proche du régime critique). Il est intéressant de noter que ce type de ressaut peut apparaître dans des canaux, aussi bien prismatiques que non, et sont, aussi, caractérisés, par des ondes de choc.[19 et 38]

CHAPITRE I

ETAT DE CONNAISSANCE SUR LES ECOULEMENTS TORRENTIELS TRAVERSANT LES DIVERGENTS ET LES CONVERGENTS

INTRODUCTION

L'emploi des canaux, pas très réguliers, tels que, les canaux courbés, les convergents, les divergents et autres, a donné lieu à des phénomènes plus complexes tels que les surélévations brusques de la hauteur d'eau dans la partie extérieure des canaux courbés et les ressauts hydrauliques obliques (onde de choc) dans les convergents et les divergents. Au fil des ans, et jusqu'à présent, les Hommes cherchent à comprendre le pourquoi et le comment de tels phénomènes pour essayer de donner des solutions appropriées.

Plusieurs études théoriques et expérimentales ont été faites afin d'optimiser les dimensions des canaux à sections variables et éviter ainsi les ressauts hydrauliques obliques.

Dans ce chapitre, nous allons présenter les différents travaux des chercheurs dans le domaine des écoulements torrentiels d'eau à travers les convergents et les divergents, en présence d'onde de choc,

I / Différents travaux dans le domaine des écoulements dans les canaux à section variable

I.1 Travaux de D.P.Rodriguez (1943) [2]

Dans le but d'étudier l'allure de la ligne d'eau d'un écoulement torrentiel traversant un convergent symétrique et linéaire. D.P.Rodriguez a conçu un modèle expérimental dont la largeur d'entrée est égale au double à celle de sortie et un angle de déviation des parois latérales égal à 6.9° .

Les expériences menées ont permis de déterminer les nombres de Froude pour lesquels la surface libre de l'eau reste relativement stable (surface dépourvue d'ondes de choc ou de ressaut obliques).

I.2 Travaux de M.P. Barschdorf & H.G.Woodbury (1947) [2]

En 1947, M.P.Barschdorf et H.G.Woodbury ont travaillé sur un convergent symétrique et linéaire. Leurs travaux visaient à montrer l'influence de l'angle de déviation des parois latérales (θ) sur le nombre de Froude d'entrée (F_1) et sur l'angle de l'onde de choc (β) sur l'écoulement. Ils ont constaté que :

- Si l'angle de déviation des parois latérales θ augmente, l'angle l'onde de choc β augmente aussi.
- Si le nombre de Froude F augmente , l'angle l'onde de choc β augmente aussi.

I.3 Travaux de H.Rouse & B.V.Bootha & E.Y.Hsu (1951) [1]

Les travaux de H.Rouse, B.V.Bootha et E.Y.Hsu menés sur les écoulements torrentiels traversant les divergents avaient comme buts :

- La détermination de la surface libre de l'eau dans un canal à élargissement brusque ;
- La détermination de l'effet de courbure des parois latérales sur l'écoulement dans un canal à élargissement graduel ;

a) Détermination de la surface libre de l'eau

Après plusieurs séries de mesures, les chercheurs ont pu montrer que la hauteur d'eau (h) était fonction de l'abscisse (X), de l'ordonnée (Y) et du nombre de Froude amont (F_1), selon l'expression ci-dessous :

$$\frac{h}{h_1} = \Psi \left[\frac{X}{h_1}; \frac{B(x)}{h_1}; \frac{b_1}{h_1}; F_1 \right]$$

L'emploi de la méthode des caractéristiques, leur a permis de réduire encore l'expression précédente à l'expression :

$$\frac{h}{h_1} = \Psi \left[\frac{X}{b_1 F_1}; \frac{B(x)}{b_1} \right]$$

Cette dernière relation leur a permis de tracer la figure ci-dessous (figure I.1).

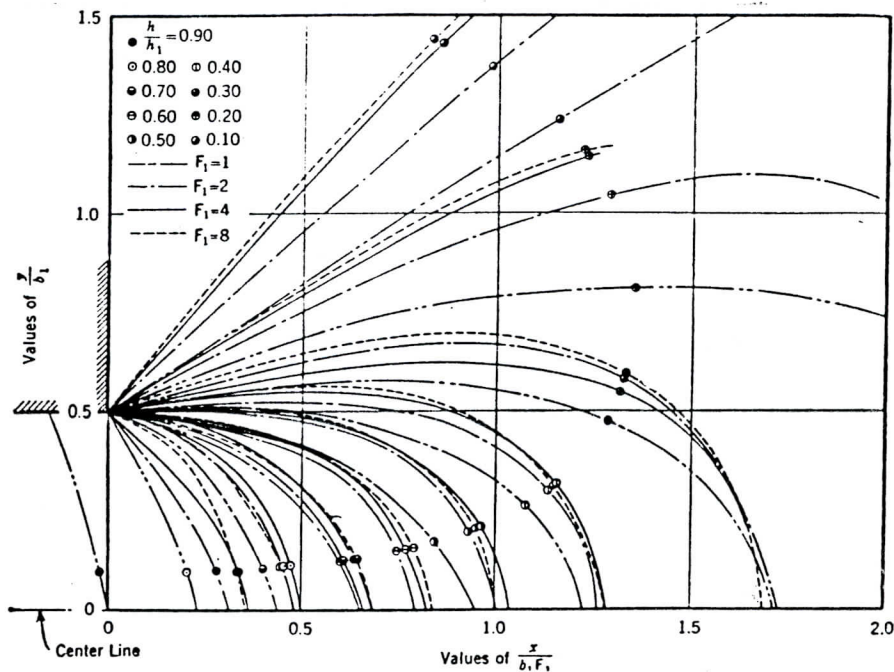


Figure I.1 : Graphe général des données expérimentales pour un divergent à variation brusque de la section [1]

b) Effet de la courbure des parois latérales

L'effet de la courbure des parois latérales d'un divergent a été étudié en utilisant l'expression suivante :

$$\frac{B(x)}{b_1} = \frac{1}{2} \left[1 + f \cdot \frac{X}{b_1 F_1} \right]^{1/2}$$

avec :

f : Facteur qui dépend du degré de courbure des parois latérales.

Rouse et ses collaborateurs ont déterminé une courbe limite $B(x)$ pouvant contenir plus de 90% du débit et cela pour $f = 1$. L'élargissement, ainsi obtenu, est appelé « élargissement de Rouse » (figure I.2).

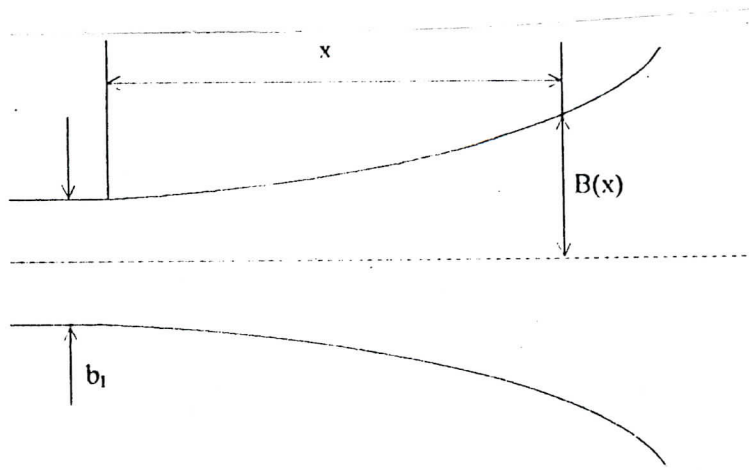


Figure I.2 : Élargissement de Rouse [1]

L'élargissement de Rouse était considéré comme l'un des moyens les plus efficaces pour atténuer les ondes de gravité (ondes obliques), mais, comme la divergence des parois était très progressive, cela conduirait, toujours à des divergents de grandes dimensions, donc très coûteux, cela d'une part, et d'autre part, ce type de divergent montrait des limites de performances dès qu'il s'agissait des fortes pentes du radier, ou l'écoulement a tendance à moins s'étendre latéralement.

Pour ces deux raisons, H.Rouse B.V.Bootha et E.Y.Hsu ont conçu un autre divergent en prenant le facteur de courbure (f) égal à $1/4$, donnant, ainsi naissance à « l'élargissement à parois modifiées de Rouse » (figure I.3, ci-dessous).

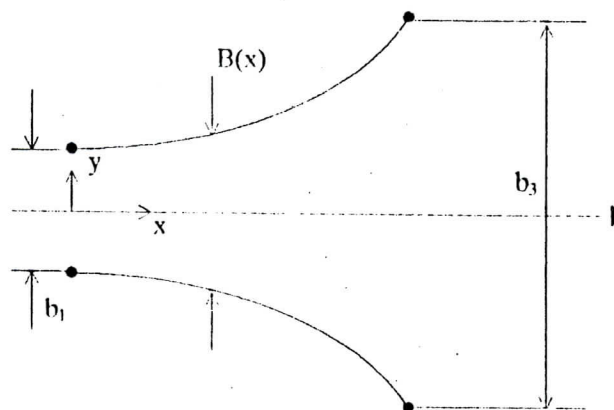


Figure I.3 : Élargissement à parois modifiées de Rouse [1]

Après plusieurs essais aux laboratoires, les chercheurs ont constaté que cette forme d'expansion engendrait de fortes perturbations à la surface libre de l'eau, sous forme d'ondes de gravité (ressaut oblique et onde de choc).

Pour tenter de pallier à ce problème, H.Rouse B.V.Bootha et E.Y.Hsu ont proposé un autre élargissement : « l'élargissement inversé de Rouse » (figure I.4).

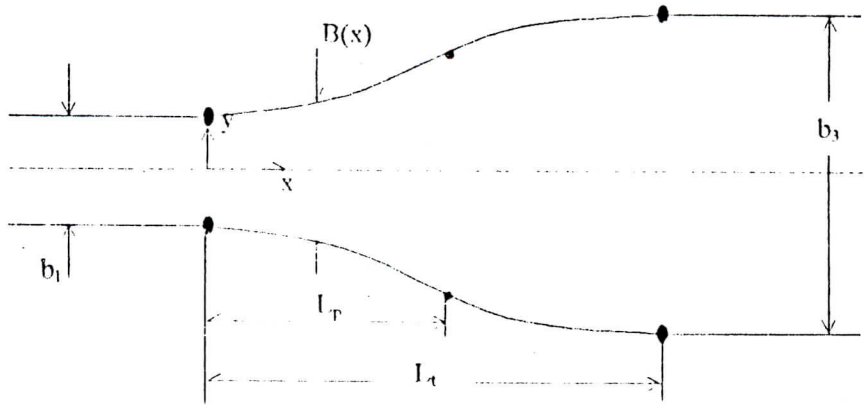


Figure 1.4 : Elargissement inversé de Rouse [1]

Ce divergent est composé d'une portion de l'élargissement à parois modifiées de Rouse, ci-dessus défini, de longueur L_P , à laquelle est ajoutée une courbe convergente en forme de tuyère. Les paramètres géométriques caractérisant ce nouveau divergent sont données par les relations approchées suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_P}{b_1 \cdot F_1} = 0.7 \frac{b_3}{b_1} \\ \frac{L_T}{b_1 \cdot F_1} = 1 + 3.25 \left[\frac{b_3}{b_1} - 1 \right] \end{array} \right.$$

Ces deux relations donnent de bons résultats tant que le rapport des largeurs aval et amont reste inférieur ou égal à 5, en d'autres termes :

$$\frac{b_3}{b_1} \leq 5$$

Les chercheurs préconisent l'utilisation du graphique donné ci-dessous (figure 1.5) comme une deuxième manière pour la détermination desdits paramètres.

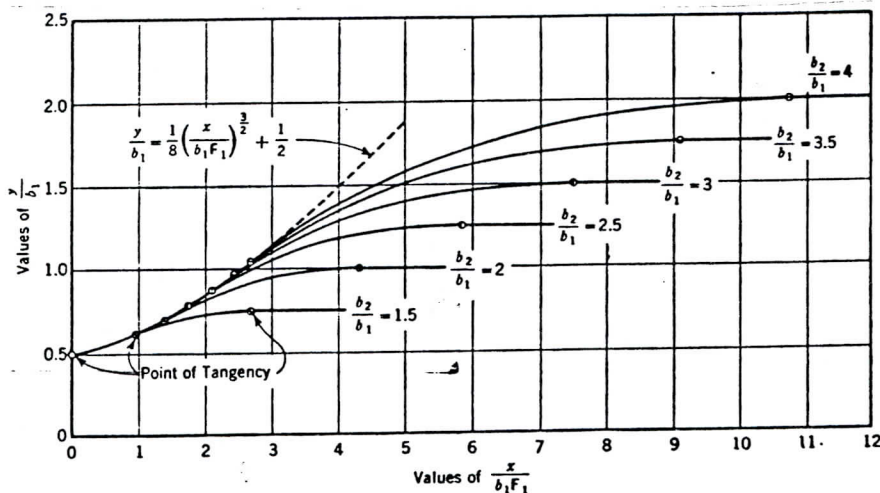


Figure 1.5 : Graphique général des courbes limites[1]

D'après Rouse et ses collaborateurs, la conception des divergents selon la figure I.4 donne un écoulement, essentiellement, uniforme.

I.4 Travaux de A.T.Ippen & J.H.Dawson (1951) [2 et 43]

Depuis très longtemps, les gens ont remarqué qu'un écoulement torrentiel traversant un convergent engendrait des ressauts obliques, qui s'avéraient très dangereux pour la sécurité, la pérennité et l'existence -même des constructions hydrauliques, par effet du débordement des eaux à travers les parois latérales. Cet état de fait a poussé A.T.Ippen et J.H.Dawson, en 1951, à travailler sur un convergent courbé (figure I.6, ci-dessous).

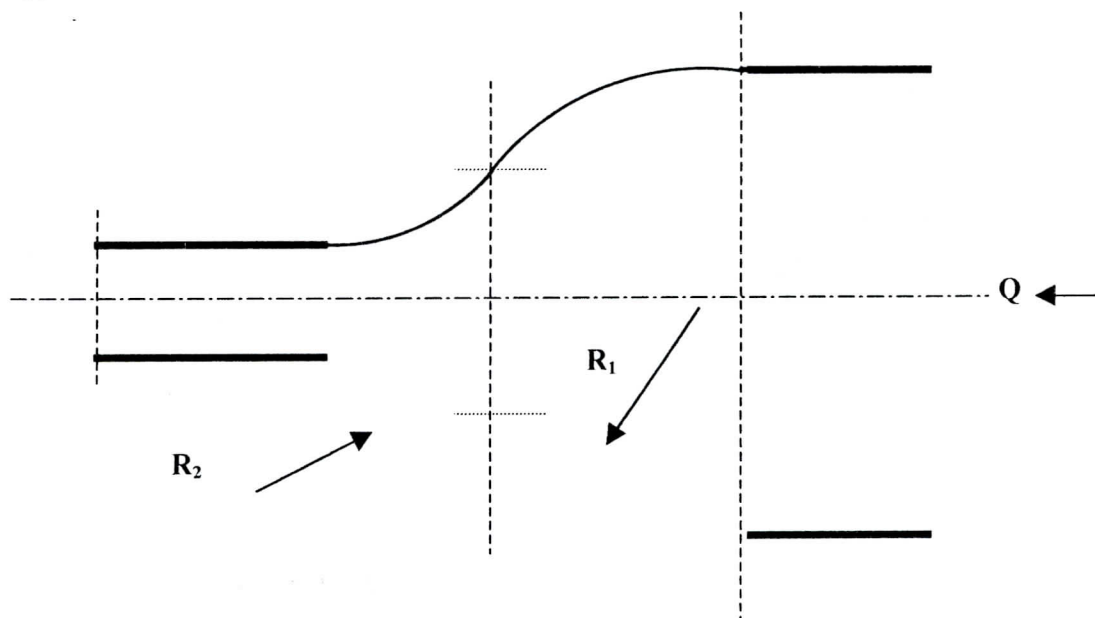


Figure I.6 : Convergent courbé (en arcs de cercle) [2]

Après plusieurs séries de mesures expérimentales sur ce convergent courbé, les chercheurs ont remarqué l'existence de perturbations à la surface libre de l'eau, sous forme de ressauts hydrauliques obliques se trouvant à l'aval et à l'intérieur de cette singularité. Pour essayer d'atténuer ces ondes de gravité, A.T.Ippen et J.H.Dawson ont conçu une contraction symétrique et linéaire (figure I.7, ci-dessous).

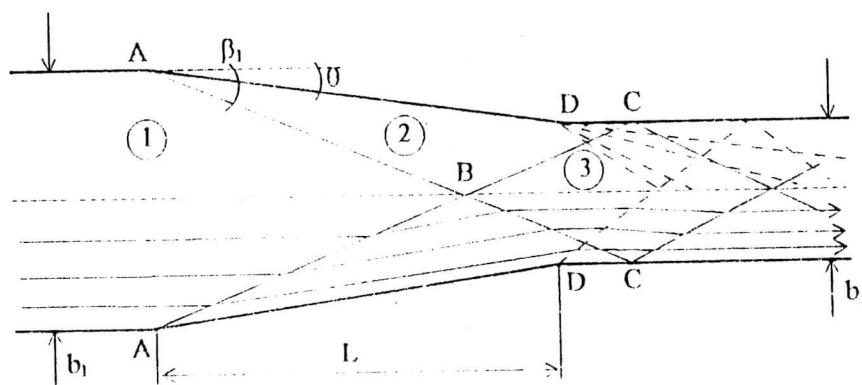


Figure.I.7 : Représentation schématique de l'écoulement dans le convergent symétrique - linéaire [2 et 43]

Une étude comparative a été menée sur les deux convergents en vue de voir les quels des deux convergents (courbé ou linéaire) offrait les meilleures conditions d'écoulement (absence ou atténuation des ressauts obliques), il en est ressorti que le convergent linéaire est plus approprié que le convergent courbé dans l'atténuation des hauteurs d'eau maximales.

I.5 Travaux de F.E.Engelund & J.M.Petersen (1953) [5]

Pour tirer au clair le mécanisme du phénomène des ondes des choc résultant des écoulements torrentiels traversant des singularités F.E.Engelund et J.M.Petersen ont élaboré une formulation mathématique moyennant les hypothèses suivantes:

- L'écoulement est permanent ;
- La pente du radier est nulle ;
- Le fluide est incompressible ;
- La théorie est linéaire ;
- La tension superficielle est négligée ;
- L'entraînement d'air est négligé.

Comme premier résultat de leur investigation théorique, les deux chercheurs ont abouti à la relation qui donne la valeur de l'angle de l'onde de choc (β).

$$\sin \beta = \left[\frac{g \cdot \lambda}{2 \pi \cdot V^2} \right]^{1/2}$$

Avec ; g = accélération gravitationnelle
 λ = longueur d'onde
V = vitesse moyenne de l'eau
 β = angle de choc

F.E.Engelund et J.M.Petersen ont fait remarqué que $[g \cdot \lambda / 2 \pi]^{0,5}$ représente la célérité d'une onde de gravité en eau profonde, de même, que, $[g \cdot h]^{1/2}$ est la vitesse de cette même onde en eau peu profonde.

Le résultat principal de leurs travaux fut une relation mathématique, donnée sous forme de séries de Fourier, qui peut donner la cote d'un point quelconque de la surface libre de l'eau. Pour tenter de rendre leur théorie fiable, les deux chercheurs ont entrepris des séries de mesures expérimentales sur l'écoulement d'eau à travers les convergents et les divergents.

De cette investigation expérimentale, il est ressorti, que, les résultats enregistrés concordaient, de façon très satisfaisante, avec les résultats obtenus par application de la relation proposée.

Toutefois, F.E.Engelund et J.M.Petersen ont indiqué quelques voies, dans lesquelles, il est conseillé de s'engager pour essayer de perfectionner la théorie proposée (par exemple en quantifiant mathématiquement l'effet de l'entraînement d'air, qui joue un rôle très important dans les écoulements torrentiels).

I.6 Travaux de G.Bagge & J.B.Herbich (1967) [11]

En 1967, G.Bagge et J.B.Herbich avaient proposé une théorie pouvant donner l'allure de la surface libre de l'eau lors d'un écoulement torrentiel traversant des divergents linéaires et symétriques (figure I.8, ci-dessous).

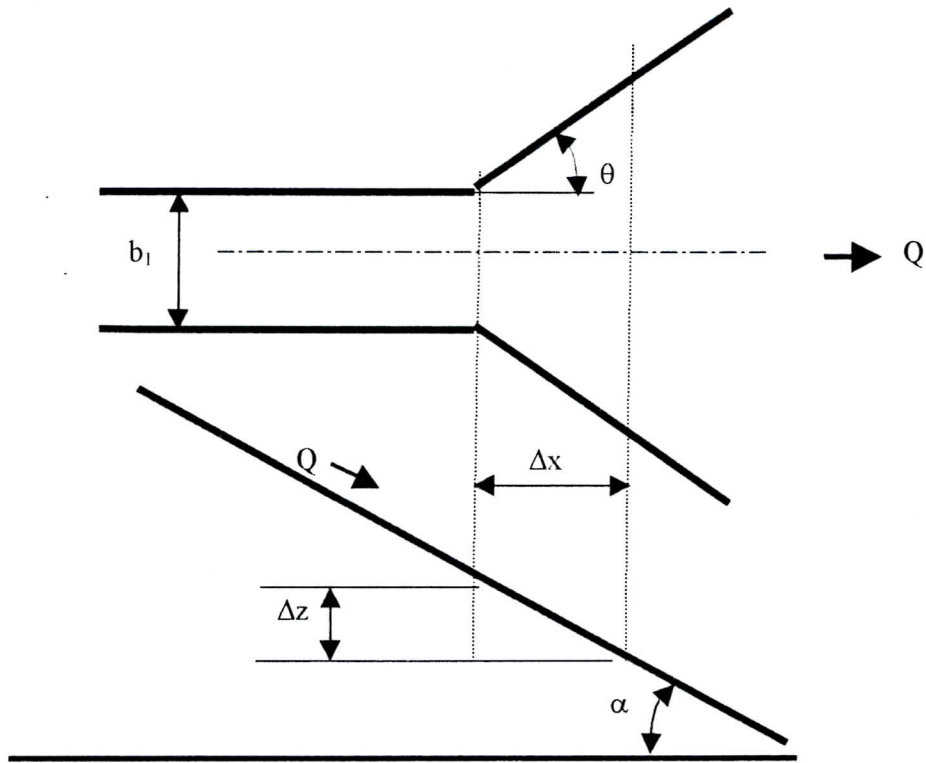


Figure I.8 : Schéma du divergent symétrique et sens de l'écoulement[11]

L'analyse mathématique adoptée était faite moyennant quelques hypothèses simplificatrices, à savoir :

- Le fluide est incompressible ;
- La distribution des pressions est hydrostatique ;
- Les frottements sont négligeables ;
- L'écoulement est irrotationnel (conservatif).

En considérant les équations de continuité et de l'énergie, les deux chercheurs ont établi le système d'équations différentielles pouvant donner l'allure de la surface libre, ainsi, que le champs des vitesses d'un écoulement d'eau traversant des divergents symétriques.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{dh}{dx} = \frac{[V_x V_y / g \cdot h_1 \cdot \cos \alpha] - (F - 1)^{1/2}}{1 - [V_x^2 / g \cdot h_1 \cdot \cos \alpha]} \\ \frac{dh}{dx} = \frac{[V_x V_y / g \cdot h_1 \cdot \cos \alpha] + (F - 1)^{1/2}}{1 - [V_x^2 / g \cdot h_1 \cdot \cos \alpha]} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{dV_y}{dV_x} = \frac{[V_x V_y / g \cdot h_1 \cdot \cos \alpha] - (F - 1)^{1/2} - (V_x / h_1) \cdot \text{Tang } \alpha \cdot (dh / dV_x)}{1 - [V_y^2 / g \cdot h_1 \cdot \cos \alpha]} \\ \frac{dV_y}{dV_x} = \frac{[V_x V_y / g \cdot h_1 \cdot \cos \alpha] + (F - 1)^{1/2} - (V_x / h_1) \cdot \text{Tang } \alpha \cdot (dh / dV_x)}{1 - [V_y^2 / g \cdot h_1 \cdot \cos \alpha]} \end{array} \right.$$

Pour rendre leur travail théorique plus fiable, G. Bagge et J.B. Herbach ont effectué des séries de mesures expérimentales sur le divergent de la figure I.8, ci-dessus. Quelques résultats de ce travail sont donnés sous forme de graphes (figures I.9, I.10, I.11 et I.12).

L'analyse simple de ces graphes montre que :

- Si, l'abscisse (X) augmente, la hauteur d'eau (h) diminue et le nombre de Froude (F) augmente.
- Si, la pente du radier (α), la hauteur d'eau (h) diminue et le nombre de Froude (F) augmente.

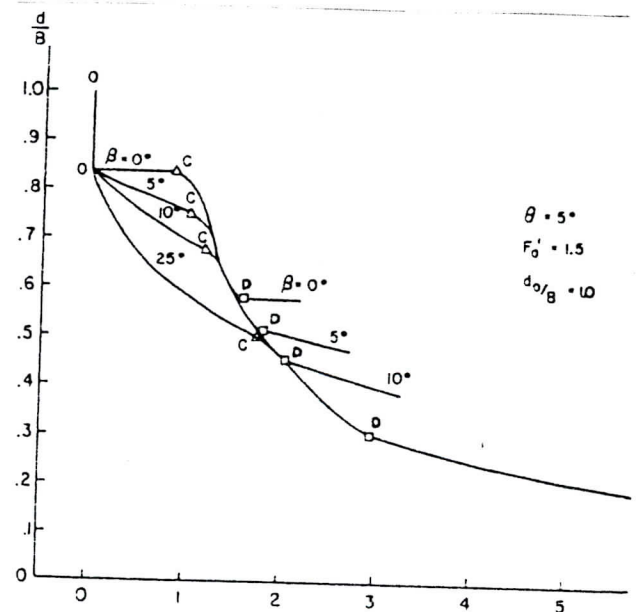
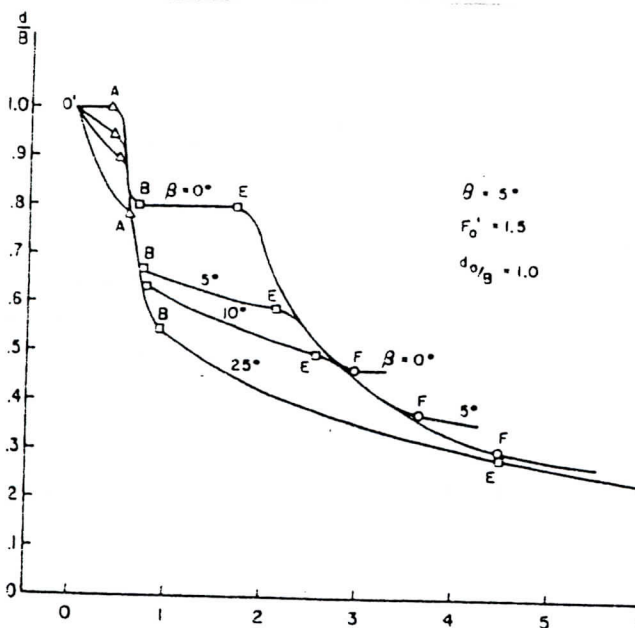


Figure I.9 : Profondeur d'eau relative
au niveau de la paroi latérale[11]

Figure I.10 : Profondeur d'eau relative
au niveau de l'axe du canal[11]

Avec ; h = hauteur d'eau

V_x = vitesse moyenne de l'eau dans le sens des X

V_y = vitesse moyenne de l'eau dans le sens des Y

g = accélération gravitationnelle

b1 = largeur de la section prismatique à l'amont du divergent

α = pente du radier

F = nombre de Froude

h1 = hauteur d'eau à l'amont du divergent

d = dérivée

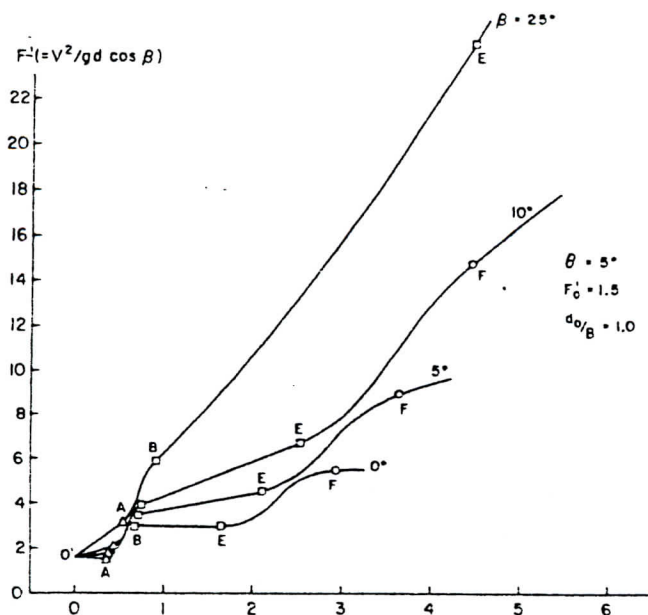


Figure I.11 : Allure du nombre de Froude modifié au niveau de la paroi[11]

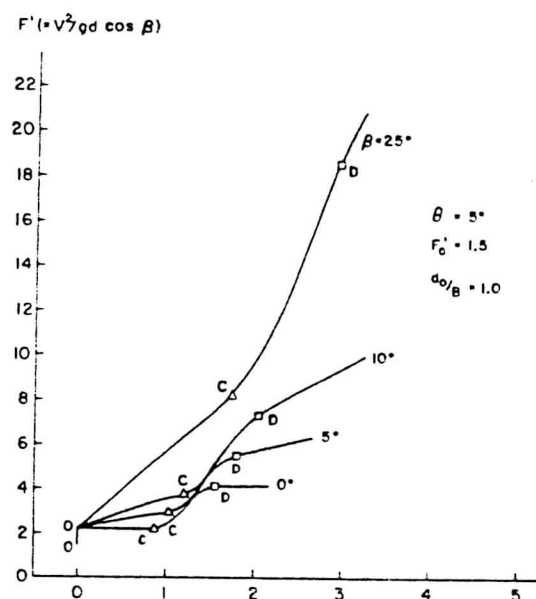


Figure I.12 : Allure du nombre de Froude modifié dans l'axe du canal[11]

G. Bagge et J.B. Herbich ont constaté :

- Qu'un petit changement de la pente du radier entraînerait des effets très appréciables (naissance des ondes transversales) sur l'écoulement torrentiel traversant un divergent symétrique linéaire ;
- Que les hypothèses émises ci-dessus étaient très limitantes pour une bonne compréhension du phénomène des ondes transversales ;
- Que les modèles réduits sont incontournables pour l'appréciation de quelques paramètres, comme, l'entraînement d'air, qui sont essentiels pour la compréhension du phénomène des ondes de choc.

I.7 Travaux de J.B. Herbich & P. Walsh (1972) [15]

J.B. Herbich et P. Walsh ont axé leur travail sur la confirmation expérimentale de la théorie proposée par G. Bagge et J.B. Herbich en 1967.

Pour leurs travaux expérimentaux, les chercheurs ont choisi le divergent symétrique linéaire comme modèle réduit (figure I.8, page 11). Les fourchettes de variation des différents paramètres, pris en compte, sont :

- La vitesse d'entrée dans le divergent (V_1) varie de 0 à 3 m/s ;
- La largeur d'entrée (b_1) varie de 1.3 à 6.35 cm ;
- La pente du radier (α) varie de 0 à 15% ($8^\circ.5$) ;
- L'angle de déviation des parois latérales (θ) varie de 1 à 30° .

Le graphe de la figure I.13, ci-dessous, montre l'un de leurs résultats.

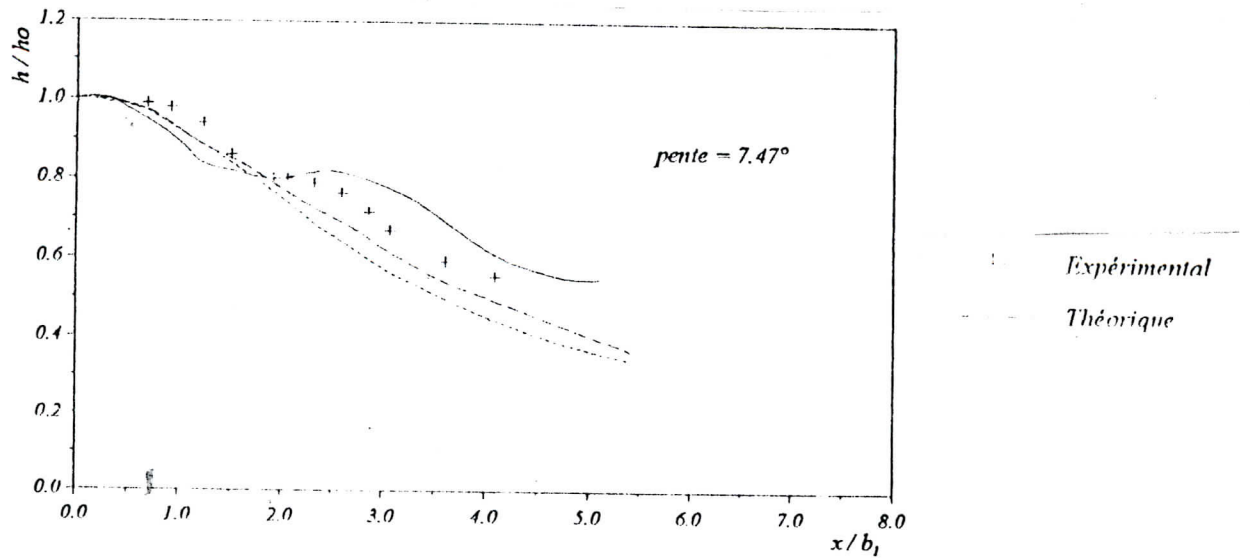


Figure I.13 : Profil de la ligne d'eau le long de l'axe, dans un divergent symétrique linéaire [15 et 43]

De cette étude expérimentale, il en est ressorti que :

- La couche limite se sépare des parois latérales dès que l'angle de déviation de ces parois dépasse 5° .[7]
- L'hypothèse d'une répartition hydrostatique de la pression est à revoir.
- L'effet du frottement, avec les parois latérales et le fond du canal, n'est appréciable, que, pour les petits modèles expérimentaux.
- Pour les pentes du radier supérieures à 15%, l'entraînement d'air joue un rôle capital .[9]

I.8 Travaux de T.W.Sturm (1985) [21].

En 1985, T.W.Sturm avait proposé une méthode graphique simple pour la conception des convergents symétriques et linéaires (figure I.14, ci-dessous) travaillant en régime torrentiel.

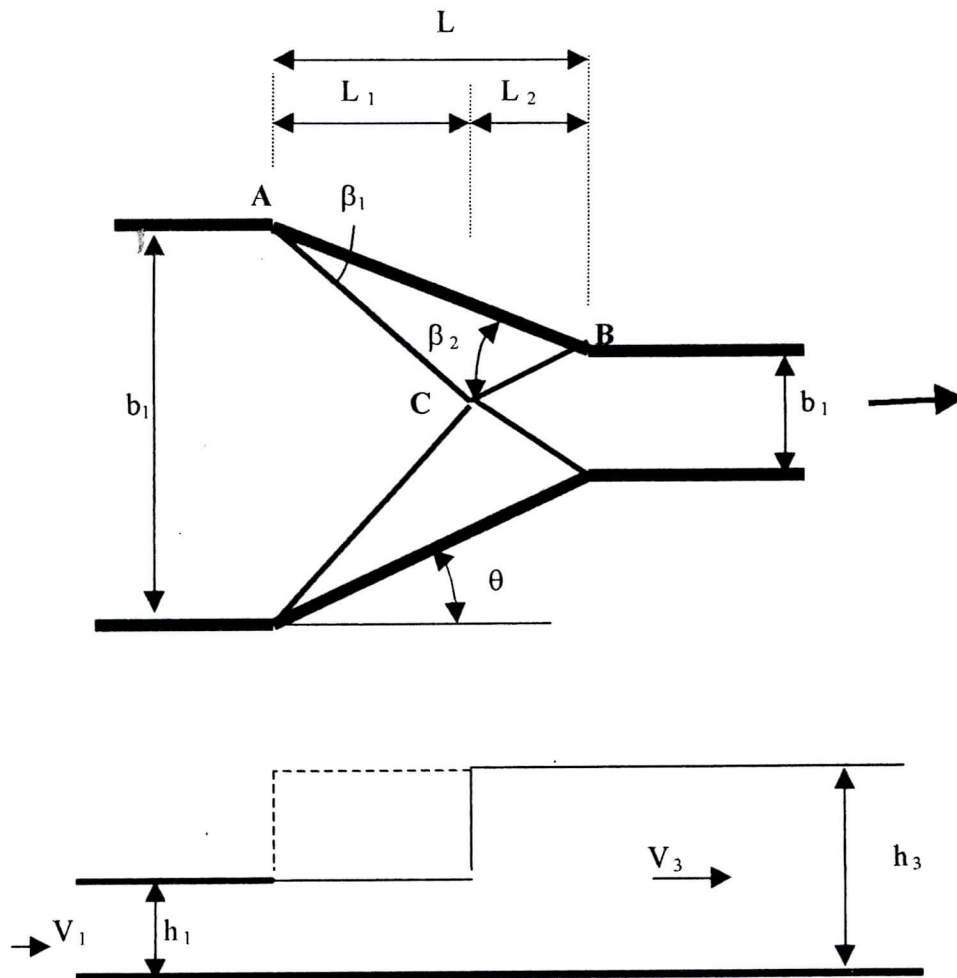


Figure I.14 : Schéma du convergent symétrique et caractéristiques géométriques et hydrauliques.

————— : hauteur d'eau dans l'axe du canal

----- : hauteur d'eau au niveau des parois latérales[2 et 43]

Pour obtenir le graphique ci-dessous (figure I.15), T.W.Sturm avait, au préalable, entrepris un travail purement théorique en ajoutant une autre hypothèse, en sus, des hypothèses classiques ; fluide incompressible, répartition hydrostatique de la pression, répartition uniforme des vitesses, l'effet de l'entraînement est négligé et la section transversale est rectangulaire, à savoir : le front d'onde de départ est considéré avoir une amplitude finie.

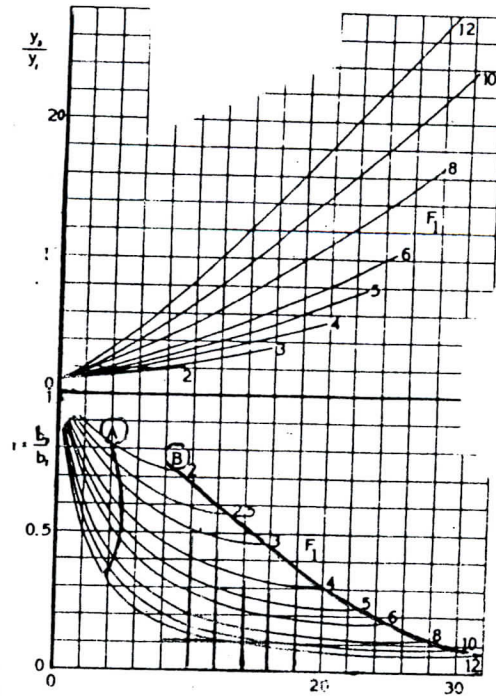


Figure I.15 : Conception des convergents linéaires en écoulement torrentiel[21]

Par application des équations de continuité, de la quantité de mouvement et par l'utilisation des relations géométriques :

$$L = (b_1 - b_3) / 2 \cdot \tan(\beta_2 - \theta) = L_1 + L_2$$

et $L_2 = b_3 / 2 \cdot \tan \theta$, T.W Sturm a obtenu les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_1 \cdot V_1 \sin \beta_1 = h_2 \cdot V_2 \sin(\beta_1 - \theta) \\ V_1 \cdot \cos \beta_1 = V_2 \cdot (\beta_1 - \theta) \\ \sin \beta_1 = \frac{1}{F_1} \frac{h_2}{2 \cdot h_1} \left[\frac{h_2}{h_1} + 1 \right]^{1/2}, \text{ en plus si :} \\ \frac{1}{r} = \frac{b_1}{b_3} = \frac{F_3}{F_1} \left[\frac{h_3}{h_1} \right]^{1/2}, \text{ alors :} \\ r = \frac{\sin(\beta_1 - \theta) \cdot \sin(\beta_2 - \theta)}{\sin \beta_1 \cdot \sin \beta_2} = \frac{(1 - \tan \theta) / \tan \beta}{(1 + \tan \theta) / \tan(\beta_2 - \theta)} \end{array} \right.$$

Après plusieurs essais, T.W Sturm a remarqué, que, si, les conditions d'écoulement, qui ont permis le dimensionnement du convergent symétrique linéaire, se trouvaient dans la zone gauche, par rapport à la courbe B (voir figure I.15, ci-dessus), cela conduirait à la formation d'ondes de choc. Pour cette raison, l'auteur conseille les concepteurs des convergents linéaires d'essayer de se mettre toujours, entre les courbes A et B de la courbe de la figure I.15, ci-dessus.

I.9 Travaux de W.H.Hager & N.V.Bretz (1989) [27].

W.H.Hager et N.V.Bretz ont considéré que la courbe B donnée par T.W.Sturm en 1985 (figure I.15, page 16), ne représentait qu'une limite théorique de la performance d'un convergent linéaire symétrique travaillant en régime torrentiel. Dans un dessein d'augmenter cette performance, les deux chercheurs ont proposé d'inclure, sur le graphe de la figure I.15 page 16, une autre courbe; la courbe C, d'équation :

$$r = \frac{5}{4} \left[1 - \frac{\theta}{20} \right]$$

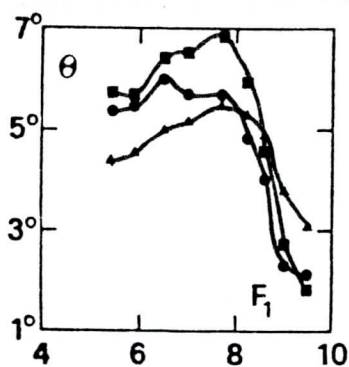
W.H.Hager et N.V.Bretz ont estimé que cette relation donnerait de bons résultats pour $0^\circ < \theta < 10^\circ$ et $F > 3$. Pour des valeurs données de F et r , les chercheurs ont estimé, que l'angle, optimal, de déviation des parois latérales θ peut être donné par l'expression :

$$\theta = \frac{1}{2.F_1} \left[\frac{1}{r} - 1 \right]$$

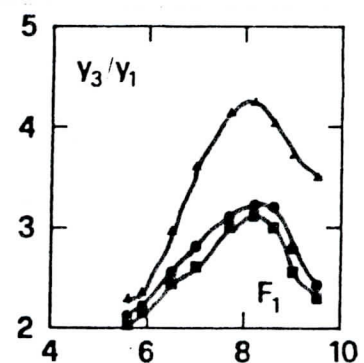
Le travail théorique terminé, les deux auteurs ont entamé des séries de mesures expérimentales sur un convergent symétrique et linéaire (figure I.14, page I.15). Les données sont:

- La section transversale est de forme rectangulaire :
- La pente du radier (α) est nulle :
- La largeur d'entrée (b_1) est égale à 50 cm :
- Le débit d'entrée (Q) varie entre 8 et 100 l/s :
- Le nombre de Froude (F_1) d'entrée varie entre 5 et 10.

Quelques résultats, du travail expérimental des deux chercheurs, sont donnés dans la figure ci-dessous (figure I.16.a et b).



a) L'angle de convergence des parois latérales (θ) en fonction du nombre de Froude (F_1)



b) Les hauteurs relatives (h_3/h_1)

Figure I.16 : Comparaison des résultats théoriques de T.W.Sturm (●) et W.H.Hager et N.V.Bretz (■) avec les séries de mesures (▲) [27]

De ces séries de mesures, il en est ressorti, que, l'approche de T.W.Sturm est mieux appropriée pour les nombres de Froude d'entrée (F_1) < 4. Dans le cas contraire, celle de W.H.Hager et N.V.Bretz donne les meilleurs résultats.

L10 Travaux de W.H.Hager & R.O.Sinniger (1988) [23]

W.H.Hager et R.O.Sinniger ont, également, travaillé sur les ondes de choc, qui résultent lors du passage d'un écoulement d'eau, en régime torrentiel, à travers des canaux non prismatiques, tel que les convergents, et ce, en utilisant, la représentation graphique (figure I.7, page 9) donnée par A.T.Ippen et J.H.Dawson.[2].

Les deux chercheurs ont confirmé, aussi, expérimentalement, que, si les conditions d'écoulement, à l'amont (1) du convergent et à l'aval (2), sont telles, que, $F_1 > 1$ et $F_2 > 1$, tout changement de la largeur du canal provoquerait un système d'ondes de choc.

W.H.Hager et R.O.Sinniger ont donné une procédure permettant de dimensionner les convergents symétriques et linéaires travaillant en régime torrentiel.

Les auteurs ont indiqué, que pour, avoir un dimensionnement correct du convergent, il est conseillé de travailler avec le système ci-dessous :

$$\frac{h_{i+1}}{h_i} = \frac{\text{tang } \beta_i}{\text{tang } (\beta_i - \theta)} \quad (1)$$

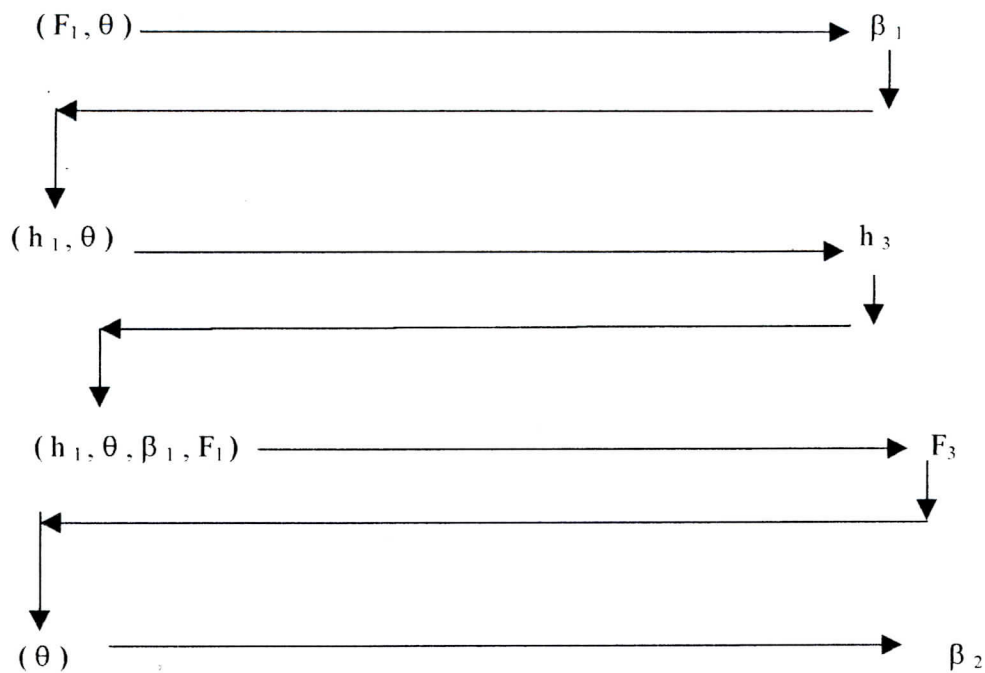
$$\sin \beta_i = \left\{ \frac{1}{F_i} \left[\frac{\text{tang } \beta_i}{\text{tang } (\beta_i - \theta)} \cdot \frac{\text{tang } \beta_i}{\text{tang } (\beta_i - \theta)} + 1 \right] \right\}^{1/2} \quad (2)$$

$$\frac{F_{i+1}}{F_i} = \frac{\sin \beta_i}{\sin (\beta_i - \theta)} \left[\frac{h_{i+1}}{h_i} \right]^{3/2} \quad (3)$$

Avec : $i = 1, 2$

Si, $i = 1$, les relations se rapportent au tronçon AB. Pour $i = 2$, elles se rapportent au tronçon BC des figures I.7, page 9 et I.14 de la page 15.

Schématiquement, cela s'écrit :



Pour utiliser à bon escient ce schéma, il faut, commencer par fixer les valeurs du nombre de Froude d'entrée (F_1) et l'angle de déviation des parois latérales (θ). L'utilisation de la relation (2) permet de calculer la valeur du premier angle de l'onde de choc (β_1), avec, ces trois (3) données et en employant la relation (1), le calcul de la valeur de la hauteur d'eau (h_3), à l'aval du convergent, devient aisé. L'emploi de la relation (3) et avec les quatre données, donnera la valeur du nombre de Froude à l'aval du convergent (F_3). L'utilisation, une seconde fois, de la relation (2) permet d'avoir la valeur du deuxième angle de l'onde de choc (β_2).

Les travaux de W.H.Hager et R.O.Sinniger, sur les divergents courbés travaillant en pente du radier horizontale, montrent, qu'avec, l'élargissement du canal, la hauteur d'eau diminue, l'angle de l'onde de choc (β_1) augmente. (figure I.17, ci-dessous).

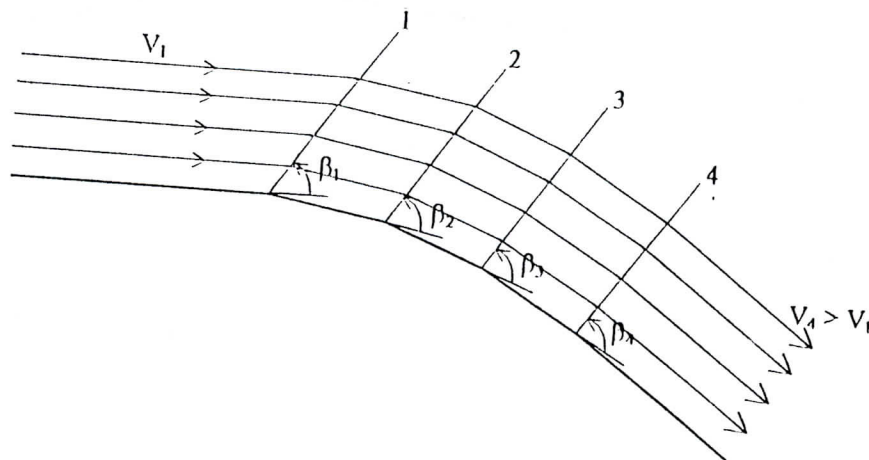


Figure I.17 : Ondes de choc dues à une paroi concave [23 et 43]

En dernier lieu, les deux chercheurs ont préconisé l'emploi des zones de transition courbes, pour les tronçons de canal en forme de divergents, ce qui est en accord, avec, les travaux de Rouse, Bootha et Hsu (page 5, ci-dessus), tandis que, les convergents linéaires conduisent aux solutions les plus optimales, ce qui est en accord avec les travaux de Ippen et Dawson (page 9, ci-dessus).

I.11 Travaux de W.H.Hager (1992) [30].

W.H.Hager a confirmé, que, l'angle de l'onde de choc (β) est toujours supérieur à l'angle de déviation des parois latérales (θ). Dans les cas où la répartition des vitesses est uniforme, celle des pressions est hydrostatique et si, en plus $F_1 \cdot \sin \beta > 1$, l'auteur conseille l'emploi de la relation suivante :

$$Y = \frac{h_3}{h_1} = \sqrt{2} \cdot F_1 \cdot \sin \beta - 0,5$$

W.H.Hager a, en outre, montré que, la relation suivante est valable, tant que, le nombre de Froude à l'entrée du convergent (F_1), reste supérieur à 2 et l'angle de choc (β) inférieur à 45° .

$$\beta = \theta + \frac{3}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot F_1}$$

$$F_2 = \frac{F_1 \cdot \cos^2 \beta}{\sqrt{2} \cdot \sin \beta \cdot \left[1 - \frac{1}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot F_1 \cdot \sin \beta} \right]}$$

Pour le dimensionnement des convergents symétriques et linéaires travaillant en régime torrentiel, le chercheur préconise l'emploi de la relation suivante :

$$\text{Arctang } \theta = \frac{1}{2 \cdot F_1} \left[\frac{b_1}{b_3} - 1 \right]$$

Pour les grandes valeurs du nombre de Froude d'entrée, les résultats doivent être vérifiés vis à vis de l'engorgement.

Il est intéressant de noter qu'il existe, un type tout à fait particulier de convergents ; ce sont les convergents en forme d'éventail à radiers convexes (figure.I.18, ci-dessous). L'apparition de cette classe de convergents est due aux travaux de G.Anastasi [20 et 30]. Après d'énormes séries d'expériences, l'auteur affirme que ce convergent permet de supprimer, en grande partie, les ressauts hydraulique obliques même, avec des débits d'entrée très différents du débit avec lequel était conçu le convergent.

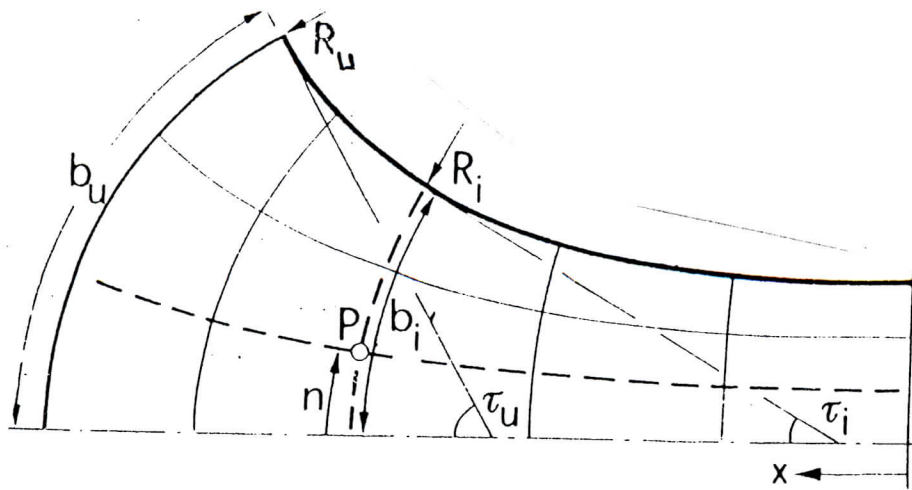


Figure I.18 : Rétrécissement en forme d'éventail [20 et 30]

La forme du radier de ce convergent est donnée sur la figure I.19. ci-dessous.

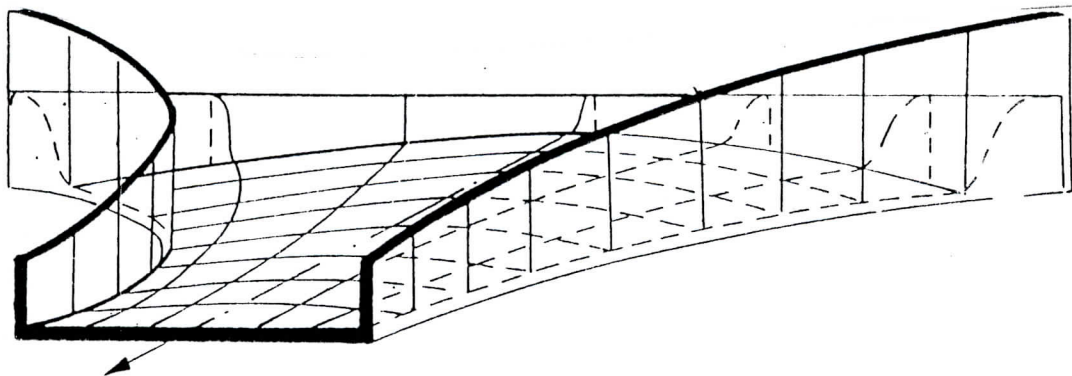


Figure I.19 : Vue en perspective de la géométrie courbe du radier[20 et 30]

I.12 Travaux de A.Berreksi & A.Bouhadji (1993) [35]

En vue de l'obtention de leur diplôme d'Ingénieur d'état en Hydraulique, A.Berreksi et A.Bouhadji, sous la direction de A.Belhadj, de l'Ecole Nationale Polytechnique, ont présenté un travail purement numérique sur la détermination de la ligne d'eau résultant d'un écoulement à travers les convergents et les divergents.

Après plusieurs essais, A.Berreksi et A.Bouhadji ont pu, finalement, donner un outil numérique très puissant pour simuler la surface libre de l'eau suite au passage de différents types d'écoulements. Quelques résultats de leurs travaux sont donnés sur la figure I.20, ci-dessous.

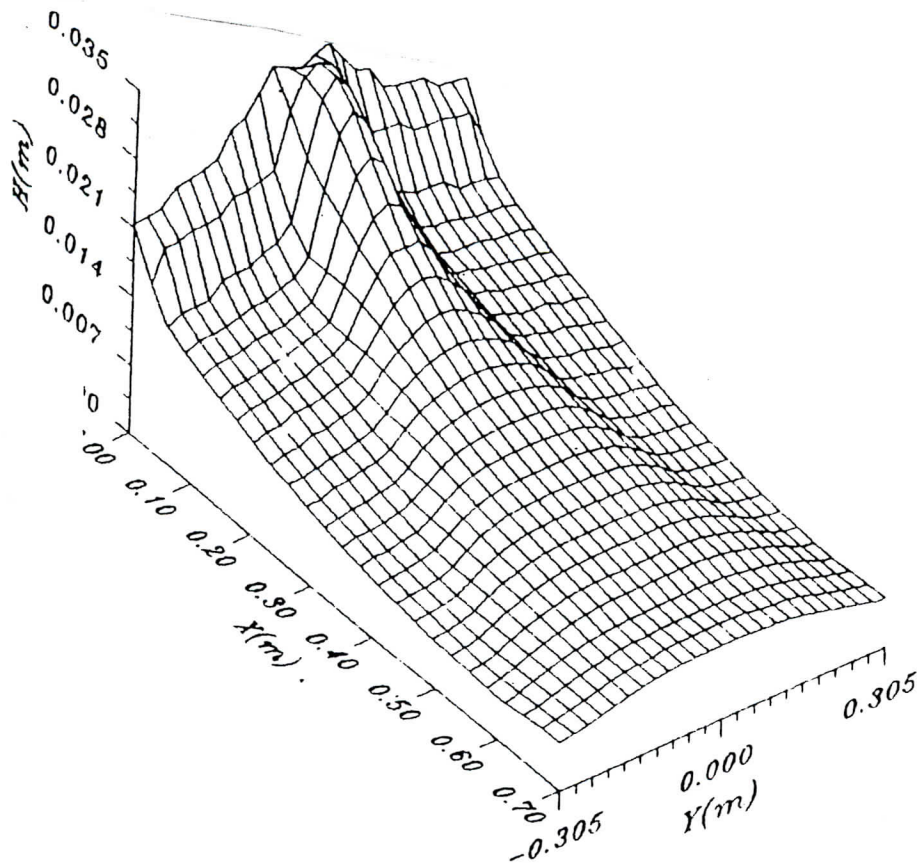


Figure I.20 : Représentation tridimensionnelle de la surface libre dans un convergent linéaire [35]

I.13 Travail de H.Chanson (1995) [38]

En 1995, H.Chanson avait présenté un travail purement expérimental sur les ressauts hydrauliques ondulés. Plusieurs séries de mesures ont été effectuées dans un canal rectangulaire, de longueur 20m et de largeur 0.25m. La pente du radier était ajustable entre 0 et 4°.5.

Des travaux de H.Chanson, il en est ressorti que :

- L'existence des ondes de choc est intimement liée à l'interaction entre le ressaut hydraulique produit et les couches limites créées par les parois latérales.
- La distribution de la pression, en amont du ressaut hydraulique produit, à une influence très importante sur les caractéristiques de ce dernier.
- Si, la couche limite turbulente est entièrement développée, le profil des vitesses suit une loi polynomiale.
- Les ondes de choc apparaissent dans une zone d'écoulement torrentiel.
- La valeur de l'angle de l'onde de choc augmente sensiblement, avec le nombre de Froude d'entrée.
- Dans la zone d'apparition des ondes de choc, le profil des pressions est hydrostatique et celui des vitesses est, à peu près, polynomiale .

L'intérêt, en ce qui nous concerne, dans le travail de H.Chanson, réside dans le fait qu'un écoulement, même, s'il ne traverse pas un divergent ou un convergent, peut donner naissance à des ondes de choc.

I.14 Travaux de M .Oukacha & M .Lecheheb (1995) [39]

En vue de la détermination de la ligne d'eau d'un écoulement traversant des convergents et des divergents, en pente forte, un travail purement numérique a été entrepris au sein de l'Ecole Nationale Polytechnique. Ce travail vient compléter et enrichir un travail déjà entrepris par Berreksi, A, en 1993, à la même école.

Après plusieurs mois de travail, M.Oukacha et M.Lечеheb, sous la direction de S.Benmamar et A. Berreksi, ont pu simuler la surface libre de l'eau et ce pour plusieurs types d'écoulement, de larges gammes de sections transversales et diverses formes de singularité.

1.15 Travaux de H .Chaudhry & M .Rahman (1997) [42]

H.Chaudhry et M.Rahman sont, depuis longtemps, connus par leurs travaux dans le domaine de la simulation numérique des écoulements traversant des singularités, mais, cette fois ci, les deux chercheurs, au lieu d'utiliser un maillage fixe, comme à l'accoutumée, ont utilisé un maillage adaptatif (mobile) qui se déforme de lui même en fonction de l'évolution de la solution au cours du temps, en utilisant l'approche théorique donnée par les deux chercheurs M.M.Rai et D.A.Anderson[42].

I.16 Travaux de A .Berreksi (1998) [43]

C'est depuis 1993, que, A.Berreksi, sous la direction de A.Belhadj, a entrepris un travail de recherche, purement numérique sur la simulation des écoulements à surface libre traversant des divergents et des convergents.

Lors de la soutenance de sa thèse de Magister en hydraulique, à l'Ecole Nationale Polytechnique, A.Berreksi a montré, en utilisant plusieurs schémas de résolution numérique des équations aux dérivées partielles gouvernant les écoulements graduellement variés non permanents (équations de Saint Venant) que :

- 1- Le schéma de Mac Cormack donne les meilleurs résultats, si, la pente du radier est relativement faible.
- 2- Le schéma de Gabutti est plus approprié, dans le cas des pentes fortes du radier.

II : Conclusion sur l'état de connaissance

De cet exposé, il apparaît clairement que, depuis les premières études sur les écoulements traversant les singularités, types convergents - divergents et jusqu'à nos jours, le problème est toujours d'actualité, surtout s'il sont accompagnés de ressauts obliques (ondes de choc).

S'il est vrai, que, du point de vue numérique et théorique, les choses ont nettement évolué, la voie expérimentale, quant à elle, vu le nombre des études expérimentales faites, est un petit peu à la traîne, surtout, en ce qui concerne les divergents travaillant en pente raide. Pour cette raison, nous avons jugé utile d'essayer de déterminer, expérimentalement, l'influence de deux paramètres; le débit et la pente du radier, sur l'allure de la surface libre de l'eau. Ce faisant va nous permettre d'avoir une plus grande compréhension du phénomène du ressaut oblique (onde de choc) et par la même essayer de proposer des solutions pratiques, qui pourraient atténuer l'effet nocif de ces ressauts sur les édifices jouxtant les parois latérales.

CHAPITRE II

FORMULATION MATHÉMATIQUE DES ÉCOULEMENTS DANS LES SECTIONS VARIABLES

Introduction

Le problème des écoulements d'eau à travers des sections hétérogènes à surface libre est très délicat s'il est pris avec tous les paramètres qui vont avec lui: nature des parois et du fond, entraînement d'air, changements de pente, de direction et de section, présence de la surface libre, rapidité ou lenteur de l'écoulement, permanence et uniformité du régime ... etc., c'est pour ces raisons qu'il ne faut point s'étonner que les équations régissant ce type d'écoulement ne datent pas de très longtemps.

L'extrême complexité rencontrée par les Hommes à décrire de tels mouvements a conduit l'illustre savant Galilée (1564 - 1642) à dire : « Je préfère, de loin, étudier le mouvement des galaxies lointaines que d'essayer d'étudier le mouvement d'un ruisseau coulant sous mes pieds »!

Le mouvement d'un volume liquide est gouverné par les lois fondamentales de la physique des milieux continus, à savoir:

- Loi de conservation de la masse.
- Loi de conservation de l'énergie.
- Loi de conservation de la quantité de mouvement.

II.A / Plan de référence et hypothèses

II.A.1 / Plan de référence

Considérons un écoulement à surface libre bidimensionnel en régime non permanent traversant un canal non prismatique dont le repère orthonormé est lié au fond du canal (figure II.1, ci-dessous).

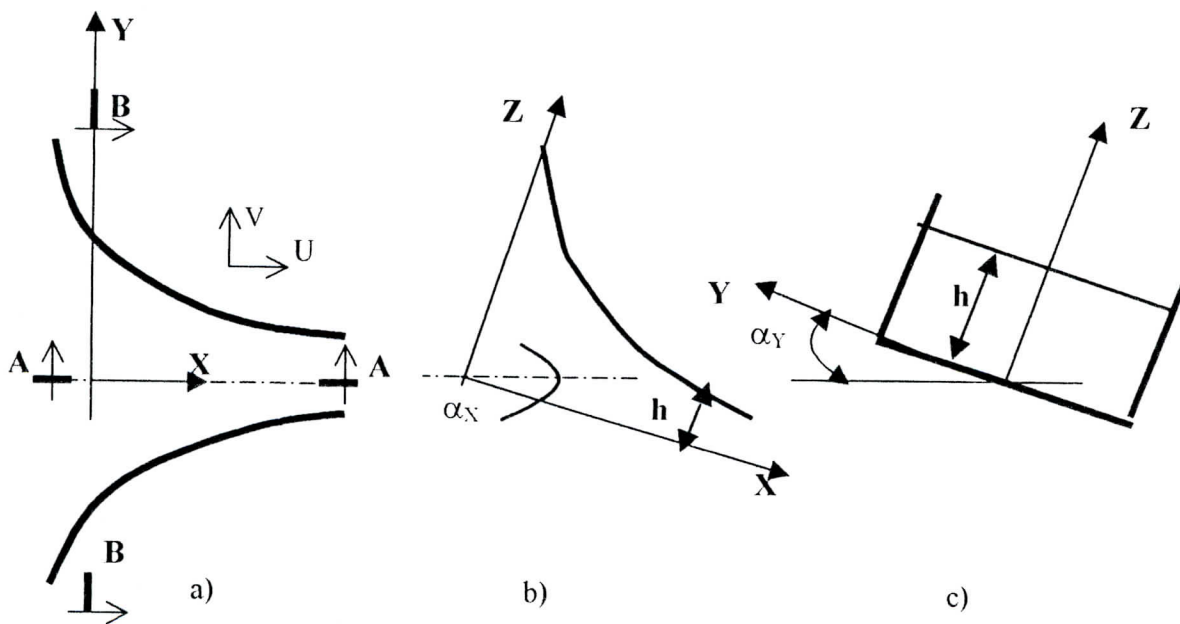


Figure II.1: Écoulement dans un canal non prismatique[43]

a) Vue en plan b) Section A-A c) Section B-B

L'écoulement est défini dans l'espace et dans le temps par deux variables, à savoir:

- La profondeur d'écoulement $h = h(x, y, t)$
- La vitesse V qui a pour composantes u et v suivant les deux directions de x et y respectivement.

$$\vec{V} = u(x, y, t) + v(x, y, t)$$

II.A.2 / Hypothèses

Les principales hypothèses émises sont les suivantes:

1. Le fluide est incompressible [19,43].
2. La répartition des vitesses est uniforme sur une verticale (chaque vitesse calculée représente une vitesse moyenne) [29,43].
3. La vitesse verticale de l'écoulement est faible par rapport à la vitesse longitudinale [43].
4. La courbure des lignes de courant est faible [43].
5. L'accélération verticale d'une particule est faible par rapport à l'accélération de la pesanteur (conséquence de 4) [43].
6. La répartition des pressions est hydrostatique (conséquence de 4 et 5) [43].
7. Le coefficient de résistance aux frottements pour l'écoulement non permanent peut être représenté globalement par les formules de la résistance du même type que celles qui sont valables dans un écoulement permanent (formule de Chézy ou de Manning)[26, 35, 43].
8. Les contraintes tangentielles au fond du canal sont prépondérantes sur les autres contraintes [43].
9. L'accélération de Coriolis est négligée [17, 43].
10. L'effet de l'entraînement d'air est négligé [43].
11. Les forces extérieures appliquées à l'élément de volume sont la force de pression, la force de gravité et la force de frottement [43].

II.B / Mise en équation

Considérons un volume de contrôle constitué par un prisme élémentaire de base $\Delta x \Delta y$ et de hauteur h (figure II.2, ci-dessous).

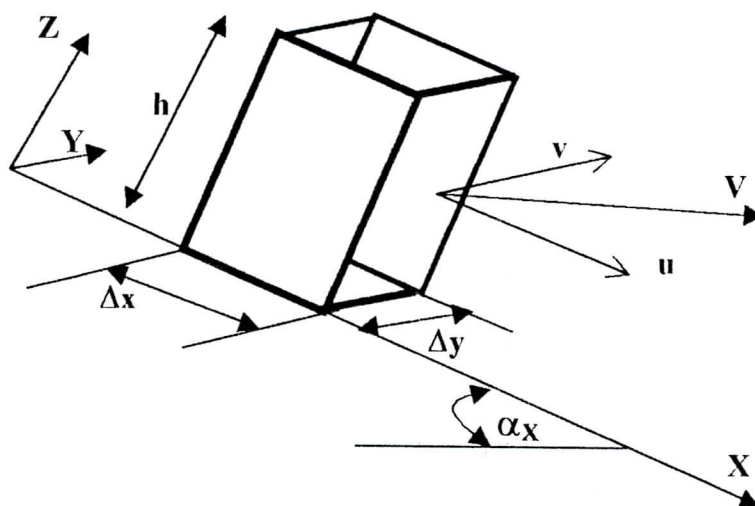


Figure II.2 : Volume de contrôle élémentaire [43]

Il y a trois inconnues à déterminer en chaque point en fonction du temps t , h , u et v . On a besoin donc de deux couples de lois : masse - énergie et masse - quantité de mouvement. Cependant ces deux couples ne sont pas équivalents, car le premier couple n'est valable que pour les écoulements continus, alors que le deuxième est applicable pour le cas continu et discontinu. Vu la nature des écoulements torrentiels, avec ce qu'ils engendrent

comme ondes de choc qui est, en quelque sorte, une discontinuité de l'écoulement, le choix du couple masse - quantité de mouvement est plus indiqué. [43]

II.B.1 / Equation de continuité

L'équation de continuité traduit le principe de conservation de la masse. Elle exprime que le fluide est continu, ce qui signifie qu'aucun fluide ne peut ni être créé, ni disparaître dans un volume donné. Pendant l'intervalle de temps Δt , la variation de la masse fluide dans l'élément de volume, de base $\Delta x \cdot \Delta y$ et de hauteur h est :

- Suivant x :

$$[\rho u h(x, y, t) - \rho u h(x + \Delta x, y, t)] \Delta y \Delta t$$

- Suivant y :

$$[\rho v h(x, y, t) - \rho v h(x, y + \Delta y, t)] \Delta x \Delta t$$

Le principe de conservation de la masse exprime l'égalité entre la variation de la masse fluide dans les deux directions x et y et la masse stockée dans l'élément de volume considéré : ce qui est formulé par :

$$\begin{aligned} \rho \Delta h \Delta x \Delta y = & [\rho u h(x, y, t) - \rho u h(x + \Delta x, y, t)] \Delta y \Delta t \\ & + [\rho v h(x, y, t) - \rho v h(x, y + \Delta y, t)] \Delta x \Delta t \end{aligned}$$

D'après la première hypothèse, ρ est constante. En divisant l'équation ci-dessus par $(\Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta t)$, et en faisant, par la suite, tendre ces grandeurs vers zéro, on obtient finalement l'équation suivante :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (u h)}{\partial x} + \frac{\partial (v h)}{\partial y} = 0$$

II.B.2/ Equation de conservation de la quantité de mouvement

La variation de la quantité de mouvement dans l'élément du volume de contrôle pendant l'intervalle de temps Δt , doit être égale à la somme de l'accroissement de la quantité de mouvement et la somme des forces extérieures appliquées sur l'élément du volume de contrôle pendant le même intervalle de temps.

La variation de la quantité de mouvement dans l'élément du volume de contrôle pendant l'intervalle de temps Δt est :

- Suivant x :

$$[(\rho h u \Delta x \Delta y)_t - (\rho h u \Delta x \Delta y)_{t+\Delta t}]$$

- Suivant y :

$$[(\rho h v \Delta x \Delta y)_t - (\rho h v \Delta x \Delta y)_{t+\Delta t}]$$

Par ailleurs, l'augmentation de la quantité de mouvement dans l'élément du volume de contrôle pris en considération est définie par la différence entre celle entrant par la section x (respectivement y) et celle sortant par la section $x + \Delta x$ (respectivement $y + \Delta y$) suivant la direction x (respectivement y). Cette augmentation est donnée par :

- Suivant x :

$$[(\rho h u^2 \Delta y \Delta t)_x - (\rho h u^2 \Delta y \Delta t)_{x+\Delta x}] + [(\rho h u v \Delta x \Delta t)_y - (\rho h u v \Delta x \Delta t)_{y+\Delta y}]$$

- Suivant y :

$$[(\rho h v^2 \Delta x \Delta t)_y - (\rho h v^2 \Delta x \Delta t)_{y+\Delta y}] + [(\rho h u v \Delta y \Delta t)_x - (\rho h u v \Delta y \Delta t)_{x+\Delta x}]$$

Les principales forces extérieures agissant sur l'élément du volume de contrôle pendant le même intervalle de temps Δt sont dues à :

II.B.2.1 / Force de pression

L'hypothèse d'une répartition hydrostatique des pressions sur une section verticale d'un écoulement en canal à ciel ouvert (hypothèse 6°) n'est valide que si la courbure des lignes de courant est suffisamment faible (hypothèse 4°) pour pouvoir négliger l'accélération verticale par rapport à l'accélération de la pesanteur g (hypothèse 5°). Par ailleurs, l'augmentation de la pente de fond d'un canal en écoulement à surface libre – cas d'une pente forte – aura un effet sur l'expression de la pression. En se référant au canal à forte pente, incliné d'un angle α par rapport à l'horizontale, illustré par la (figure II.3, ci-dessous).

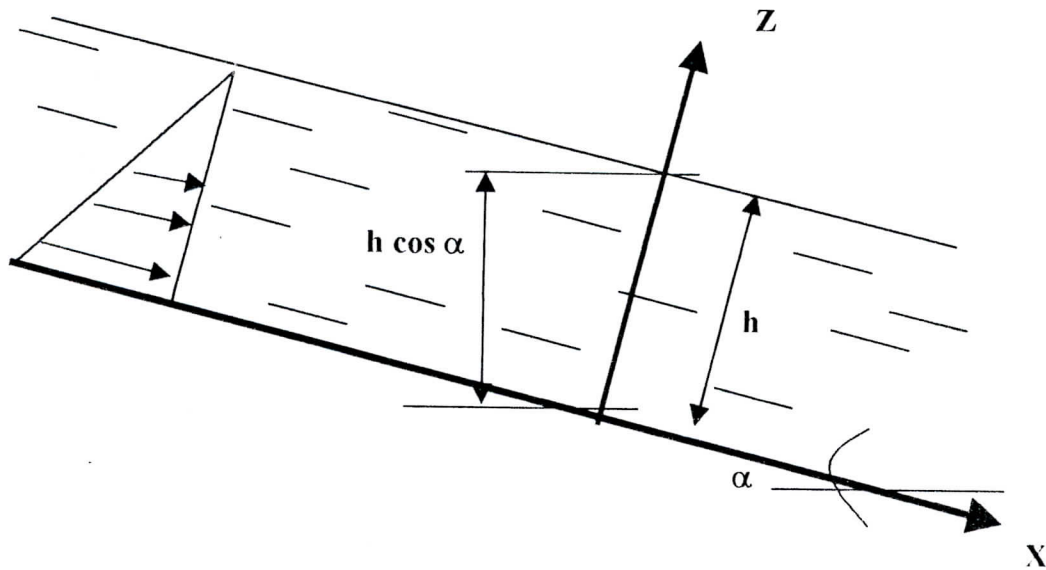


Figure II.3: Distribution de pression dans un canal incliné [43]

L'expression de la pression est alors donnée par la formule suivante :

$$P = \rho g h \cos \alpha$$

On constate que la pression dans un tel cas est multipliée par un facteur de correction « $\cos \alpha$ » [8], où α représente l'angle d'inclinaison du fond du canal avec l'horizontale, et h la hauteur d'eau mesurée perpendiculairement au fond du canal.

Dans l'hypothèse d'une répartition hydrostatique des pressions (hypothèse 6 °), les isobares sont des surfaces parallèles à la surface libre. La résultante des forces de pressions s'exerçant sur l'élément du volume de contrôle est telle que :

$$| F_P | = \rho g h \cos \alpha_x \Delta x \Delta y$$

En projetant cette résultante sur les deux axes x et y, il vient que :

- Suivant x :

$$F_{P_x} = -\rho g h \frac{\partial h}{\partial x} \cos \alpha_x \Delta x \Delta y$$

- Suivant y :

$$F_{P_y} = -\rho g h \frac{\partial h}{\partial y} \cos \alpha_x \Delta x \Delta y$$

II.B.2.2 / Force de gravité (poids)

La décomposition de la force de gravité F_g , correspondant à l'élément du volume de contrôle étudié, suivant les deux directions x et y nous donne :

- Suivant x :

$$F_{g_x} = \rho g h \Delta x \Delta y \sin \alpha_x$$

- Suivant y :

$$F_{g_y} = \rho g h \Delta x \Delta y \sin \alpha_y$$

II.B.2.3 / Force de frottement

La force de frottement F_f est proportionnelle à la surface de contact eau - fond : puisque le fond est supposé relativement plat, cette surface est égale pour l'élément du volume de contrôle considéré à $\Delta x \Delta y$. D'autre part, cette force est aussi proportionnelle au carré de la vitesse et dirigée au sens opposé de l'écoulement. Elle est donc donnée par l'expression suivante :

$$F_f = - \frac{1}{2} \rho C_f V \rightarrow |V| \Delta x \Delta y$$

D'après Chézy [19 et 39] le coefficient de frottement, $C_f = \frac{2.g}{C^2}$

Où, C : représente le coefficient de Chézy

De nombreux hydrauliciens ont proposé plusieurs expressions du coefficient de Chézy. Nous citerons par exemple celles de Bazin, de Prony, de Kutter, de Manning et de Stickler. A priori, ce coefficient dépend des paramètres hydrauliques - nature des parois -, et géométriques - forme de la section transversale - de l'écoulement [19 et 40].

On se propose dans notre cas d'utiliser la formule de Manning, dans laquelle le coefficient de Chézy est donné par la relation suivante [19]:

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6}, \text{ avec : } R_h = \frac{S_m}{p_m} = \frac{\text{Surface mouillée}}{\text{Périmètre mouillé}}$$

et n et R_h sont respectivement le coefficient de Manning, qui dépend de la nature des parois du canal, et le rayon hydraulique. Etant donné qu'on traite des canaux non prismatiques avec une section transversale rectangulaire (figure II.4, ci-dessous), alors :

$$R_h = \frac{B \cdot h}{B + 2h}$$

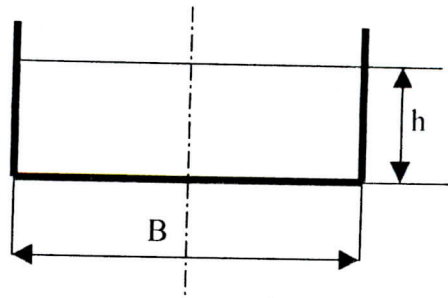


Figure II.4: Schéma d'une section transversale rectangulaire [43]

Avec, B : largeur du canal et h la hauteur du tirant d'eau

De plus, puisque le canal est symétrique, le rayon hydraulique devient :

$$R_h = \frac{b \cdot h}{b + h} \quad \text{avec : } b = \frac{B}{2}$$

Le principe de conservation de la quantité de mouvement s'écrit alors :

- Suivant x :

$$\begin{aligned} & [(\rho h u \Delta x \Delta y)_t - (\rho h u \Delta x \Delta y)_{t+\Delta t}] = [(\rho h u^2 \Delta y \Delta t)_x - (\rho h u^2 \Delta y \Delta t)_{x+\Delta x}] + \\ & [(\rho h u v \Delta x \Delta t)_y - (\rho h u v \Delta x \Delta t)_{y+\Delta y}] + \left[-\rho g h \frac{\partial h}{\partial x} \cos \alpha_x \Delta x \Delta y + \right. \\ & \left. + \rho g h \sin \alpha_x \Delta x \Delta y - \rho h n^2 \left[\frac{b+h}{b \cdot h} \right]^{1/3} u \cdot (u^2 + v^2)^{1/2} \cdot \Delta x \Delta y \right] \Delta t \end{aligned}$$

- Suivant y :

$$\begin{aligned} & [(\rho h v \Delta x \Delta y)_t - (\rho h v \Delta x \Delta y)_{t+\Delta t}] = [(\rho h v^2 \Delta y \Delta t)_y - (\rho h v^2 \Delta y \Delta t)_{y+\Delta y}] + \\ & [(\rho h u v \Delta x \Delta t)_x - (\rho h u v \Delta x \Delta t)_{x+\Delta x}] + \left[-\rho g h \frac{\partial h}{\partial x} \cos \alpha_x \Delta x \Delta y + \right. \\ & \left. + \rho g h \sin \alpha_y \Delta x \Delta y - \rho h n^2 \left[\frac{b+h}{b \cdot h} \right]^{1/3} v \cdot (u^2 + v^2)^{1/2} \cdot \Delta x \Delta y \right] \Delta t \end{aligned}$$

Divisons à présent les équations ci-dessus par $(\Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta t)$ et faisant tendre ensuite ces grandeurs vers zéro tout en sachant que ρ est constante (par hypothèse). Les équations dynamiques, suivant les deux directions x et y , sont respectivement [39,43]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial}{\partial t} (u h) + \frac{\partial}{\partial x} (u^2 h + g \frac{h^2}{2} \cos \alpha_x) + \frac{\partial}{\partial y} (u h v) = g h (S_{ox} - S_{fx}) \\ \frac{\partial}{\partial t} (v h) + \frac{\partial}{\partial y} (v^2 h + g \frac{h^2}{2} \cos \alpha_x) + \frac{\partial}{\partial x} (u h v) = g h (S_{oy} - S_{fy}) \end{array} \right.$$

Où, $S_{o(x,y)}$ et $S_{f(x,y)}$ sont dans l'ordre, les pentes de fond du canal et les pentes de frottement suivant x et y.

Avec,

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{ox} = \sin \alpha_x \\ S_{oy} = \sin \alpha_y \\ S_{fx} = \frac{n^2 u (u^2 + v^2)^{1/2}}{h} \left[\frac{b+h}{b \cdot h} \right]^{1/3} \\ S_{fy} = \frac{n^2 v (u^2 + v^2)^{1/2}}{h} \left[\frac{b+h}{b \cdot h} \right]^{1/3} \end{array} \right.$$

Le modèle mathématique de l'écoulement dans les canaux à section variables en termes de variables de l'écoulement (h, u, h, v, h) se résume à dans le système d'équations suivant:

$$\boxed{\begin{array}{l} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (u h) + \frac{\partial}{\partial y} (v h) = 0 \\ \frac{\partial}{\partial t} (u h) + \frac{\partial}{\partial x} (u^2 h + g \frac{h^2}{2} \cos \alpha_x) + \frac{\partial}{\partial y} (u h v) = g h (S_{ox} - S_{fx}) \\ \frac{\partial}{\partial t} (v h) + \frac{\partial}{\partial y} (v^2 h + g \frac{h^2}{2} \cos \alpha_x) + \frac{\partial}{\partial x} (u h v) = g h (S_{oy} - S_{fy}) \end{array}}$$

C'est un système d'équations aux dérivées partielles du type hyperbolique non linéaire. De telles équations ne peuvent être résolu mathématiquement que pour des cas très particuliers.

II.C / Conclusion

La forme très complexe de ce système le rend difficilement résoluble par voie théorique. Pour contourner cette difficulté on a recours à deux chemins bien distincts, mais complémentaires: le chemin numérique (discrétisation du système en utilisant les différences finies, les éléments finis...) et le chemin expérimental (modèles réduits). En ce qui nous concerne, nous optons, pour cette dernière, pour l'étude des écoulements torrentiels traversant des singularités tels que les divergents et les convergents.

CHAPITRE III

ESSAIS PRELIMINAIRES

Introduction

Devant la complexité rencontrée dans l'étude des écoulements traversant les canaux à section variable, les modèles réduits restent un artifice privilégié. Nous avons, donc, réalisé une expérimentation sur modèles réduits de divergent et de convergents afin d'étudier l'allure de la ligne d'eau.

III.A / Essais Préliminaires pour la détermination des dimensions optimales du divergent

Dans le but de déterminer les caractéristiques géométriques de notre modèle expérimental définitif (modèle sur lequel seront faites toutes les séries de mesures), des essais préliminaires s'avèrent incontournables.

Les modèles expérimentaux que nous avons réalisés dans le laboratoire d'Hydraulique de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger (E.N.P) sont en Plexiglas (figure III.1.a et III.1.b), comportant les parties suivantes :

- Un réservoir muni de plaques tranquilisatrices éliminant toute forme de vibration et de vague à la surface libre de l'eau.

Le réservoir est alimenté à partir d'un château d'eau (écoulement gravitaire), lui-même alimenté à l'aide de pompes centrifuges. Cette manière d'alimentation permet d'avoir des charges d'eau stables.

- Un tronçon de canal Divergent à variation linéaire de la section transversale.

- Les caractéristiques géométriques sont :

- *Hauteur des parois latérales : 300 mm

- *Largeur d'entrée : 200 mm

- *Largeur de sortie : 400 mm

- *Longueur du divergent : 950 mm

- Un canal prismatique allongé le divergent sur une longueur de 780 mm.

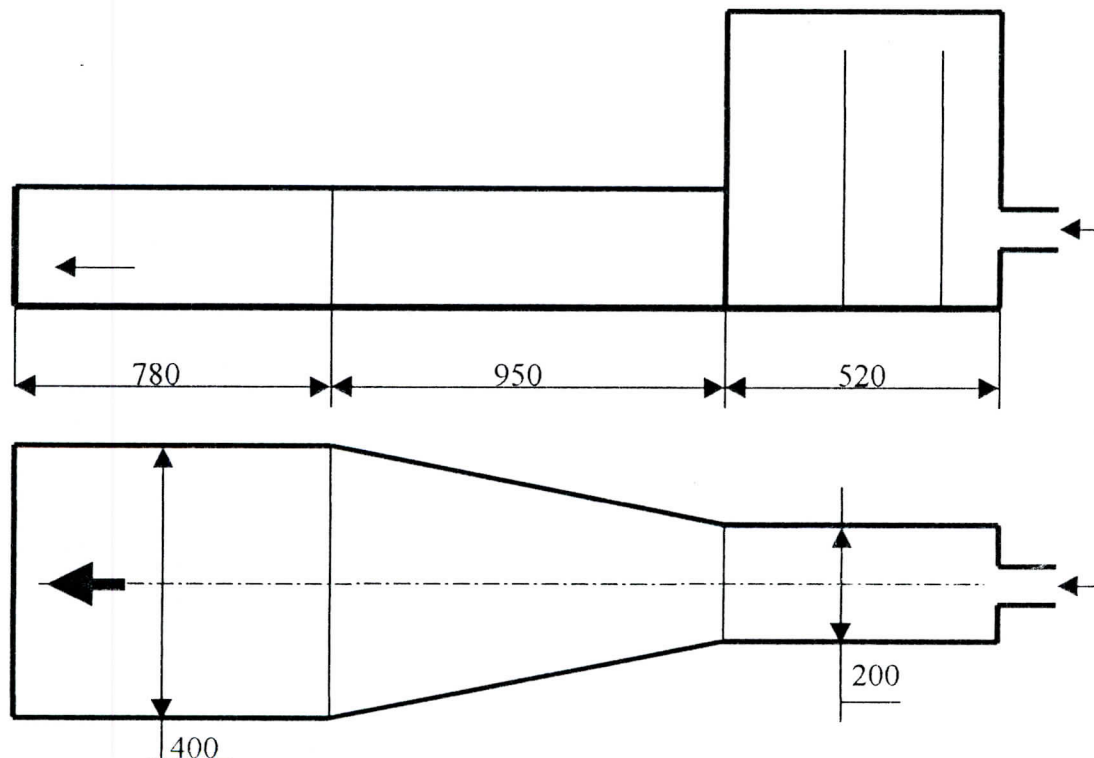
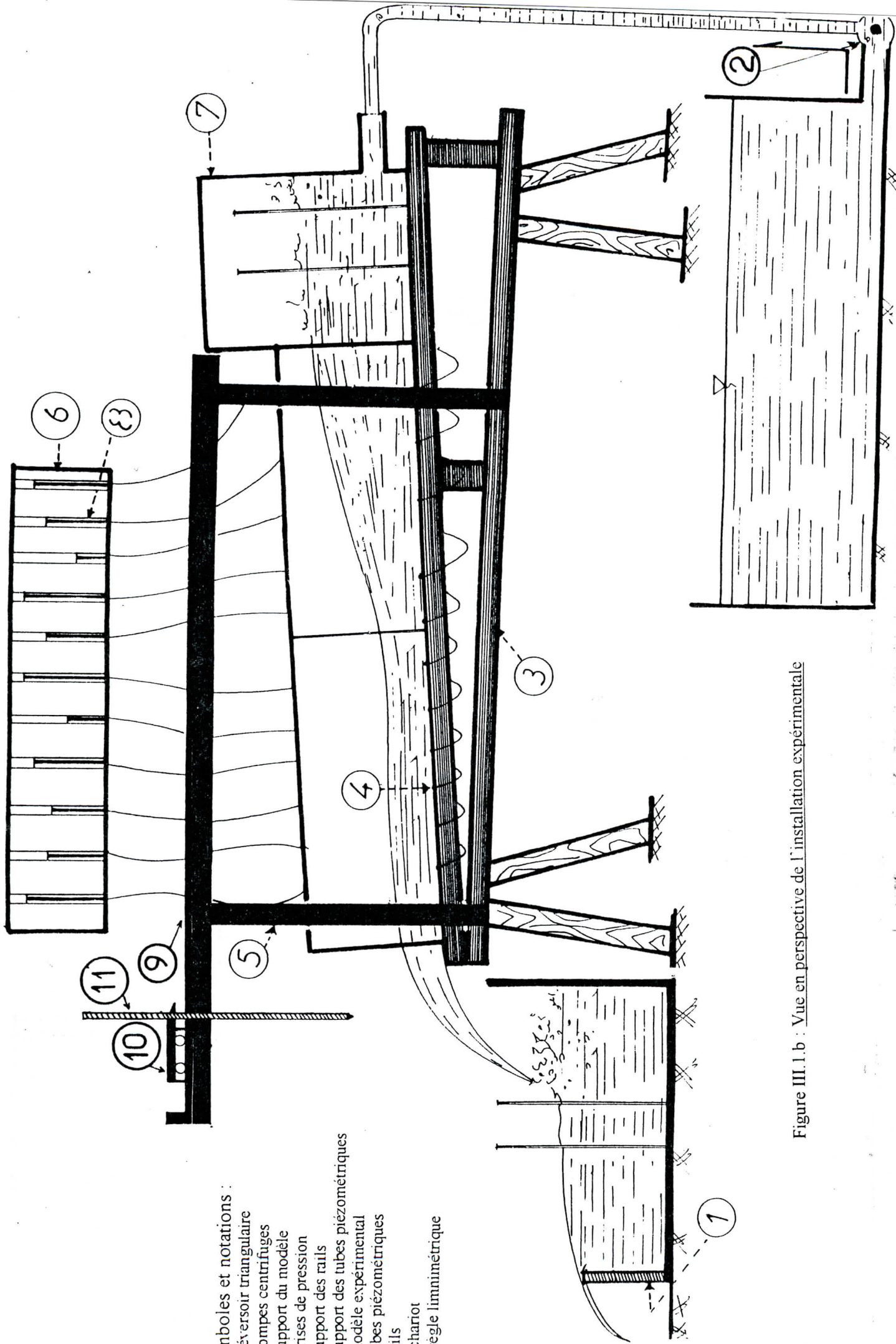


Figure III.1.a : Caractéristiques géométriques du divergent



Symboles et notations :

- 1 : déversoir triangulaire
- 2 : pompes centrifuges
- 3 : support du modèle
- 4 : prises de pression
- 5 : support des rails
- 6 : support des tubes piézométriques
- 7 : modèle expérimental
- 8 : tubes piézométriques
- 9 : rails
- 10 : chariot
- 11 : règle limnimétrique

Figure III.1.b : Vue en perspective de l'installation expérimentale

III.A.1 / Moyens de mesure

a) Moyens de mesure de la hauteur d'eau

La mesure de la hauteur d'eau en différents points du modèle s'effectue à l'aide d'un limnimètre monté sur un double chariot (1 et 2) qui se déplace, aussi bien sur l'axe médian du modèle (axe X) que sur l'axe Y (figure III.2, ci-dessous).

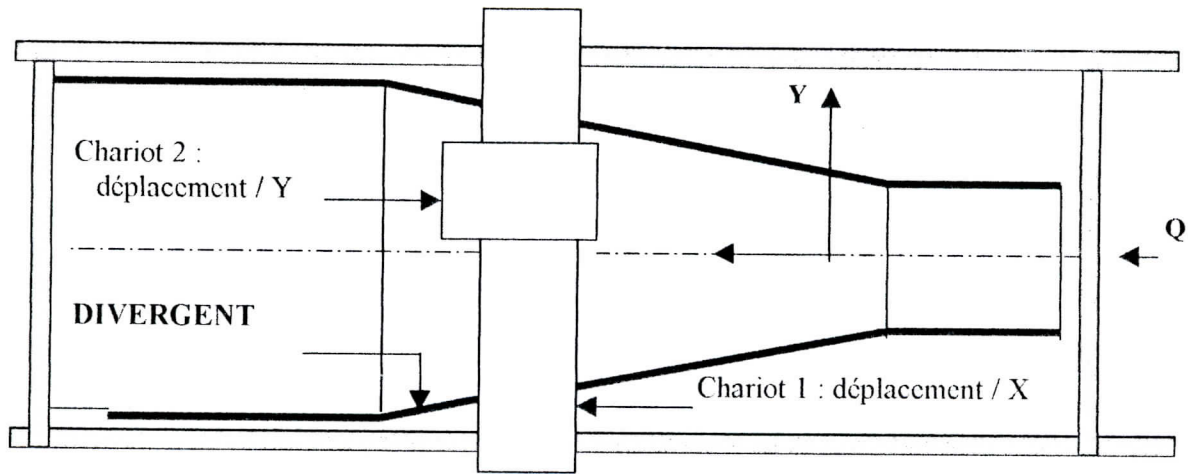


Figure III.2 : Dispositif de mesure de la hauteur d'eau

b) Moyen de mesure de la Vitesse

Les mesures de la vitesse sont réalisées au moyen d'un tube de Pitot double, de diamètre extérieur 3.4 mm, de longueur 200 mm et de masse 30 g [12].

La différence de pression ΔH entre la prise totale et la prise statique est fonction de la vitesse V , telle que :

$$2 \Delta H = k \rho V^2 \quad [7,12,17,19].$$

Avec,

- k : une constante déterminée par étalonnage, sa valeur étant très voisine de l'unité.
- ρ : masse volumique de l'eau.

Le tube de Pitot est placé en différents points d'une verticale émanant de chaque orifice de prise de pression, ce qui permettra de tracer les profils globaux des vitesses dans chaque section.

c) Moyen de mesure de la Pression au Fond du canal

La mesure de la pression au fond du canal s'effectue à l'aide de trente cinq (35) prises de pression de diamètre intérieur trois millimètres (3 mm) réparties sur tout le fond du canal (figure III.3, ci-dessous).

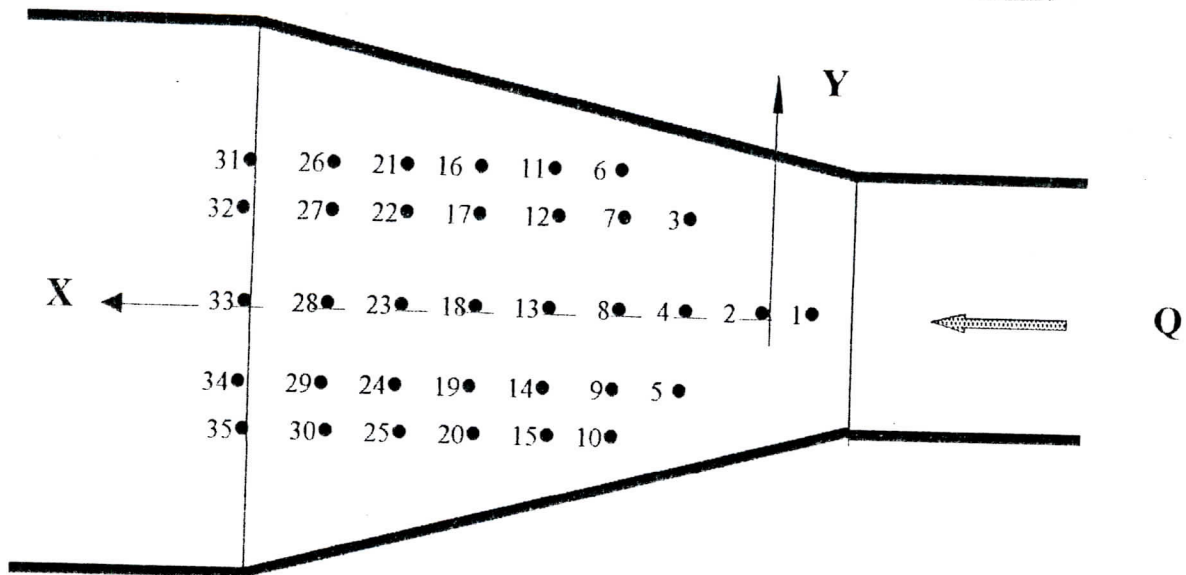


Figure III.3: Disposition des prises de pression

Les coordonnées des prises de pression sont données dans le tableau ci-dessus (tableau N° III.1).

Tableau N° III.1 : Coordonnées des prises de pression

N° de la prise de pression	X cm	Y cm	N° de la prise de pression	X cm	Y cm	N° de la prise de pression	X cm	Y cm
1	-10	0	13	35.5	0	25	65.5	-20.1
2	0	0	14	35.5	-10.1	26	78.5	18
3	5.5	10.4	15	35.5	-15.7	27	78.5	10
4	5.5	0	16	50.5	15.3	28	78.5	0
5	5.5	-9.8	17	50.5	9.8	29	78.5	-10.3
6	20.5	12.8	18	50.5	0	30	78.5	-20.5
7	20.5	10.2	19	50.5	-10.5	31	95.5	19.1
8	20.5	0	20	50.5	-15.7	32	95.5	10.1
9	20.5	-9.7	21	65.5	17	33	95.5	0
10	20.5	-13.7	22	65.5	10.1	34	95.5	-8.9
11	35.5	14.1	23	65.5	0	35	95.5	-19.1
12	35.5	10.1	24	65.5	-10.2			

d) Moyen de mesure du Débit

La mesure du débit est faite par le biais d'un déversoir de forme triangulaire (figure III.4, ci-dessous), préalablement étalonné [7,12,17,19,31,40,44]

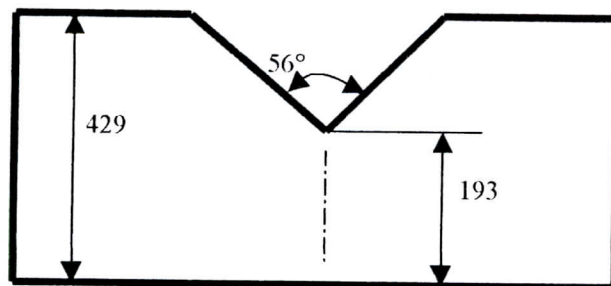


Figure III.4: Dispositif de mesure du Débit [7,12,17,19,31,40,44]

III.A.2 / Déroulement des expériences

Dans le but de déterminer les paramètres dimensionnels adéquats de notre modèle expérimental, plusieurs variantes ont été testées.

a) Premier modèle : Le Divergent Symétrique Sans Seuil

Les données de bases sont :

- Les débits d'entrée sont : 2, 5 et 7 l/s
- La largeur d'entrée : 200 mm
- La largeur de sortie : 400 mm
- La pente du radier α : 0° .

Phénomène observé

Au cours des essais, on a observé des ressauts ondulés. Ils sont caractérisés par des ondes de choc et des surélévations de la hauteur d'eau en forme de cloche. L'onde de choc observée n'est pas l'objet de notre étude, car, elle n'est pas le résultat d'un changement de direction ou de section. Pour cette raison, nous avons opté pour deuxième modèle.

b) Deuxième modèle : Le Divergent Symétrique Avec Seuil (figure III.5, ci-dessous).

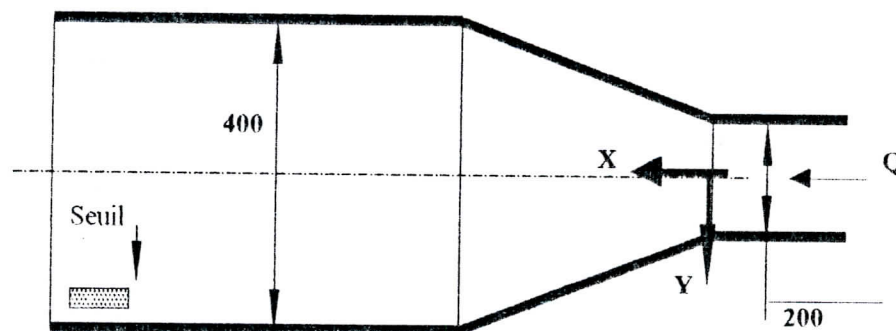


Figure III.5 : Forme du Divergent symétrique avec seuil

Selon l'emplacement du seuil (tableau N° III.2), plusieurs tests ont été entrepris, mais, à chaque fois, l'onde qui en résultait faisait partie d'un ressaut ondulé.

Tableau N° III.2 : Disposition du seuil

X (cm)	73	173	134	134	95	95	63	63	31.6	31.6
Y (cm)	0	20	0	20	0	20	0	16.6	0	13.3

c) Troisième modèle : Le Divergent Symétrique Modifié (figure III.6, ci-dessous).

Une série de tests a été faite sur ce modèle, mais, sans que les ondes de choc ne soient visibles. Une sous variante de ladite variante (divergent non symétrique modifié) a été construite, mais, en vain. Les ondes de choc sont toujours invisibles.

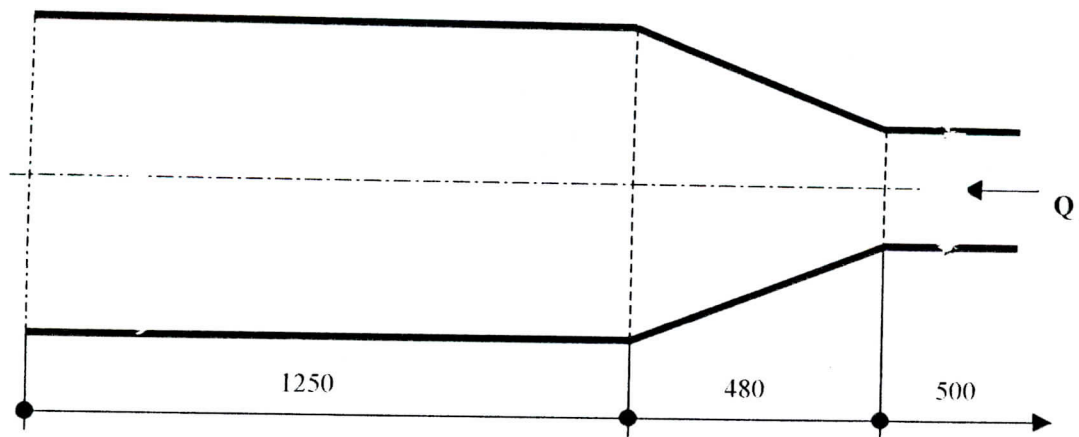


Figure III.6 : Forme du Divergent symétrique modifié

d) Quatrième modèle : Le Divergent Non Symétrique

Ce modèle a été réalisé en 4 variantes. La disposition générale des dites variantes, ainsi que les caractéristiques géométriques sont données par la figure III.7, ci-dessous et le tableau N° III.3.

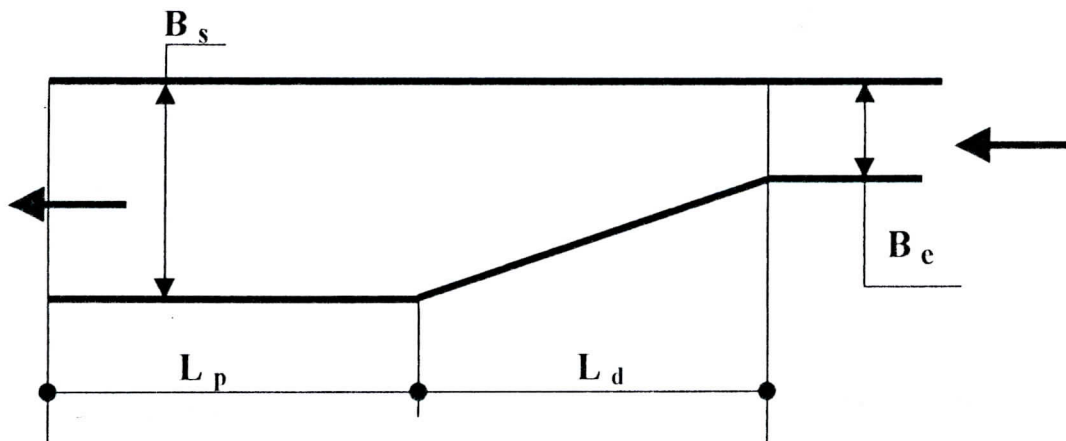


Figure III.7 : Forme du Divergent non symétrique

Tableau N° III.3 : Caractéristiques géométriques des différentes variantes

Paramètre géométrique		Largeur Amont B_e (mm)	Largeur Aval B_s (mm)	Longueur du Divergent L_d (mm)	Longueur Prismatique L_p (mm)
N° de La Variante	1	100	200	950	780
	2	80	180	950	780
	3	60	160	950	780
	4	100	200	480	1250

Une série de tests a été effectuée avec les quatre variantes ,mais, presque toutes restaient sans grands résultats.

III.A.3 / Conclusion

Seule la variante N° 3 a permis d'observer les ondes de choc résultant des écoulements torrentiels traversant les divergents. il est intéressant de faire remarquer que, l'apparition des ondes de choc est intimement liée avec le rapport [Largeur Amont / Largeur Aval].

III.B / Essais préliminaires pour la détermination des dimensions optimales du convergent symétrique et linéaire

Introduction

Dans le but de déterminer les caractéristiques géométriques idoines de notre modèle expérimental définitif (modèle sur lequel s'effectueront toutes les séries de mesures), les essais préliminaires s'avèrent indispensables. Le modèle expérimental que nous avons réalisé dans le laboratoire d'Hydraulique de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger est en Plexiglas (figure III.8 , III.9), il comporte de l'amont vers l'aval :

1) Le réservoir

Un réservoir de grande capacité est posé sur un support métallique de hauteur 1,85 cm. Il est muni de grilles tranquilisatrices pour atténuer toute forme de vibration à la surface libre de l'eau. Le réservoir est alimenté en eau à partir d'un château d'eau (écoulement gravitaire) lui-même alimenté à partir de pompes centrifuges (figure III.8 et III.9.a et III.9b).

2) Le premier canal prismatique

Un canal prismatique allonge le réservoir sur une longueur de 40 cm. Il est muni de grilles tranquilisatrices pour atténuer, encore, les vibrations restantes. Son rôle est d'assurer un écoulement plus au moins stable à l'entrée du tronçon convergent.

3) Le tronçon convergent

Le convergent utilisé est de forme linéaire et symétrique (appelé communément convergent entonnoir). Les caractéristiques géométriques sont :

- La largeur amont est de 50 cm.
- La largeur aval est de 25 cm.
- La longueur est de 70 cm.
- L'angle de déviation des murs latéraux est de 10°
- La hauteur des murs latéraux est de 30 cm.

3) Le deuxième canal prismatique

Un canal prismatique allonge le tronçon convergent sur une longueur de 165 cm.

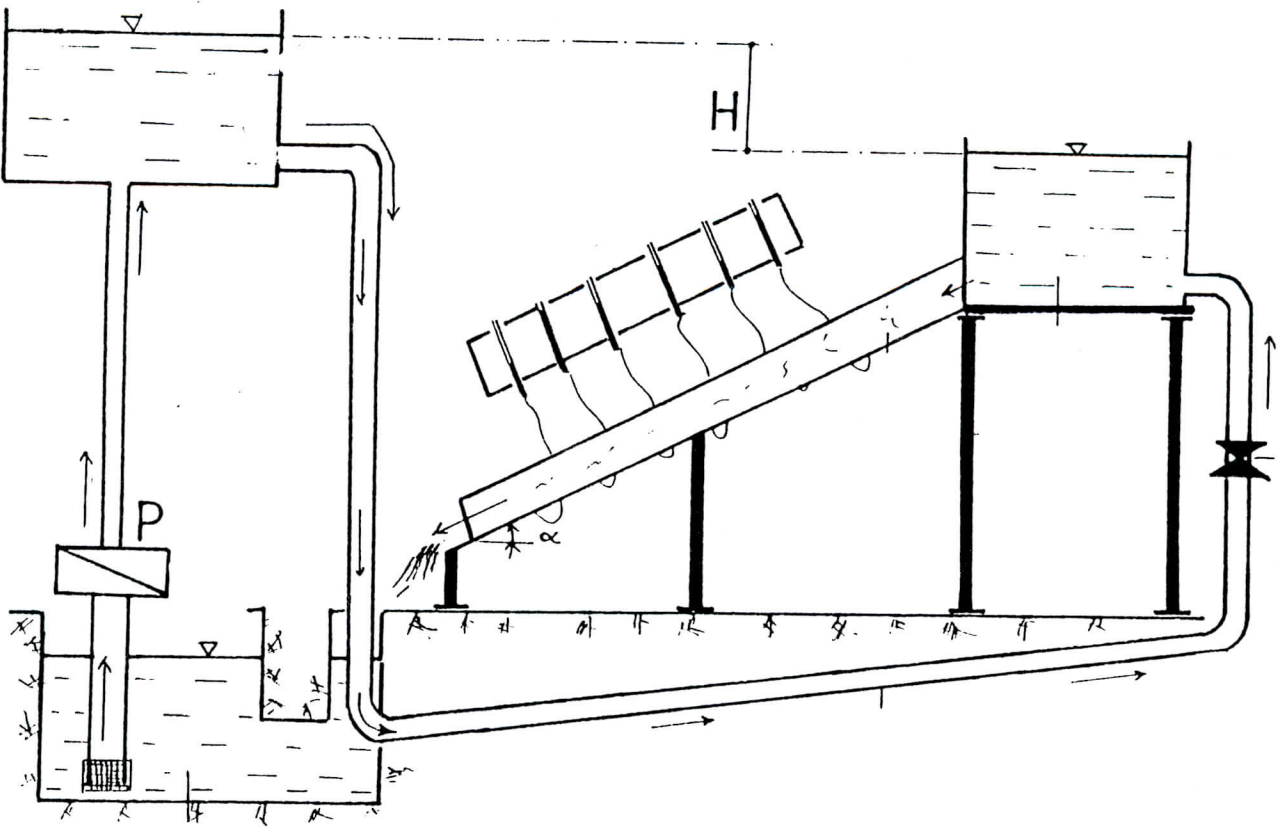


Figure III.8: Installation expérimentale

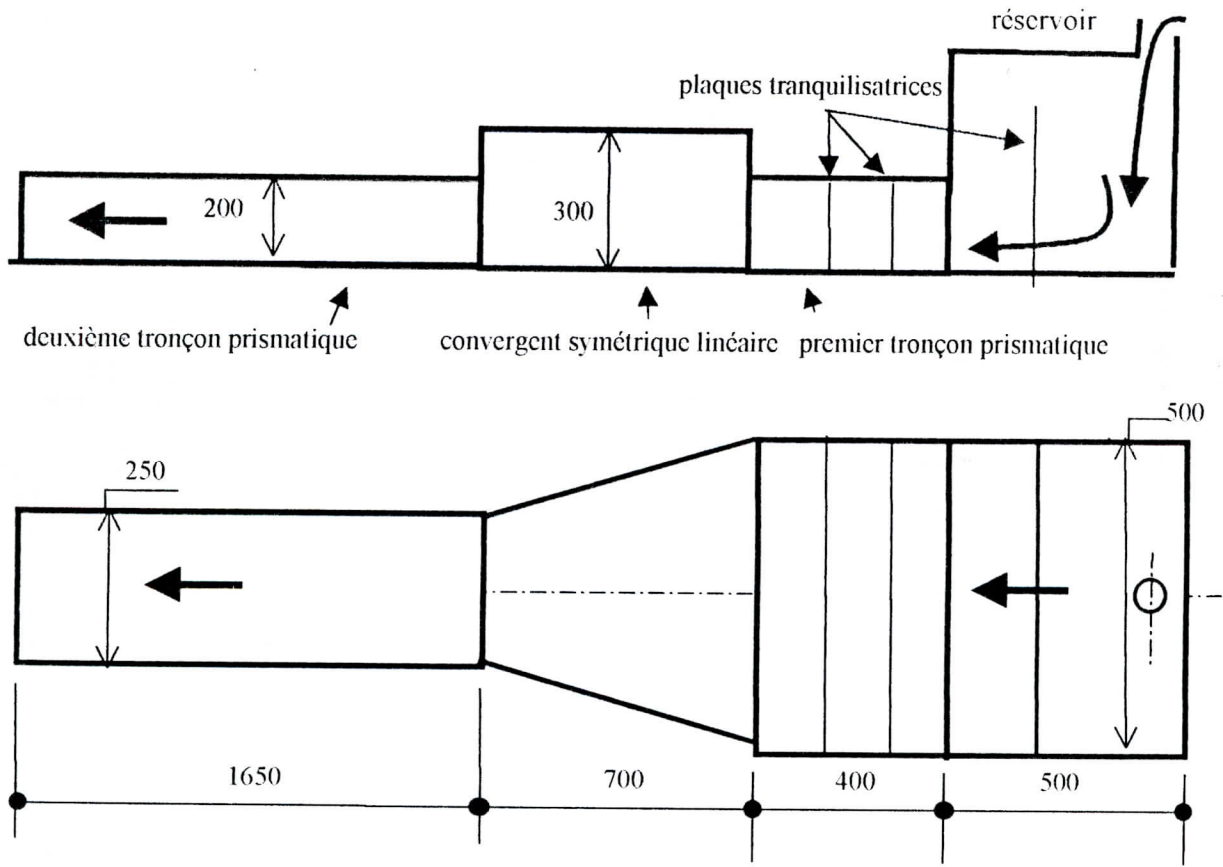


Figure III.9 : Détails du modèle expérimental

Remarque

La conception du convergent symétrique linéaire ne s'est pas faite de manière hasardeuse, mais en se basant sur les relations de :

1. Ippen et Dawson [2]:
$$L = \frac{b_1 + b_2}{2 \tan \theta}$$

2. Hager et Bretz [27]:
$$\text{Arctang } \theta = \frac{1}{2 F_1} \cdot \left[\frac{b_1}{b_2} - 1 \right]$$
, Avec; L = longueur total de la singularité
b1, b2 = respectivement largeurs amont et aval
 θ = angle de déviation des parois latérales
F1 = nombre de Froude à l'amont du convergent

III.C/ Essais préliminaires pour la détermination des dimensions optimales du convergent non symétrique linéaire

Introduction

Pour construire le convergent linéaire non symétrique, on prend le convergent linéaire symétrique ci dessus décrit et on le "coupe" axialement en deux (Figure III.10).

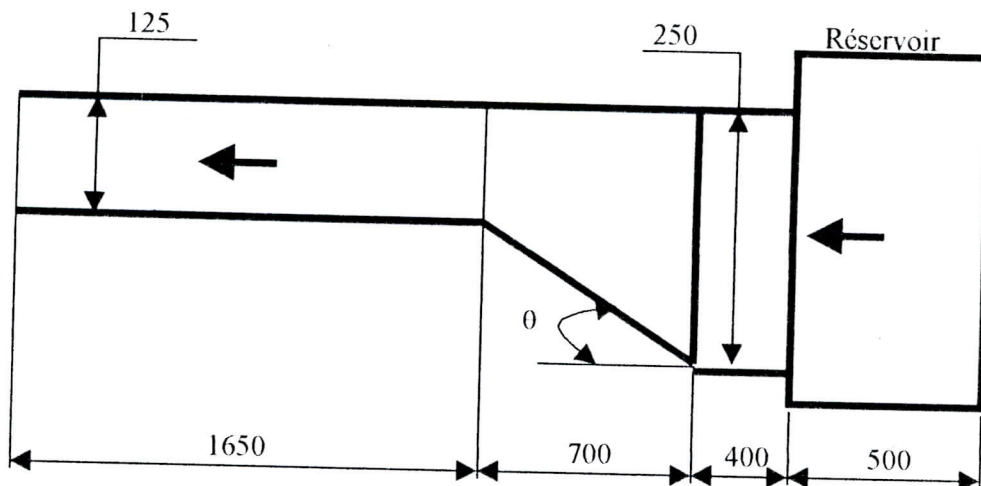


Figure III.10 : Schéma général du convergent non symétrique

Pour ce travail expérimental, nous avons testé notre modèle expérimental avec une pente du radier nulle et des débits variant de 5, 7 et 8.5 l/s. Nous avons constaté que les régimes d'écoulement qui en résultaient à chaque fois sont tous fluviaux. Pour cette raison, cette partie du travail expérimental ne sera faite qu'avec les pentes du radier allant de 5, 13.5 et 38°.

III.D / Conclusion

En conclusion de ce travail nous dirons que les essais sur les divergents seront réalisés avec le modèle de la figure III.7, page 37 et les essais sur le convergent symétrique seront faits sur le modèle expérimental de la figure III.9, page 39 et ceux relatifs au convergent non symétrique se réaliseront sur la figure ci-dessus.

CHAPITRE IV

ETUDE EXPERIMENTALE SUR LES ECOULEMENTS TORRENTIELS TRAVERSANT LES DIVERGENTS

IV.A / Présentation détaillée de la variante choisie pour le divergent

Au cours des essais préliminaires, on a remarqué que les ondes de choc sont relativement visibles, mais leurs mesures restent très difficiles à faire. Pour cette raison, on a été obligé d'aménager un petit tronçon de forme convergente à l'entrée du canal pour augmenter la hauteur d'eau (figure IV.1 ci-dessous).

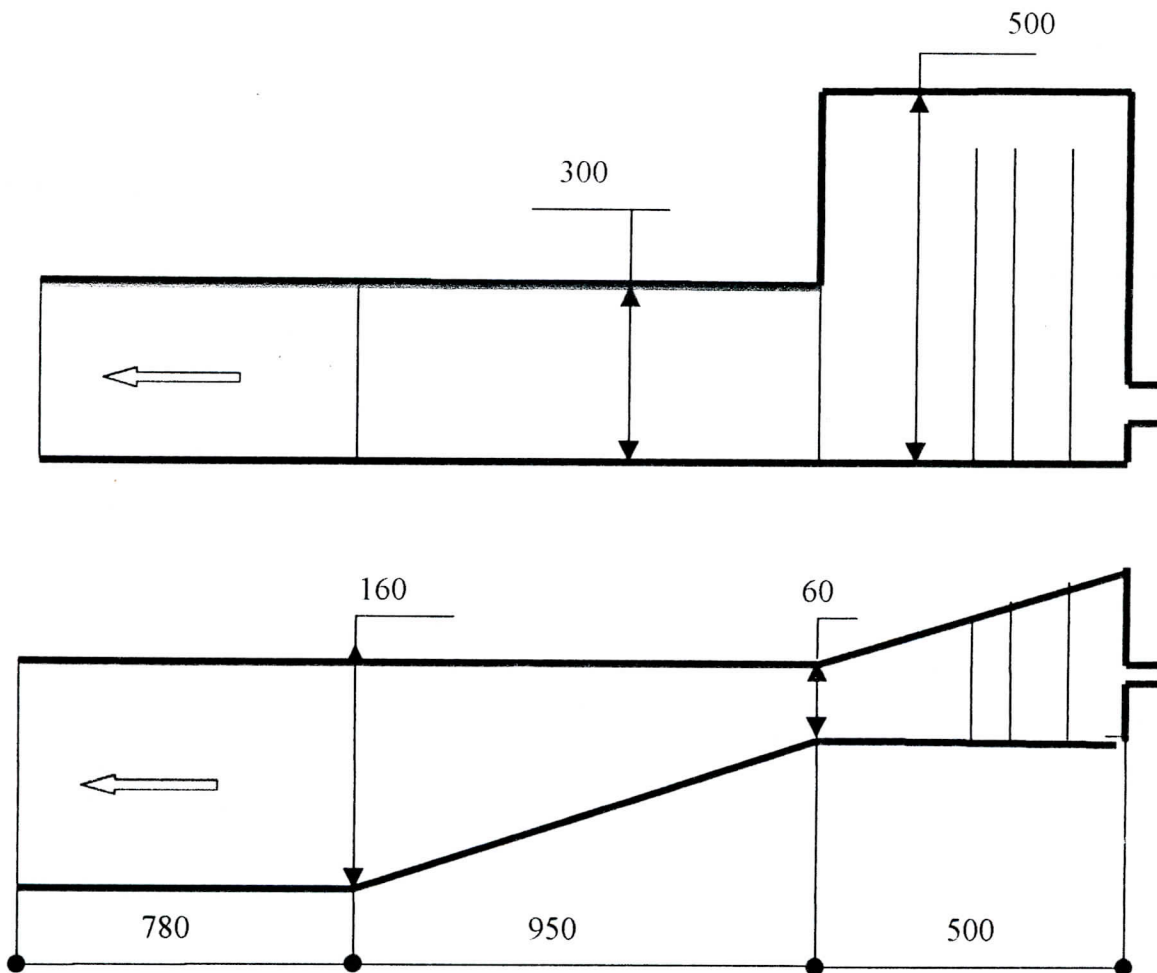


Figure IV.1 : Schéma général de la variante choisie

IV.B/ Techniques de mesure

IV.B.1 / Technique de mesure de la Hauteur d'eau

La mesure de la hauteur d'eau s'effectue à l'aide d'un limnimètre monté sur un chariot (voir figure IV.2.a, ci-dessous). Elle se fait dans trente quatre (34) sections transversales : on prend sur chaque section deux points de mesure (figure IV.2.b).

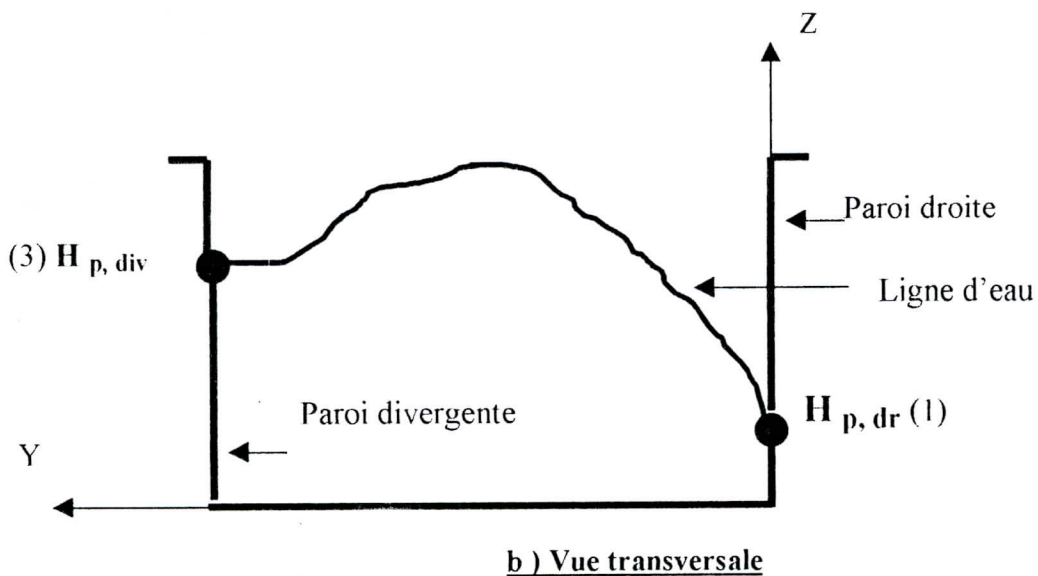
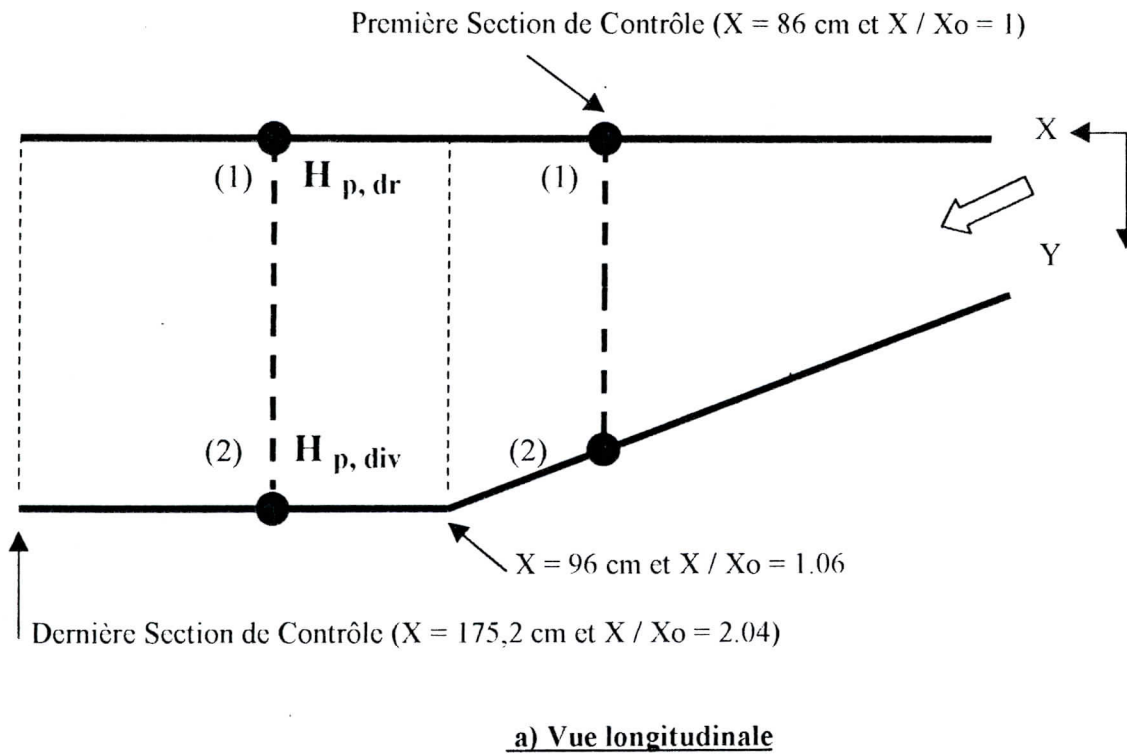


Figure IV.2: Disposition des sections de contrôle et des points de mesure

IV.B.2 / Technique de mesure de la Pression au fond du canal

Pour pouvoir mesurer la pression au fond du canal, trente et une (31) prises de pression ont été aménagées sur tout le fond du canal. Toutes ces prises de pression sont reliées à des tubes piézométriques gradués (figure IV.3, ci-dessous). Le diamètre intérieur étant 7mm.

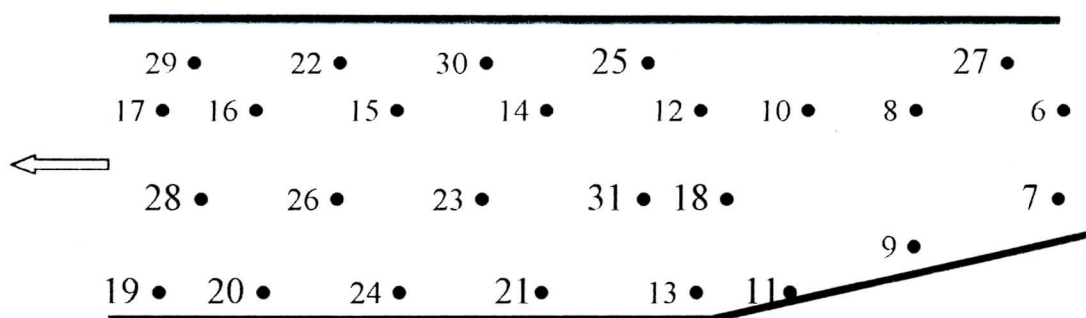


Figure IV.3 : Disposition des prises de pression au du canal

Les coordonnées des prises de pression sont données dans le tableau N° IV.1

Tableau N° IV.1 : Coordonnées des prises de pression

N° de la prise de pression	X cm	Y cm	N° de la prise de pression	X cm	Y cm	N° de la prise de pression	X cm	Y cm
6	50.5	6.5	15	135.5	6.3	24	135.5	15.6
7	50.5	10.8	16	155.5	6.3	25	105.5	0.5
8	65.5	6.2	17	175.5	6.3	26	145.5	10.0
9	65.5	12.4	18	95.5	10.0	27	58.0	0.5
10	78.5	6.3	19	175.5	15.6	28	165.5	10.0
11	78.5	13.8	20	155.5	15.6	29	165.5	0.5
12	95.5	5.0	21	115.5	15.6	30	125.5	0.5
13	95.5	15.6	22	145.5	0.5	31	105.5	10.0
14	115.5	6.3	23	125.5	10.0			

IV.B.3 / Technique de mesure de la Vitesse

La détermination des champs de vitesses se fait à l'aide du tube de Pitot, décrit auparavant, placé en différents points.

Afin d'étalonner le tube de Pitot, plusieurs schémas de montage ont été testés (figure IV.4, ci-dessous).

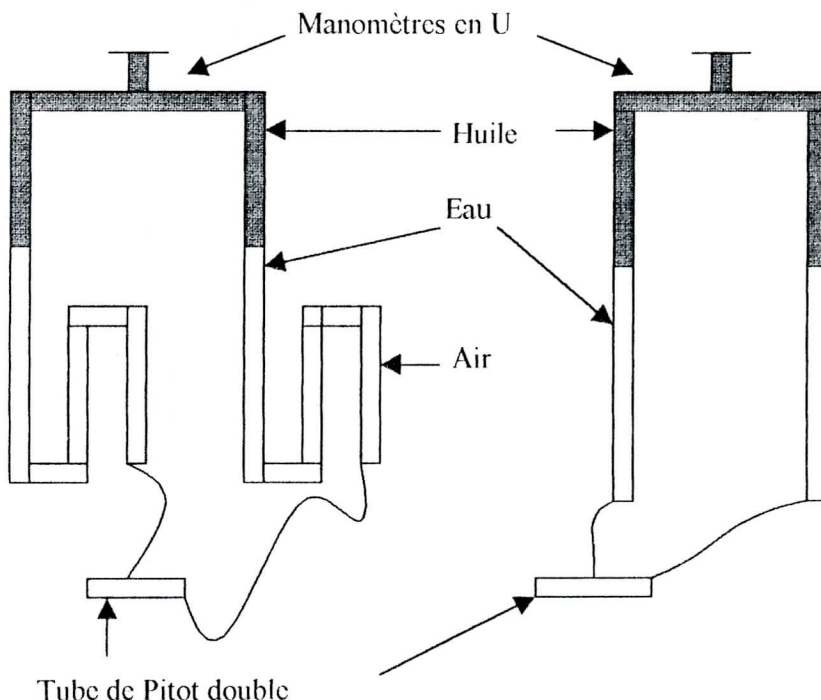


Figure IV.4 : Différents schémas de montage du Pitot

L'impossibilité rencontrée dans la lecture des hauteurs sur le manomètre en U, accompagnant le tube de Pitot, nous a poussé à concevoir un modèle expérimental qui pourrait faciliter l'étalonnage du Pitot (figure IV.5, ci-dessous).

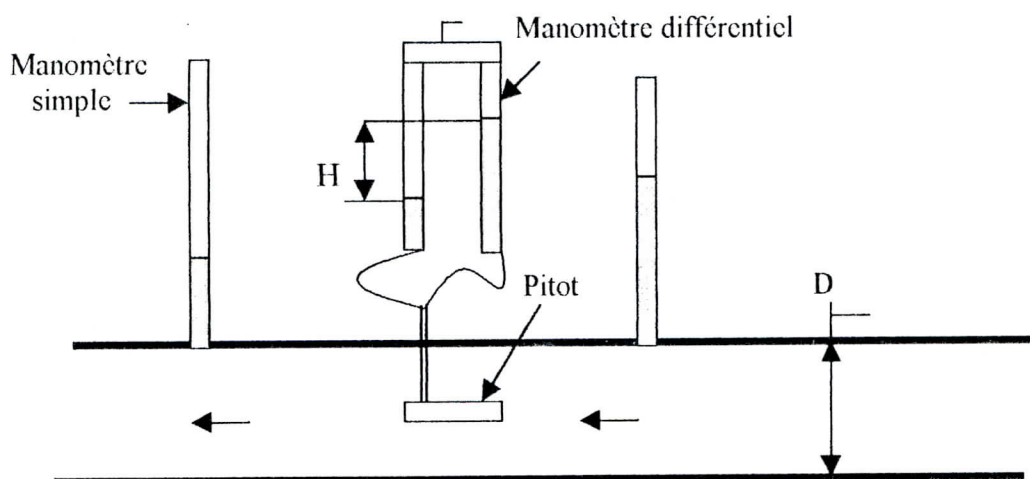


Figure IV.5: Dispositif d'étalonnage du tube Pitot

Ce nouveau dispositif repose sur une hypothèse simple : dans un écoulement turbulent traversant une conduite circulaire de diamètre D , la vitesse maximale (obtenue sur l'axe de la conduite) est égale à 1.2 fois la vitesse moyenne [19], donc :

$$V_{\max} \cong 1.2 V_{\text{moy}} \quad (1)$$

et $V_{\text{moy}} = 4.Q / \Pi.D^2 \Rightarrow V_{\max} \cong 1.2.(4.Q / \Pi.D^2)$

$$\Rightarrow V_{\max} \cong 0,67.Q \quad (2)$$

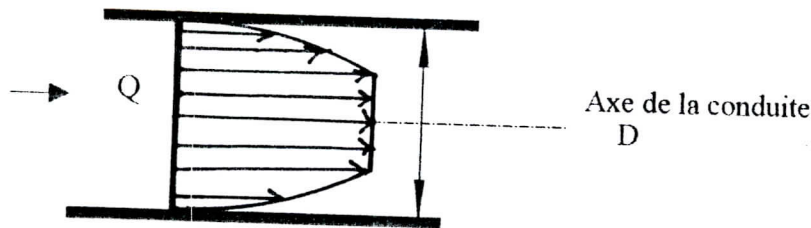


Figure IV.6: Elément de calcul de la vitesse

L'emploi du tube de Pitot donnera une lecture de la vitesse maximale V_{\max} égale à :

$$V_{\max} = C. (2.g.H_{\max})^{1/2} \quad (3)$$

avec, C : Constante d'étalonnage et H_{\max} : hauteur maximale lue sur le manomètre différentiel lié au tube de Pitot.

Si on fait circuler un débit (Q) à travers la conduite, on peut calculer la vitesse maximale, (V_{\max}), en utilisant la relation (2). Cette vitesse, on peut, aussi, la "mesurer indirectement" en utilisant le tube de Pitot (relation 3).

Une série de mesures a été effectuée avec ce dispositif (figure IV.5), afin de déterminer la constante d'étalonnage.

Les vitesses obtenues sont relativement faibles pour qu'elles puissent engendrer des hauteurs d'eau mesurables à l'aide du manomètre différentiel. Pour cette raison, nous avons travaillé avec uniquement la vitesse moyenne de l'écoulement.

IV.C / Canevas de mesures

Le canevas de mesure adopté lors de nos expériences est :

- 1) On fixe la pente du radier (α).
- 2) On alimente le canal avec un débit (Q). on attend que l'écoulement permanent soit établi.
- 3) On relève les hauteurs d'eau dans les différents tubes piézométriques (page 36).
- 4) On mesure les hauteurs d'eau dans les différentes sections transversales (figure IV.2, page 43).
- 5) On change le débit et on effectue les mêmes mesures.
- 6) On change de pente et on refait le même canevas de mesures

Les gammes de variation adoptées de la pente du radier (α) et du débit (Q) sont groupées dans le tableau ci-dessous (tableau N° IV.2).

Tableau N° IV.2 : Gammes de variation de la pente du radier et du débit

Pente du radier α [°]	0	6	12	26
Débit d'entrée Q [l/s]	4	5	9	

Remarque

- 1) Toutes les mesures de la hauteur d'eau ont été faites de façon perpendiculaire par rapport au radier du canal (figure IV.7, ci-dessous).
- 2) Pour rendre compatibles les mesures de la hauteur piézométriques avec le système d'axes choisi (lié au chariot), il est nécessaire de multiplier toutes les valeurs par un coefficient (ou facteur) de correction : $1/\cos \alpha$ (figure IV.8, ci-dessous).

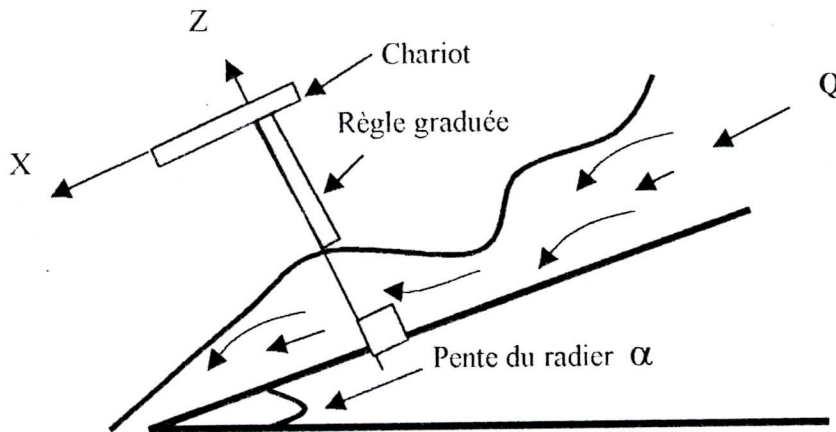


Figure IV.7: Procédé de mesure de la hauteur d'eau

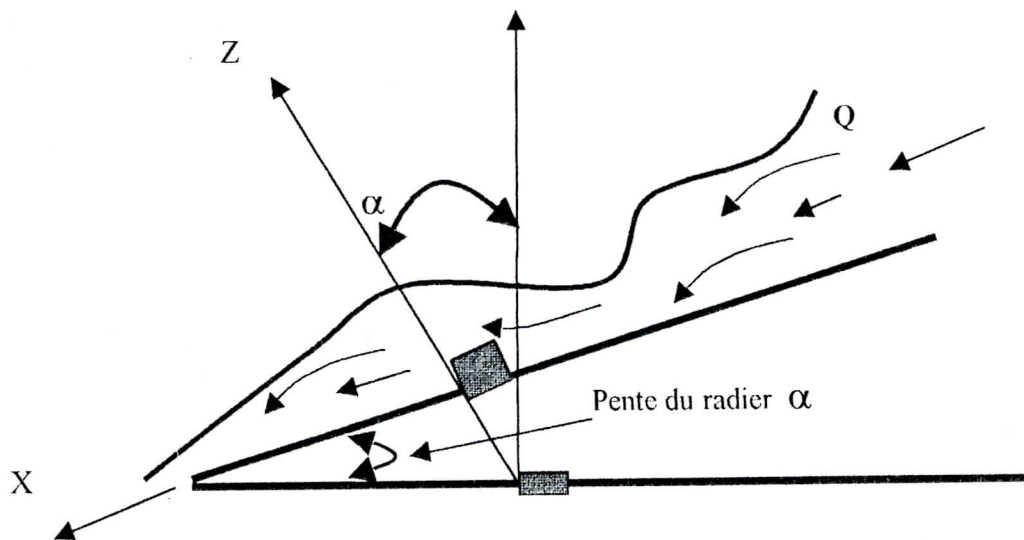
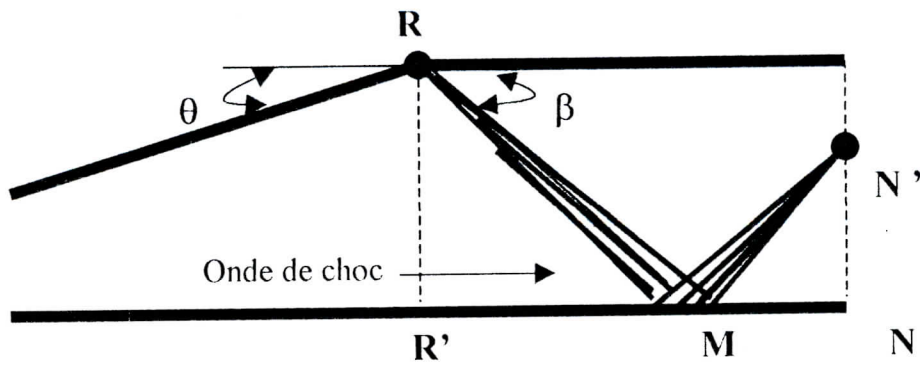


Figure IV.8: Détermination du coefficient de correction [8 et 43]

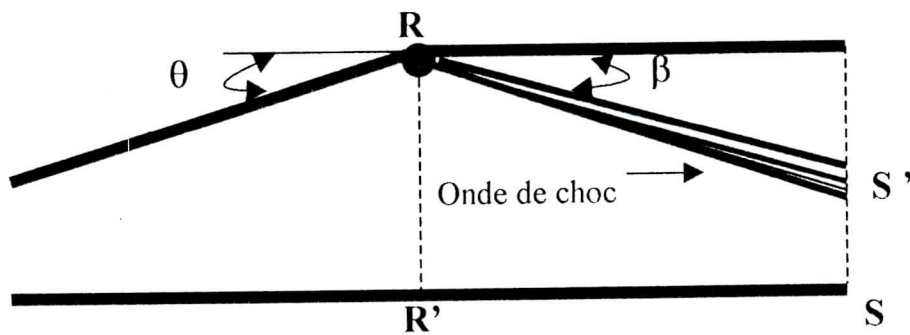
IV.D / Phénomènes observés

Lors de cette première série de mesure, nous avons constaté deux (02) types de configurations bien distinctes.

- 1) Pour $\alpha = 0^\circ$ et 6° , $Q = 4, 5$ et 9 l/s. L'onde émergente du point (R) **touche** la paroi au point (M) et se réfléchit (figure IV.9.a).
- 2) Pour $\alpha = 12^\circ$ et 26° , $Q = 4, 5$ et 9 l/s. L'onde émergente du point (R) **ne touche pas** la paroi (figure IV.9.b).



a) $\alpha = 0^\circ$ et 6° , $Q = 4, 5$ et 9 l/s



b) $\alpha = 12^\circ$ et 26° , $Q = 4, 5$ et 9 l/s

Figure IV.9: Allure de l'angle de l'onde de choc à l'Aval du divergent.

IV.E / Résultats et analyse

Les résultats expérimentaux obtenus sont groupés dans le tableau N° IV.3 ci-dessous.

Tableau N° IV.3: Valeurs caractéristiques des phénomènes observés.

α - degrés -	Q - l/s -	Observation	
0°	4	NN' = 0.5 cm	NM = 28 cm
	5	NN' = 3.5 cm	NM = 22 cm
	9	NN' = 5.5 cm	NM = 18 cm
6°	4	NN' = 3.2 cm	NM = 23 cm
	5	NN' = 4.7 cm	NM = 19 cm
	9	NN' = 6.3 cm	NM = 15 cm
12°	4	SS' = 10.5 cm	
	5	SS' = 11.3 cm	
	9	SS' = 12.0 cm	
26°	4	SS' = 03.8 cm	
	5	SS' = 04.8 cm	
	9	SS' = 06.2 cm	

IV.E.1 / Détermination de l'angle de l'onde de choc β

1) Pour la figure IV.9.a : $\beta = \text{Arctang} [RR' / (R'N - NM)]$ (4)

2) Pour la figure IV.9.b : $\beta = \text{Arctang} [(RR' - SS') / R'S]$ (5)

Les valeurs de β sont données dans le tableau N° IV.4

Tableau N° IV.4 : Valeurs caractéristiques des angles de choc

α°	0			6			12			26		
$\frac{Q}{-1/s}$	4	5	9	4	5	9	4	5	9	4	5	9
β°	17.7	15.9	14.9	16.2	15.1	14.2	4.03	3.44	2.93	8.88	7.34	7.16

IV.E.2 / Commentaires

Il ressort de la lecture des deux formules 4 et 5 et celle du tableau N° IV.4 ci-dessus donnés que :

1. L'angle de l'onde de choc β diminue au fur et à mesure que le débit d'entrée Q augmente.
2. L'angle de l'onde de choc β diminue si la pente du radier augmente jusqu'à la valeur de 26° puis redescend

IV.F / Evolution de la Hauteur d'eau et du nombre de Froude en fonction de la longueur

Pour toutes les variations de la pente du radier (α) et du débit d'entrée (Q), on a tracé l'évolution de la hauteur d'eau et celle du nombre de Froude.

a) Evolution de la hauteur d'eau

Les figures IV.10 à IV.13 donnent les variations de la hauteur d'eau H (exprimée en terme de hauteur relative $H_{p,dr} / H_o$ et $H_{p,div} / H_o$) en fonction de l'abscisse X (exprimée en terme d'abscisse relative (X / X_o)) pour différentes pentes du radier α et différents débits Q.

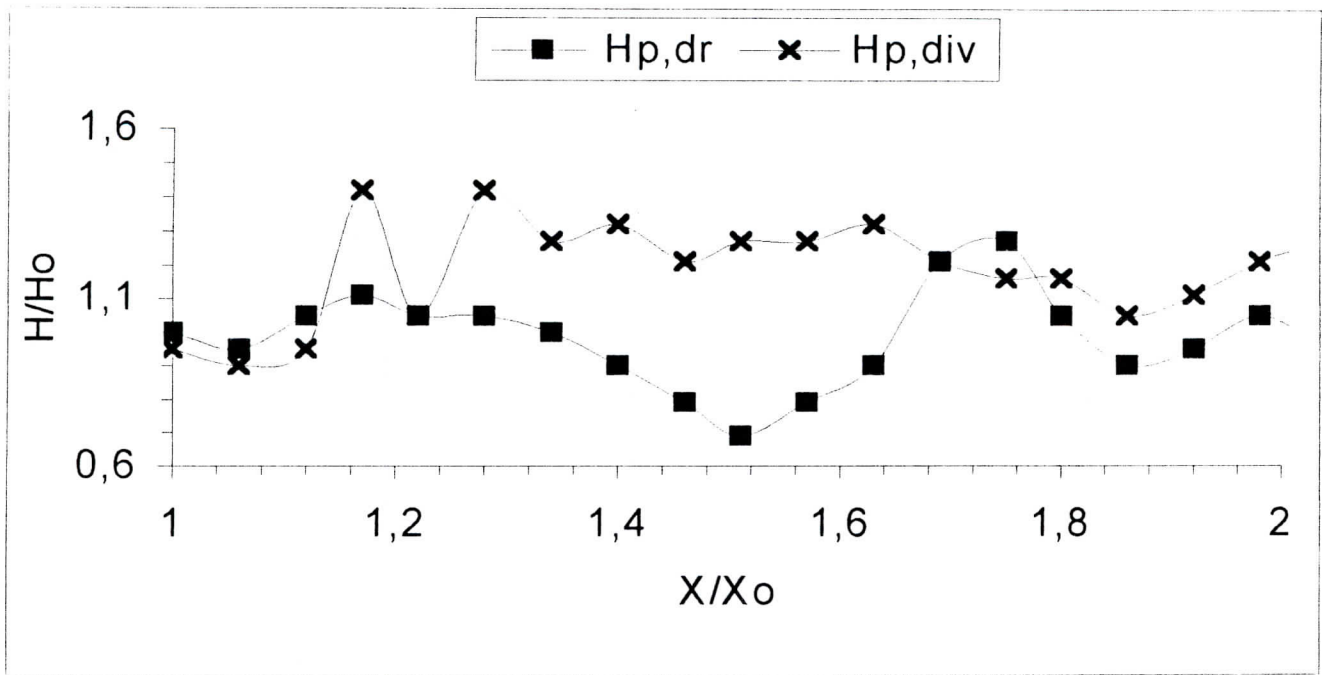
b) Evolution du de Froude

La figure IV.14, pages 58 et 59, donne les variations du nombre de Froude F en fonction de l'abscisse.

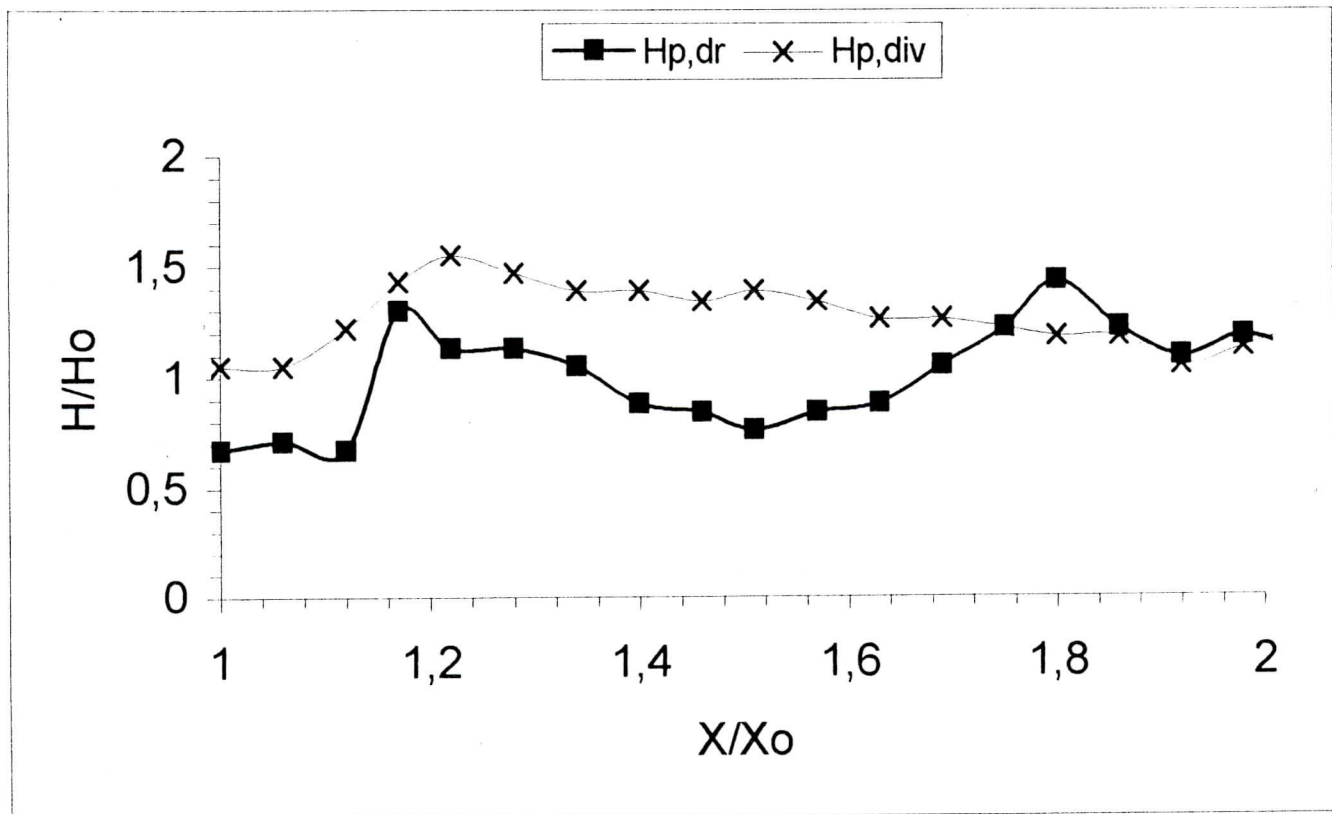
Note

La hauteur H_o et l'abscisse X_o sont respectivement la hauteur d'eau moyenne mesurée dans la section de contrôle N°1 et l'abscisse de la section de contrôle N°1 (voir figure IV.2, page 43).

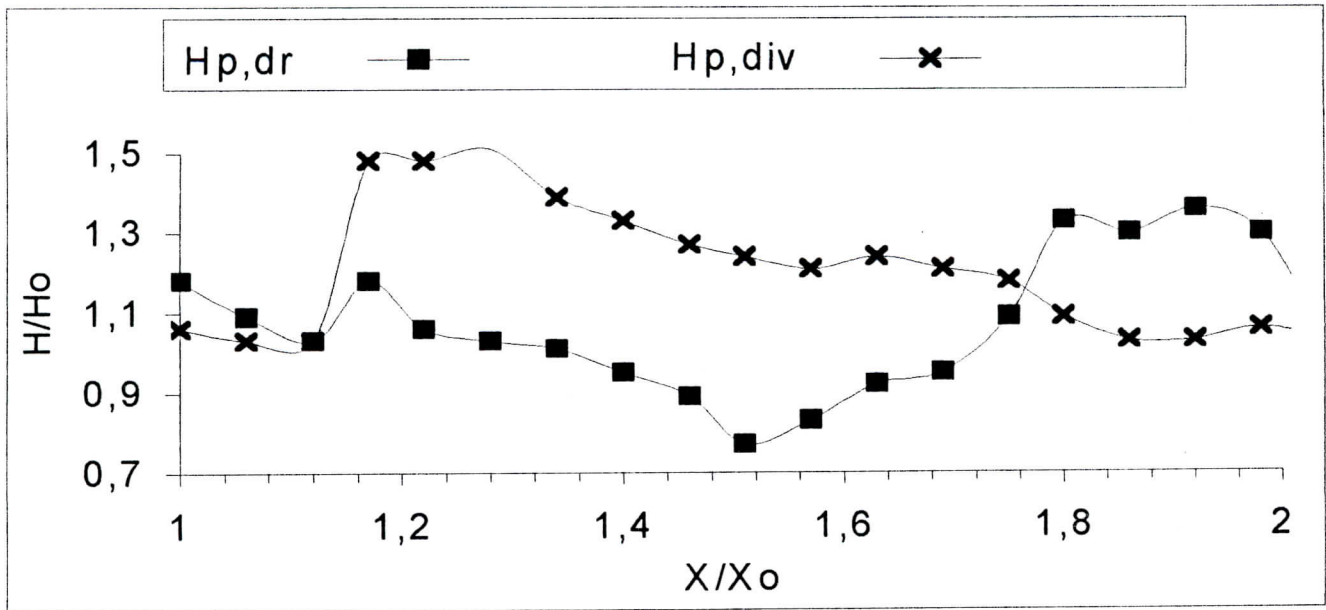
NB : X_o = abscisse de référence égale à 86 cm
 H_o = hauteur d'eau moyenne mesurée à la première section de contrôle
 $H_{p,dr}$ = hauteur d'eau mesurée sur la paroi droite
 $H_{p,div}$ = hauteur d'eau mesurée à la paroi divergente



a) $Q = 4 \text{ l/s}$



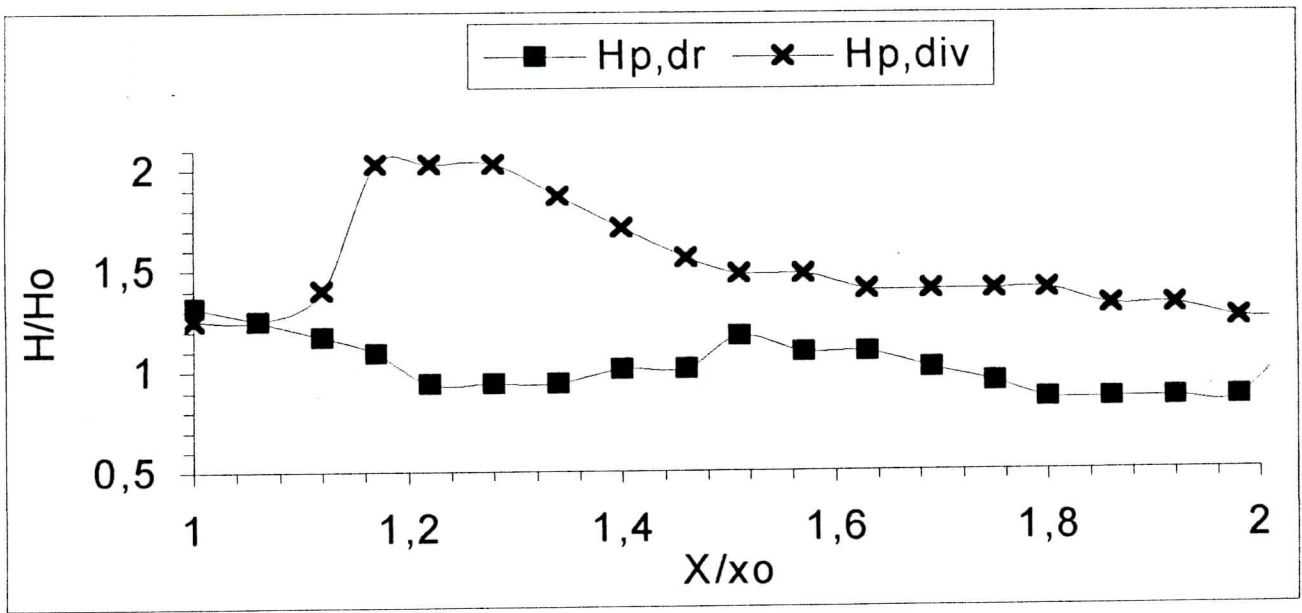
b) $Q = 5 \text{ l/s}$



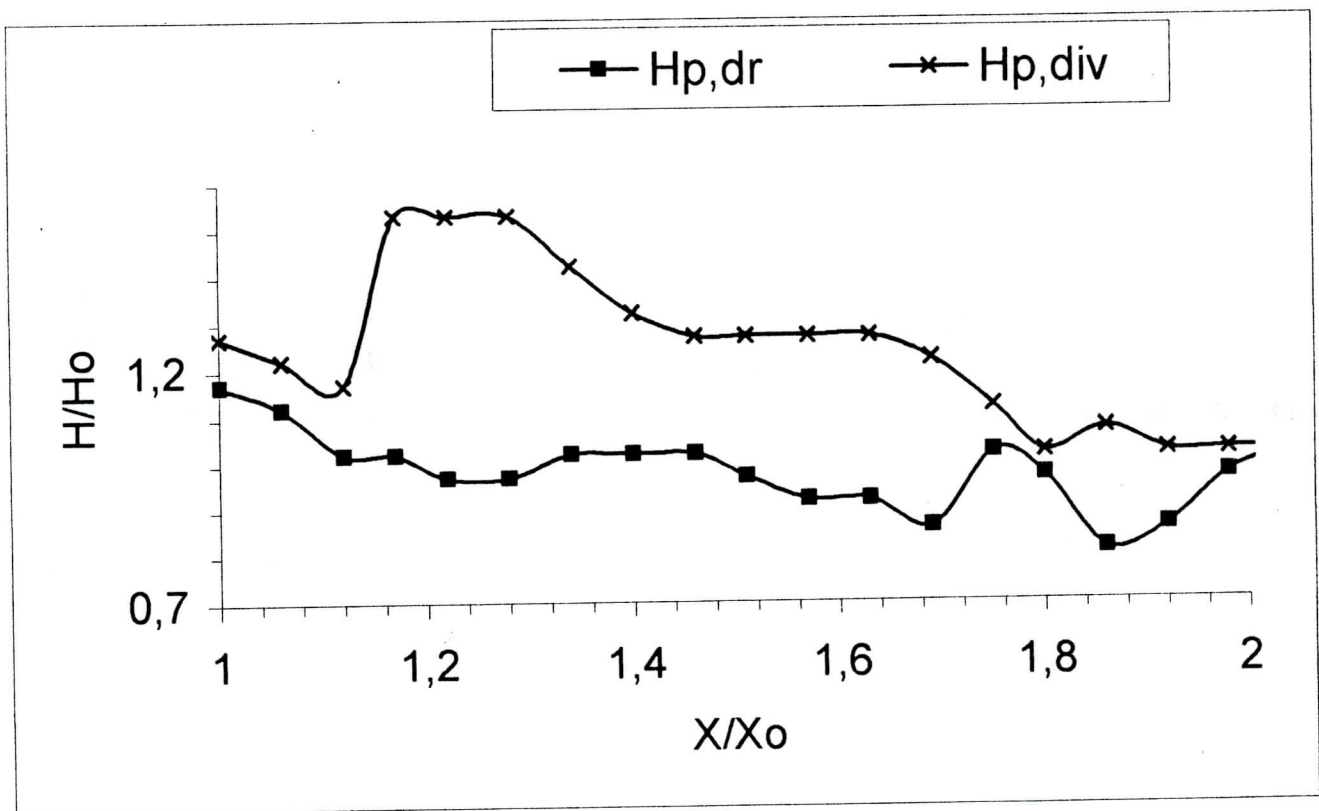
c) $Q = 9 \text{ l/s}$

Figure IV.10: Variation de la hauteur d'eau en fonction de l'abscisse ($\alpha = 0^\circ$)
 a) $Q = 4 \text{ l/s}$ b) $Q = 5 \text{ l/s}$ c) $Q = 9 \text{ l/s}$

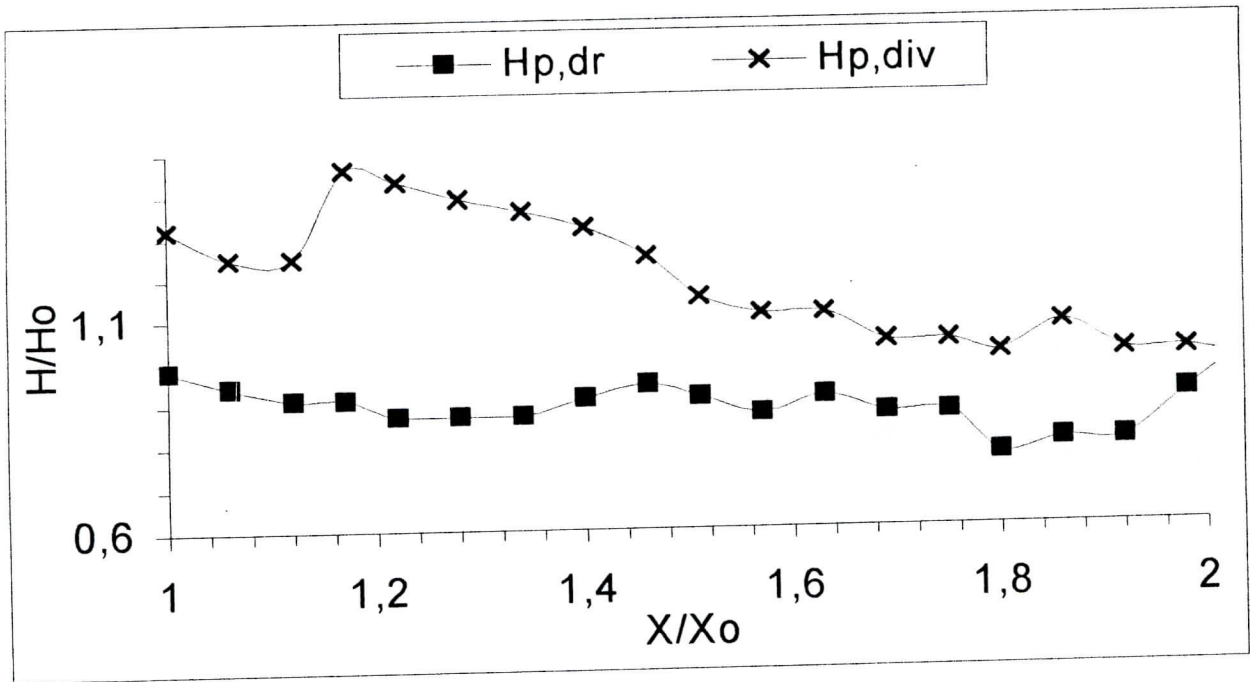
Interprétation Figure IV.10.a,b,c ($\alpha = 0^\circ$): On observe une surélévation brusque de la hauteur d'eau au niveau de la paroi divergente et ceci entre les abscisses 1,16 et 1,18 puis une chute de cette même hauteur d'eau, Nous dirons que cette situation est due vraisemblablement à l'existence de grandes perturbations à la surface libre de l'eau,



a) $Q = 41 \text{ s}$



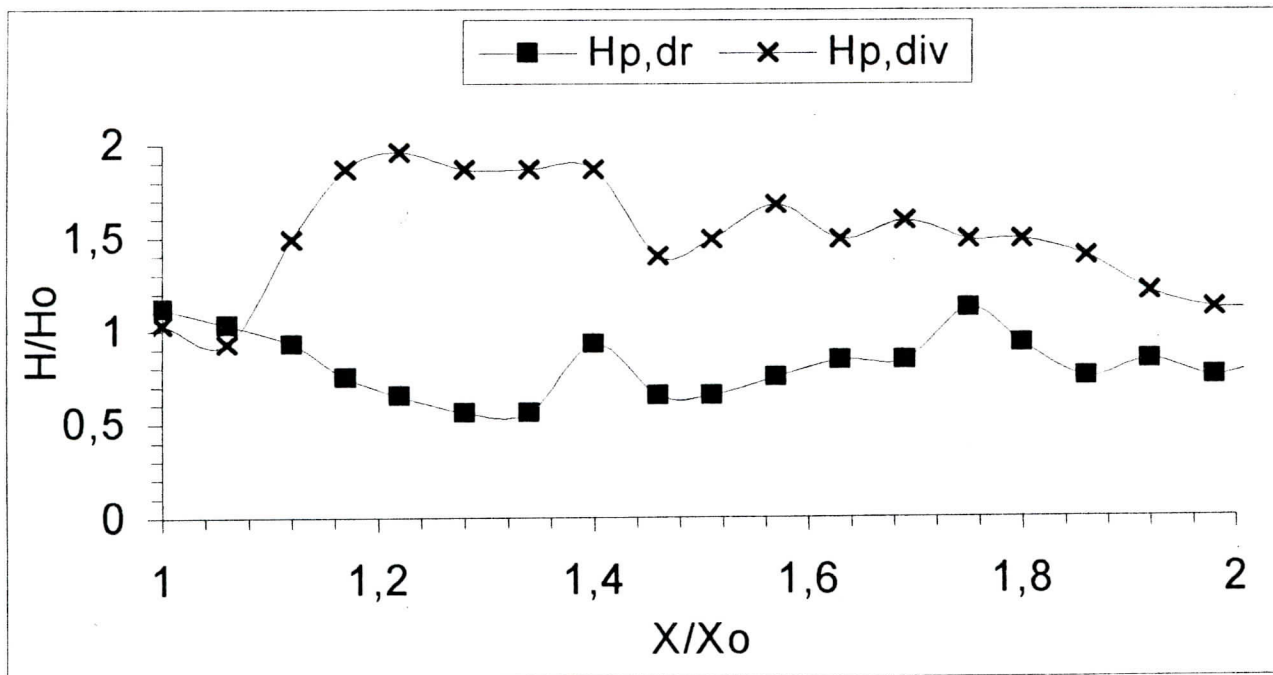
b) $Q = 5 \text{ l/s}$



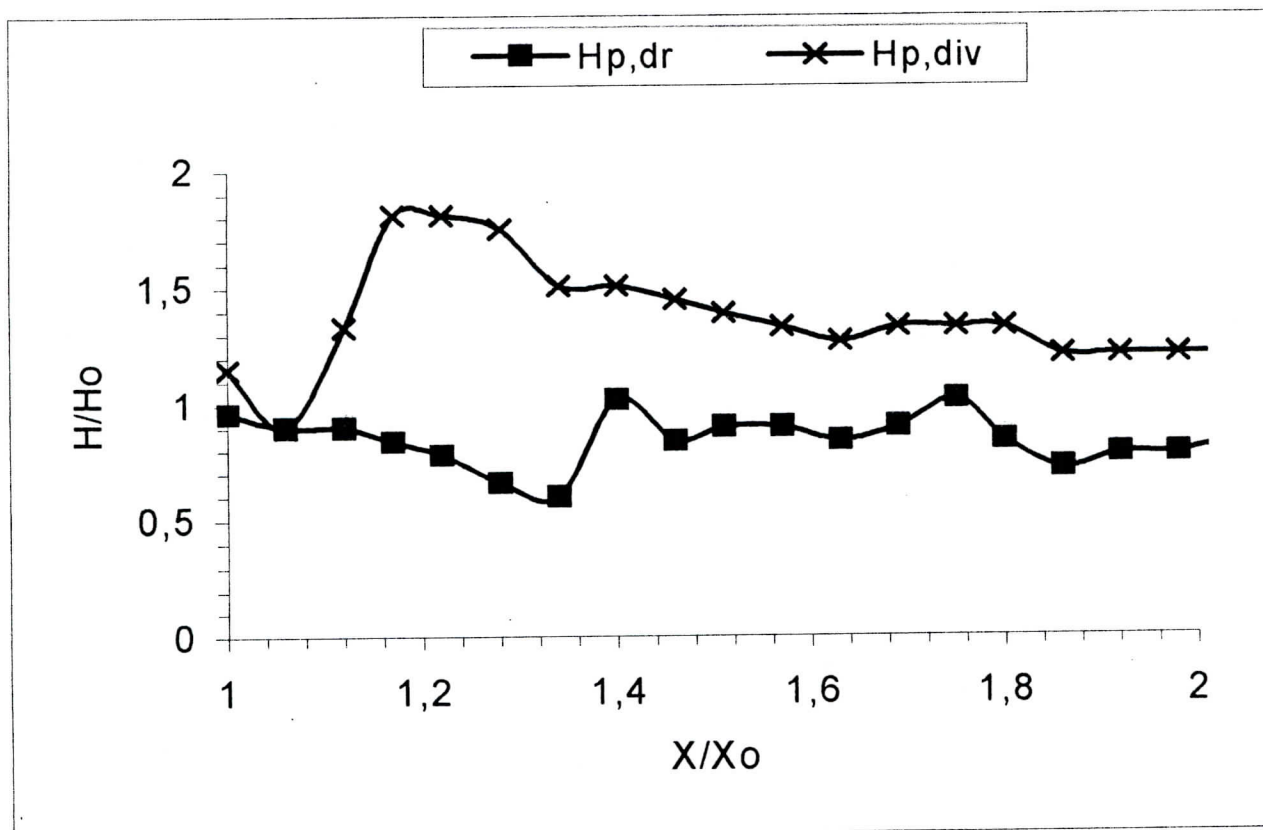
c) $Q = 9 \text{ l/s}$

Figure IV.11: Variation de la hauteur d'eau en fonction de l'abscisse ($\alpha = 6^\circ$)
 a) $Q = 4 \text{ l/s}$ b) $Q = 5 \text{ l/s}$ c) $Q = 9 \text{ l/s}$

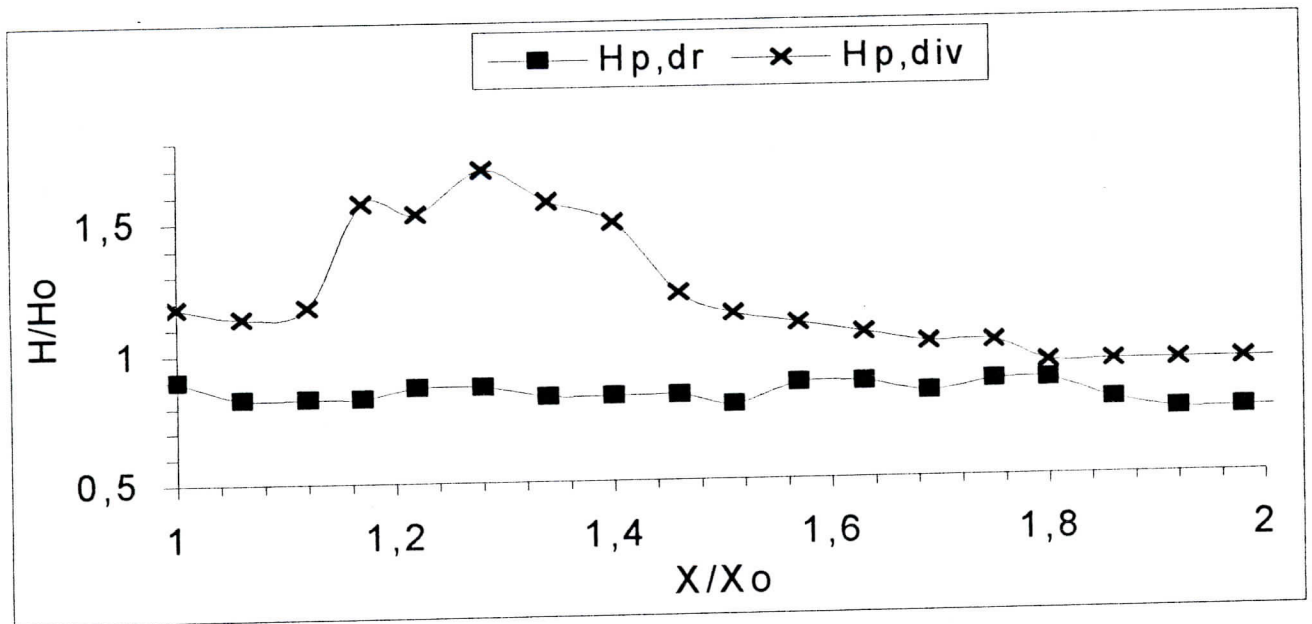
Interprétation Figure IV.11.a,b,c ($\alpha = 6^\circ$): On remarque, comme pour $\alpha = 0^\circ$, une surélévation brusque de la hauteur d'eau au niveau de la paroi divergente, mais cette fois-ci on remarque que le profil de la hauteur d'eau au niveau de la paroi divergente commence à s'individualiser pour marquer les plus grandes valeurs de la hauteur d'eau.



a) Q= 4 l/s



b) Q= 5 l/s

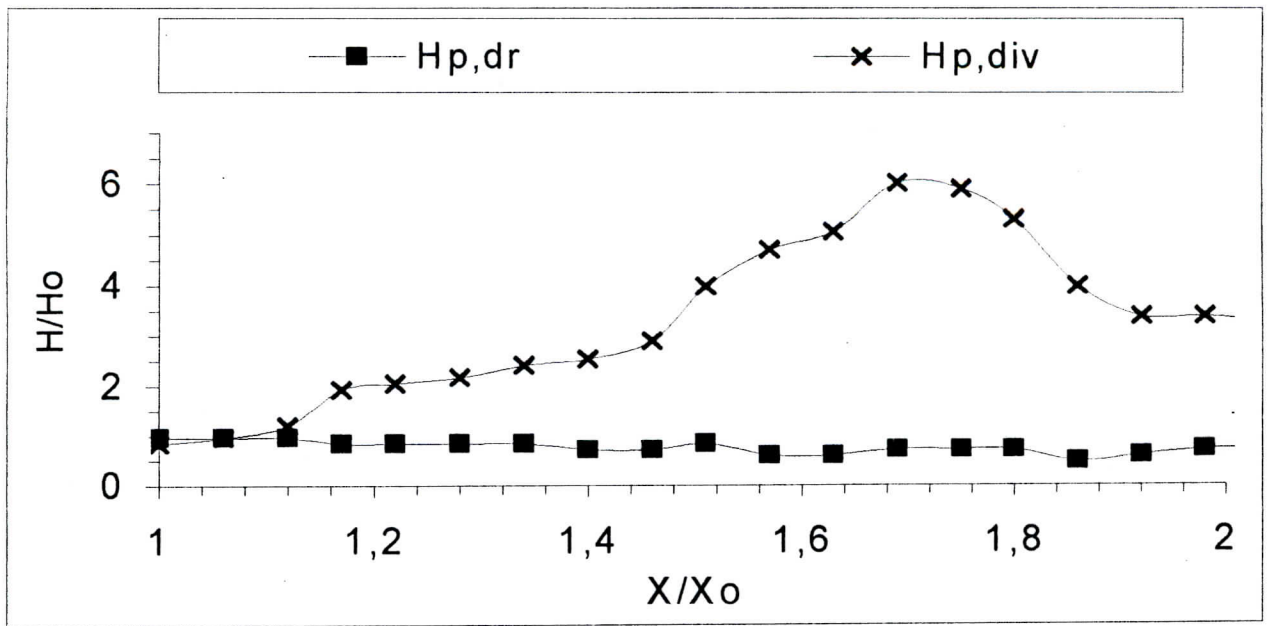


c) $Q = 9 \text{ l/s}$

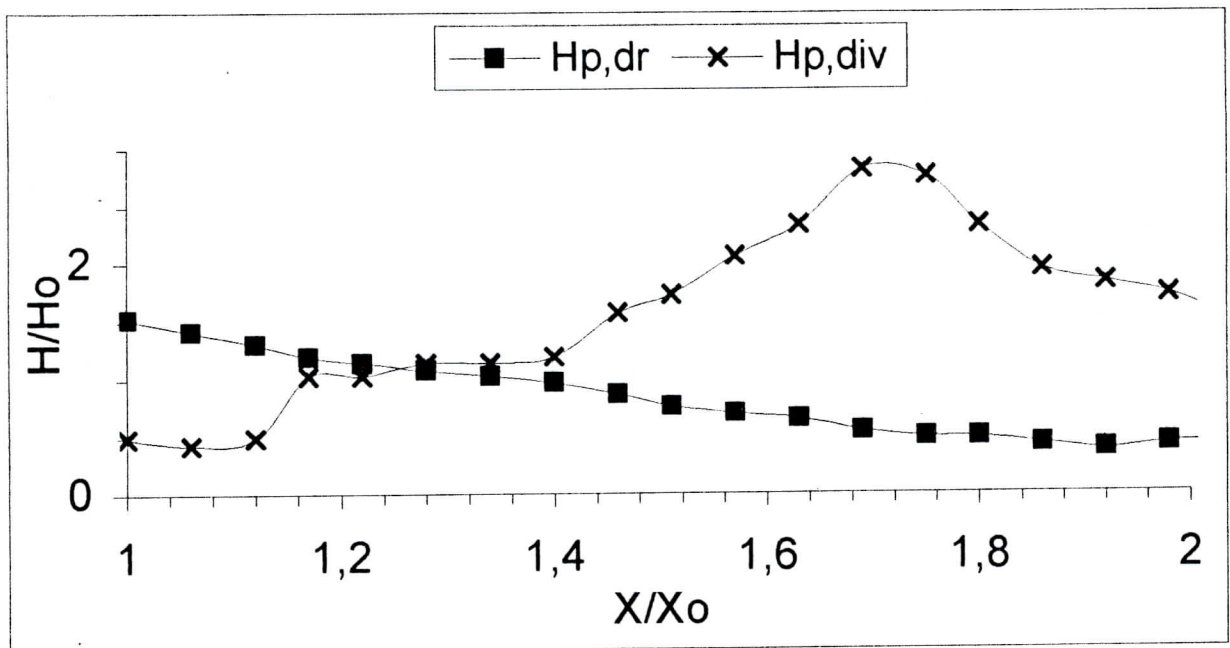
Figure IV.12: Variation de la hauteur d'eau en fonction de l'abscisse ($\alpha = 12^\circ$)

a) $Q = 4 \text{ l/s}$ b) $Q = 5 \text{ l/s}$ c) $Q = 9 \text{ l/s}$

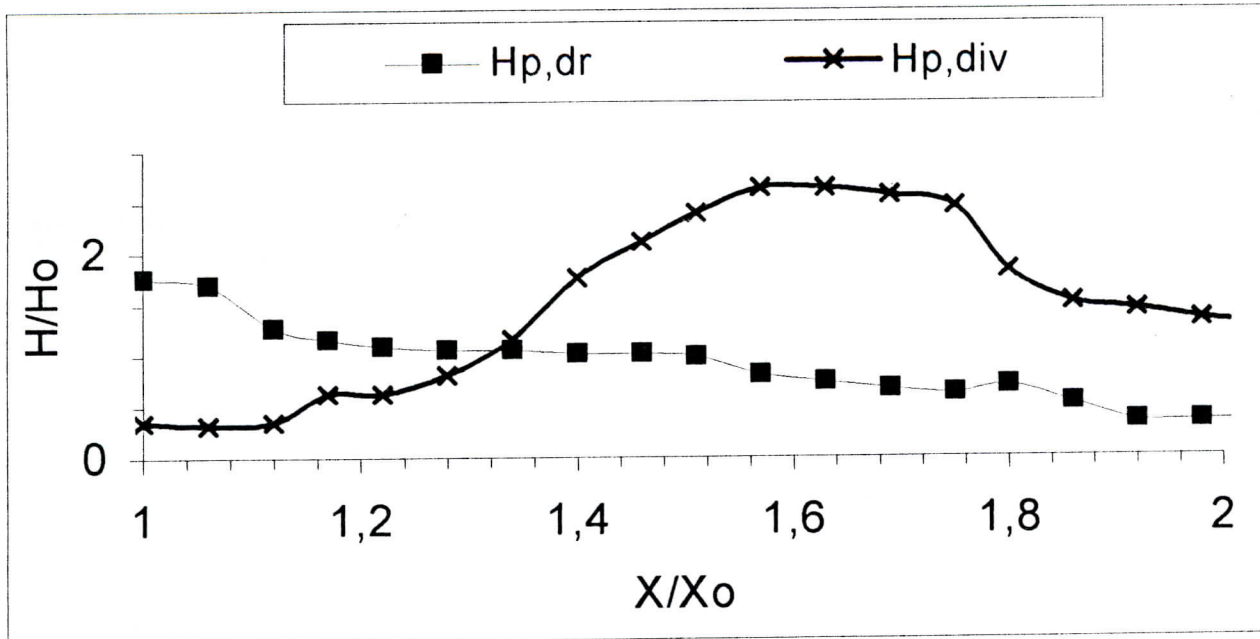
Interprétation Figure IV.12.a.b.c ($\alpha = 12^\circ$): On remarque que La hauteur d'eau au niveau de la paroi divergente est toujours supérieure à celle de la paroi droite et que cette même hauteur d'eau marque un net saut juste à l'entrée du tronçon prismatique (aval du tronçon divergent). De même, on remarque que le pic des hauteurs d'eau, au niveau de la paroi divergente, s'est déplacé d'avantage vers les X croissants, par rapport au pic observé pour la pente du radier nulle.



a) $Q = 4 \text{ l/s}$



b) $Q = 5 \text{ l/s}$



c) $Q = 9 \text{ l/s}$

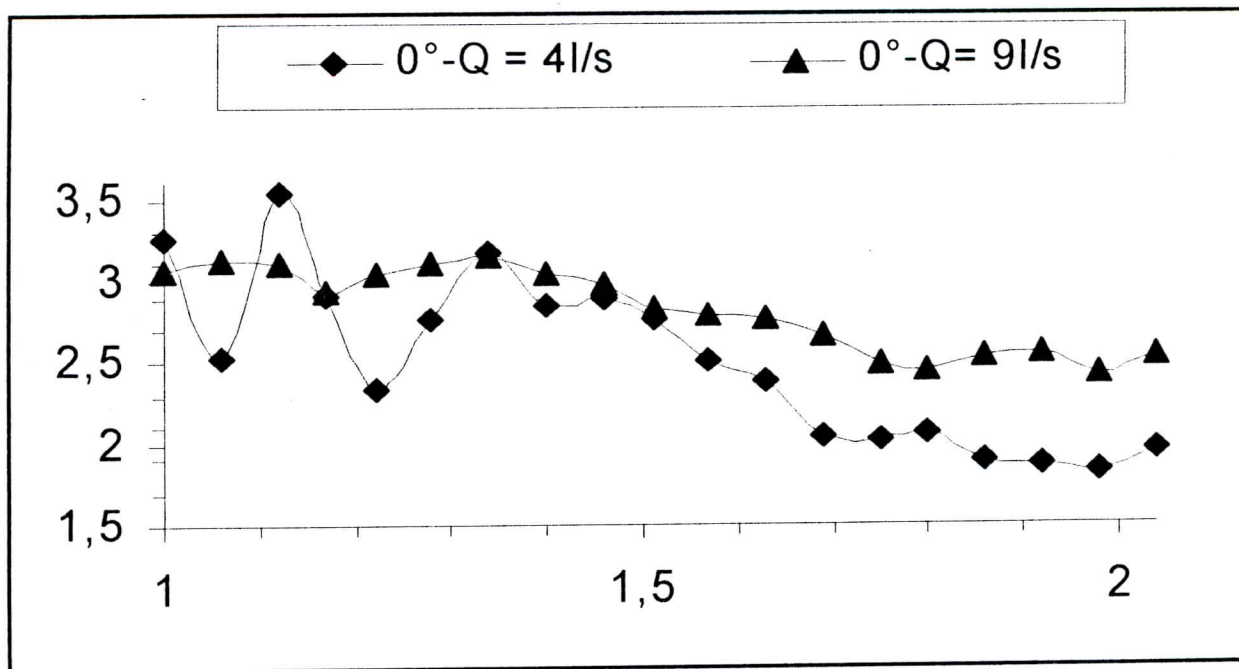
Figure IV.13: Variation de la hauteur d'eau en fonction de l'abscisse ($\alpha = 26^\circ$)

a) $Q = 4 \text{ l/s}$

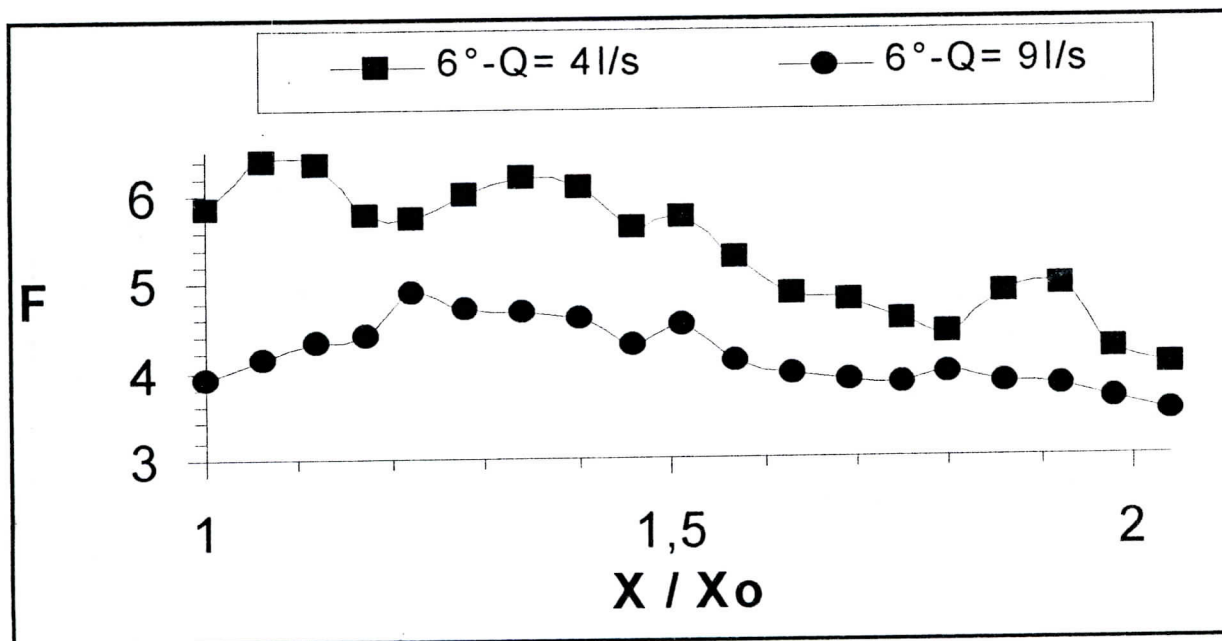
b) $Q = 5 \text{ l/s}$

c) $Q = 9 \text{ l/s}$

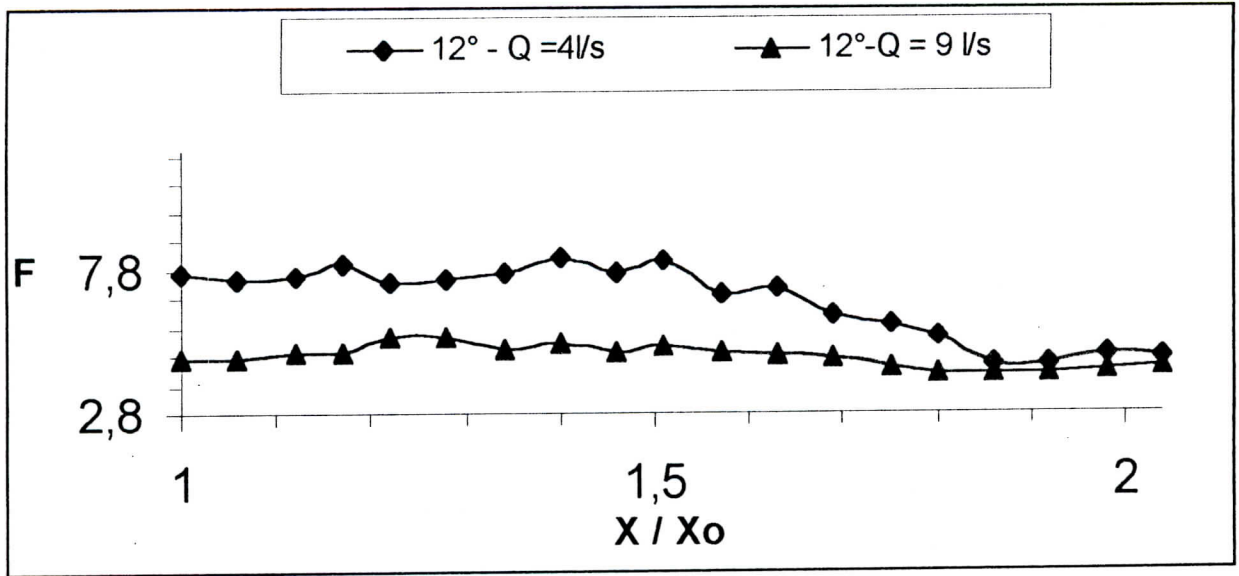
Interprétation Figure IV.13.a.b.c ($\alpha = 26^\circ$) On assiste au même scénario que précédemment, mais cette fois-ci la hauteur d'eau maximale ne se trouve plus à l'entrée du canal prismatique (canal droit) mais elle est décalée vers l'aval. On dira, finalement, que le lieu géométrique des hauteurs maximales, pour une même pente, est pratiquement le même. On dira, aussi, que l'augmentation de la pente du radier fait déplacer la zone des hauteurs maximales vers l'aval, et fait accroître la valeur de la hauteur d'eau maximale. Mais ce qu'il faut aussi noter, c'est que les hauteurs d'eau maximales ne sont plus atteintes pour les débits maximaux mais bien au contraire.



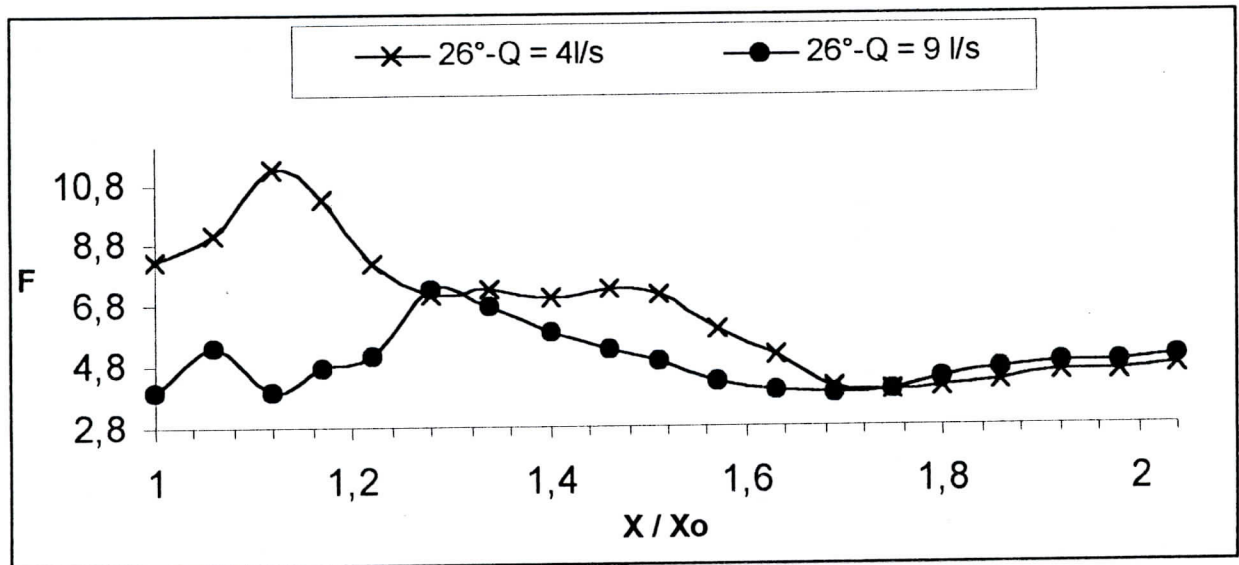
a) $\alpha = 0^\circ$



b) $\alpha = 6^\circ$



c) $\alpha = 12^\circ$



d) $\alpha = 26^\circ$

Figure IV,14 : Variation du nombre de Froude en fonction de l'abscisse

c) $\alpha = 26^\circ$ d) $\alpha = 26^\circ$

Interprétation de la Figure IV,14 : Le nombre de Froude décroît le long de l'écoulement, Hormis le cas : pente du radier égale à 6° , on remarque clairement qu'au fur et à mesure que la pente du radier augmente les nombres de Froude augmentent aussi, On peut aussi faire d'autres lectures des graphes, ci-dessus, en classant les valeurs maximales des hauteurs d'eau et des nombres de Froude (valeurs tirées de l'annexe n° 2)

On peut aussi faire d'autres lectures des graphes, ci-dessus, en classant les valeurs maximales de la hauteur d'eau et du nombre de Froude (tirées de l'annexe).

a) La hauteur d'eau :

Le classement des valeurs maximales de la hauteur d'eau (données en annexe) par ordre décroissant, donnera le tableau ci-dessous (tableau N° IV.5).

Tableau N° IV.5 : Valeurs maximales des hauteurs d'eau

$H_{p, dr}$ cm	α deg	Q l/s	X/Xo ---	$H_{p, div}$ Cm	α deg	Q l/s	X/Xo ---
1.76	26	9	1.00	6.02	26	4	1.69
1.52	26	5	1.00	2.82	26	5	1.69
1.43	0	5	1.80	2.64	26	9	1.63
1.36	0	9	1.92	2.03	6	4	1.22
1.32	6	4	1.00	1.96	12	4	1.22
1.27	0	4	1.75	1.81	12	5	1.28
1.17	6	5	1.00	1.69	12	9	1.28
1.12	12	4	1.00	1.55	0	5	1.22
1.02	12	5	1.40	1.53	6	5	1.22
1.01	6	9	2.04	1.51	0	9	1.28
0.96	26	4	1.00	1.46	6	9	1.17
0.90	12	9	1.00	1.42	6	4	1.17

Avec ;

$H_{p, dr}$ = hauteur d'eau sur la paroi droite
 $H_{p, div}$ = hauteur d'eau sur la paroi divergente

Commentaires

L'analyse de ce tableau fait ressortir que :

- Dans 58% des cas, la hauteur d'eau au niveau de la paroi droite ($H_{p, dr}$) est maximale pour $X / X_o = 1.00$
- La grande valeur de la hauteur d'eau au niveau de la paroi droite ($H_{p, dr}$) est obtenue pour $\alpha = 26^\circ$ et $Q = 9$ l/s
- Les trois grandes valeurs de la hauteur d'eau au niveau de la paroi divergente ($H_{p, div}$) sont obtenues pour $\alpha = 26^\circ$ et se trouvent toujours à l'intérieur de la zone $X / X_o \in [1.63 - 1.69]$.

b) Le nombre de Froude

Par l'analyse des tableaux des résultats (donnés en annexe), on peut dresser le tableau ci-dessous (tableau N°IV.6).

Tableau N° IV.6: Valeurs maximales des nombres de Froude

Pente du radier α (deg)	Débit d'entrée Q (l/s)	Nombre de Froude F
0	4	3.25
	5	3.04
	9	3.14
6	4	6.83
	5	4.53
	9	4.91
12	4	8.36
	5	5.69
	9	5.49
26	4	11.23
	5	5.59
	9	7.34

Commentaires

On remarque clairement que si la pente du radier augmente, le nombre de Froude augmente également.

Le classement par ordre décroissant des valeurs maximales des nombres de Froude donnera le tableau ci-dessous (tableau N° IV.7).

Tableau N° IV.7: Valeurs maximales classées du nombre de Froude

Fmax	11.23	8.36	7.34	6.38	5.69	5.59	5.49	4.91	4.53	3.25	3.14	3.04
α (deg)	26	12	26	6	12	26	12	6	6	0	0	0
Q (l/s)	4	4	9	4	5	5	9	9	5	4	9	5
X/Xo	1.12	1.17	1.28	1.06	1.22	1.22	1.28	1.22	1.40	1.00	1.34	1.34

Commentaires

Il ressort, d'une analyse simple du tableau ci-dessus, qu'à 83% des cas, le nombre de Froude est maximal dans la zone de $X / X_0 \in [1.00 - 1.28]$.

IV.F.2 / Résultat

Il ressort de ce commentaire supplémentaire que :

- Les **grandes valeurs** de la hauteur d'eau au niveau de la paroi divergente ($H_{p, div}$) sont obtenues pour les **petits débits** et les **grandes pentes du radier** et se **trouvent toujours à l'aval du tronçon divergent**.

- Le nombre de Froude augmente au fur et à mesure que la pente du radier augmente,

Remarque importante

Après la période des essais préliminaires et les phénomènes qui en découlaient à chaque fois et après les séries de mesures faites sur le modèle choisi et les phénomènes observés sur ce dernier, on a remarqué que la ligne d'eau moyenne à l'intérieur du tronçon divergent était toujours en diminution et ce à force qu'on avançait dans le canal (sens de l'écoulement). Par contre, dans la partie aval du tronçon divergent (tronçon prismatique), les phénomènes étaient beaucoup plus spectaculaires : brusques surélévations de la hauteur d'eau et apparition des ondes de choc. Pour cette raison, on a jugé utile de faire l'étude des écoulements torrentiels traversant les divergents linéaires, non pas à l'intérieur du tronçon divergent proprement dit, mais dans le tronçon qui se trouve juste à l'aval.

IV.G / Evolution de la pression

La réalisation des fentes de prise de pression s'est faite sans grande précision, ce qui a engendré des perturbations locales de l'écoulement au niveau des fentes. Les valeurs mesurées de la pression ont été bien souvent erronées - phénomène du décollement de la couche limite-(voir données en annexe). Pour cette raison, on était dans l'impossibilité de tracer l'évolution des pressions.

IV.H / Observations

1. Toutes les ondes de choc prennent naissance au point de jonction.
2. Pour $\alpha \geq 6^\circ$, il y a apparition de l'eau blanche (entraînement d'air).
3. Pour $\alpha \geq 12^\circ$ la mesure de la hauteur d'eau même dans les tubes piézométriques est très difficile (instabilité).
4. Pour $Q = 1.04$ l/s, il y a apparition d'un ressaut ondulé.
5. Pour $Q = 1$ l/s, le ressaut ondulé ci-dessus décrit disparaît. D'après cette petite expérience, il semble que le ressaut ondulé apparaît et disparaît dans une fourchette très restreinte de débit (ou nombre de Froude).
6. La hauteur d'eau au niveau de la paroi divergente est toujours supérieure à celle de la paroi droite.
7. A l'aval de la partie divergente du canal, il y a toujours un saut de la hauteur d'eau au niveau de la paroi divergente.

x IV.I / Critiques et Comparaisons

En vue de rendre ce travail plus fiable, nous avons jugé utile de comparer nos résultats expérimentaux avec ceux d'autres auteurs. Les paramètres qui ont servi à cette comparaison, sont groupés dans le tableau ci-dessous (tableau N° IV.8).

Tableau N° IV.8: Paramètres de comparaisons

Paramètre de comparaison	Nature du travail	Auteur	Année
1) H augmente dans le sens de l'écoulement	Expérimental	PETERSEN	1953
2) α diminue \Rightarrow H augmente et F diminue	Théorique	BAGGE / HERBICH	1967
3) $\theta \geq 5^\circ$: Distribution hydrostatique des pressions.	Expérimental	HERBICH / WALSH	1972
4) $\alpha \geq 8^\circ$: Apparition du phénomène de l'entraînement d'air			
5) X augmente \Rightarrow H diminue			

Commentaires

1. Premier paramètre (si H augmente dans le sens de l'écoulement) : D'après nos résultats expérimentaux, ce résultat n'est pas vérifié.
2. Deuxième paramètre (si α diminue \Rightarrow H augmente et F diminue): D'après nos résultats expérimentaux, ces résultats sont totalement vérifiés.
3. Troisième paramètre ($\theta \geq 5^\circ$:Distribution hydrostatique des pressions) : Selon la nature de notre travail, il nous est impossible de vérifier le paramètre θ .
4. Quatrième paramètre ($\alpha \geq 8^\circ$:Apparition du phénomène de l'entraînement d'air) : Ce paramètre est pleinement vérifié (l'eau blanche commence à apparaître pour $\alpha \geq 6^\circ$).
5. Cinquième paramètre (X augmente \Rightarrow H diminue) :D'après nos résultats et nos observations le paramètre en question est bien vérifié.

Conclusion

Des cinq (5) paramètres à comparer (le paramètre N° 3 étant exclu), quatre sont vérifiés. Le résultat de Petersen est en contradiction avec celui de Bagge et Herbich.

Finalement, on peut dire que nos données et nos résultats sont relativement fiables.

IV.J / Résultats finaux du travail expérimental sur le divergent linéaire

Il en est ressorti, après toutes ces séries de mesures expérimentales, les phénomènes observés, le tracé des évolutions de la hauteur d'eau et du nombre de Froude et les commentaires faits sur les graphes que :

1. Les ondes de choc peuvent apparaître dans un écoulement fluvial sous formes de ressauts ondulés.
2. Dans les canaux comportant un tronçon divergent, il est beaucoup plus intéressant de faire l'étude dans la partie aval de celui-ci que de la faire uniquement et seulement à l'intérieur, car, il y a apparition d'ondes de choc donnant des surélévations brusques et importantes du plan d'eau.

CHAPITRE V

ETUDE EXPERIMENTALE SUR LES ECOULEMENTS TORRENTIELS TRAVERSANT LES CONVERGENTS

V.A / Etude expérimentale sur le convergent linéaire et symétrique

V.A.1 / Techniques de mesure

a) Technique de la Hauteur d'eau

Le dispositif de mesure de la hauteur d'eau est le même que celui utilisé pour le divergent. Pour chaque section de contrôle (10 sections), on a cinq (5) points de mesure (figure V.1, ci-dessous).

N° de la section de contrôle 10 2 1

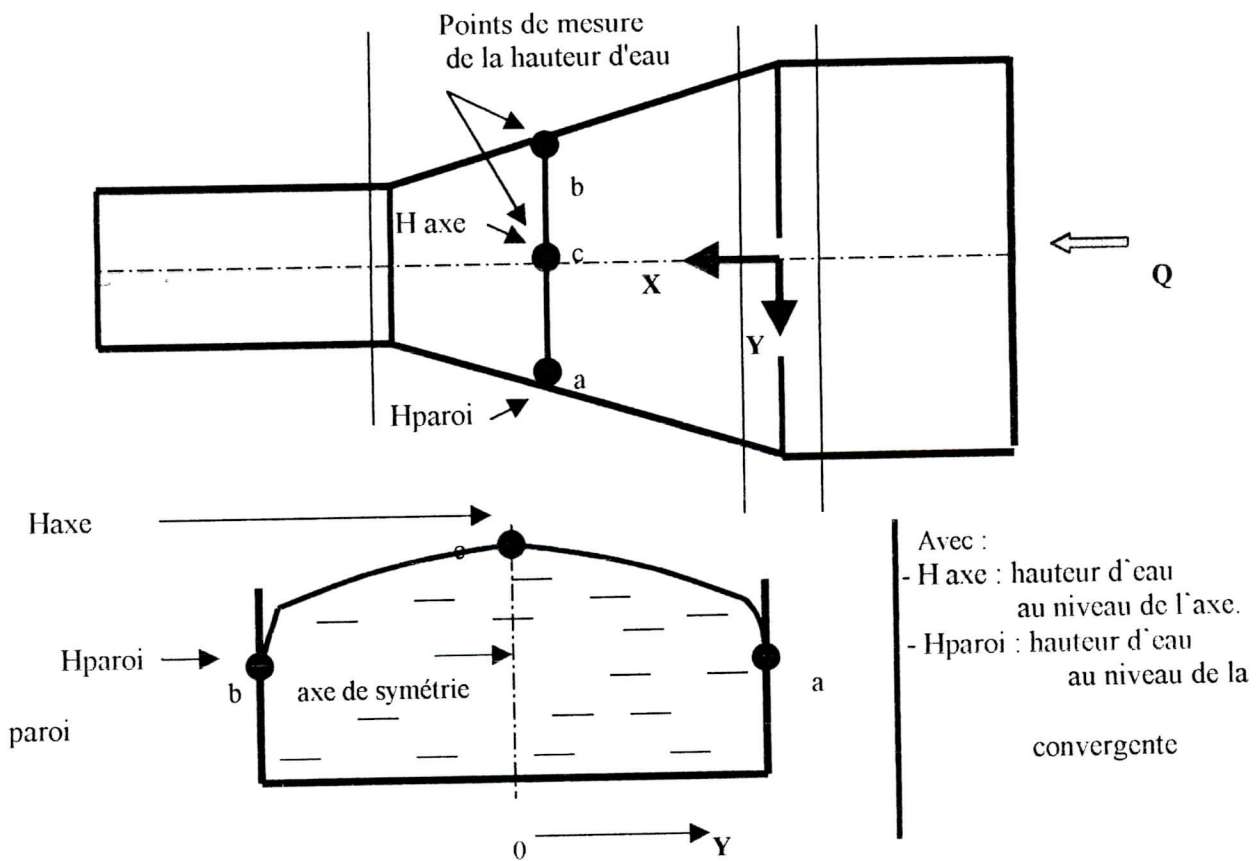


Figure V.1 : Dispositif de mesure de la hauteur d'eau

b) Technique de mesure de la Pression au fond

La mesure de la pression au fond du canal s'effectue à l'aide de vingt (20) prises de pression de diamètre intérieur de trois millimètres (3 mm). Les coordonnées des prises de pression sont données par le tableau N° V.1, ci-dessous.

Tableau N° V.1 : Coordonnées des prises de pression

N° prise de pression	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
X (cm)	0	10	20	30	40	50	60	70	81	90
Y(cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
N° prise de pression	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
X (cm)	0	10	20	30	40	50	60	70	81	90
Y(cm)	23,0	21,5	20,0	18,5	16,5	15,0	13,0	12,0	12,0	12,0

Les prises de pression sont reliées à des tubes piézométriques de diamètre intérieur de six millimètre (6 mm) fixés sur une plaque elle-même collée au canal convergent permettant ainsi des lectures directes de la hauteur d'eau quelque soit l'angle d'inclinaison du canal. (figure V.2, ci-dessous).

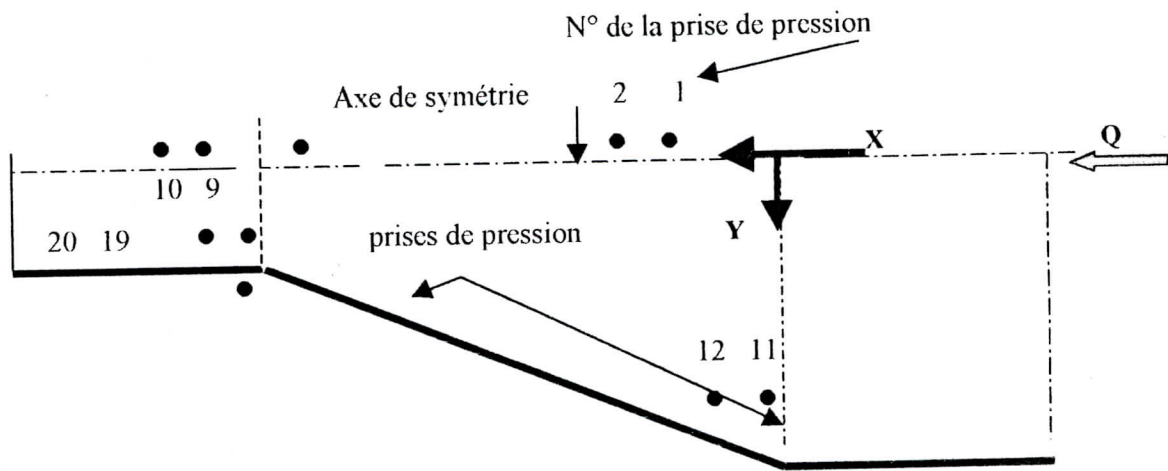


Figure V.2 : Disposition des prises de pression

c) **Technique de mesure du Débit**

La mesure du débit est effectuée selon deux méthodes :

Par la méthode volumétrique : $Q = V / T$

Par l'intermédiaire d'un appareil électronique appelé Débit Mètre Non Intrusif ICC - Flow Check, préalablement étalonné. L'appareil fonctionne selon le principe de Doppler [44].

d) **Technique de mesure de la Vitesse**

Faute de moyens de mesure de la vitesse ponctuelle (tube de Pitot), nous avons utilisé les vitesses calculées ($V = Q / S$). Le calcul de la surface mouillée s'est fait par planimétrie.

V.A.2 / Canevas de mesure

- 1) On fixe la pente du radier (α).
 - 2) On alimente le canal avec un débit (Q). on attend que l'écoulement soit établi.
 - 3) On relève les hauteurs d'eau dans les différents tubes piézométriques.
 - 4) On mesure les hauteurs d'eau dans les différentes sections transversales (figure IV.2, page 43).
- On change le débit et on effectue les mêmes mesures.
On change de pente et on refait le même canevas de mesures

V.A.3 / Déroulement des expériences

Les gammes de variation de la pente du radier α et du débit d'entrée Q sont réunis dans le tableau ci-dessous (tableau N°V.2).

Tableau N° V.2 : Gammes de variation de α et de Q

Pente de radier α (deg)	0	5	13,5	38
Débit d'entrée Q (l / s)	5	7	8,5	

V.A.4 / Phénomènes observés

Pour toutes les variations de α et Q , hormis celle où $\alpha = 0^\circ$ (pour $\alpha = 0^\circ$ l'écoulement est partout fluvial), les diverses configurations de la surface libre de l'eau sont donnés sur la figure V.3 et le tableau N° V.3, ci-dessous.

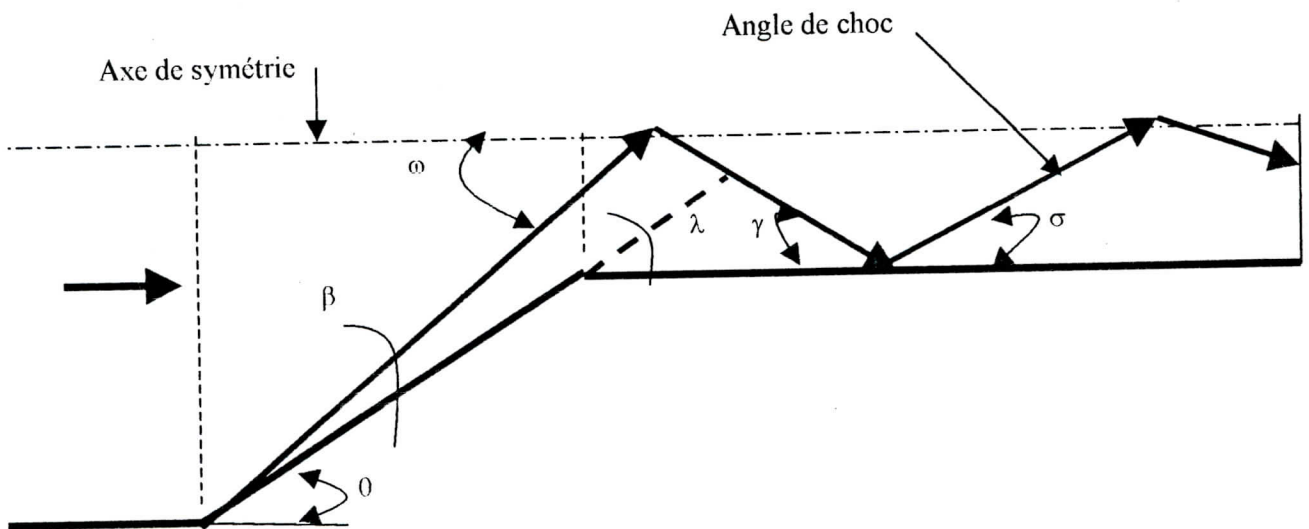


Figure V.3 : Formes générales de la surface libre de l'eau

Tableau N° V.3: Valeurs des différents angles observés

α (deg)	Q (l/s)	Angles (deg)				
		ω	β	γ	σ	λ
5	5,0	68,7	23,0	19,0	9,0	
	7,0	54,0	16,0	17,0	11,0	
	8,5	51,0	14,5	15,2	13,5	
13,5	5,0	49,0	13,5	12,0	10,2	10,0
	7,0	45,7	11,5	11,0	8,0	8,5
	8,5	46,0	11,0	10,0	7,2	9,0
38	5,0	21,0	5,0			12,0
	7,0	20,0	4,0			15,0
	8,5	19,0	3,0			17,0

Commentaires

Le traitement de ce tableau fait ressortir que les angles des ondes de choc consécutifs ω , β , γ diminuent avec l'augmentation de la pente du radier et du débit de transit.

V.A.5 / Critique et comparaison

Dans le but de rendre nos données et nos résultats plus fiables, une série d'études comparatives a été menée. Après examen des travaux d'autres auteurs (Barcschdorf, Rodriguez et Coles [1]) dans le même domaine, nous avons remarqué que lesdits travaux - sans exception - étaient axés sur une pente nulle du radier (les moyens matériels dont ils disposaient leur permettaient d'avoir des régimes d'écoulement torrentiel même avec une pente de radier nulle, ce qui n'est pas notre cas). Néanmoins, nous avons pu choisir trois (3) paramètres de comparaison donnés par d'autres auteurs (tableau N° V.4).

Tableau N° V.4: Paramètres de comparaison

o	Paramètre de comparaison	Auteur	Année
1	$\text{Tang } \theta = \frac{\text{tang } \beta_1 [(1 + 8 F_1 \cdot \sin^2 \beta_1) - 3]^{1/2}}{2 \cdot \text{tang}^2 \beta_1 + [(1 + 8 F_1 \cdot \sin^2 \beta) - 1]^{1/2}}$	A.T.Ippen	1949
2	$\beta = \theta + \frac{3}{2\sqrt{2} \cdot F_1}; \text{ si } F_1 \cdot \sin \beta > 1 \text{ et } F_1 > 2$	W.H.Hager	1992
3	$F_1 \text{ augmente} \Rightarrow \beta \text{ augmente}$	H.Chanson	1995

Avec ; θ = Angle de déviation des parois latérales
 β_1 = Angle de l'onde de choc
 F_1 = Nombre de Froude amont

a) Commentaires

□ Le premier paramètre

Après traitement de nos résultats expérimentaux, il est impossible de vérifier ce paramètre parce que, dans notre travail expérimental, seule la présence de l'angle du radier (α) permettait d'avoir des nombres de Froude supérieurs à 1, or dans l'expression du paramètre N°1 l'angle α n'apparaît nulle part.

□ Le deuxième paramètre :

Selon nos résultats expérimentaux, la comparaison est impossible car les nombres de Froude de départ ne dépassaient jamais 2.

□ Le troisième paramètre :

Après analyse de nos résultats expérimentaux, il en est ressorti que ce paramètre est en nette contradiction; que ce soit avec les nôtres ou avec la théorie.

b) Résultats

De cette tentative de comparaison et critique, il en est ressorti que l'existence d'une pente de radier non nulle complique d'avantage le champ des investigations et comparaisons.

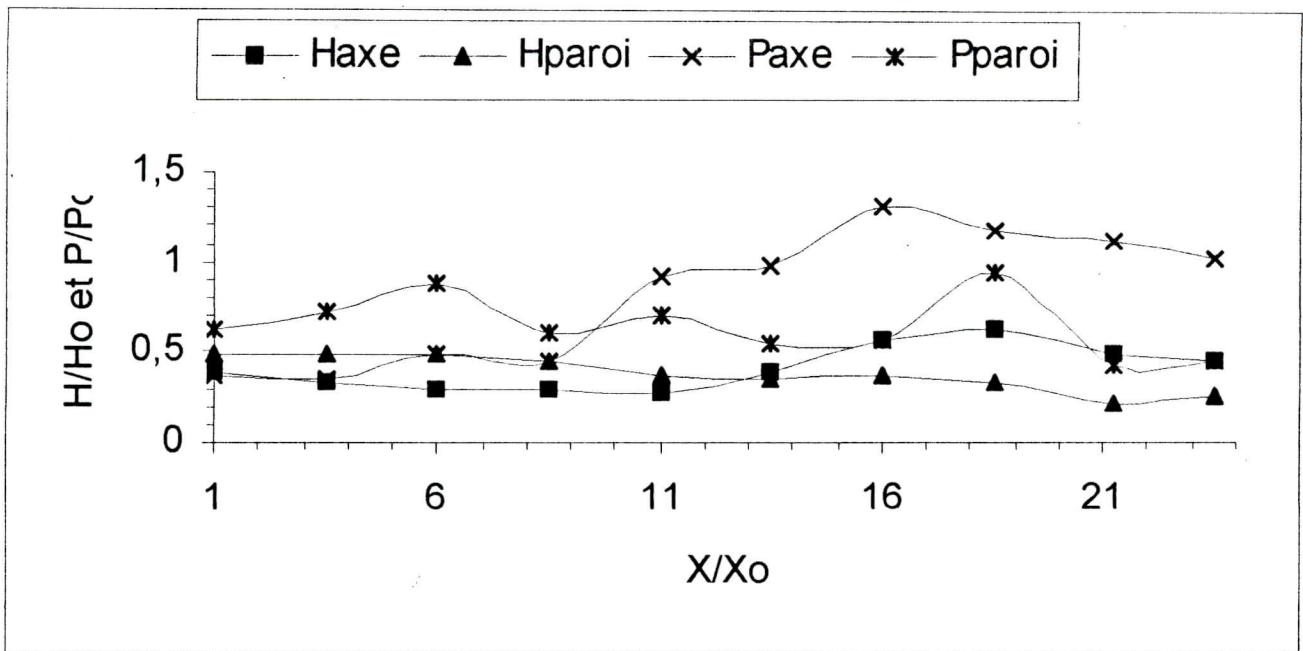
V.A.6 / Evolution de la Hauteur d'eau, de la Pression et du nombre de Froude

Les variations de la hauteur d'eau et de la pression seront tracées en adimensionnel. Pour la variation de la hauteur d'eau et de la pression, nous avons pris, une première fois, les hauteurs d'eau et les pressions au niveau de la paroi convergente (H_{paroi} et P_{paroi}) et une deuxième fois au niveau de l'axe du convergent (H_{axe} et P_{axe}) telles que :

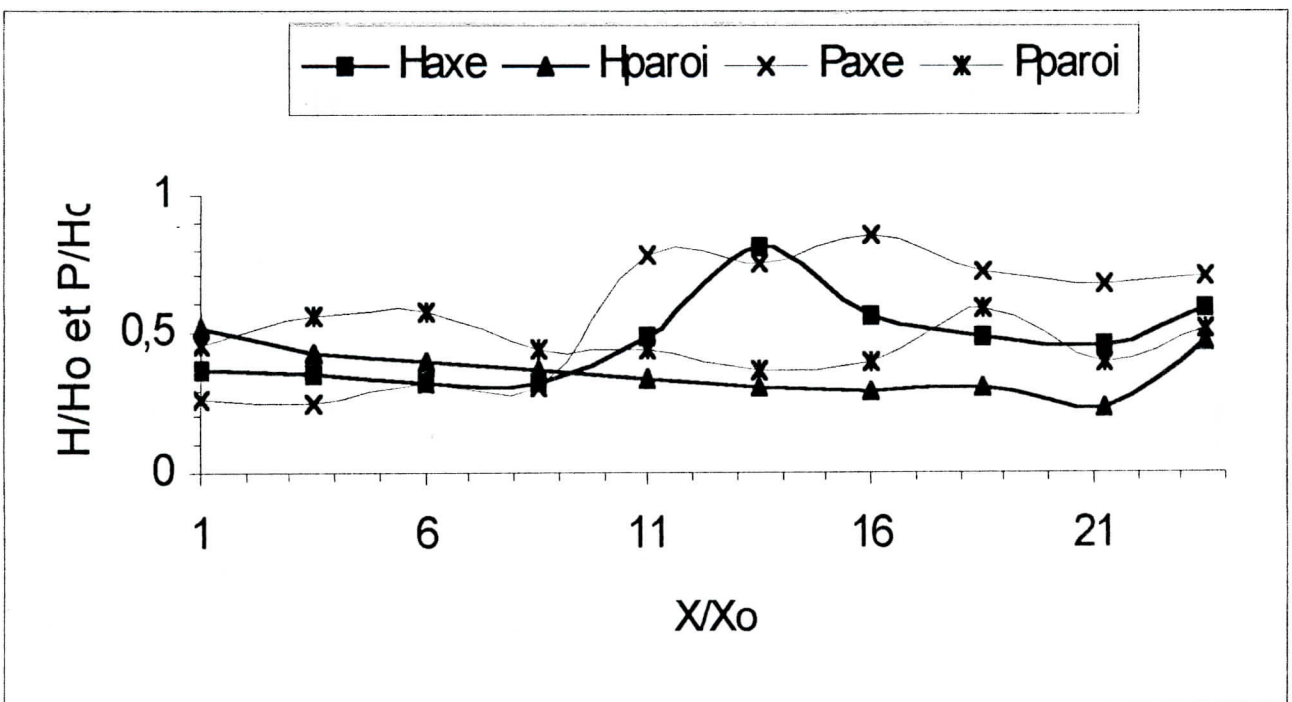
➤ $H = H_{\text{axe}} / H_0$ et $H = H_{\text{paroi}} / H_0$

➤ $P = P_{\text{axe}} / H_0$ et $P = P_{\text{paroi}} / H_0$

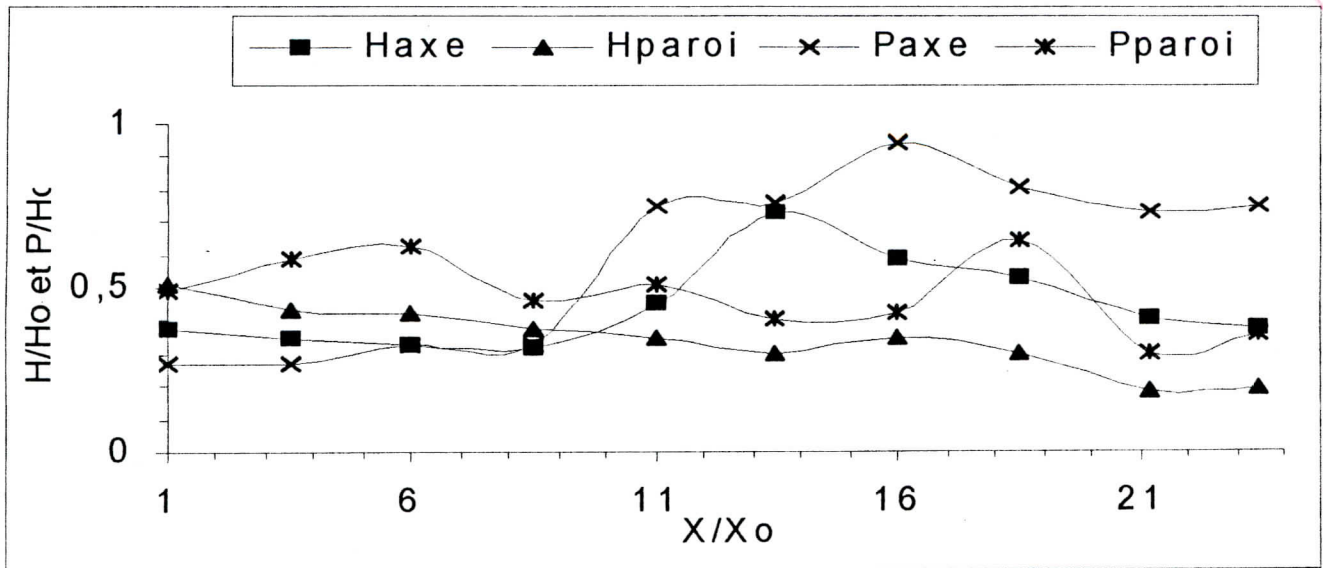
NB: H_0 est la hauteur d'eau moyenne mesurée au niveau de la première section de contrôle.



a) $Q = 5 \text{ l/s}$ (5°)



b) $Q = 7 \text{ l/s}$ (5°)

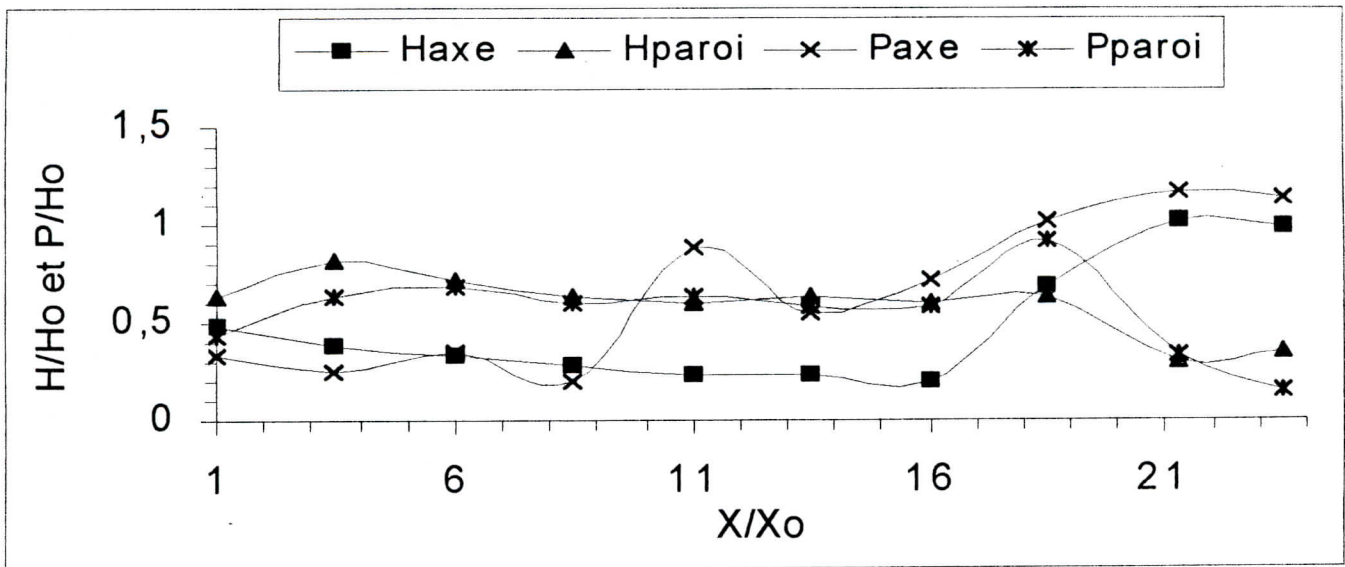


c) $Q = 8,5 \text{ l/s}$

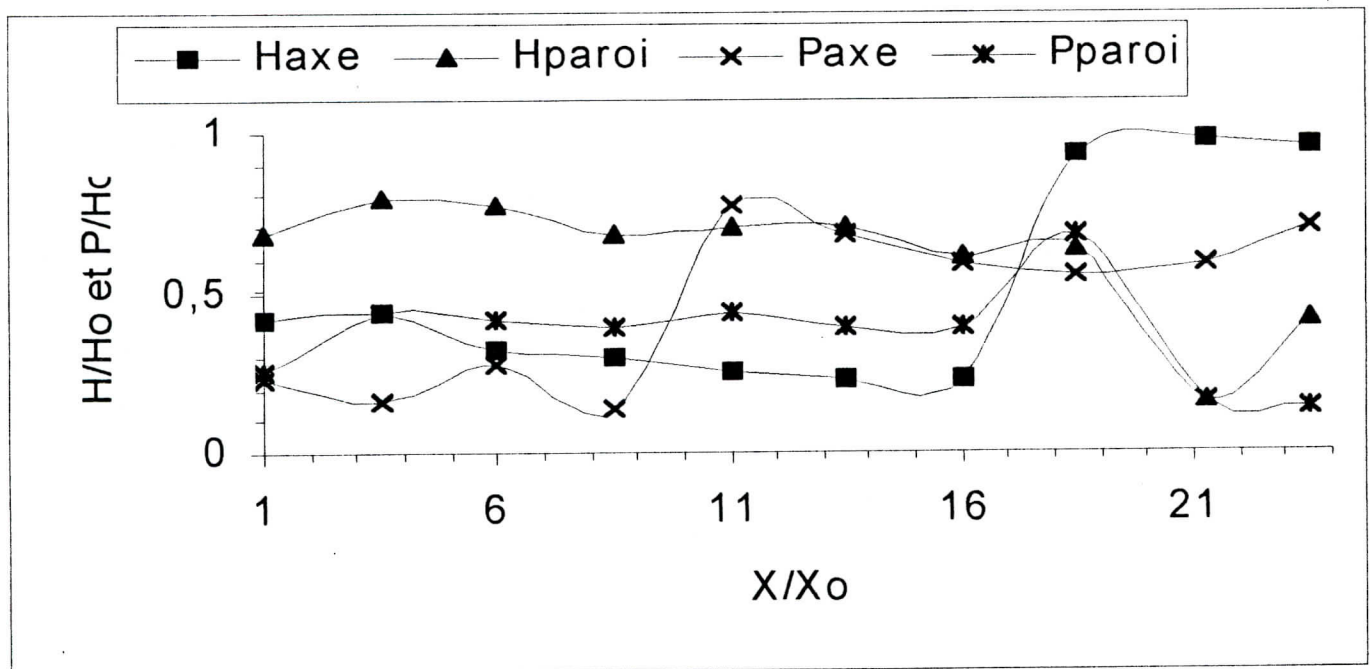
Figure V.4 : Variation de la hauteur d'eau et de la pression en fonction de l'abscisse ($\alpha = 5^\circ$)
a) $Q = 5 \text{ l/s}$ b) $Q = 7 \text{ l/s}$ c) $Q = 8,5 \text{ l/s}$

Interprétation Figure V.4.a,b,c ($\alpha = 5^\circ$)

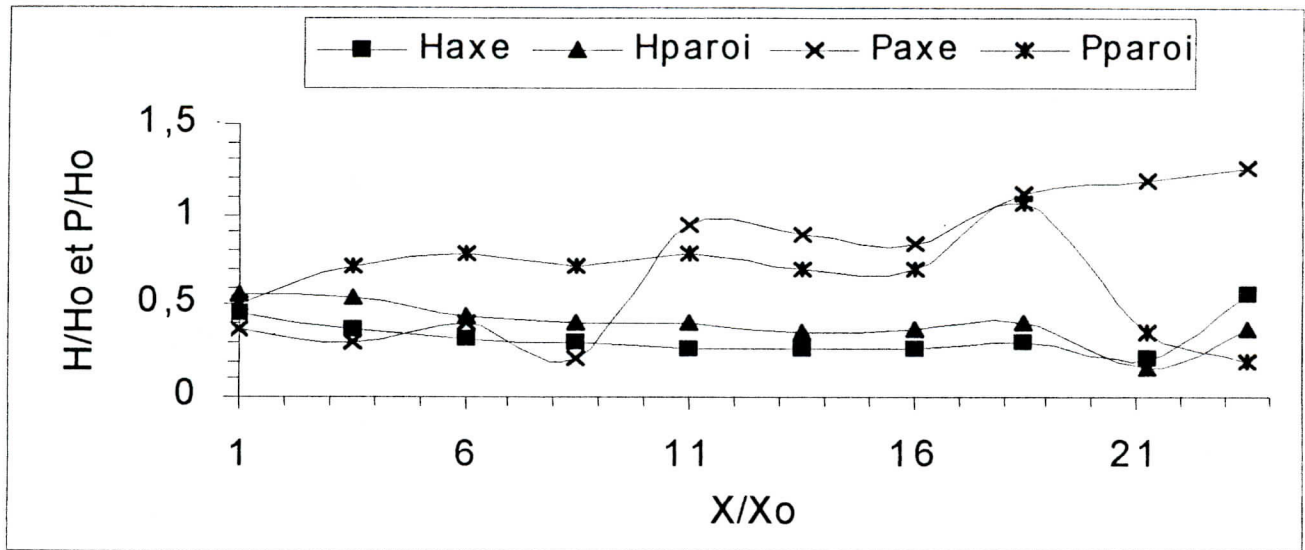
De façon générale, les pressions au niveau de l'axe et de la paroi sont toujours supérieures aux hauteurs d'eau, de plus, la pression au niveau de la paroi convergente est la plus importante. Au fur et mesure que le débit augmente, on remarque une légère remontée de la hauteur d'eau au niveau de l'axe, On constate, aussi que qu'au fur et à mesure que le débit augmente la surface libre de l'eau devient instable et perturbée.



a) $Q = 5 \text{ l/s (13.5}^\circ)$



b) $Q = 7 \text{ l/s (13.5}^\circ)$



c) $Q = 8,5 \text{ l/s}$

Figure V.5 : Variation de la hauteur d'eau et de la pression en fonction de l'abscisse ($\alpha = 13,5^\circ$)

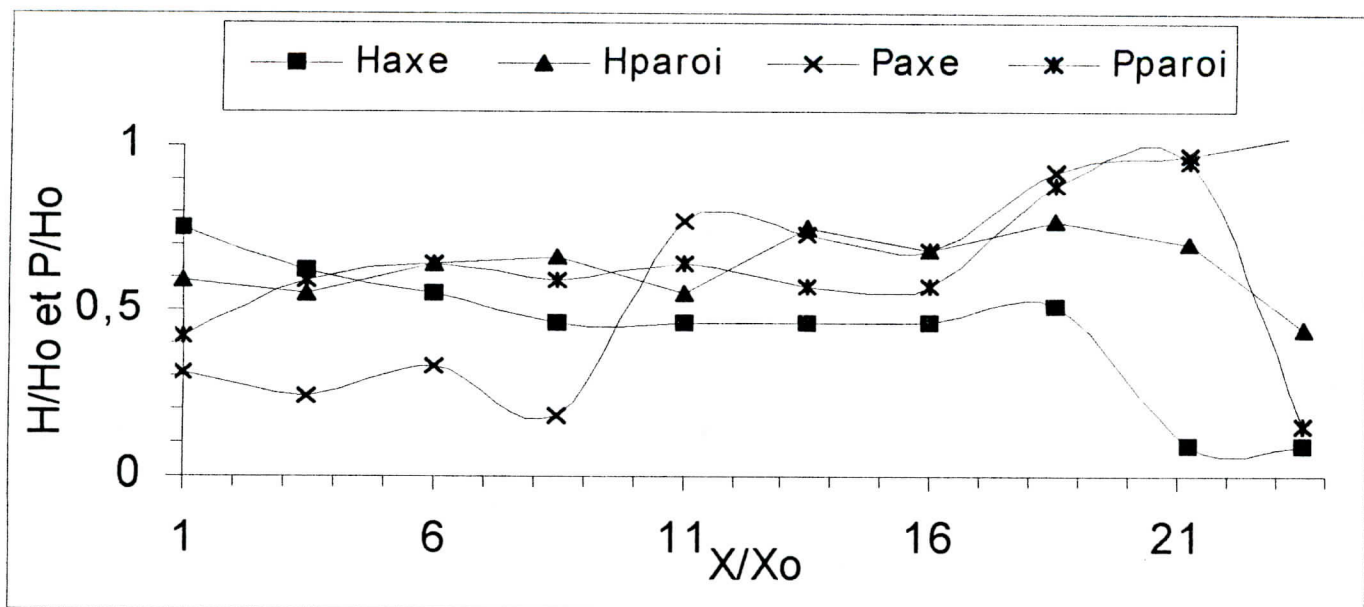
a) $Q=5 \text{ l/s}$ b) $Q=7 \text{ l/s}$ c) $Q=8,5 \text{ l/s}$

Interpretation

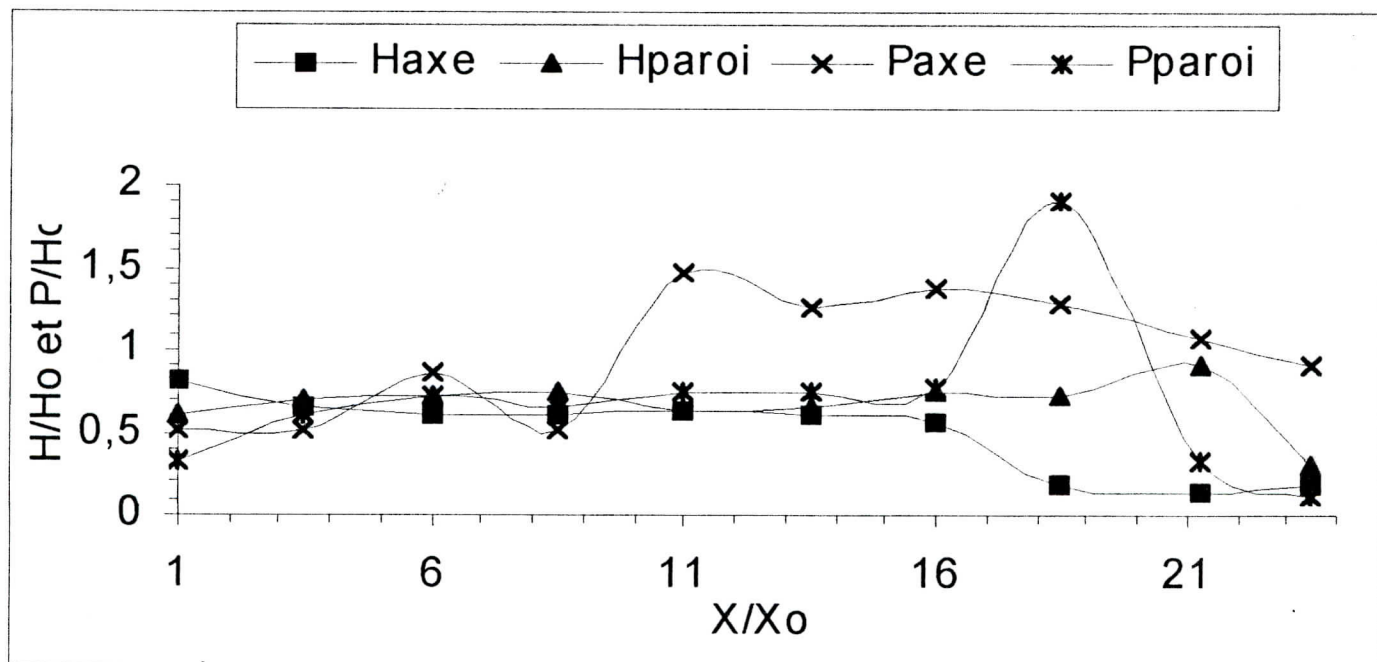
Figure V.5.a,b,c ($\alpha = 13,5^\circ$)

Dans ce cas, on remarque que la comparaison entre la hauteur et la pression au niveau de la paroi convergente est meilleure.

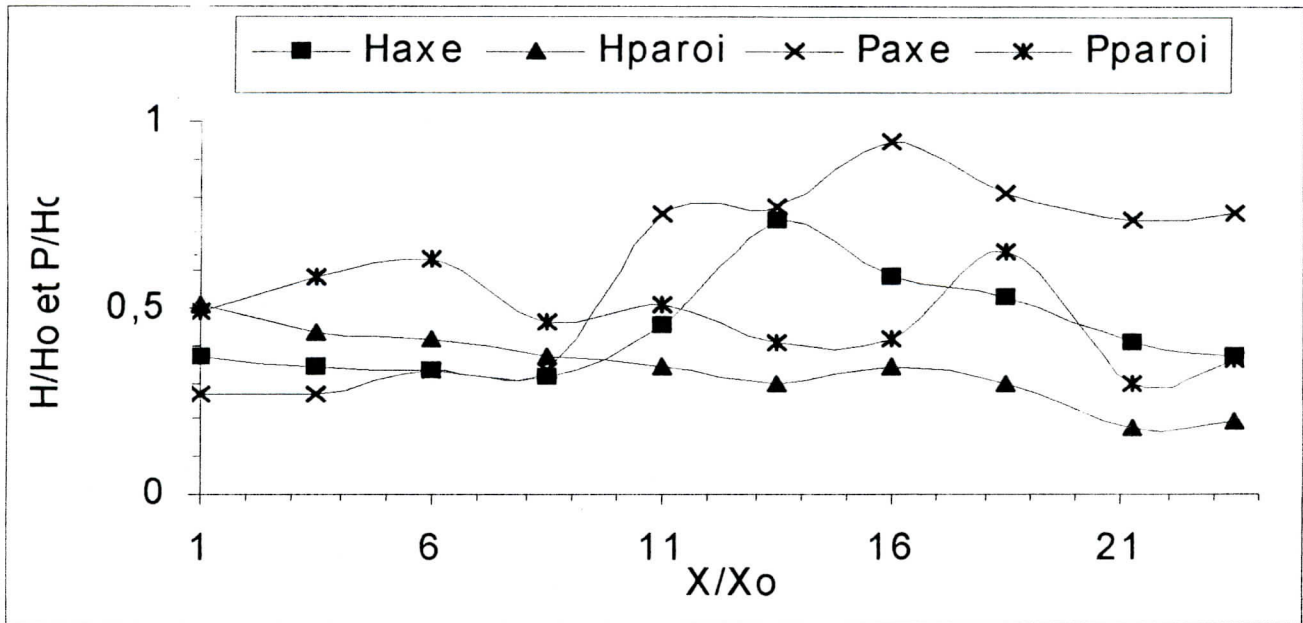
Avec l'augmentation du débit, on remarque, tantôt c'est la hauteur et tantôt c'est la pression au niveau de l'axe qui l'emporte sur toutes les autres. Pour le dernier cas, les hauteurs d'eau sont sensiblement égales.



a) $Q=5 \text{ l/s (} 38^\circ \text{)}$



b) $Q=7 \text{ l/s (} 38.5^\circ \text{)}$



c) $Q = 8,5 \text{ l/s}$

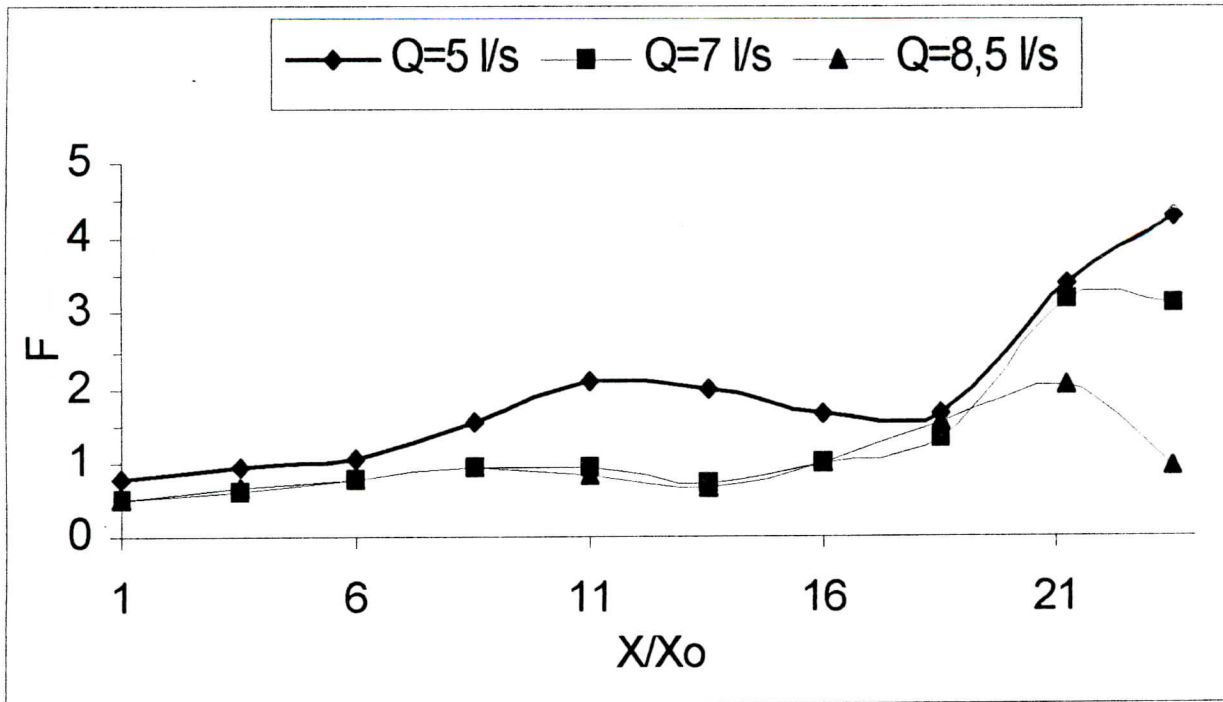
Figure V.6: Variation de la hauteur d'eau et de la pression en fonction de l'abscisse ($\alpha = 5^\circ$)

a) $Q = 5 \text{ l/s}$ b) $Q = 7 \text{ l/s}$ c) $Q = 8,5 \text{ l/s}$

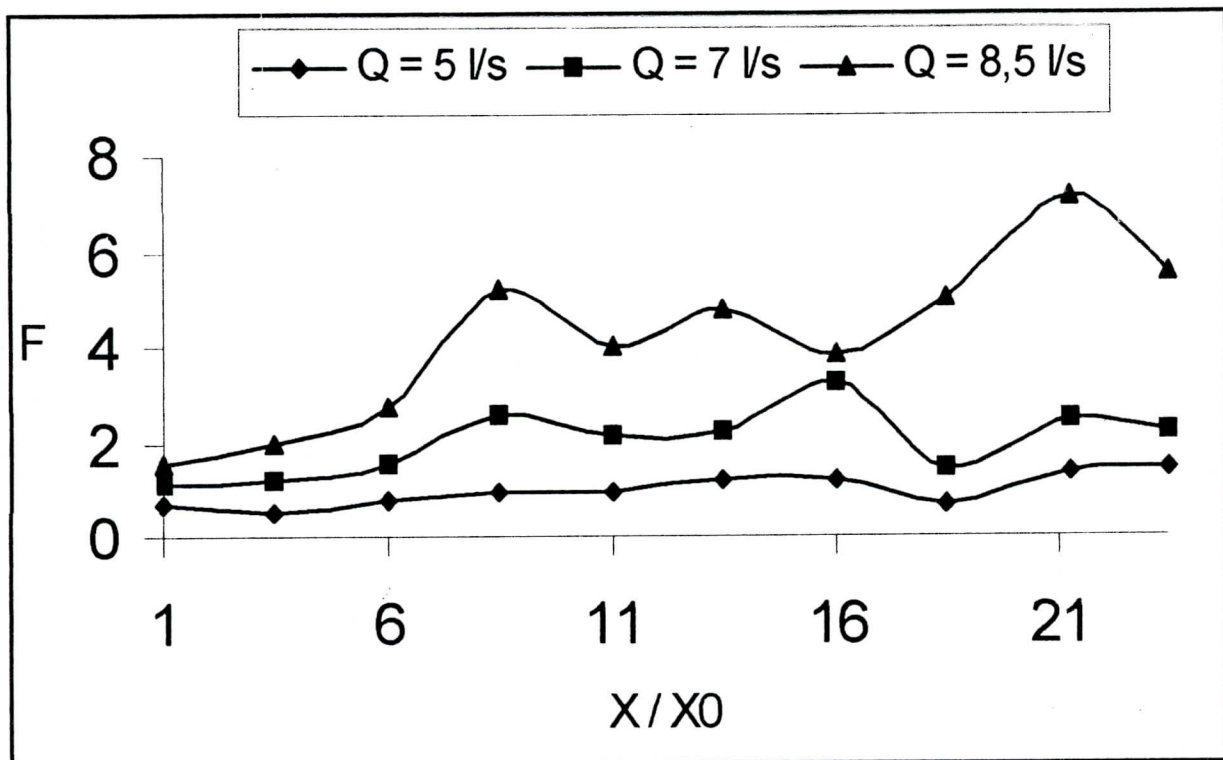
Interprétation Figure V.6.a,b,c ($\alpha = 5^\circ$)

De façon générale, les pressions au niveau de l'axe et de la paroi sont toujours supérieures aux hauteurs d'eau, de plus, la pression au niveau de la paroi convergente est la plus importante (l'hypothèse de la distribution hydrostatique de la Pression est infondée pour tout travail sur les écoulements torrentiels traversants des singularités).

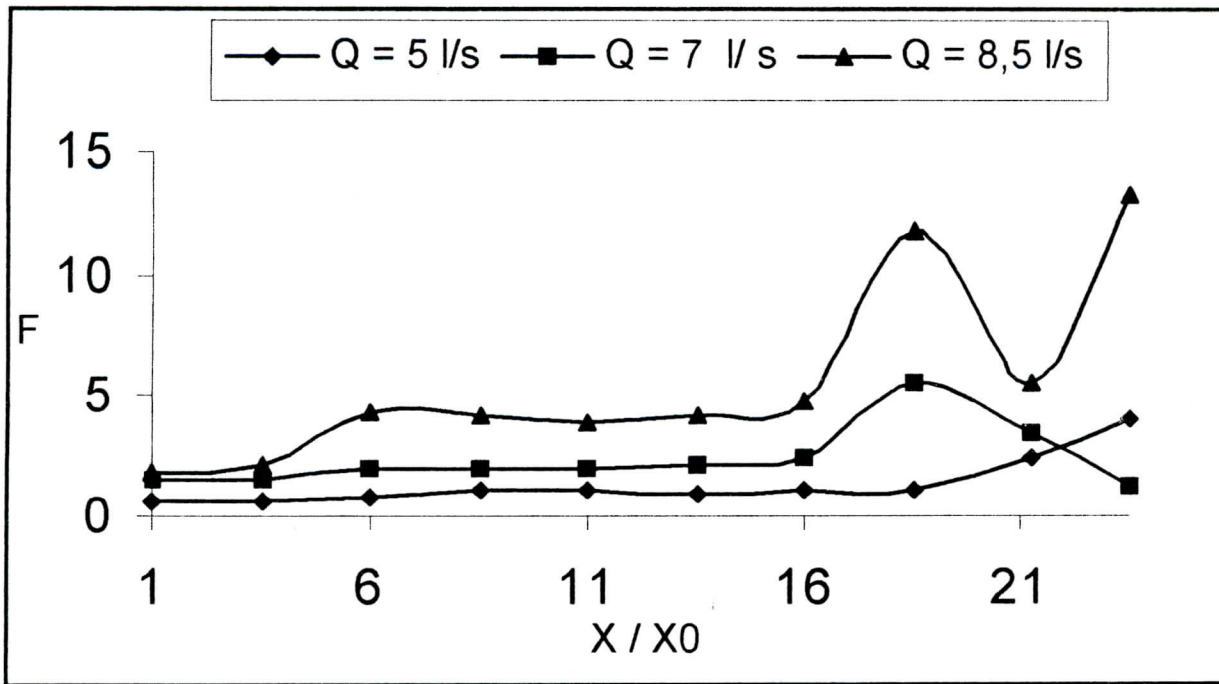
Au fur et mesure que le débit augmente, on remarque une légère remontée de la hauteur d'eau au niveau de l'axe



a) $\alpha = 5^\circ$



b) $\alpha = 13^\circ$



c) $\alpha = 38^\circ$

Figure V.7: Variation du nombre de FROUDE en fonction de l'abscisse
a) $\alpha = 5^\circ$ b) $\alpha = 13,5^\circ$ c) $\alpha = 38^\circ$

Interpretation Figure V.7.a,b,c

Pour X / X_0 inférieur à 18.5, les nombres de Froude sont très voisins. L'augmentation de l'angle du radier entraîne la presque égalité entre les nombres de Froude surtout pour les débits 5 et 7 l/s. Le nombre de Froude pour le débit 8,5 l/s est toujours supérieur au deux autres.

V.A.7 / Commentaires supplémentaires

On peut, aussi faire d'autres commentaires des graphes ci-dessus et cela en faisant une analyse par les chiffres.

a) Discussion par les chiffres des hauteurs d'eau, du nombres de Froude et de la pression

➤ La hauteur d'eau et le nombre de Froude

Le traitement des résultats présentés en annexe permet de dresser le tableau N°V.5, ci-dessous

Tableau N° V.5 : Valeurs maximales de la hauteur d'eau et des nombres de Froude

Nombres de Froude maximaux				Hauteurs d'eau maximales			
Pente du radier (°)	Débit d'entrée Q - l/s-	F max	X/Xo	H(axe) max -cm-	X/Xo	H(paroi) max -cm-	X/Xo
5	5.0	4.28	23.50	0.62	18.5	0.46	1.00
5	7.0	3.18	21.25	0.73	13.5	0.510	1.00
5	8.5	2.05	21.25	0.81	13.5	0.510	1.00
13,5	5.0	1.47	23.50	1.04	21.25	0.790	3.50
13,5	7.0	3.20	16.00	1.01	21.25	0.810	3.50
13,5	8.5	7.2	21.25	0.56	23.5	0.560	1.00
38	5.0	4.03	23.50	0.74	1.00	0.770	18.5
38	7.0	5.52	18.50	0.80	1.00	0.890	21.25
38	8.5	13.26	23.50	0.75	1.00	1.054	18.5

Commentaires

Il ressort de l'analyse de ce tableau que :

- 1) on a 77 % de chance sur l'intervalle $X/X_0 \in [21.25-23.5]$ et 67 % de chance sur la pente du radier $\alpha \in [13,5^\circ - 38^\circ]$ (pente raide) d'avoir les nombres de Froude maximaux,
- 2) la hauteur maximale au niveau de l'axe est pratiquement égale à celle mesurée au niveau de la paroi convergente.

➤ Les Pressions

- Si [$Q=5$ l/s, $\alpha = 5^\circ$ (faible pente) et $X/X_0 = 16.5$ (extérieur de la singularité)] il y a une bonne concordance entre la pression et la hauteur au niveau de l'axe.
- Pour $\alpha=5^\circ$, les pressions au niveau de l'axe sont toujours supérieures aux trois autres.
- Pour ($\alpha = 38,5^\circ$, $Q = 7$ l/s et $X/X_0 \in [16 - 21,2]$), on remarque l'existence d'une cloche de pression au niveau de l'axe du canal. Après investigations des tableaux des résultats, on a remarqué, aussi, et pour le même intervalle, l'existence d'une cloche des nombres de Froude.

Par les chiffres, cela se traduit par :

- 1) si $\alpha = 38,5^\circ$ (pente raide) et $Q = 7$ l/s
 - $X / X_0 = 16.00$ on a $F_1 = 2.36$ et $(P_{axe} / H_0)_1 = 0.77$
 - $X / X_0 = 18.50$ on a $F_2 = 5.52$ et $(P_{axe} / H_0)_2 = 1.91$
 - $X / X_0 = 21.25$ on a $F_3 = 3.44$ et $(P_{axe} / H_0)_3 = 0.32$, donc :

- 2) Si $\alpha = 38,5^\circ$ (pente raide) et $Q = 8,5$ l/s
 - $X/X_0 = 16.00$ on a $F_1 = 4.73$ et $(P_{axe} / H_0)_1 = 1.08$
 - $X/X_0 = 18.50$ on a $F_2 = 11.6$ et $(P_{axe} / H_0)_2 = 2.83$
 - $X/X_0 = 21.25$ on a $F_3 = 5.44$ et $(P_{axe} / H_0)_3 = 0.12$

NB : Ce problème de « cloche » est déjà mentionné par N.V.BRETZ (figure 1.16, page 18).

V.A.8 / Résultats et Conclusions sur le travail concernant le Convergent Symétrique

- 1) Les grands nombres de Froude s'obtiennent toujours pour les grands débits et les grandes pentes, et se trouvent dans le dernier quart du convergent.
- 2) La grande valeur de la hauteur d'eau au niveau de l'axe est pratiquement égale à celle au niveau de la paroi convergente, et se trouve dans le dernier quart du convergent.
- 3) La comparaison entre la pression et la hauteur d'eau au niveau de l'axe est relativement plus facile à faire par rapport à celle au niveau de la paroi convergente.
- 4) L'existence d'une cloche des nombres de Froude se traduit par une cloche de la pression au niveau de l'axe. Plus on augmente le débit et la pente du radier, plus la comparaison pression – hauteur d'eau est plus difficile et la concordance moins bonne.

V.B / Etude expérimentale sur le convergent linéaire et non symétrique

V.B.1 / Technique de mesure

a) Technique de mesure de la hauteur d'eau

Le dispositif est le même que celui du convergent symétrique sauf qu'ici, on a seulement quatre points de mesure (Figure V.8, ci-dessous).

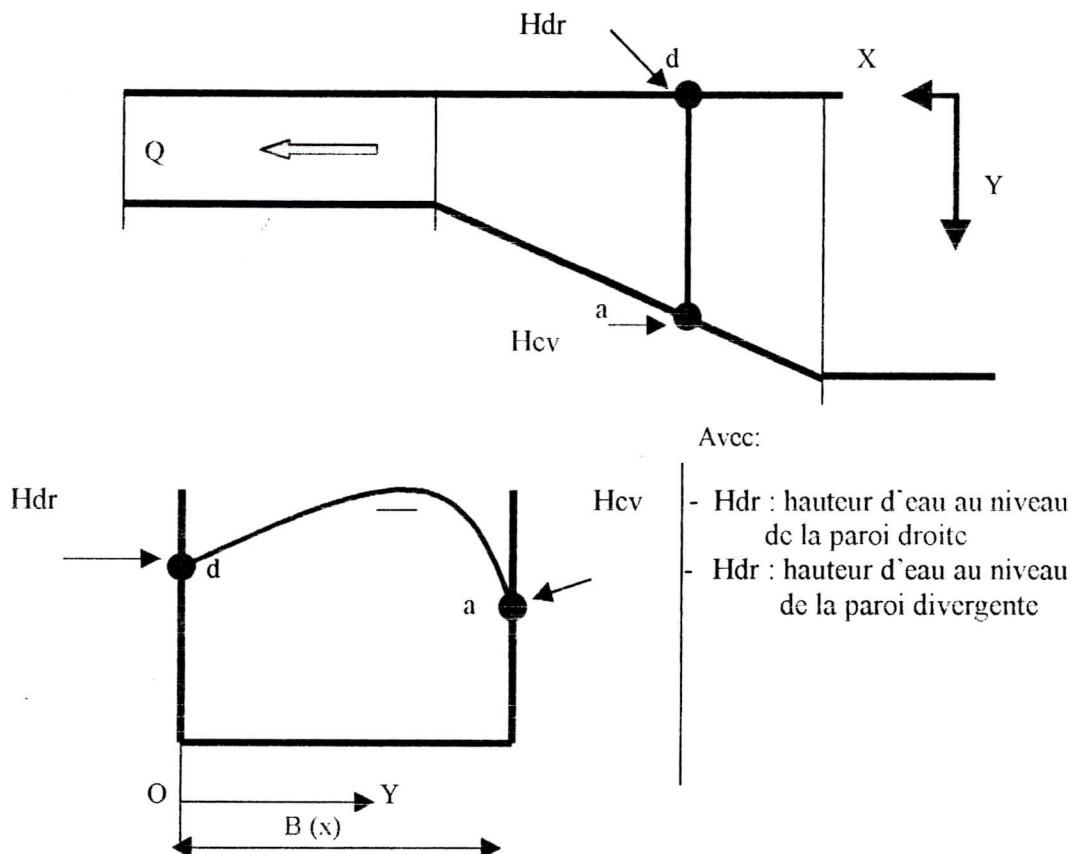


Figure V.8 : Schéma de mesure de la hauteur d'eau

b) Mesure de la Pression au fond, du Débit et de la Vitesse

Même technique que celles utilisées pour le convergent symétrique (figure V.2, pages 65, 66)

V.B.2 / Déroulement des expériences

Les gammes de variations de la pente du radier et du débit d'entrée sont les mêmes que celles utilisées lors du travail expérimental avec le convergent symétrique (tableau N°V.2, page 66).

V.B.3 / Phénomènes observés

Pour toutes les gammes utilisées, les phénomènes observés sont données sous forme d'un schéma (figure V.9) et d'un tableau (tableau N° V.6), ci-dessous.

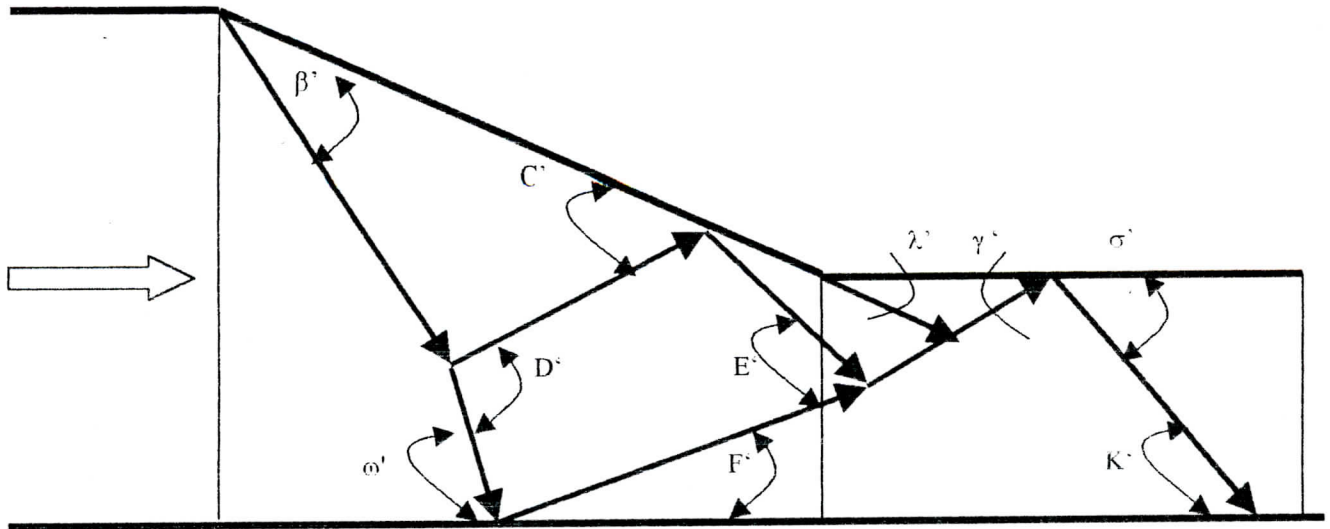


Figure V.9 : Phénomènes observés

Tableau N°V.6 : Valeurs des différents angles observés

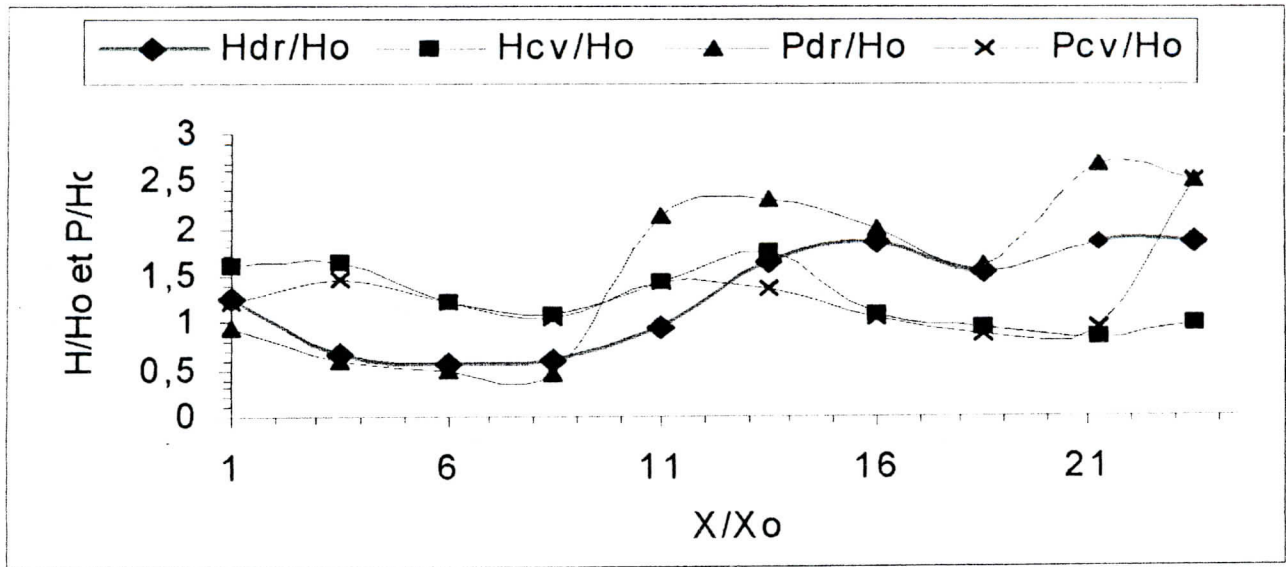
α°	Q -l/s-	β'	ω'	C'	D'	E'	F'	λ'	γ'	σ'	K'
5	5.0	10.0	28.0	20.5	23.0	32.0	20.0	06.0	20.0	16.0	
	7.0	18.5	29.5				24.0	03.0	17.5		16.0
	8.5	13.0	28.0	17.0			14.0	04.2	24.0	17.0	12.0
13.5	5.0	11.0	14.0	12.8	14.0			14.0	13.0		
	7.0	13.2	20.0		14.6	21.0	16.7	06.2	11.0		
	8.5	09.0	19.0				11.0	09.0			
38	5.0	3.20	08.0		25.0			14.0			
	7.0	12.0	11.0		26.0	17.0		11.5			
	8.5	07.1	10.0		19.0	19.0		12.0			

Commentaire

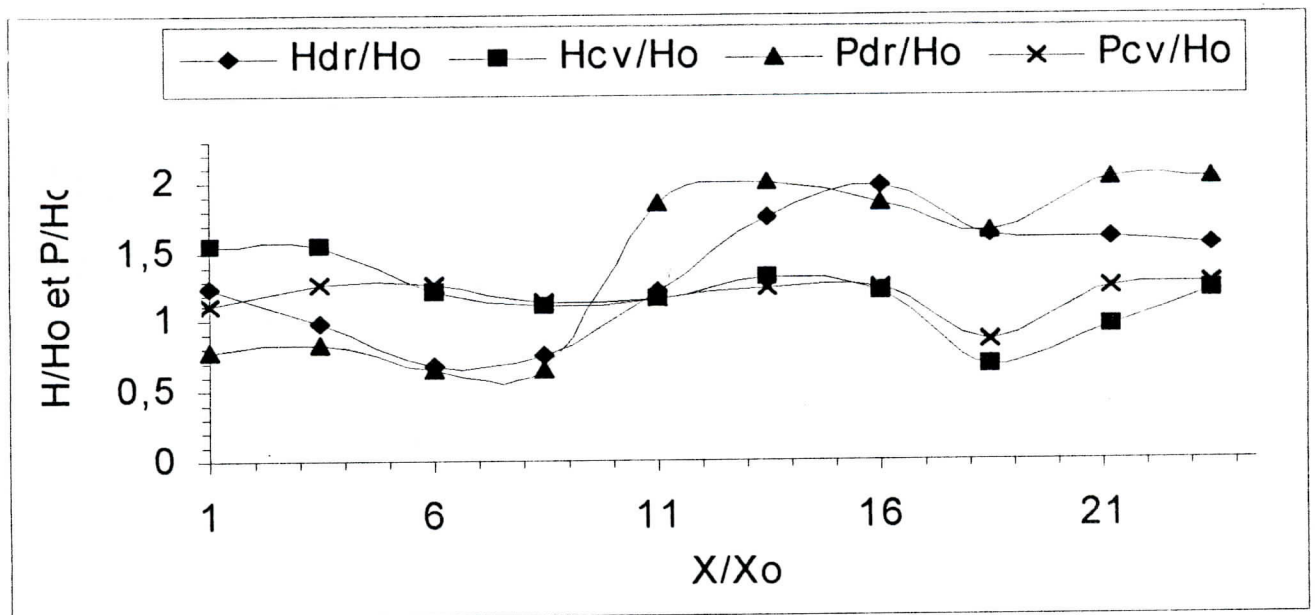
Vu la grande complexité des phénomènes observés (trop d'interférences des angles) aucune conclusion ne peut être tirée.

V.B.4 / Evolution de la hauteur, de la pression et du nombre de Froude

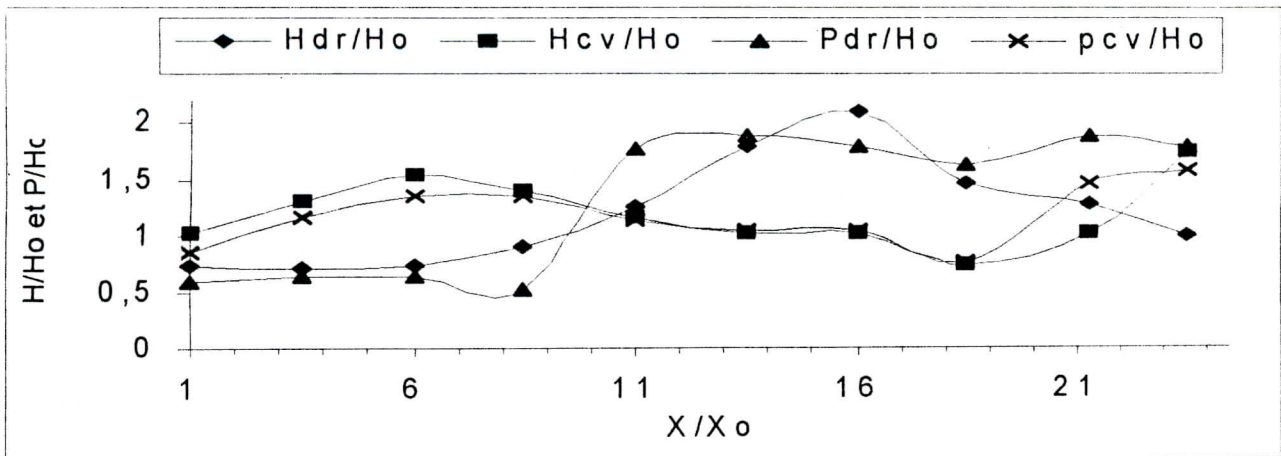
Les variations de la hauteur et de la pression d'eau, en fonction de la distance, seront tracées en coordonnées adimensionnelles (figures V. 4 à V,6).



a) Q=5 l/s



b) Q=7 l/s



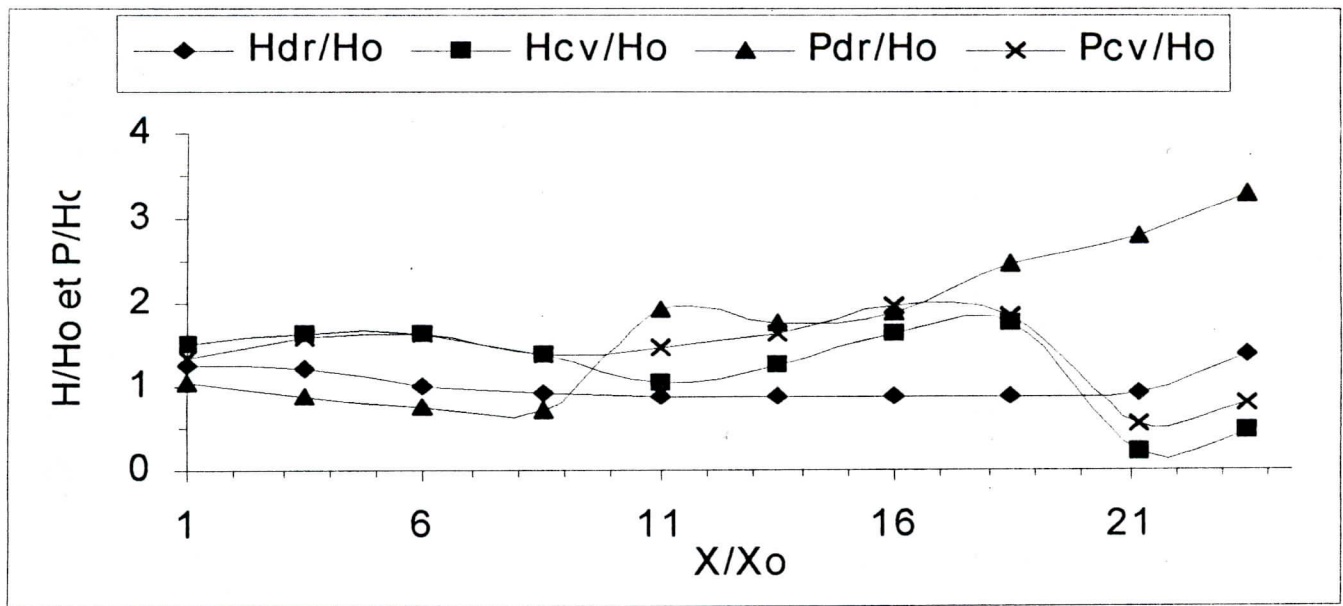
c) $Q=8.5$ l/s

Figure V.10: Evolution de la hauteur d'eau et de la pression en fonction de l'abscisse ($\alpha=5^\circ$)
 a) $Q=5$ l/s b) $Q=7$ l/s c) $Q=8,5$ l/s

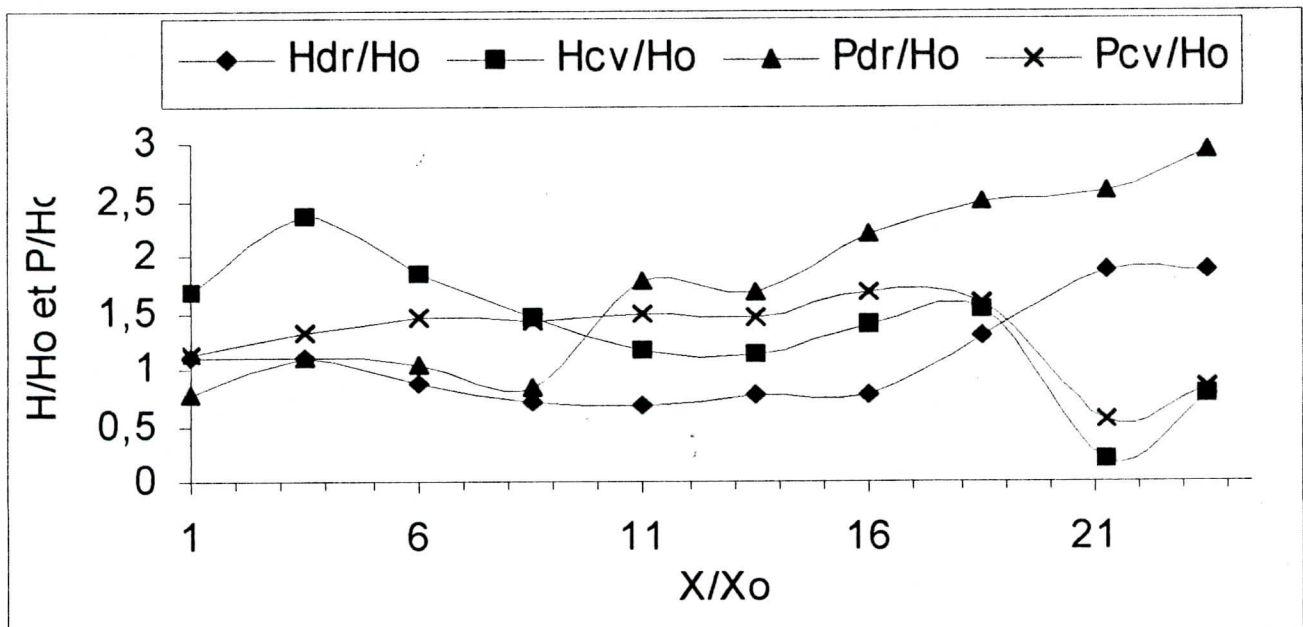
Interprétation Figure V.10.a,b,c:

De prime abord, on distingue l'allure sinusoïdale de la ligne d'eau (caractéristique exclusive des écoulements sujets à la présence des ondes de choc à la surface libre),

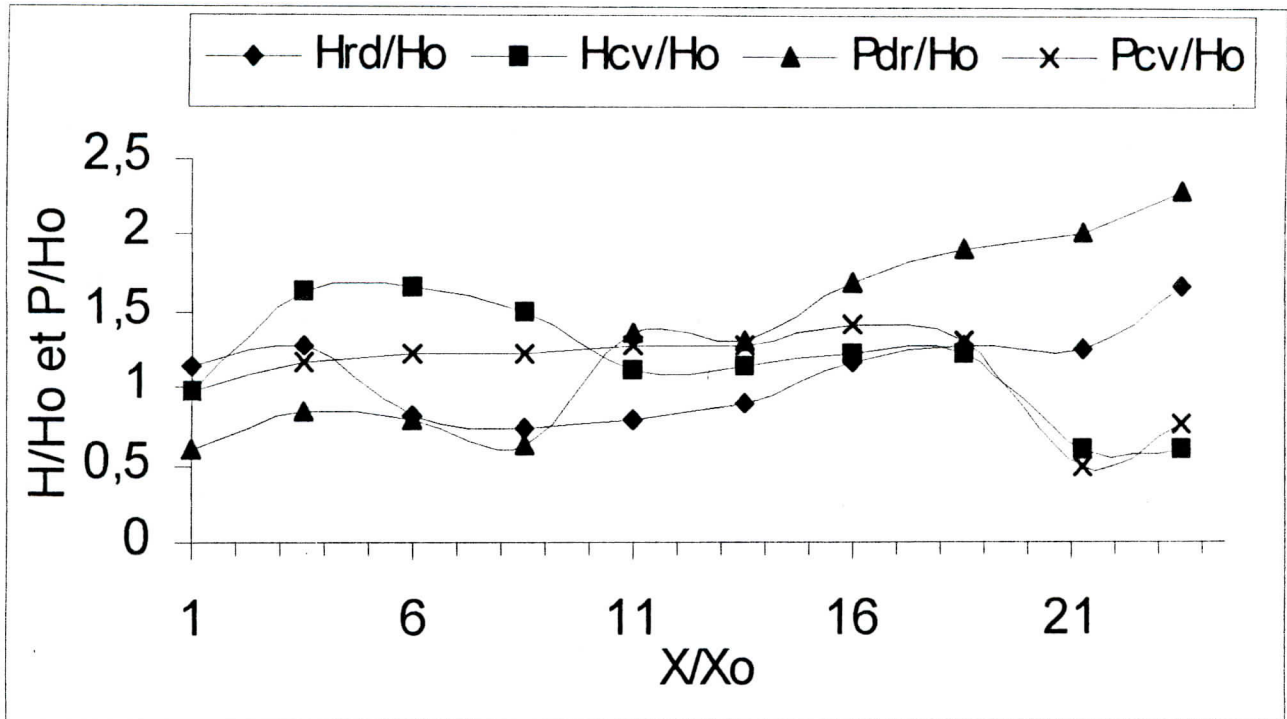
Malgré le fait que la surface libre de l'eau est très perturbée, la concordance entre la hauteur d'eau et la pression, au niveau de la paroi convergente, est très bonne et elle est un peu moins au niveau de la paroi droite, cela peut nous ramener à dire que la distribution des pressions, surtout au niveau de la paroi convergente, est hydrostatique.



a) $Q=5$ l/s



b) $Q=7$ l/s



c) Q=8.5 l/s

Figure V.11: Evolution de la hauteur d'eau et de la pression en fonction de l'abscisse ($\alpha=13.5^\circ$)

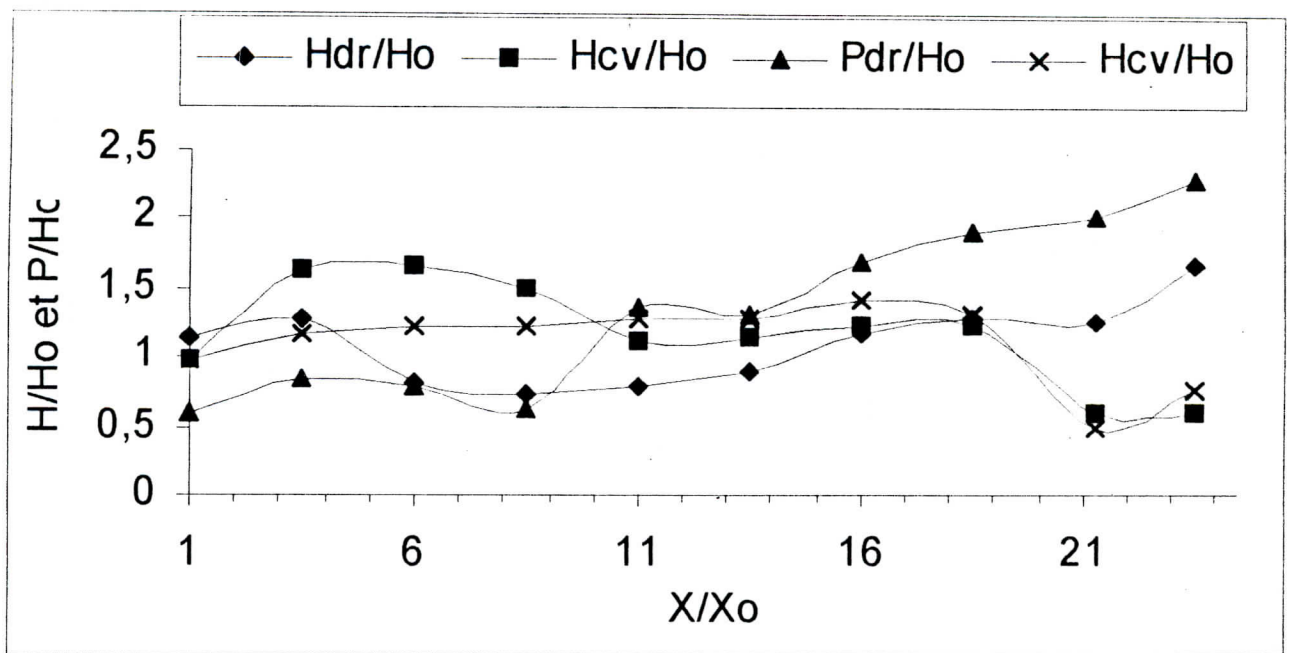
a) Q=5 l/s

b) Q=7 l/s

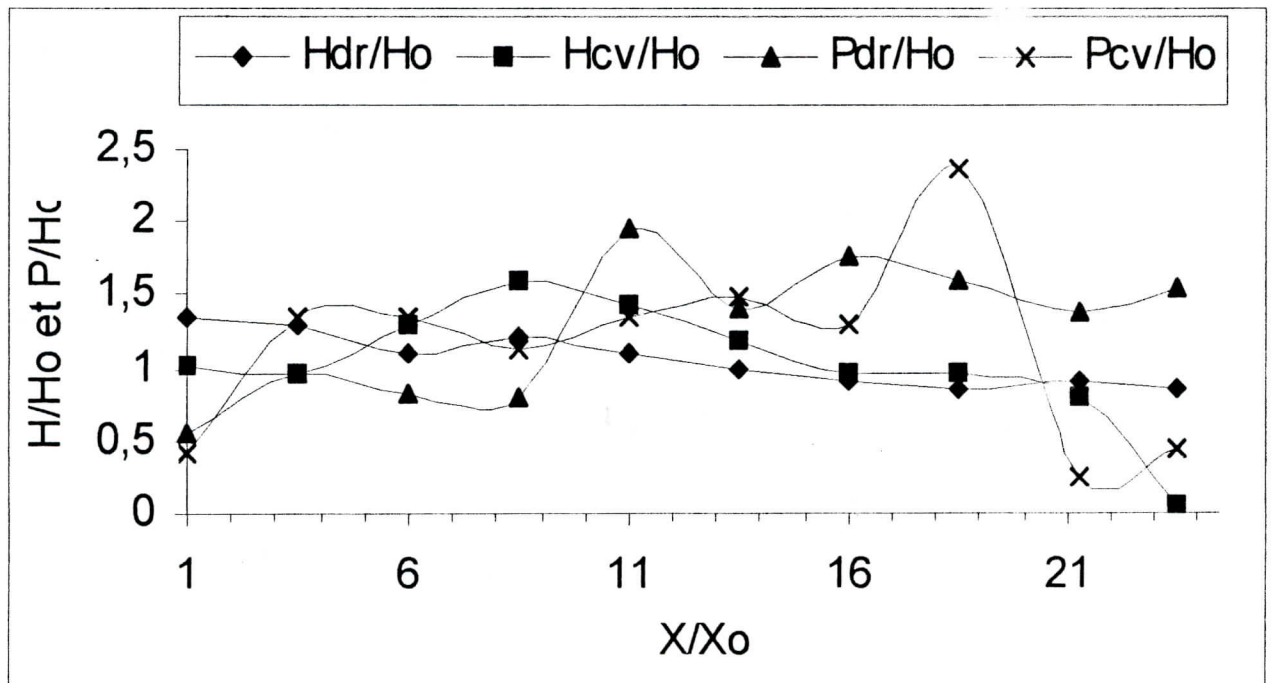
c) Q=8.5 l/s

Interprétation Figure V.11.a.b.c

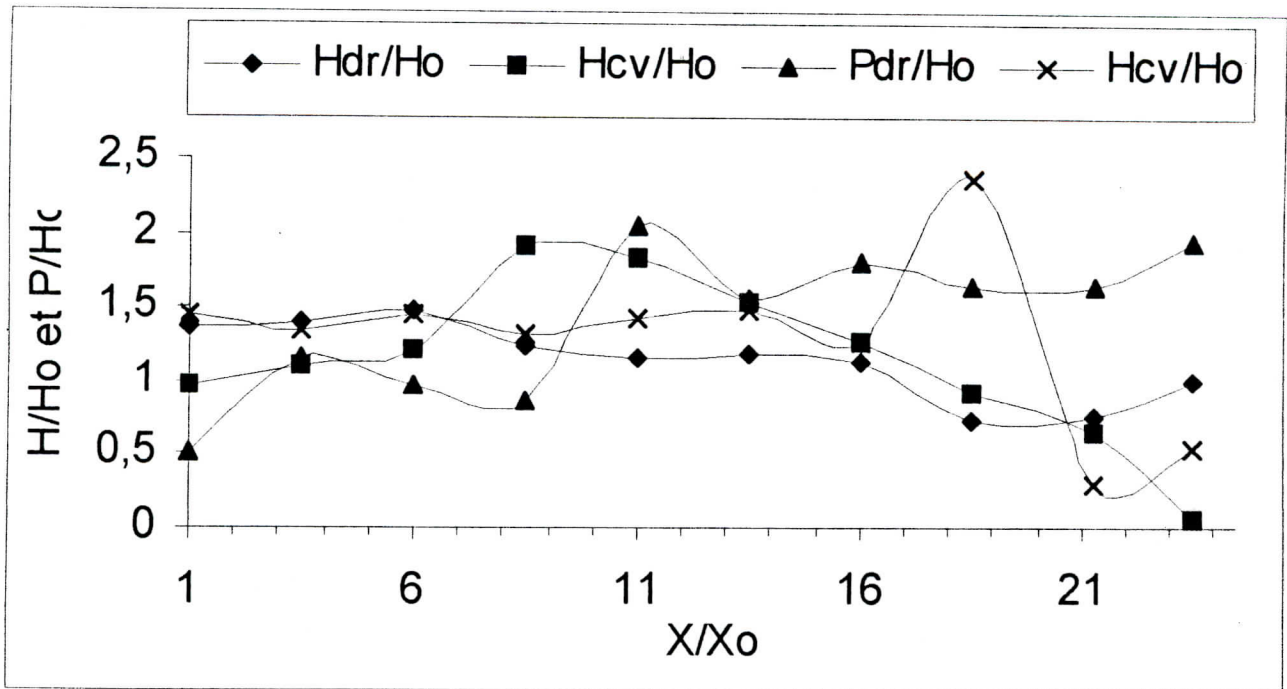
Comme sur la figure IV.26, la concordance entre la hauteur et la pression au niveau de la paroi convergente est très bonne. par contre, au niveau de la paroi droite, la concordance est moins bonne au fur et à mesure qu'on se déplace le long de l'écoulement. Pour la dernière configuration, on note la dégradation de la concordance, aussi bien au niveau de la paroi droite qu'au niveau de la paroi convergente, cela nous ramène à dire qu'au fur et à mesure que la pente du radier augmente l'hypothèse de la distribution hydrostatique de la pression est remise en cause du fait de la perturbation grandissante de la surface libre.



a) $Q=5$ l/s



b) $Q=7$ l/s



c) $Q=8,5 \text{ l/s}$

Figure V.12 : Evolution de la hauteur d'eau et de la pression en fonction de l'abscisse ($\alpha=38^\circ$)

a) $Q=5 \text{ l/s}$

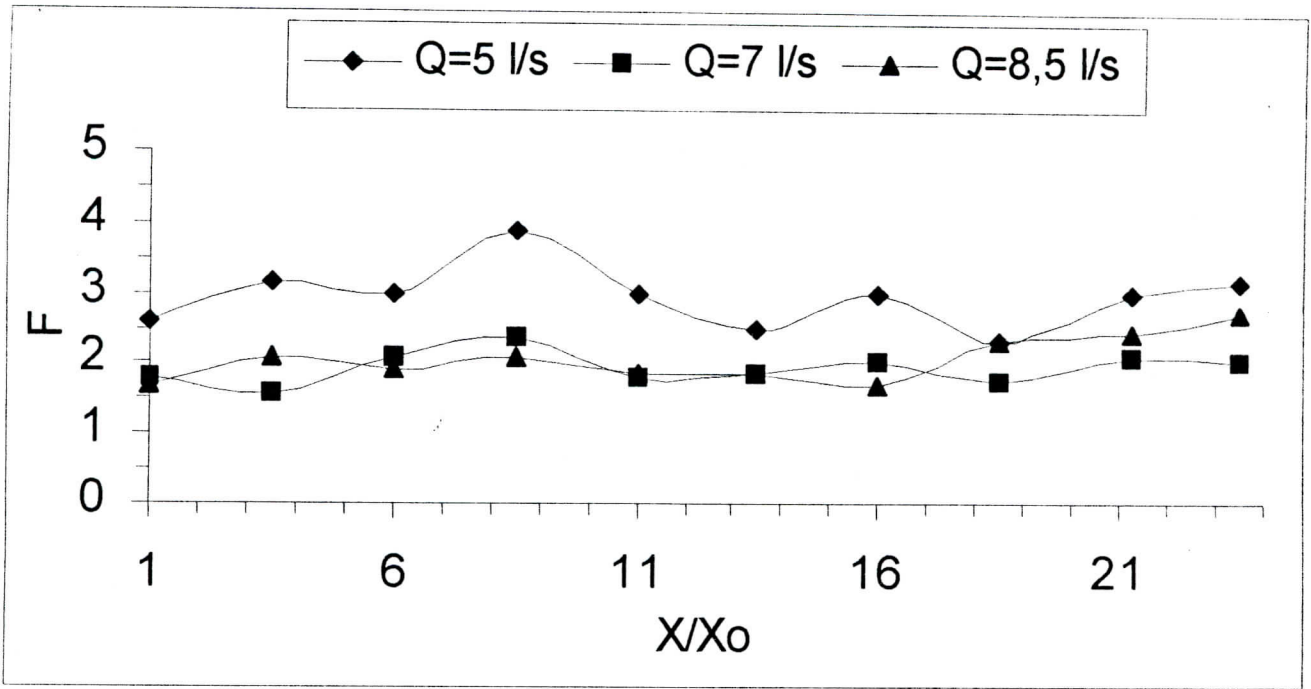
b) $Q=7 \text{ l/s}$

c) $Q=8,5 \text{ l/s}$

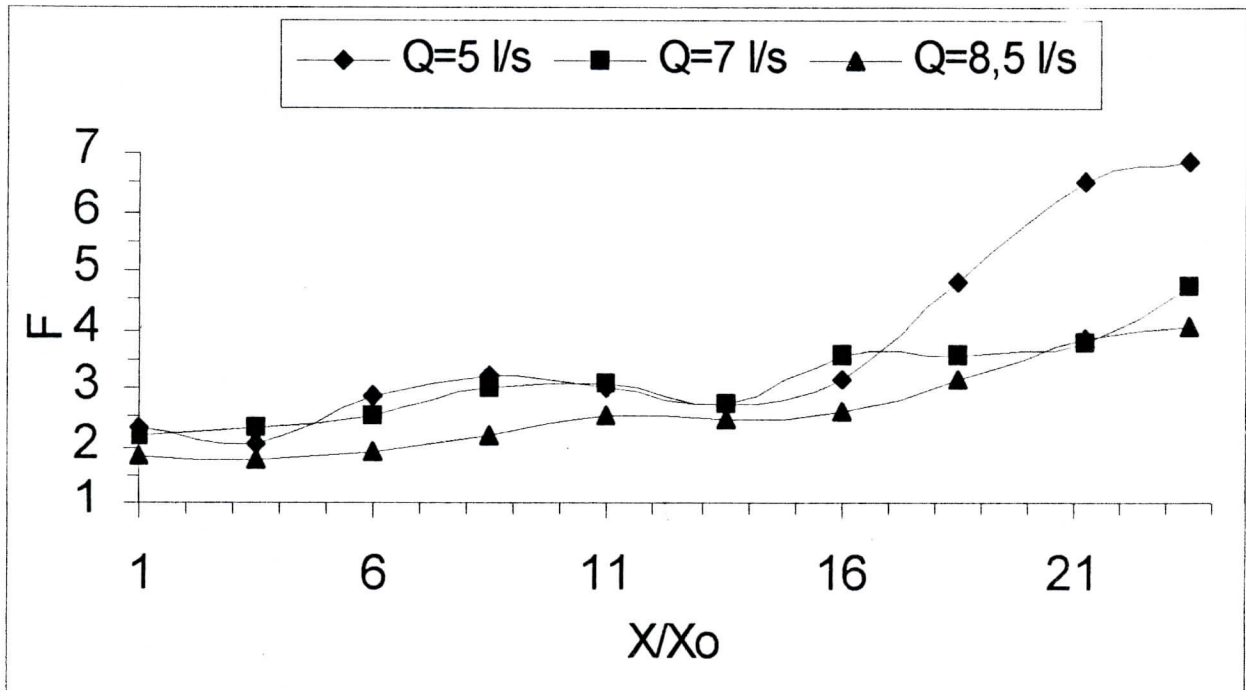
Interprétation Figure V.12.a,b,c:

En augmentant, encore la pente du radier, on remarque qu'il n'est y a pratiquement plus de concordance entre la hauteur d'eau et la pression.

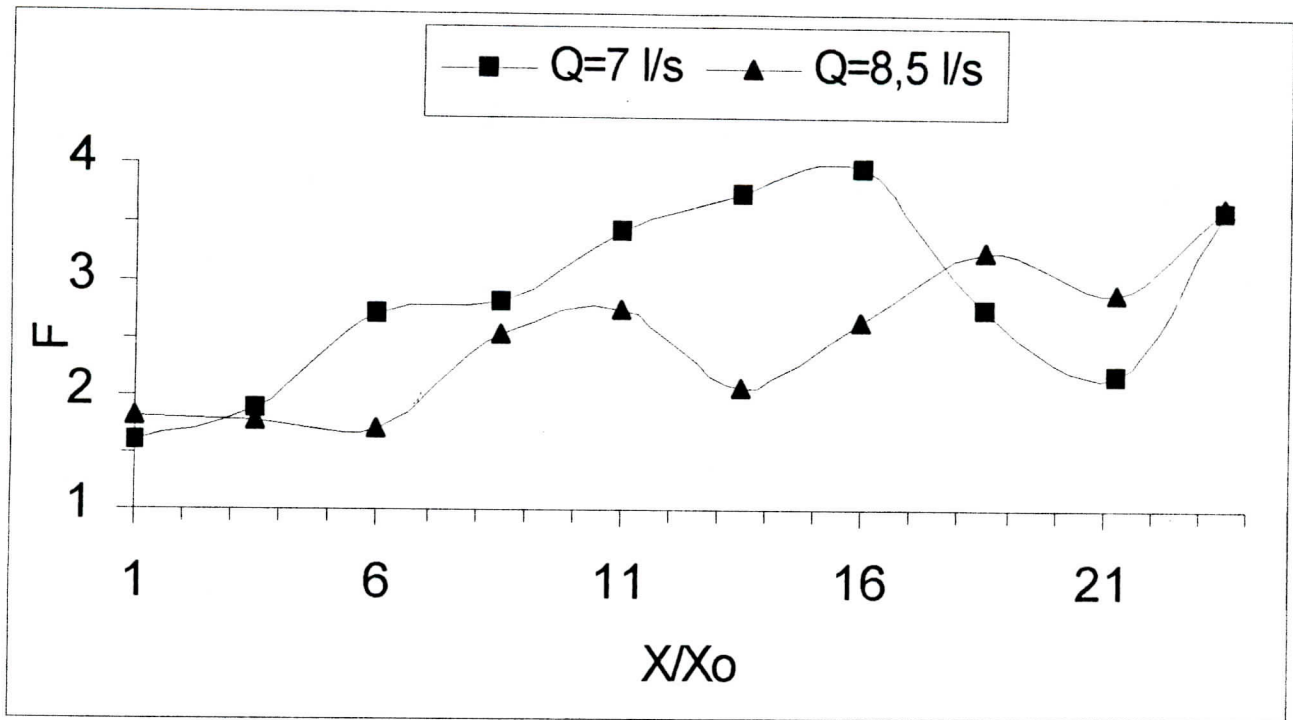
Finalement, on peut dire que la comparaison entre la pression et la hauteur d'eau est toujours meilleure au niveau de la paroi convergente (surtout pour les faibles pentes) et que cette même concordance tend à se dégrader en augmentant la pente du radier (pente raide). On peut, aussi dire, que la relation pression - hauteur est beaucoup plus sensible aux variations de la pentes du radier qu'aux variations du débit.



a) $\alpha = 5^\circ$



b) $\alpha = 13,5^\circ$



c) $\alpha = 38^\circ$

Figure V.13 : Variation du nombre de FROUDE en fonction de l'abscisse

a) $\alpha = 5^\circ$

b) $\alpha = 13,5^\circ$

c) $\alpha = 38^\circ$

Interprétation Figure V.13.a,b,c :

De prime abord, on remarque que les nombres de Froude pour les débits 7 et 8,5 l/s sont sensiblement égaux et quelque soit la valeur prise par la pente du radier, le nombre de Froude pour le débit 5 l/s est toujours supérieur aux deux autres.

V.B.5 / Commentaires supplémentaires

On peut, aussi faire d'autres analyses des graphes ci-dessus en analysant les données par les chiffres

a) Discussion par les chiffres de la hauteur d'eau, du nombre de Froude et de la pression

➤ La hauteur d'eau

Le traitement de nos résultats expérimentaux nous a permis de dresser le tableau N° V.7 et N°V.8. ci-dessous.

Tableau N°V.7 : Valeurs maximales de la hauteur d'eau au niveau de la paroi droite ($H_{p,dr}$)

H(paroi droite) max - cm -	Pente du radier - α° -	Débit d'entrée Q - l/s -	X / X ₀
2.09	5.00	8.5	16.0
1.95	5.00	7.0	16.0
1.88	13.5	7.0	21.25
1.86	5.00	5.0	16.0 à 21.25
1.66	13.5	8.5	23.5
1.66	38.0	5.0	23.5
1.48	38.0	8.5	6.00
1.36	13.5	5.0	23.5
1.34	38.0	7.0	1.00

Tableau N°V.8 : Valeurs maximales de la hauteur au niveau de la paroi convergente ($H_{p,div}$)

H (paroi converg) max - cm -	Pente du radier α°	Débit d'entrée Q - l/s -	X / X ₀
2.94	13.5	7.0	23.5
2.27	13.5	8.5	23.5
1.91	38.0	8.5	8.50
1.77	13.5	5.0	18.5
1.75	5.00	8.5	23.5
1.75	5.00	5.0	13.5
1.66	38.0	5.0	6.00
1.60	38.0	7.0	8.50
1.54	5.00	7.0	1.00

Commentaires

La lecture de ces deux tableaux permet de dire :

Que les deux grandes valeurs de la hauteur d'eau au niveau de la paroi convergente sont obtenues pour $X/X_0 = 23.5$ et $\alpha = 13.5^\circ$ (ce qui veut dire à l'extérieur de la singularité).

➤ Le nombre de Froude

Le classement par ordre décroissant des valeurs du nombre de Froude maximales permet d'avoir le tableau N° V.9, ci-dessous.

Tableau N°V.9 : Valeurs maximales du nombre de Froude

Nombre de Froude max	Pente du radier - α ° -	Débit d'entrée Q - l/s -	X / Xo
6.87	13.5	5.0	23.5
4.73	13.5	7.0	23.5
4.03	13.5	8.5	23.5
4.03	38.0	5.0	23.5
3.94	38.0	7.0	16.0
3.88	5.00	5.0	8.50
3.64	38.0	8.5	23.5
2.68	5.00	8.5	23.5
2.37	5.00	7.0	8.50

Commentaires

Une petite analyse de ce tableau permet de dire que les trois (3) grandes valeurs du nombre de Froude se trouvent toujours à $X / X_0 = 23.5$ et pour une pente du radier égale à 13.5° .

La **plus grande** valeur du nombre de **Froude** est obtenue pour le **débit d'entrée le plus faible et se trouve à l'extérieur du convergent**.

➤ La pression

On remarque que la pression et la hauteur d'eau au niveau de la paroi convergente sont en bonne concordance, surtout pour $\alpha = 5^\circ$ (pente faible du radier) et $Q = 7$ et 8.5 l/s.

V.B.6 / Conclusion

Les grandes valeurs du nombre de Froude et de la hauteur d'eau, au niveau de la paroi convergente, sont obtenues au droit de $X / X_0 = 23.5$ (limite inférieure du convergent) et pour une pente de radier égale à 13.5° .

V.C/ Comparaison entre le convergent linéaire symétrique et le convergent linéaire non symétrique

Introduction

Cette partie de travail nous allons la faire pour essayer de répondre à la question suivante: Dans les mêmes conditions d'écoulement, comment varieraient les paramètres hydrauliques (hauteurs d'eau, vitesses et pressions) dans un convergent symétrique linéaire et un convergent non symétrique linéaire sachant que ce dernier n'est autre que la moitié du premier ?

Pour pouvoir comparer les deux convergents, nous avons réunis les valeurs des nombres de Froude dans le tableau ci-dessous (tableau N°V.10).

Tableau N°V.10 : Comparaison entre les nombres de Froude maximaux

Convergent linéaire Symétrique		Convergent linéaire non symétrique	
Froude max	X/Xo	Froude max	X/Xo
01.47	23.50	2.37	08.50
02.05	21.25	2.68	23.50
03.18	21.25	3.64	23.50
03.20	16.00	3.88	08.50
04.03	23.50	3.94	16.00
04.28	23.50	4.03	23.50
05.52	18.50	4.03	23.50
7.20	21.25	4.73	23.50
13.26	23.50	6.87	23.50

Commentaire

Il ressort de l'analyse du tableau de la page ci-dessus que:

- 1- La **grande** valeur du nombre de **Froude** est toujours obtenue **à la fin** du tronçon convergent symétrique ou non, **mais** avec des **pentés du radier différentes** (pour $X/Xo = 23.50$)
- 2- La variation du nombre de Froude, dans le cas du convergent symétrique, se fait d'une manière très brutale allant d'une valeur de 13.26 (la première valeur) à une valeur de 4,28 (la troisième valeur) marquant, ainsi, un rapport de près de 6. Tandis que pour le convergent non symétrique ce même rapport n'est que de 1,7.

V.C.1/ Résultat

- 1- La hauteur d'eau maximale dans le cas du convergent Non Symétrique est toujours supérieure à celle obtenue avec un convergent Symétrique.
- 2- Pour le même débit et la même pente du radier, un écoulement torrentiel traversant un convergent symétrique ou non symétrique (la moitié du symétrique) va engendrer une hauteur d'eau maximale qui se trouvera toujours à l'intérieur de la singularité.

V.C.2 / Etude théorique

D'un point de vue théorique, deux écoulements à surface libre sont comparables si et seulement si leurs nombres de Froude sont comparables (lois de similitudes)[7.8.17.19].

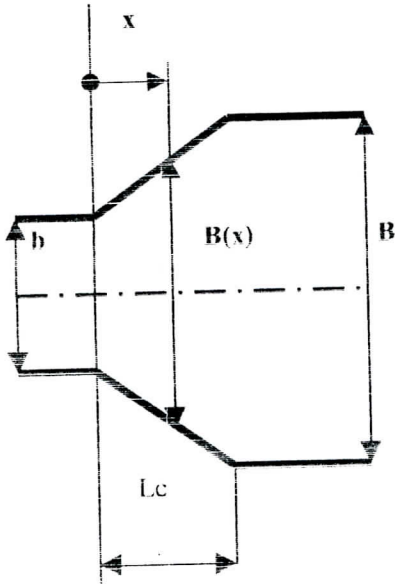


Figure V.14 : Convergent symétrique

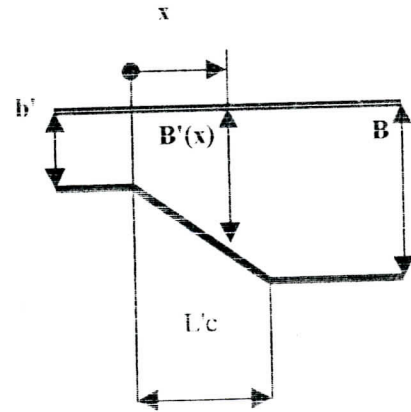


Figure V.15 : Convergent non symétrique

D'une façon générale, pour un convergent symétrique (figure V.14, ci-dessus), le nombre de Froude est donné par l'expression:

$$F = V / (g h)^{1/2} = Q / [h B(x) (g h)^{1/2}]$$

Et pour le convergent non symétrique (figure V.15, ci-dessus), le nombre de Froude est donné par l'expression:

$$F' = V' / (g h')^{1/2} = Q' / [h' B'(x) (g h')^{1/2}]$$

On a:

$$\begin{cases} B(x) = b + | (B - b) / Lc | \cdot x \\ B'(x) = b' + | (B' - b') | \cdot x \\ Q = Q' \\ Lc = Lc' \\ b = 2 \cdot b' \end{cases}$$

Tout calcul fait, on aura: $F / F' = 1/2 [h' / h]^{3/2}$ ou bien $2 \cdot F \cdot h^{3/2} = F' \cdot h'^{3/2}$

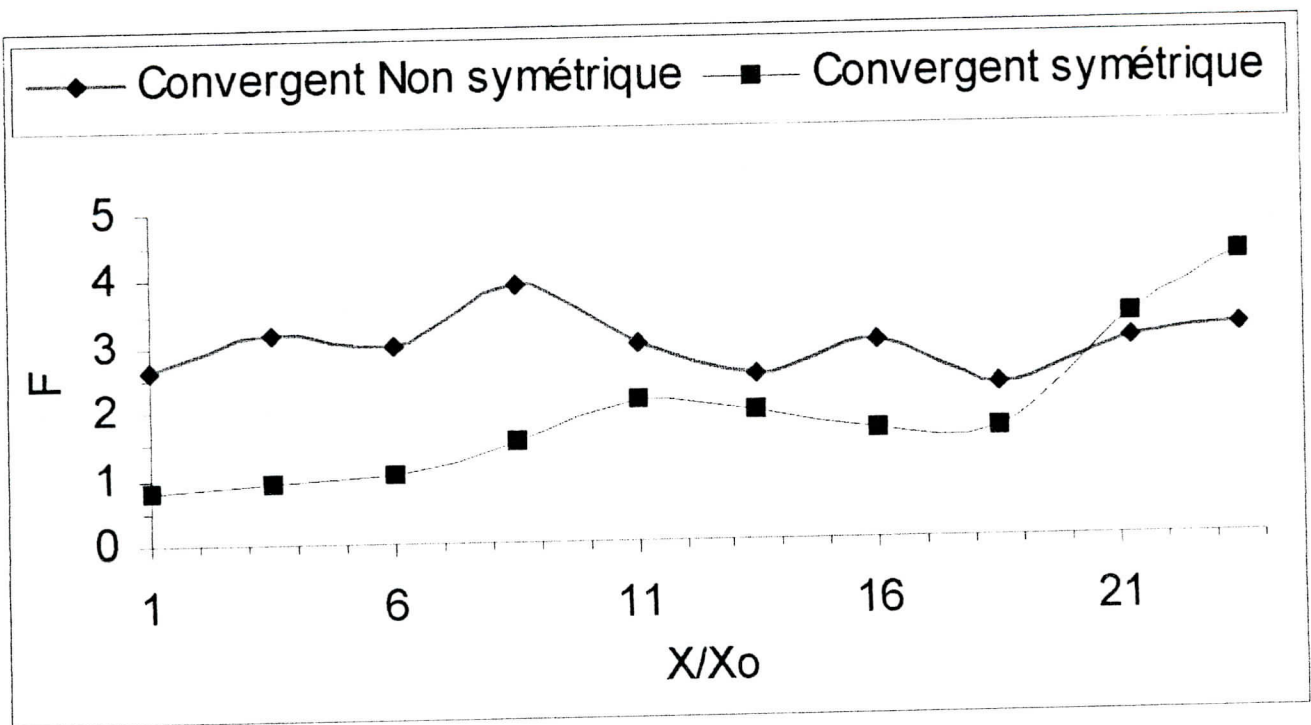
Pour pouvoir comparer entre les deux nombres de Froude on trace sur le même graphique les deux fonctions Ψ_1 et Ψ_2 , telles que:

$$\Psi_1 : F = \frac{1}{2 \cdot h^{3/2}} \quad \Psi_2 : F = \frac{1}{h^{3/2}}$$

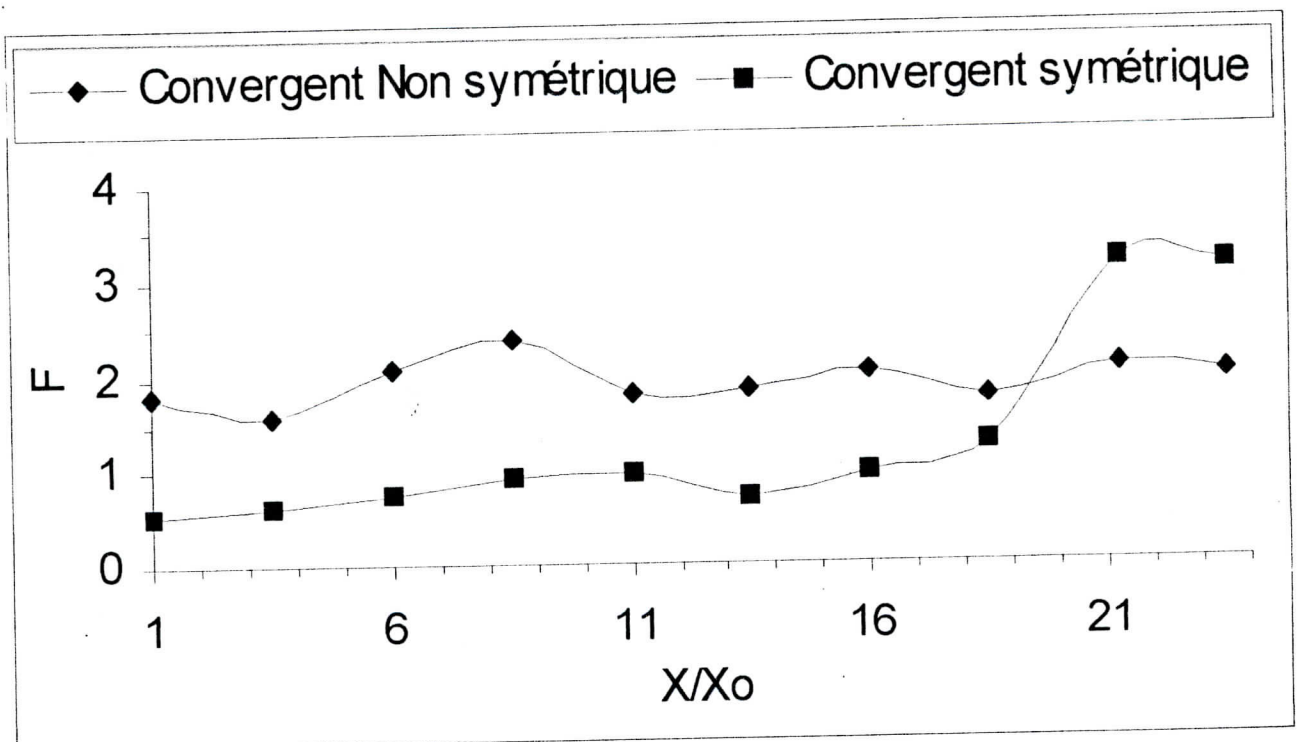
Remarque

Ce travail est valable et très général, mais, puisque, dans notre cas on connaît déjà les valeurs des différents nombres de Froude (voir annexe ou bien les figures des pages), nous pouvons, donc, directement comparer entre eux.

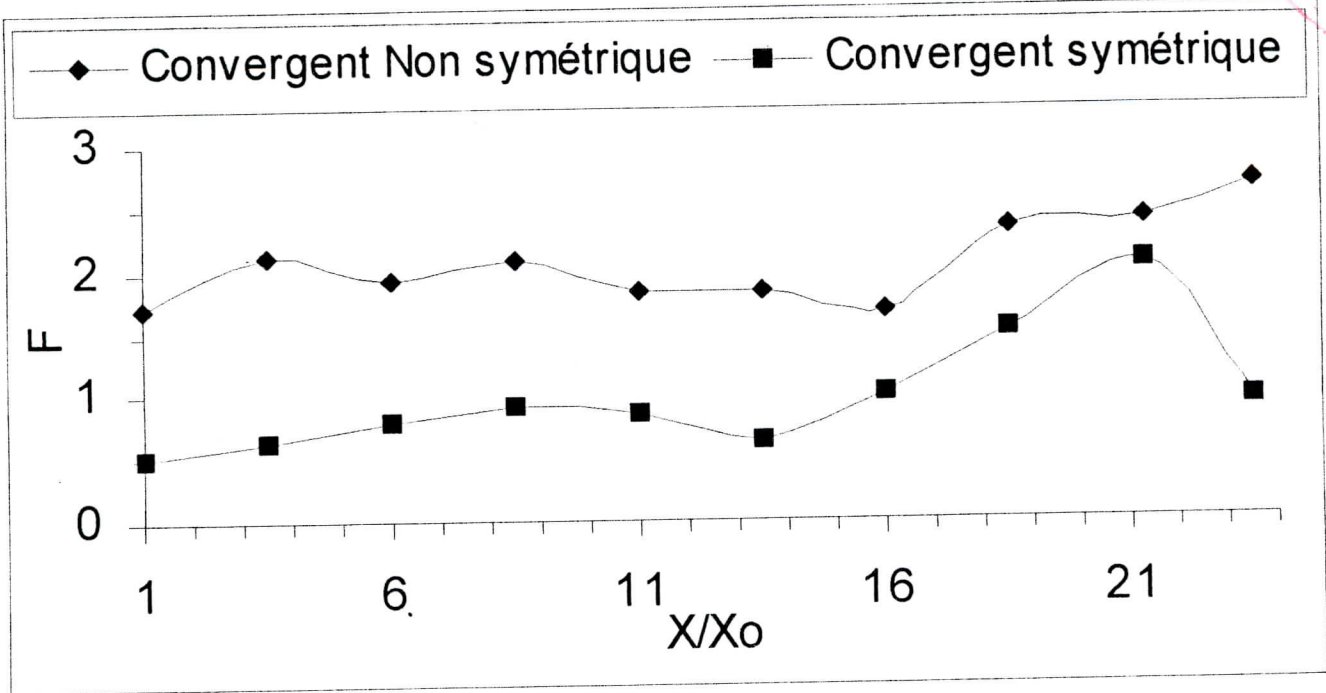
Sur le même repère, nous tracerons l'évolution du nombre de Froude, dans le cas du convergent linéaire symétrique et le convergent linéaire non symétrique en fonction de l'abscisse pour une même pente du radier et un même débit. Alors, plus les deux courbes sont près l'une de l'autre plus la comparaison est bonne.



a) Q=5 l/s



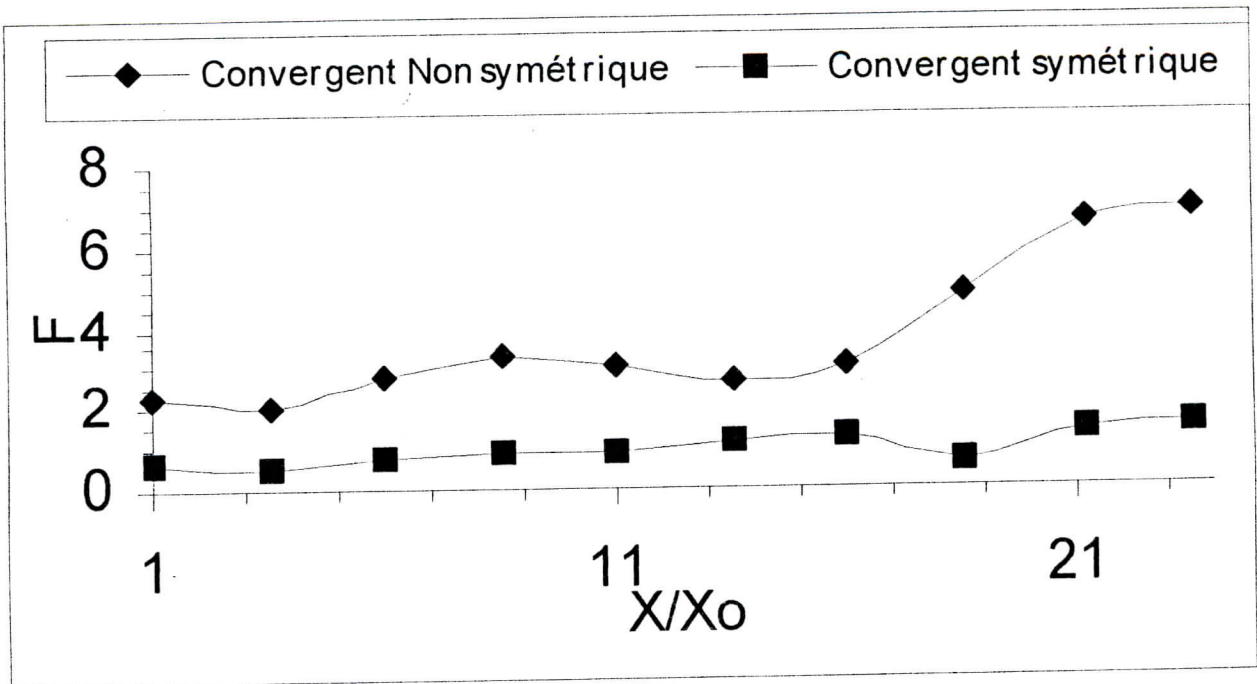
b) Q=7 l/s



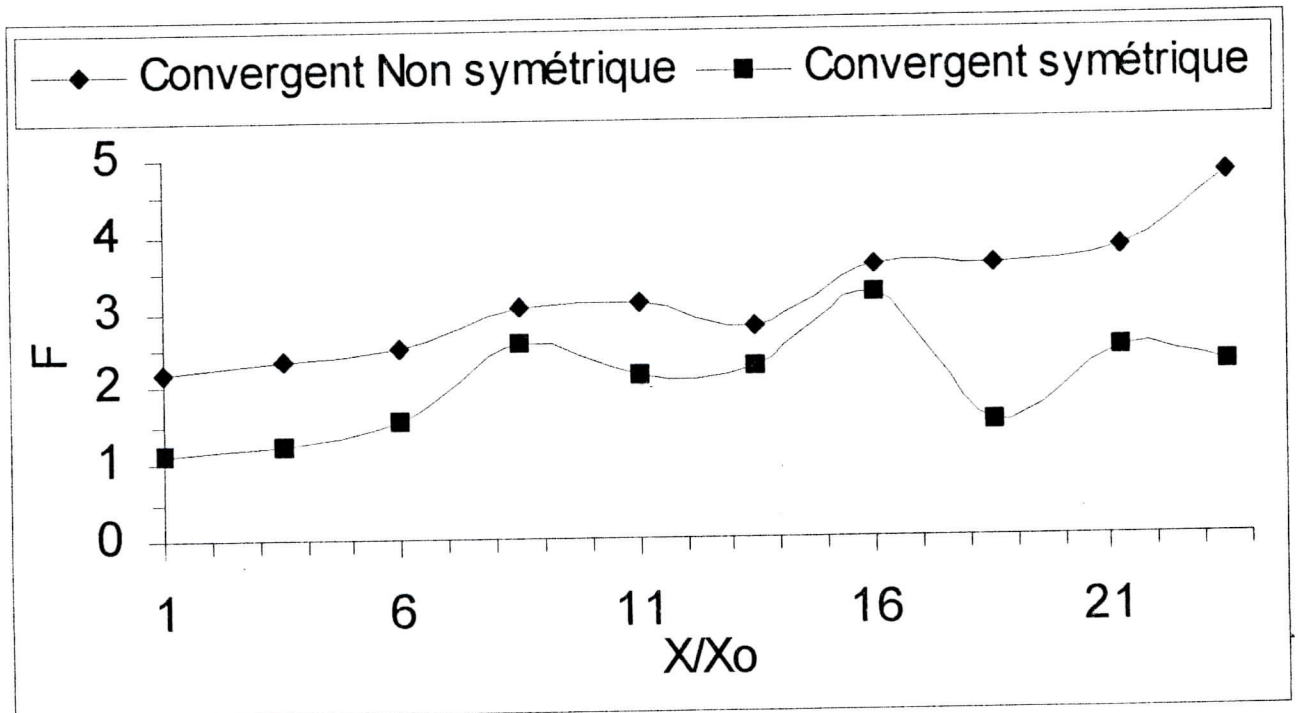
c) Q=8.5 l/s

Figure V.16 : Comparaison entre les nombres de FROUDE ($\alpha = 5^\circ$)
 a) Q=5 l/s b) Q=7 l/s c) Q=8.5 l/s

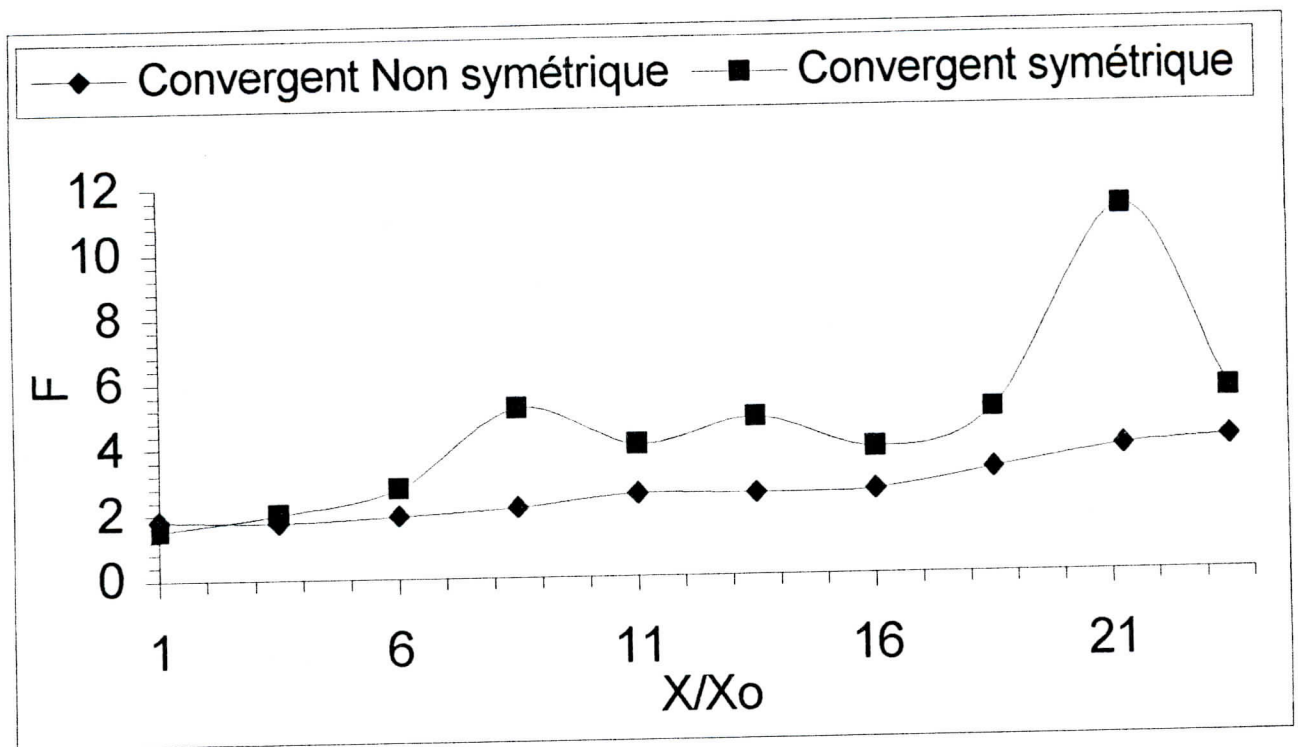
Interpretation de la Figure V.16: Nous remarquons que les deux courbes se rapprochent au fur et mesure que l'abscisse augmente. Les grandes valeurs du nombre de Froude sont obtenues dans le convergent linéaire non symétrique et pour le débit de 5 l/s. On dira aussi que quelque soit l'augmentation des débits, les nombres de Froude dans le convergent non symétrique linéaire sont toujours supérieurs au nombres de Froude dans le convergent symétrique linéaire.



a) $Q=5$ l/s



b) $Q=7$ l/s



c) Q=8.5 l/s

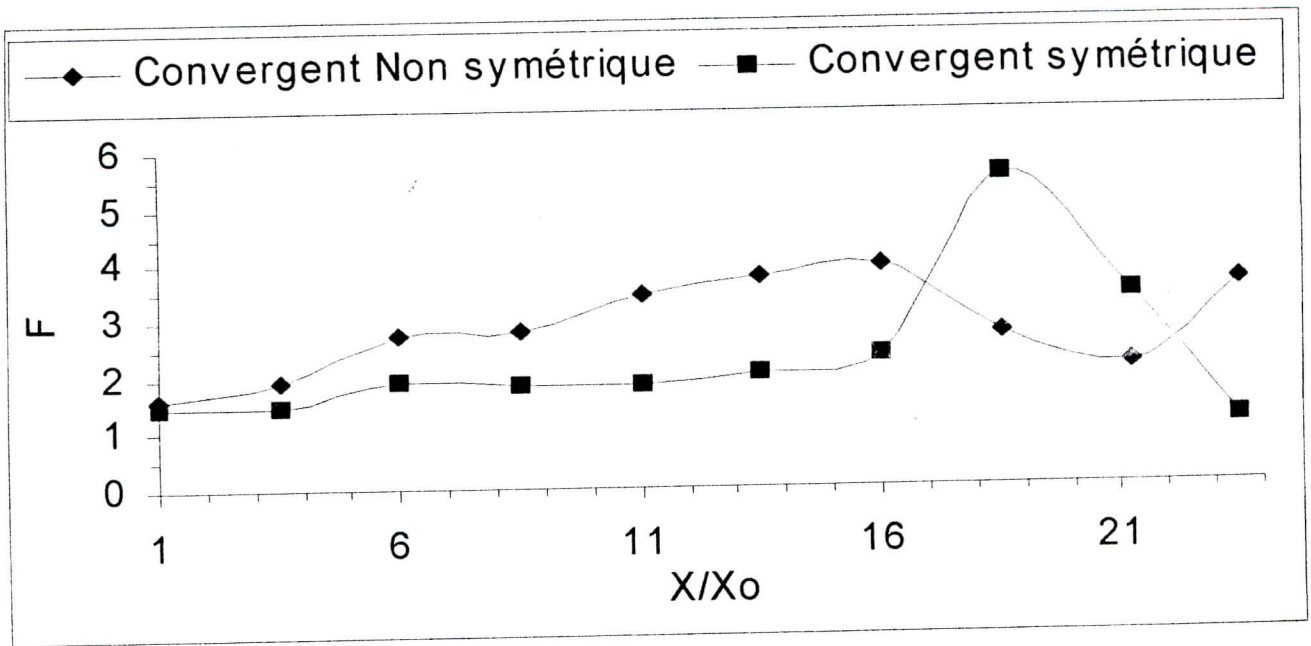
Figure V.17 : Comparaison entre les nombres de FROUDE ($\alpha = 13.5^\circ$)

a) Q=5 l/s

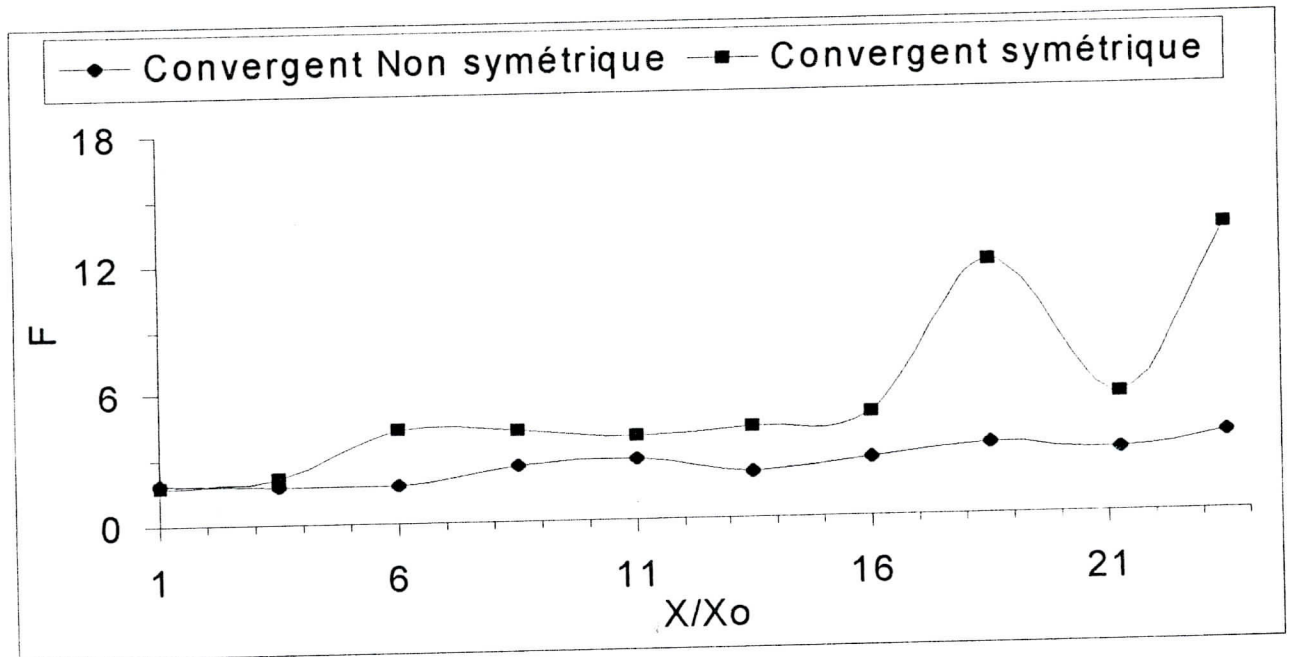
b) Q=7 l/s

c) Q=8.5 l/s

Interpretation de la Figure V.17: Pour ce cas, on remarque que les deux courbes sont plus proches l'une de l'autre. La concordance est d'autant plus bonne qu'on augmente le débit. Les grands nombres de Froude sont toujours obtenus avec le débit le plus faible (5 l/s). On remarque qu'à partir du débit 8,5 l/s ce sont les nombres de Froude dans le convergent symétrique qui sont supérieurs à ceux dans le convergent non symétrique



a) $Q = 7 \text{ l/s}$



c) $Q = 8.5 \text{ l/s}$

Figure V.18 : Comparaison entre les nombres de FROUDE ($\alpha = 38^\circ$)

a) $Q = 7 \text{ l/s}$

b) $Q = 8.5 \text{ l/s}$

Interprétation : La concordance est beaucoup plus appréciable que pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 13.5^\circ$. Elle est très bonne du début des convergents jusqu'au milieu, puis elle commence à marquer une divergence au fur et à mesure que l'abscisse augmente.

Finalement, nous dirons que les nombres de Froude, pour les deux convergents, sont comparables, surtout pour les fortes pentes du radier et les grands débits d'entrée.

V.D / Résultats généraux du travail expérimental

Après cette étude expérimentale, les principaux résultats qui peuvent se dégager se résument à :

1. Pour les canaux comportant des tronçons de divergents linéaires, il n'est pas suffisant de faire l'étude de l'écoulement juste à l'intérieur de ce dernier, mais il est impératif d'étendre cette étude à l'aval de la partie divergente, car elle est le siège de grandes et brusques surélévations du plan d'eau (ressaut oblique).
2. Même dans des conditions d'écoulement fluviales, on peut trouver les ondes de choc.
3. Les grandes valeurs de la hauteur d'eau sont toujours obtenues à l'intérieur des convergents symétriques ou non symétriques et ce, pour les grands débits et les faibles pentes du radier.
4. Dans les mêmes conditions d'écoulement, les hauteurs d'eau maximales à l'intérieur des convergents linéaires non symétriques sont toujours supérieures à celles enregistrées à l'intérieur des convergents symétriques linéaires.
5. La comparaison entre les nombres de Froude d'un écoulement traversant d'une part un convergent symétrique linéaire et d'une autre part un convergent non symétrique linéaire (la moitié axiale du premier) a de fortes chances d'être bonne, si, pour la dite comparaison on prend les fortes pentes du radier et les grands débits d'entrée.
6. L'obtention d'un abaque facilitant la détermination des nombres de Froude et que nous avons baptisé " Abaque général de Froude " (voir détails en annexe).

Conclusion générale

Le travail expérimental que nous avons mené a permis d'obtenir de nouveaux résultats, de lever l'ombre sur la présence, ou non, des ondes de choc dans les écoulements fluviaux et surtout de voir l'impact de la pente du radier et du débit sur la surface libre de l'eau.

Nous avons, à dessein, choisi de mener toute une série de mesures sur le divergent linéaire, quoique peu recommandable et peu recommandé, traversé par des écoulements torrentiels en présence de ressauts obliques (ondes de choc), parce que pratiquement, et c'est ça le plus important, il présente une grande simplicité de conception par rapport à un divergent type Rouse.

Vu les résultats obtenus, on peut dire que nous avons apporté un plus dans le domaine de l'étude des écoulements torrentiels traversant les divergents linéaires. Nous avons, en effet, montré que le vrai problème avec les divergents ne réside nullement à l'intérieur de l'expansion en question, mais dans sa partie aval.

Dans la partie consacrée à l'étude des écoulements traversant les convergents, nous avons montré que les hauteurs d'eau maximales se trouvent toujours à l'intérieur de la contraction et plus exactement dans le dernier quart de sa longueur.

Nous avons, aussi, montré que dans les mêmes conditions d'écoulement, les hauteurs d'eau maximales dans les convergents Non symétriques linéaires sont supérieures à celles mesurées dans le convergent symétrique linéaire. Nous avons, aussi, montré que la comparaison entre les nombres de Froude traversant un convergent symétrique et un convergent non symétrique était très possible surtout dans les conditions des fortes pentes du radier et des grands débits d'entrée.

Par soucis de fiabilité de nos données et résultats expérimentaux, un travail de comparaison avec les travaux d'autres chercheurs, a été entrepris, mais vu que la majeure partie de ces travaux étaient axées sur une pente α du radier, cette entreprise ne nous a rien révélé.

Enfin, ce travail expérimental, nous a permis d'obtenir l'abaque général de Froude: outil très simple et efficace pour tout praticien.

Recommandations et suggestions

Le problème des ressauts obliques avec ces fameuses ondes de choc est encore d'actualité, car jusqu'à présent point de solutions pratiques. Néanmoins, on pense que les quelques suggestions qui vont suivre seront à même d'apporter - peut être- quelques éléments de réponse.

1. On suggère de placer des "aspirateurs de couches limites" au niveau des parois latérales. Ce dispositif ressemblera à celui utilisé dans les déversoirs pour minimiser le décollement de la couche limite, et par là, freiner la naissance et le développement des dépressions. [19 et 38].
2. On recommande de faire l'expérience suivante: pour une pente de radior fixée, ouvrir très lentement la vanne de réglage du débit et essayer de déterminer le débit d'entrée (nombre de Froude d'entrée) qui provoquerait le ressaut oblique dans la singularité. De même, il est demandé de déterminer le débit pour lequel ce même ressaut serait amené à disparaître. Pratiquement, cela permettrait de "trier" les débits qui pourront transiter par une singularité donnée sans créer de problèmes.
3. Pour essayer d'atténuer la hauteur maximale engendrée par l'intersection des ondes de choc latérales lors d'un écoulement torrentiel traversant un convergent, on suggère l'aménagement d'une fente longitudinale axiale de forme et dimensions adéquates et cela en jouant sur la variation brusque et rapide de l'énergie spécifique [11,15,19,22,38]

ANNEXE N° 1

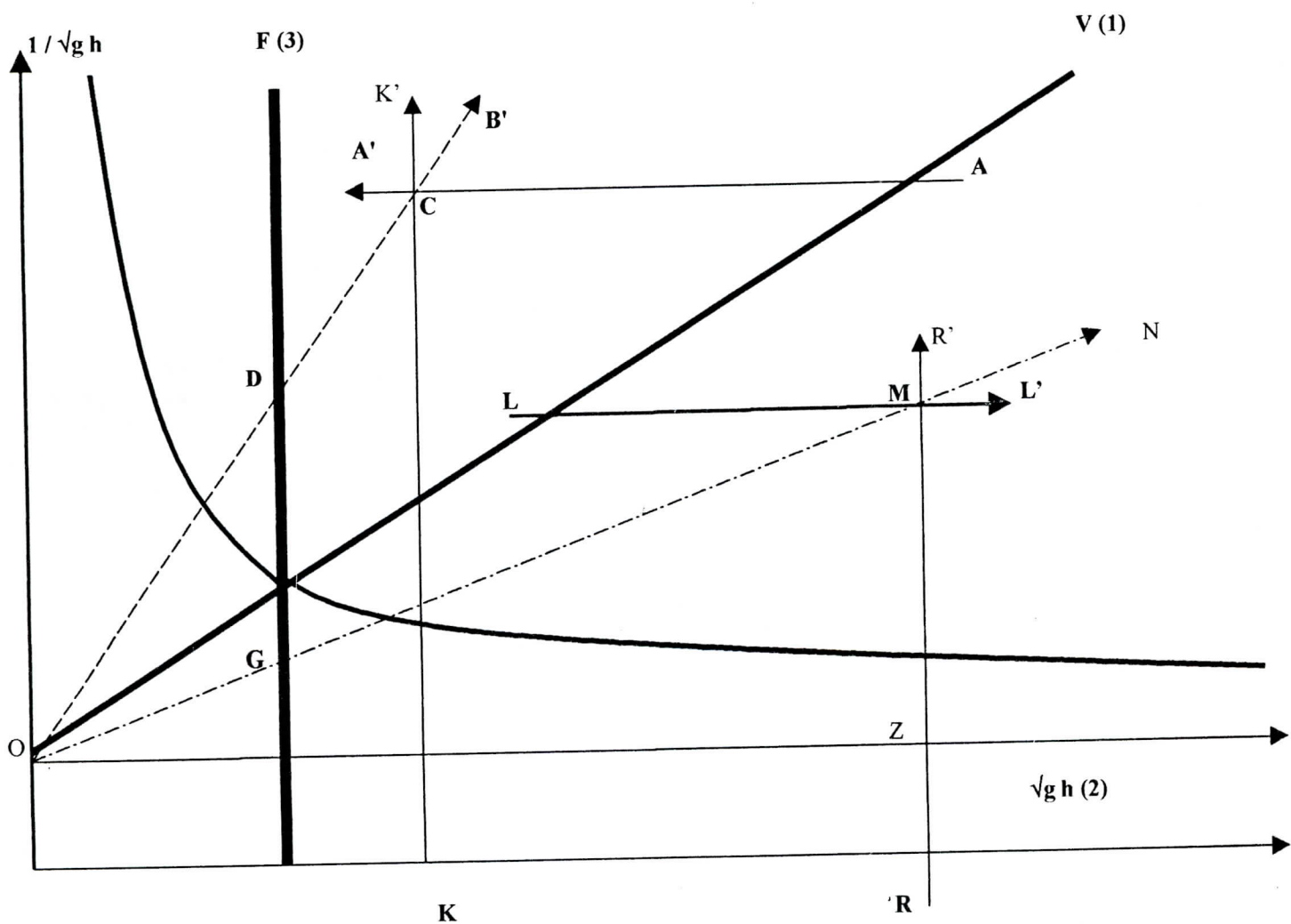
PRESENTATION DE L'ABAQUE GENERAL DE FROUDE

L'abaque général de Froude est singulier, simple et très commode pour les utilisations pratiques. A la différence des autres abaques classiques, cet abaque ne comporte pas un grands nombre de tracés, mais seulement deux !

Dans les abaques classiques, pour pouvoir représenter la fonction $F = V / (g h)^{1/2}$, il faut tracer une multitude de fonctions ψ_1 et ψ_2 , telles que:

$$\psi_1 = C_1 \cdot V \quad \text{et} \quad \psi_2 = C_2 / (g h)^{1/2}$$

Avec : C_1, C_2 deux constantes tenant compte de l'inclinaison et la courbure des fonctions ψ_1 et ψ_2 .



Vue d'ensemble de l'abaque général de Froude

Utilisation de l'Abaque

Pour utiliser correctement l'abaque, il est conseillé de suivre les étapes suivantes:

- 1- Positionner la valeur de la vitesse V sur la courbe (1): point A
- 2- Positionner la valeur de la hauteur d'eau sur l'axe: point K
- 3- Tracer une droite qui passe par le point A et qui soit parallèle à l'horizontale: $A \rightarrow A'$
- 4- Tracer une droite qui passe par le point B et soit parallèle à la verticale : $K \rightarrow K'$
- 5- Les deux droites ($A-A'$ et $K-K'$) se coupent au point C.
- 6- Tracer la droite $O \rightarrow C$. Elle coupe la courbe (3) au point D
- 7- Le point " D " est la valeur recherchée du nombre de Froude

De même, on peut faire le chemin inverse: chercher V ou h connaissant le nombre de Froude.

- 1- Positionner la valeur de Froude sur la courbe (3): point G
- 2- Positionner la valeur de V sur la courbe (1): point L
- 3- Tracer la droite qui passe par le point G : $O \rightarrow N$
- 4- Tracer une droite qui passe par L et soit parallèle à l'horizontale : $L-L'$
- 5- Les deux droites ($O-N$ et $L-L'$) se coupent au point M
- 6- Tracer une droite qui passe par M et soit verticale : $R-R'$
- 7- Le point Z correspond à la valeur recherchée de $\sqrt{g h}$
- 8- Le point R correspond à la valeur recherchée de la hauteur h .

ANNEXE

CALCUL DES ERREURS

I / INTRODUCTION

Toutes les mesures effectuées dans les laboratoires sont toujours sujettes à des erreurs qui sont pour la plus part dues aux matériels de mesure utilisés.

Pour notre travail nous précisons que :

1. les mesures de débit sont réalisées par la méthode volumétrique $Q = V / T$ qui donne une erreur relative égale à 0.1 % [19].
2. les mesures de la hauteur d'eau sont faites à l'aide d'un limnimètre que nous estimons qu'il puisse faire une erreur absolue de 1.000 mm.
3. les mesures des grandeurs transversales (largeurs des section transversale, longueur inter-section) sont réalisées à l'aide d'une règle plate en plastique rigide offrant ainsi une erreur absolue de 1.000 mm.

II / Calcul de l'erreur sur le nombre de Froude " F "

Nous avons :

$$F = V / (g \cdot h)^{0.5}$$

Et $V = Q / S = Q / B \cdot h$

Il est clair que l'estimation de l'erreur sur F passe par celle de h.

$$\partial V / \partial Q = 1 / B \cdot h$$

$$\partial V / \partial B = - Q / B^2 \cdot h$$

$$\partial V / \partial h = - Q / B \cdot h^2, \text{ donc :}$$

$dV = (\partial V / \partial Q) \cdot dQ + (\partial V / \partial B) \cdot dB + (\partial V / \partial h) \cdot dh$, et en supposant que $dV \approx \Delta V$, alors :

$$\Delta V = (\partial V / \partial Q) \Delta Q + (\partial V / \partial B) \Delta B + (\partial V / \partial h) \Delta h$$

II.1 / Calcul de l'erreur sur la vitesse V

Nous avons comme données :

1) Le divergent	2) Le convergent symétrique	3) Le convergent Non symétrique
$\Delta Q / Q = 0,1$	$\Delta Q / Q = 0,1$	$\Delta Q / Q = 0,1$
$B_{\min} = 60 \text{ mm}$	$B_{\min} = 125 \text{ mm}$	$B_{\min} = 62,5 \text{ mm}$
$B_{\max} = 160 \text{ mm}$	$B_{\max} = 250 \text{ mm}$	$B_{\max} = 125 \text{ mm}$

II.1.1 / Le divergent

Nous avons : - la hauteur maximale mesurée $h_{\max} = 7,5 \text{ mm}$
- la hauteur minimale mesurée $h_{\min} = 4,0 \text{ mm}$

Tableau II.1.1

	B = 60 mm	B = 60 mm	B = 160 mm	B = 160 mm
	$h_{\min} = 4,0 \text{ mm}$	$h_{\max} = 7,5 \text{ mm}$	$h_{\min} = 4,0 \text{ mm}$	$h_{\max} = 7,5 \text{ mm}$
$\Delta V / V$	0,36667	0,25000	0,35625	0,23958

II.1.2 / Le convergent symetrique

Tableau II.1.2

	B = 125 mm	B = 125 mm	B = 250 mm	B = 250 mm
	$h_{\min} = 3.0$ mm	$h_{\max} = 107$ mm	$h_{\min} = 3.7$ mm	$h_{\max} = 107$ mm
$\Delta V / V$	0,44130	0.11734	0.43733	0.11334

II.1.3 / Le convergent Non symetrique

Tableau II.1.3

	B = 62.5 mm	B = 62.5 mm	B = 125 mm	B = 125 mm
	$h_{\min} = 2.0$ mm	$h_{\max} = 72$ mm	$h_{\min} = 2.0$ mm	$h_{\max} = 72$ mm
$\Delta V / V$	0,61600	0.12988	0.60800	0.12188

Finalement on aura:

Tableau II.1.4

	$(\Delta V / V)_{\min}$	$(\Delta V / V)_{\max}$
DIVERGENT	0.23958	0.36667
CONVERGENT SYMETRIQUE	0.11334	0.44130
CONVERGENT NON SYMETRIQUE	0.12188	0.61600

II.2 / Calcul de l'erreur sur le nombre de Froude F

Precedemment nous avons montré que :

$$F = V / (g \cdot h)^{0.5}$$

Et $V = Q / S = Q / B \cdot h$

En differenciant la premiere relation, et en supposant que $dF = \Delta F$, nous aurons :

$$\Delta F / F = \Delta V / V + \frac{1}{2} (\Delta h / h) + \frac{1}{2} (\Delta g / g)$$

si nous supposons aussi que $\Delta g / g = 0$ (pas de différence notables d'altitude), alors :

$$\Delta F / F = \Delta V / V + \frac{1}{2} (\Delta h / h)$$

II.2.1 / Le divergent

Tableau II.2.1

	$\Delta h = 1.0$ mm	$\Delta h = 1.0$ mm
	$h_{\min} = 4.0$ mm	$h_{\max} = 75$ mm
$\Delta h / h$	0.25000	0.01300
$\Delta V / V$	0.36667	0.23958
$\Delta F / F$	0.49167	0.24624

II.2.2 / Le convergent symetrique

Tableau II.2.2

	$\Delta h = 1.0$ mm	$\Delta h = 1.0$ mm
	$h_{\min} = 3.0$ mm	$h_{\max} = 107$ mm
$\Delta h / h$	0.33333	0.00930
$\Delta V / V$	0.44130	0.11334
$\Delta F / F$	0.60797	0.11801

II.2.3 / Le convergent Non symetrique

Tableau II.2.3

	$\Delta h = 1.0 \text{ mm}$	$\Delta h = 1.0 \text{ mm}$
	$h_{\min} = 2.0 \text{ mm}$	$h_{\max} = 72 \text{ mm}$
$\Delta h / h$	0.50000	0.01380
$\Delta V / V$	0.61600	0.12188
$\Delta F / F$	0.86600	0.12882

RECAPITULATIF

	$(\Delta F / F)_{\min}$	$(\Delta F / F)_{\max}$	F_{\min}	F_{\max}
DIVERGENT	0.24624	0.49167	3.04	11.23
CONVERGENT SYMETRIQUE	0.11801	0.60797	1.47	13.26
CONVERGENT NON SYMETRIQUE	0.12882	0.86600	2.37	6.87

Finalement on dira que :

1. les nombres de Froude " F "

L'erreur relative varie entre :

- = 24 % et 50 % Divergent
- = 11 % et 60 % Convergent symetrique
- = 13 % et 87 % Convergent Non symetrique

2. les hauteurs d'eau " h "

L'erreur relative varie entre :

- = 1.3 % et 25 % Divergent
- = 1.0 % et 33 % Convergent symetrique
- = 1.4 % et 50 % Convergent Non symetrique

3. les vitesses moyennes " V "

L'erreur relative varie entre :

- = 24 % et 37 % Divergent
- = 11 % et 44 % Convergent symetrique
- = 12 % et 62 % Convergent Non symetrique

III / CONCLUSION

Après cette phase de calcul nous pourrons dire que :

1. Les meilleures mesures des hauteurs d'eau sont celles relatives au divergent linéaire non symétrique.
2. Les meilleurs calculs des vitesses sont ceux correspondants au convergent linéaire symétrique.
3. Les meilleurs calculs des nombres de Froude sont ceux y afférents au convergent linéaire symétrique.

ANNEXE N° 2

TABLEAUX DES RESULTATS

A . LE DIVERGENT LINEAIRE

Note: Hdr et Hdiv sont respectivement la hauteur d'eau au niveau de la paroi droite et au niveau de la paroi divergente (voir figure.III.9)

A.I.1.alpha=0° et Q=4 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hdiv/Ho
1.00	3.25	1.00	0.95
1.06	2.53	0.95	0.90
1.12	3.53	1.05	0.95
1.17	2.92	1.11	1.42
1.22	2.33	1.05	1.05
1.28	2.77	1.05	1.42
1.34	3.17	1.00	1.27
1.40	2.84	0.90	1.32
1.46	2.89	0.79	1.21
1.51	2.76	0.69	1.27
1.57	2.50	0.79	1.27
1.63	2.38	0.90	1.32
1.69	2.03	1.21	1.21
1.75	2.02	1.27	1.16
1.80	2.06	1.05	1.16
1.86	1.89	0.90	1.05
1.92	1.86	0.95	1.11
1.98	1.82	1.05	1.21
2.04	1.94	0.95	1.27

A.I.2.alpha=0° et Q=5 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hdiv/Ho
1.00	2.89	0.67	1.05
1.06	3.00	0.71	1.05
1.12	3.04	0.67	1.22
1.17	2.80	1.30	1.43
1.22	2.65	1.13	1.55
1.28	2.66	1.13	1.47
1.34	2.65	1.05	1.39
1.40	2.72	0.88	1.39
1.46	2.23	0.84	1.34
1.51	2.26	0.76	1.39
1.57	2.03	0.84	1.34
1.63	2.06	0.88	1.26
1.69	1.90	1.05	1.26
1.75	1.78	1.22	1.22
1.80	1.78	1.43	1.18
1.86	1.81	1.22	1.18
1.92	1.74	1.09	1.05
1.98	1.95	1.18	1.13
2.04	2.07	1.09	1.22

A.I.3.alpha=0° et Q=9 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hdiv/Ho
1.00	3.07	1.18	1.06
1.06	3.12	1.09	1.03
1.12	3.10	1.03	1.03
1.17	2.93	1.18	1.48
1.22	3.05	1.06	1.48
1.28	3.10	1.03	1.51
1.34	3.14	1.01	1.39
1.40	3.04	0.95	1.33
1.46	2.97	0.89	1.27
1.51	2.82	0.77	1.24
1.57	2.79	0.83	1.21
1.63	2.76	0.92	1.24
1.69	2.65	0.95	1.21
1.75	2.49	1.09	1.18
1.80	2.45	1.33	1.09
1.86	2.53	1.30	1.03
1.92	2.54	1.36	1.03
1.98	2.42	1.30	1.06
2.04	2.52	1.03	1.03

A.II.1.alpha=6° et Q=4 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hdiv/Ho
1.00	5.85	1.32	1.25
1.06	6.38	1.25	1.25
1.12	6.34	1.17	1.40
1.17	5.78	1.09	2.03
1.22	5.74	0.94	2.03
1.28	6.01	0.94	2.03
1.34	6.21	0.94	1.87
1.40	6.07	1.01	1.71
1.46	5.61	1.01	1.56
1.51	5.75	1.17	1.48
1.57	5.27	1.09	1.48
1.63	4.88	1.09	1.40
1.69	4.79	1.01	1.40
1.75	4.57	0.94	1.40
1.80	4.42	0.86	1.40
1.86	4.88	0.86	1.32
1.92	4.95	0.86	1.32
1.98	4.22	0.86	1.25
2.04	4.01	1.17	1.25

A.II.2.alpha=6° et Q=5 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hdiv/Ho
1.00	3.85	1.17	1.27
1.06	4.17	1.12	1.22
1.12	4.34	1.02	1.17
1.17	4.39	1.02	1.53
1.22	4.31	0.97	1.53
1.28	4.36	0.97	1.53
1.34	4.21	1.02	1.42
1.40	4.53	1.02	1.32
1.46	4.22	1.02	1.27
1.51	4.10	0.97	1.27
1.57	3.75	0.92	1.27
1.63	3.54	0.92	1.27
1.69	3.35	0.86	1.22
1.75	3.43	1.02	1.12
1.80	3.41	0.97	1.02
1.86	3.57	0.81	1.07
1.92	3.45	0.86	1.02
1.98	3.15	0.97	1.02
2.04	3.09	1.02	1.02

A.II.3.alpha=6° et Q=9 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hdiv/Ho
1.00	3.93	0.98	1.32
1.06	4.14	0.94	1.25
1.12	4.35	0.91	1.25
1.17	4.41	0.91	1.46
1.22	4.91	0.87	1.43
1.28	4.72	0.87	1.39
1.34	4.67	0.87	1.36
1.40	4.60	0.91	1.32
1.46	4.28	0.94	1.25
1.51	4.54	0.91	1.15
1.57	4.12	0.87	1.11
1.63	3.96	0.91	1.11
1.69	3.87	0.87	1.04
1.75	3.82	0.87	1.04
1.80	3.97	0.77	1.01
1.86	3.83	0.80	1.08
1.92	3.81	0.80	1.01
1.98	3.63	0.91	1.01
2.04	3.51	1.01	0.98

A.III.1.alpha=12° et Q=4 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hdiv/Ho
1.00	7.66	1.12	1.03
1.06	7.48	1.03	0.93
1.12	7.54	0.93	1.49
1.17	8.01	0.75	1.87
1.22	7.33	0.65	1.96
1.28	7.47	0.56	1.87
1.34	7.63	0.56	1.87
1.40	8.17	0.93	1.87
1.46	7.66	0.65	1.40
1.51	8.05	0.65	1.49
1.57	6.92	0.75	1.68
1.63	7.10	0.84	1.49
1.69	6.17	0.84	1.59
1.75	5.89	1.12	1.49
1.80	5.46	0.93	1.49
1.86	4.53	0.75	1.40
1.92	4.51	0.84	1.21
1.98	4.77	0.75	1.12
2.04	4.74	0.84	1.12

A.III.2.alpha=12° et Q=5 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hdiv/Ho
1.00	4.97	0.96	1.15
1.06	4.90	0.88	0.90
1.12	5.20	0.90	1.33
1.17	5.49	0.84	1.81
1.22	5.69	0.78	1.81
1.28	5.40	0.66	1.75
1.34	4.70	0.60	1.51
1.40	4.89	1.02	1.51
1.46	4.60	0.84	1.45
1.51	4.77	0.90	1.39
1.57	4.63	0.90	1.33
1.63	4.90	0.84	1.27
1.69	4.79	0.90	1.33
1.75	4.43	1.02	1.33
1.80	3.66	0.84	1.33
1.86	3.69	0.72	1.21
1.92	3.79	0.78	1.21
1.98	3.80	0.78	1.21
2.04	3.78	0.84	1.21

A.III.3.alpha=12° et Q=9 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hdiv/Ho
1.00	4.72	0.90	1.18
1.06	4.66	0.83	1.14
1.12	4.96	0.83	1.18
1.17	4.96	0.83	1.57
1.22	5.44	0.87	1.53
1.28	5.49	0.87	1.69
1.34	5.02	0.83	1.57
1.40	5.27	0.83	1.49
1.46	4.92	0.83	1.22
1.51	5.14	0.79	1.14
1.57	4.91	0.87	1.10
1.63	4.77	0.87	1.06
1.69	4.74	0.83	1.02
1.75	4.35	0.87	1.02
1.80	4.22	0.87	0.94
1.86	4.16	0.79	0.94
1.92	4.21	0.75	0.94
1.98	4.31	0.75	0.94
2.04	4.41	0.75	0.94

A.IV.1.alpha=26° et Q=4 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hdiv/Ho
1.00	8.23	0.96	0.84
1.06	9.09	0.96	0.96
1.12	11.23	0.96	1.20
1.17	10.29	0.84	1.93
1.22	8.12	0.84	2.05
1.28	7.15	0.84	2.17
1.34	7.28	0.84	2.41
1.40	7.02	0.72	2.53
1.46	7.34	0.72	2.89
1.51	7.11	0.84	3.97
1.57	5.98	0.60	4.70
1.63	5.11	0.60	5.06
1.69	4.09	0.72	6.02
1.75	3.97	0.72	5.90
1.80	4.07	0.72	5.30
1.86	4.25	0.48	3.97
1.92	4.54	0.60	3.37
1.98	4.53	0.72	3.37
2.04	4.76	0.72	3.25

A.IV.2.alpha=26° et Q=5 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hdiv/Ho
1.00	4.23	1.52	0.49
1.06	4.45	1.41	0.43
1.12	5.35	1.30	0.49
1.17	5.08	1.19	1.03
1.22	5.59	1.14	1.03
1.28	4.92	1.08	1.14
1.34	4.72	1.03	1.14
1.40	4.77	0.97	1.19
1.46	4.56	0.87	1.57
1.51	4.97	0.76	1.73
1.57	4.43	0.70	2.06
1.63	4.02	0.65	2.33
1.69	3.14	0.54	2.82
1.75	3.19	0.49	2.76
1.80	3.03	0.49	2.33
1.86	3.19	0.43	1.95
1.92	3.24	0.38	1.84
1.98	3.17	0.43	1.73
2.04	3.32	0.43	1.52

A.IV.3.alpha=26° et Q=9 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hdiv/Ho
1	3,99	1,76	0,35
1,06	5,41	1,69	0,32
1,12	3,94	1,27	0,35
1,17	4,68	1,16	0,63
1,22	5,09	1,09	0,63
1,28	7,34	1,06	0,81
1,34	6,76	1,06	1,16
1,4	5,91	1,02	1,76
1,46	5,28	1,02	2,11
1,51	4,89	0,99	2,39
1,57	4,28	0,81	2,64
1,63	3,92	0,74	2,64
1,69	3,86	0,67	2,57
1,75	3,97	0,63	2,46
1,8	4,32	0,7	1,83
1,86	4,61	0,53	1,51
1,92	4,77	0,35	1,44
1,98	4,8	0,35	1,34
2,04	5	0,35	1,27

B. LE CONVERGENT SYMETRIQUE LINEAIRE

Note: Haxe et Hparoi sont respectivement les hauteurs d'eau au niveau de l'axe du convergent et au niveau de la paroi droite (voir figure.III.25)

B.I.1.alpha =5° et Q=5 l/s

X/Xo	Froude	Haxe/ho	Hparoi/H	Paxe/Ho	Pparoi/Ho
1	0,789	0,397	0,496	0,372	0,62
3,5	0,936	0,322	0,496	0,347	0,719
6	1,04	0,298	0,496	0,496	0,868
8,5	1,536	0,298	0,446	0,446	0,595
11	2,108	0,273	0,372	0,918	0,694
13,5	1,969	0,397	0,347	0,967	0,546
16	1,624	0,57	0,372	1,314	0,57
18,5	1,653	0,62	0,322	1,166	0,942
21,25	3,384	0,496	0,223	1,116	0,422
23,5	4,282	0,446	0,248	1,017	0,446

B.I.2.alpha=5° et Q= 7 l/s

X/Xo	Froude	Hax/Ho	Hcv/Ho	Pax/Ho	Pcv/Ho
1	0,519	0,375	0,51	0,27	0,495
3,5	0,642	0,345	0,435	0,27	0,585
6	0,762	0,33	0,42	0,33	0,629
8,5	0,941	0,315	0,375	0,33	0,465
11	0,953	0,45	0,345	0,749	0,51
13,5	0,712	0,734	0,3	0,764	0,405
16	0,977	0,585	0,345	0,944	0,42
18,5	1,293	0,525	0,3	0,809	0,644
21,25	3,183	0,405	0,18	0,734	0,3
23,5	3,112	0,375	0,195	0,749	0,36

B.I.3.alpha=5° et Q=8.5 l/s

X/Xo	Froude	Hax/Ho	Hcv/Ho	Pax/Ho	Pcv/Ho
1	0,499	0,372	0,514	0,27	0,462
3,5	0,634	0,36	0,424	0,257	0,565
6	0,777	0,321	0,398	0,321	0,578
8,5	0,919	0,321	0,372	0,308	0,437
11	0,839	0,488	0,334	0,783	0,437
13,5	0,635	0,809	0,308	0,745	0,372
16	1,008	0,552	0,295	0,847	0,398
18,5	1,524	0,488	0,308	0,719	0,591
21,25	2,057	0,462	0,231	0,681	0,398
23,5	0,95	0,591	0,475	0,706	0,514

B.II.1.alpha=13,5° et Q=5 l/s

X/Xo	Froude	Haxe/Ho	Hparoi/Ho	Paxe/Ho	Pparoi/Ho
1	0,693	0,409	0,682	0,227	0,25
3,5	0,553	0,432	0,796	0,159	0,432
6	0,771	0,318	0,773	0,273	0,409
8,5	0,931	0,296	0,682	0,136	0,387
11	0,942	0,25	0,705	0,773	0,432
13,5	1,188	0,227	0,705	0,682	0,387
16	1,226	0,227	0,614	0,591	0,387
18,5	0,664	0,955	0,637	0,546	0,682
21,25	1,395	1,046	0,159	0,591	0,159
23,5	1,475	0,955	0,409	0,705	0,136

B.II.2.alpha=13,5° et Q=7 l/s

X/Xo	Froude	Haxe/Ho	Hparoi/Ho	Paxe/Ho	Pparoi/Ho
1	1,14	0,481	0,633	0,329	0,431
3,5	1,219	0,38	0,811	0,253	0,633
6	1,541	0,329	0,709	0,355	0,684
8,5	2,534	0,279	0,633	0,203	0,608
11	2,147	0,228	0,608	0,887	0,633
13,5	2,254	0,228	0,633	0,557	0,583
16	3,206	0,203	0,608	0,709	0,583
18,5	1,479	0,684	0,633	1,013	0,912
21,25	2,46	1,013	0,304	1,165	0,329
23,5	2,235	0,988	0,355	1,14	0,152

B.I.3.alpha=13,5° et Q=8,5 l/s

X/Xo	Froude	Haxe/Ho	Hparoi/Ho	Paxe/Ho	Pparoi/Ho
1	1,506	0,456	0,563	0,375	0,509
3,5	1,978	0,375	0,536	0,295	0,723
6	2,75	0,322	0,429	0,402	0,777
8,5	5,172	0,295	0,402	0,214	0,723
11	4,004	0,268	0,402	0,938	0,777
13,5	4,805	0,268	0,348	0,884	0,697
16	3,839	0,268	0,375	0,831	0,697
18,5	4,993	0,295	0,402	1,125	1,072
21,25	7,199	0,214	0,161	1,179	0,348
23,5	5,532	0,563	0,375	1,259	0,188

B.III.1.alpha=38° et Q=5 l/s

X/Xo	Froude	Hax/Ho	Hcv/Ho	Pax/Ho	Pcv/Ho
1	0,659	0,748	0,594	0,308	0,418
3,5	0,654	0,616	0,55	0,242	0,594
6	0,758	0,55	0,638	0,33	0,638
8,5	1,071	0,462	0,66	0,176	0,594
11	1,001	0,462	0,55	0,77	0,638
13,5	0,942	0,462	0,748	0,726	0,572
16	0,984	0,462	0,682	0,682	0,572
18,5	1,111	0,506	0,77	0,924	0,88
21,25	2,4	0,088	0,704	0,968	0,946
23,5	4,034	0,088	0,44	1,034	0,154

B.III.2.alpha=38° et Q=7 l/s

X/Xo	Froude	Hax/Ho	Hcv/Ho	Pax/Ho	Pcv/Ho
1	1,462	0,807	0,598	0,508	0,329
3,5	1,453	0,658	0,688	0,508	0,598
6	1,937	0,598	0,718	0,867	0,718
8,5	1,878	0,598	0,748	0,508	0,658
11	1,859	0,628	0,628	1,465	0,748
13,5	2,049	0,598	0,658	1,256	0,748
16	2,367	0,568	0,748	1,376	0,778
18,5	5,524	0,179	0,718	1,286	1,914
21,25	3,441	0,15	0,897	1,077	0,329
23,5	1,119	0,179	0,299	0,897	0,12

B.III.3.alpha=38° et Q=8.5 l/s

X/Xo	Froude	Hax/Ho	Hcv/H	Pax/Ho	Pcv/Ho
1	1,794	0,753	0,452	0,392	0,452
3,5	2,076	0,663	0,482	0,422	0,813
6	4,312	0,512	0,602	0,873	0,813
8,5	4,141	0,422	0,572	0,542	0,693
11	3,822	0,512	0,602	1,386	0,843
13,5	4,217	0,452	0,572	1,145	0,934
16	4,733	0,452	0,602	1,325	1,084
18,5	11,677	0,09	1,054	1,175	2,831
21,25	5,44	0,12	0,904	0,904	0,12
23,5	13,259	0,241	0,06	0,994	0,241

C. LE CONVERGENT NON SYMETRIQUE LINEAIRE

Note: les hauteurs **Hcv** et **Hdr** sont respectivement les hauteurs d'eau au niveau de la paroi convergente et au niveau de la paroi droite (voir figure.III.33)

C.I.1.alpha=5° et Q=5 l/s Hdr

X/Xo	Froude	Hdr /Ho	Hcv/Ho	Pdr/Ho	Pcv/Ho
1.000	2.596	1.262	1.592	0.933	1.207
3.500	3.151	0.659	1.647	0.604	1.482
6.000	3.004	0.549	1.207	0.494	1.207
8.500	3.885	0.604	1.098	0.439	1.043
11.000	2.955	0.933	1.427	2.141	1.427
13.500	2.471	1.647	1.756	2.305	1.372
16.000	2.976	1.866	1.098	1.976	1.043
18.500	2.293	1.537	0.933	1.592	0.878
21.250	2.964	1.866	0.823	2.689	0.933
23.500	3.414	1.866	0.988	2.525	2.525

C.I.2.alpha=5° et Q=7 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hcv/Ho	Pdr/Ho	Pcv/Ho
1.000	1.802	1.238	1.547	0.791	1.100
3.500	1.591	0.997	1.547	0.825	1.272
6.000	2.069	0.688	1.203	0.653	1.272
8.500	2.378	0.756	1.100	0.653	1.134
11.000	1.797	1.203	1.169	1.856	1.169
13.500	1.863	1.753	1.306	1.994	1.238
16.000	2.004	1.959	1.203	1.856	1.238
18.500	1.738	1.616	0.688	1.650	0.859
21.250	2.083	1.581	0.963	2.028	1.238
23.500	1.997	1.547	1.203	2.028	1.272

C.I.3.alpha=5° et Q=8,5 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hcv/Ho	Pdr/Ho	Pcv/Ho
1.000	1.709	0.729	1.020	0.583	0.845
3.500	2.105	0.700	1.312	0.641	1.166
6.000	1.918	0.729	1.545	0.641	1.341
8.500	2.094	0.904	1.399	0.525	1.341
11.000	1.844	1.254	1.166	1.778	1.137
13.500	1.826	1.808	1.020	1.895	1.050
16.000	1.658	2.099	1.020	1.808	1.050
18.500	2.325	1.458	0.729	1.633	0.758
21.250	2.410	1.283	1.020	1.895	1.458
23.500	2.688	0.991	1.749	1.808	1.574



C.II.1.alpha=13,5° et Q=5 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hcv/Ho	Pdr/Ho	Pcv/Ho
1.000	2.297	1.265	1.517	1.062	1.315
3.500	2.023	1.214	1.619	0.860	1.568
6.000	2.830	1.012	1.619	0.759	1.619
8.500	3.240	0.910	1.366	0.708	1.366
11.000	2.998	0.860	1.062	1.922	1.467
13.500	2.718	0.860	1.265	1.770	1.619
16.000	3.110	0.860	1.619	1.872	1.973
18.500	4.808	0.860	1.770	2.479	1.821
21.250	6.542	0.910	0.202	2.782	0.556
23.500	6.876	1.366	0.455	3.288	0.809

C.II.2.alpha=13,5° et Q=7 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hcv/Ho	Pdr/Ho	Pcv/Ho
1.000	2.194	1.098	1.686	0.784	1.137
3.500	2.327	1.098	2.352	1.098	1.333
6.000	2.485	0.862	1.842	1.019	1.450
8.500	3.034	0.706	1.450	0.823	1.411
11.000	3.066	0.666	1.176	1.764	1.490
13.500	2.757	0.784	1.137	1.686	1.450
16.000	3.573	0.784	1.372	2.195	1.686
18.500	3.569	1.294	1.529	2.470	1.568
21.250	3.754	1.882	0.196	2.587	0.549
23.500	4.732	1.882	0.784	2.940	0.823

C.II.3.alpha=13,5° et Q=8,5 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hcv/Ho	Pdr/Ho	Pcv/Ho
1.000	1.808	1.150	0.969	0.605	0.969
3.500	1.734	1.271	1.634	0.847	1.180
6.000	1.910	0.817	1.665	0.787	1.211
8.500	2.414	0.726	1.483	0.636	1.211
11.000	2.525	0.787	1.120	1.362	1.271
13.500	2.482	0.908	1.150	1.301	1.271
16.000	2.556	1.180	1.211	1.695	1.423
18.500	3.161	1.271	1.211	1.907	1.301
21.250	3.818	1.241	0.605	1.998	0.484
23.500	4.036	1.665	0.605	2.270	0.757

C.III.1.alpha =38,5° et Q= 5 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hcv/Ho	Pdr/Ho	Hcv/Ho
1.000	1.808	1.150	0.969	0.605	0.969
3.500	1.734	1.271	1.634	0.847	1.180
6.000	1.910	0.817	1.665	0.787	1.211
8.500	2.414	0.726	1.483	0.636	1.211
11.000	2.525	0.787	1.120	1.362	1.271
13.500	2.482	0.908	1.150	1.301	1.271
16.000	2.556	1.180	1.211	1.695	1.423
18.500	3.161	1.271	1.211	1.907	1.301
21.250	3.818	1.241	0.605	1.998	0.484
23.500	4.036	1.665	0.605	2.270	0.757

C.III.2.alpha=38,5° et Q=7 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hcv/Ho	Pdr/Ho	Pcv/Ho
1.000	1.619	1.344	1.024	0.544	0.416
3.500	1.907	1.280	0.960	0.960	1.344
6.000	2.716	1.088	1.280	0.832	1.344
8.500	2.810	1.216	1.601	0.800	1.120
11.000	3.435	1.088	1.440	1.953	1.344
13.500	3.756	0.992	1.184	1.408	1.472
16.000	3.948	0.896	0.960	1.761	1.280
18.500	2.757	0.864	0.960	1.601	2.369
21.250	2.173	0.896	0.800	1.376	0.256
23.500	3.609	0.864	0.064	1.536	0.448

C.III.3.alpha=38° et Q= 8,5 l/s

X/Xo	Froude	Hdr/Ho	Hcv/Ho	Pdr/Ho	Hcv/Ho
1.000	1.818	1.367	0.972	0.517	1.459
3.500	1.788	1.398	1.094	1.155	1.337
6.000	1.720	1.489	1.215	0.972	1.459
8.500	2.522	1.246	1.914	0.851	1.307
11.000	2.746	1.155	1.823	2.036	1.428
13.500	2.078	1.185	1.519	1.550	1.489
16.000	2.628	1.124	1.276	1.793	1.276
18.500	3.240	0.729	0.912	1.641	2.370
21.250	2.909	0.760	0.638	1.641	0.304
23.500	3.646	1.003	0.061	1.945	0.547

TABLEAUX DES DONNEES

A. LE DIVERGENT LINEAIRE

Note: les indices a, c et e représentent, respectivement, la paroi droite, l'axe médian et la paroi Divergente (voir figure).

A.I.1. Alpha = 0° et Q = 4 l/s

X (cm)	Ya (cm)	Yc (cm)	Ye (cm)	Ha(cm)	Hc(cm)	He(cm)
086.0	0.0	7.5	15.03	1.9	1.9	1.8
091.0	0.0	7.8	15.56	1.8	2.8	1.7
096.0	0.0	8.0	16.00	2.0	1.7	1.8
101.0	0.0	8.0	16.00	2.1	1.7	2.7
105.2	0.0	8.0	16.00	2.0	2.4	2.0
110.2	0.0	8.0	16.00	2.0	1.7	2.7
115.2	0.0	8.0	16.00	1.9	1.7	2.4
120.2	0.0	8.0	16.00	1.7	2.0	2.5
125.2	0.0	8.0	16.00	1.5	2.0	2.3
130.2	0.0	8.0	16.00	1.3	2.1	2.4
135.2	0.0	8.0	16.00	1.5	2.2	2.4
140.2	0.0	8.0	16.00	1.7	2.2	2.5
145.2	0.0	8.0	16.00	2.3	2.4	2.3
150.2	0.0	8.0	16.00	2.4	2.5	2.2
155.2	0.0	8.0	16.00	2.0	2.6	2.2
160.2	0.0	8.0	16.00	1.7	3.0	2.0
165.2	0.0	8.0	16.00	1.8	3.0	2.1
170.2	0.0	8.0	16.00	2.0	2.7	2.3
175.2	0.0	8.0	16.00	1.8	2.5	2.4

A.I.2. Alpha = 0° et Q = 5l/s

X (cm)	Ya (cm)	Yc (cm)	Ye (cm)	Ha(cm)	Hc(cm)	He(cm)
086.0	0.0	7.5	15.03	1.6	2.4	2.5
091.0	0.0	7.8	15.56	1.7	2.3	2.5
096.0	0.0	8.0	16.00	1.6	2.2	2.9
101.0	0.0	8.0	16.00	3.1	2.1	3.4
105.2	0.0	8.0	16.00	2.7	2.1	3.7
110.2	0.0	8.0	16.00	2.7	2.1	3.5
115.2	0.0	8.0	16.00	2.5	2.3	3.3
120.2	0.0	8.0	16.00	2.1	2.3	3.3
125.2	0.0	8.0	16.00	2.0	3.2	3.2
130.2	0.0	8.0	16.00	1.8	3.0	3.3
135.2	0.0	8.0	16.00	2.0	2.9	3.2
140.2	0.0	8.0	16.00	2.1	2.7	3.0
145.2	0.0	8.0	16.00	2.5	2.8	3.0
150.2	0.0	8.0	16.00	2.9	2.9	2.9
155.2	0.0	8.0	16.00	3.4	3.0	2.8
160.2	0.0	8.0	16.00	2.9	3.3	2.8
165.2	0.0	8.0	16.00	2.6	3.7	2.5
170.2	0.0	8.0	16.00	2.8	3.0	2.7
175.2	0.0	8.0	16.00	2.6	2.7	2.9

A.I.3. Alpha = 0° et Q = 9l/s

X (cm)	Ya (cm)	Yc (cm)	Ye (cm)	Ha(cm)	Hc(cm)	He(cm)
086.0	0.0	7.5	15.03	4.0	3.5	3.6
091.0	0.0	7.8	15.56	3.7	3.4	3.5
096.0	0.0	8.0	16.00	3.5	3.3	3.5
101.0	0.0	8.0	16.00	4.0	3.0	5.0
105.2	0.0	8.0	16.00	3.6	2.9	5.0
110.2	0.0	8.0	16.00	3.5	3.0	5.1
115.2	0.0	8.0	16.00	3.4	3.0	4.7
120.2	0.0	8.0	16.00	3.2	3.3	4.5
125.2	0.0	8.0	16.00	3.0	3.6	4.3
130.2	0.0	8.0	16.00	2.6	3.9	4.2
135.2	0.0	8.0	16.00	2.8	3.8	4.1
140.2	0.0	8.0	16.00	3.1	3.6	4.2
145.2	0.0	8.0	16.00	3.2	3.4	4.1
150.2	0.0	8.0	16.00	3.7	3.4	4.0
155.2	0.0	8.0	16.00	4.5	3.7	3.7
160.2	0.0	8.0	16.00	4.4	3.6	3.5
165.2	0.0	8.0	16.00	4.6	3.8	3.5
170.2	0.0	8.0	16.00	4.4	4.2	3.6
175.2	0.0	8.0	16.00	3.5	4.4	3.5

A.II.1. Alpha = 6° et Q = 4l/s

X (cm)	Ya (cm)	Yc (cm)	Ye (cm)	Ha(cm)	Hc(cm)	He(cm)
086.0	0.0	7.5	15.03	1.7	1.3	1.6
091.0	0.0	7.8	15.56	1.6	1.2	1.6
096.0	0.0	8.0	16.00	1.5	1.1	1.8
101.0	0.0	8.0	16.00	1.4	1.2	2.6
105.2	0.0	8.0	16.00	1.2	1.2	2.6
110.2	0.0	8.0	16.00	1.2	1.0	2.6
115.2	0.0	8.0	16.00	1.2	0.9	2.4
120.2	0.0	8.0	16.00	1.3	0.9	2.2
125.2	0.0	8.0	16.00	1.3	1.1	2.0
130.2	0.0	8.0	16.00	1.5	1.1	1.9
135.2	0.0	8.0	16.00	1.4	1.3	1.9
140.2	0.0	8.0	16.00	1.4	1.5	1.8
145.2	0.0	8.0	16.00	1.3	1.5	1.8
150.2	0.0	8.0	16.00	1.2	1.7	1.8
155.2	0.0	8.0	16.00	1.1	1.6	1.8
160.2	0.0	8.0	16.00	1.1	1.5	1.7
165.2	0.0	8.0	16.00	1.1	1.4	1.7
170.2	0.0	8.0	16.00	1.1	1.5	1.6
175.2	0.0	8.0	16.00	1.5	1.5	1.6

A.II.2. Alpha = 6° et Q = 5l/s

X (cm)	Ya (cm)	Yc (cm)	Ye (cm)	Ha(cm)	Hc(cm)	He(cm)
086.0	0.0	7.5	15.03	2.3	1.9	2.5
091.0	0.0	7.8	15.56	2.2	1.7	2.4
096.0	0.0	8.0	16.00	2.0	1.6	2.3
101.0	0.0	8.0	16.00	2.0	1.6	3.0
105.2	0.0	8.0	16.00	1.9	1.7	3.0
110.2	0.0	8.0	16.00	1.9	1.5	3.0
115.2	0.0	8.0	16.00	2.0	1.5	2.8
120.2	0.0	8.0	16.00	2.0	1.5	2.6
125.2	0.0	8.0	16.00	2.0	1.6	2.5
130.2	0.0	8.0	16.00	1.9	1.7	2.5
135.2	0.0	8.0	16.00	1.8	2.0	2.5
140.2	0.0	8.0	16.00	1.8	2.2	2.5
145.2	0.0	8.0	16.00	1.7	2.3	2.4
150.2	0.0	8.0	16.00	2.0	2.2	2.2
155.2	0.0	8.0	16.00	1.9	2.2	2.0
160.2	0.0	8.0	16.00	1.6	2.0	2.1
165.2	0.0	8.0	16.00	1.7	2.0	2.0
170.2	0.0	8.0	16.00	1.9	2.1	2.0
175.2	0.0	8.0	16.00	2.0	2.1	2.0

A.II.3. Alpha = 6° et Q = 9l/s

X (cm)	Ya (cm)	Yc (cm)	Ye (cm)	Ha(cm)	Hc(cm)	He(cm)
086.0	0.0	7.5	15.03	1.2	1.2	1.1
091.0	0.0	7.8	15.56	1.1	1.2	1.0
096.0	0.0	8.0	16.00	1.0	1.2	1.6
101.0	0.0	8.0	16.00	0.8	1.0	2.0
105.2	0.0	8.0	16.00	0.7	1.2	2.1
110.2	0.0	8.0	16.00	0.6	1.0	2.0
115.2	0.0	8.0	16.00	0.6	0.9	2.0
120.2	0.0	8.0	16.00	1.0	0.8	2.0
125.2	0.0	8.0	16.00	0.7	0.9	1.5
130.2	0.0	8.0	16.00	0.7	0.8	1.6
135.2	0.0	8.0	16.00	0.8	0.9	1.8
140.2	0.0	8.0	16.00	0.9	0.8	1.6
145.2	0.0	8.0	16.00	0.9	1.0	1.7
150.2	0.0	8.0	16.00	1.2	1.0	1.6
155.2	0.0	8.0	16.00	1.0	1.2	1.6
160.2	0.0	8.0	16.00	0.8	1.7	1.5
165.2	0.0	8.0	16.00	0.9	1.6	1.3
170.2	0.0	8.0	16.00	0.8	1.5	1.2
175.2	0.0	8.0	16.00	0.9	1.5	1.2

A.III.1. Alpha = 12° et Q = 4l/s

X (cm)	Ya (cm)	Yc (cm)	Ye (cm)	Ha(cm)	Hc(cm)	He(cm)
086.0	0.0	7.5	15.03	1.6	1.6	1.9
091.0	0.0	7.8	15.56	1.7	1.7	1.8
096.0	0.0	8.0	16.00	1.5	1.5	2.2
101.0	0.0	8.0	16.00	1.4	1.4	3.0
105.2	0.0	8.0	16.00	1.3	1.4	3.0
110.2	0.0	8.0	16.00	1.1	1.4	2.9
115.2	0.0	8.0	16.00	1.0	1.4	2.5
120.2	0.0	8.0	16.00	1.7	1.4	2.5
125.2	0.0	8.0	16.00	1.4	1.5	2.4
130.2	0.0	8.0	16.00	1.5	1.4	2.3
135.2	0.0	8.0	16.00	1.5	1.5	2.2
140.2	0.0	8.0	16.00	1.4	1.3	2.1
145.2	0.0	8.0	16.00	1.5	1.4	2.2
150.2	0.0	8.0	16.00	1.7	1.6	2.2
155.2	0.0	8.0	16.00	1.4	2.2	2.2
160.2	0.0	8.0	16.00	1.2	2.3	2.0
165.2	0.0	8.0	16.00	1.3	2.2	2.0
170.2	0.0	8.0	16.00	1.3	2.2	2.0
175.2	0.0	8.0	16.00	1.4	2.0	2.0

A.II.3 Alpha = 12° et Q = 5l/s

X (cm)	Ya (cm)	Yc (cm)	Ye (cm)	Ha(cm)	Hd(cm)	He(cm)
086.0	0.0	7.5	15.03	2.3	2.9	3.0
091.0	0.0	7.8	15.56	2.1	2.9	2.9
096.0	0.0	8.0	16.00	2.1	2.6	3.0
101.0	0.0	8.0	16.00	2.1	2.8	4.0
105.2	0.0	8.0	16.00	2.2	2.4	3.9
110.2	0.0	8.0	16.00	2.2	2.5	4.3
115.2	0.0	8.0	16.00	2.1	3.3	4.0
120.2	0.0	8.0	16.00	2.1	3.1	3.8
125.2	0.0	8.0	16.00	2.1	3.4	3.1
130.2	0.0	8.0	16.00	2.0	3.3	2.9
135.2	0.0	8.0	16.00	2.2	3.3	2.8
140.2	0.0	8.0	16.00	2.2	3.3	2.7
145.2	0.0	8.0	16.00	2.1	3.1	2.6
150.2	0.0	8.0	16.00	2.2	3.1	2.6
155.2	0.0	8.0	16.00	2.2	3.2	2.4
160.2	0.0	8.0	16.00	2.0	3.3	2.4
165.2	0.0	8.0	16.00	1.9	3.4	2.4
170.2	0.0	8.0	16.00	1.9	3.4	2.4
175.2	0.0	8.0	16.00	1.9	3.4	2.4

A.III.3.alpha = 12° et Q = 9l/s

X (cm)	Ya (cm)	Yc (cm)	Ye (cm)	Ha(cm)	Hc(cm)	He(cm)
086.0	0.0	7.5	15.03	2.3	2.6	3.0
091.0	0.0	7.8	15.56	2.1	2.6	2.9
096.0	0.0	8.0	16.00	2.1	2.5	3.0
101.0	0.0	8.0	16.00	2.1	2.3	4.0
105.2	0.0	8.0	16.00	2.2	2.2	3.9
110.2	0.0	8.0	16.00	2.2	2.0	4.3
115.2	0.0	8.0	16.00	2.1	1.9	4.0
120.2	0.0	8.0	16.00	2.1	1.8	3.8
125.2	0.0	8.0	16.00	2.1	1.8	3.1
130.2	0.0	8.0	16.00	2.0	1.8	2.9
135.2	0.0	8.0	16.00	2.2	1.9	2.8
140.2	0.0	8.0	16.00	2.2	2.3	2.7
145.2	0.0	8.0	16.00	2.1	2.5	2.6
150.2	0.0	8.0	16.00	2.2	2.8	2.6
155.2	0.0	8.0	16.00	2.2	2.9	2.4
160.2	0.0	8.0	16.00	2.0	3.0	2.4
165.2	0.0	8.0	16.00	1.9	2.9	2.4
170.2	0.0	8.0	16.00	1.9	2.8	2.4
175.2	0.0	8.0	16.00	1.9	2.7	2.4

A.IV.1.Alpha = 26° et Q = 4l/s

X (cm)	Ya (cm)	Yc (cm)	Ye (cm)	Ha(cm)	Hc(cm)	He(cm)
086.0	0.0	7.5	15.03	0.8	0.7	0.7
091.0	0.0	7.8	15.56	0.8	1.0	0.8
096.0	0.0	8.0	16.00	0.8	0.5	1.0
101.0	0.0	8.0	16.00	0.7	0.8	1.6
105.2	0.0	8.0	16.00	0.7	0.9	1.7
110.2	0.0	8.0	16.00	0.7	1.1	1.8
115.2	0.0	8.0	16.00	0.7	1.1	2.0
120.2	0.0	8.0	16.00	0.6	1.1	2.1
125.2	0.0	8.0	16.00	0.6	1.1	2.4
130.2	0.0	8.0	16.00	0.7	1.0	3.3
135.2	0.0	8.0	16.00	0.5	1.1	3.9
140.2	0.0	8.0	16.00	0.5	1.4	4.2
145.2	0.0	8.0	16.00	0.6	1.5	5.0
150.2	0.0	8.0	16.00	0.6	1.6	4.9
155.2	0.0	8.0	16.00	0.6	1.6	4.4
160.2	0.0	8.0	16.00	0.4	1.7	3.3
165.2	0.0	8.0	16.00	0.5	1.6	2.8
170.2	0.0	8.0	16.00	0.6	1.6	2.8
175.2	0.0	8.0	16.00	0.6	1.7	2.7

A.IV.2. Alpha = 26° et Q = 5l/s

X (cm)	Ya (cm)	Yc (cm)	Ye (cm)	Ha(cm)	Hc(cm)	He(cm)
086.0	0.0	7.5	15.03	5.0	3.2	1.0
091.0	0.0	7.8	15.56	4.8	2.2	0.9
096.0	0.0	8.0	16.00	3.6	3.7	1.0
101.0	0.0	8.0	16.00	3.3	3.0	1.8
105.2	0.0	8.0	16.00	3.1	2.9	1.8
110.2	0.0	8.0	16.00	3.0	1.5	2.3
115.2	0.0	8.0	16.00	3.0	1.6	3.3
120.2	0.0	8.0	16.00	2.9	1.6	5.0
125.2	0.0	8.0	16.00	2.9	1.6	6.0
130.2	0.0	8.0	16.00	2.8	1.6	6.8
135.2	0.0	8.0	16.00	2.3	1.7	7.5
140.2	0.0	8.0	16.00	2.1	1.5	7.5
145.2	0.0	8.0	16.00	1.9	1.5	7.3
150.2	0.0	8.0	16.00	1.8	1.5	7.0
155.2	0.0	8.0	16.00	2.0	1.5	5.2
160.2	0.0	8.0	16.00	1.5	1.5	4.3
165.2	0.0	8.0	16.00	1.0	1.4	4.1
170.2	0.0	8.0	16.00	1.0	1.5	3.8
175.2	0.0	8.0	16.00	1.0	1.5	3.6

A.IV.3.alpha = 26° et Q = 9l/s

X (cm)	Ya (cm)	Yc (cm)	Ye (cm)	Ha(cm)	Hc(cm)	He(cm)
086.0	0.0	7.5	15.03	5.0	3.2	1.0
091.0	0.0	7.8	15.56	4.8	2.2	0.9
096.0	0.0	8.0	16.00	3.6	3.7	1.0
101.0	0.0	8.0	16.00	3.3	3.0	1.8
105.2	0.0	8.0	16.00	3.1	2.9	1.8
110.2	0.0	8.0	16.00	3.0	1.5	2.3
115.2	0.0	8.0	16.00	3.0	1.6	3.3
120.2	0.0	8.0	16.00	2.9	1.6	5.0
125.2	0.0	8.0	16.00	2.9	1.6	6.0
130.2	0.0	8.0	16.00	2.8	1.6	6.8
135.2	0.0	8.0	16.00	2.3	1.7	7.5
140.2	0.0	8.0	16.00	2.1	1.5	7.5
145.2	0.0	8.0	16.00	1.9	1.5	7.3
150.2	0.0	8.0	16.00	1.8	1.5	7.0
155.2	0.0	8.0	16.00	2.0	1.5	5.2
160.2	0.0	8.0	16.00	1.5	1.5	4.3
165.2	0.0	8.0	16.00	1.0	1.4	4.1
170.2	0.0	8.0	16.00	1.0	1.5	3.8
175.2	0.0	8.0	16.00	1.0	1.5	3.6

Evolution des Pressions au fond du canal (divergent linéaire)

X (cm) →		95.5	105.5	115.5	125.5	135.5	145.5	155.5	165.5	175.5	
N° prise de pression →		13	25	21	30	244	22	20	29	19	
H (cm)	$\alpha \downarrow$	Q (l/s) ↓									
H piézo	0°	4	1.0	0.9	1.5	1.6	1.6	1.8	1.8	1.6	1.2
H mes			1.8	2.0	2.4	1.5	2.4	2.3	2.2	1.8	2.4
H piézo		9	2.8	3.5	3.2	2.5	3.1	3.5	3.1	3.2	1.3
H mes			3.5	3.6	4.7	3.0	4.1	3.2	3.7	4.6	3.5
H piézo	6°	4	1.3	1.5	2.4	1.3	2.4	2.0	2.0	1.3	0.3
H mes			1.8	1.2	2.4	1.3	1.9	1.3	1.8	1.1	1.6
H piézo		9	2.7	2.1	4.2	2.0	3.1	2.2	4.2	2.3	0.6
H mes			3.6	2.5	3.9	2.7	3.2	2.5	2.9	2.3	2.8
H piézo	26°	4	0.1	0.7	3.1	0.5	1.1	-0.9	1.8	-0.4	-1.8
H mes			1.0	0.7	2.0	0.6	3.9	0.6	4.4	0.5	2.7
H piézo		9	0.1	1.3	4.5	0.9	2.0	0.1	2.3	0.3	-1.8
H mes			1.0	3.1	3.3	2.9	7.5	1.9	5.2	1.0	3.6

Note

1. **H piézo** et **Hmes** représentent, respectivement, les hauteurs d'eau lues sur les piézomètres et les hauteurs d'eau mesurées à la règle limnimétrique.
2. Le signe négatif qui apparaît sur quelques valeurs de la **Hpiézo** représente une lecture se trouvant au dessous d'une référence préétablie.

B. LE CONVERGENT SYMETRIQUE LINEAIRE

B.I.1.alpha=5° et Q=5 l/s

X(cm)	Yc(cm)	Ya(cm)	Hc(cm)	Ha(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.0	0.0	25.0	10.6	10.5	10.4	10.5
14.0	0.0	23.4	10.7	10.4	10.4	10.9
24.0	0.0	21.8	10.6	10.3	14.5	10.6
34.0	0.0	19.4	10.5	10.1	10.4	10.3
44.0	0.0	17.6	10.5	10.0	11.9	10.5
54.0	0.0	15.8	10.5	09.9	11.3	9.9
64.0	0.0	13.9	09.9	09.8	11.3	9.5
74.0	0.0	12.5	09.7	09.5	10.0	9.9
85.0	0.0	12.5	08.8	09.4	10.9	9.3
94.0	0.0	12.5	08.4	09.2	10.4	9.3

B.I.2.alpha=5° et Q=7l/s

X(cm)	Yc(cm)	Ya(cm)	Hc(cm)	Ha(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.0	0.0	25.0	2.5	3.4	1.8	3.3
14.0	0.0	23.4	2.3	2.9	1.8	3.9
24.0	0.0	21.8	2.2	2.8	2.2	4.2
34.0	0.0	19.8	2.1	2.5	2.2	3.1
44.0	0.0	17.6	3.0	2.3	5.0	3.4
54.0	0.0	15.8	4.9	2.0	5.1	2.7
64.0	0.0	13.9	3.9	2.3	6.3	2.8
74.0	0.0	12.5	3.5	2.0	5.4	4.3
85.0	0.0	12.5	2.7	1.2	4.9	2.0
94.0	0.0	12.5	2.5	1.3	5.0	2.4

B.I.3.alpha=5° et Q=8,5l/s

X(cm)	Yc(cm)	Ya(cm)	Hc(cm)	Ha(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.0	0.0	25.0	2.9	4.0	2.1	3.6
14.0	0.0	23.4	2.8	3.3	2.0	4.4
24.0	0.0	21.8	2.5	3.1	2.5	4.5
34.0	0.0	19.4	2.5	2.9	2.4	3.4
44.0	0.0	17.6	3.8	2.6	6.1	3.4
54.0	0.0	15.8	6.3	2.4	5.8	2.9
64.0	0.0	13.9	4.3	2.3	6.6	3.1
74.0	0.0	12.5	3.8	2.4	5.6	4.6
85.0	0.0	12.5	3.6	1.8	5.3	3.1
94.0	0.0	12.5	4.6	3.7	5.5	4.0

B.II.1.alpha=13,5° et Q=5l/s

X(cm)	Yc(cm)	Ya(cm)	Hc(cm)	Ha(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.0	0.0	25.0	1.8	3.0	1.0	1.1
14.0	0.0	23.4	1.9	3.5	0.7	1.9
24.0	0.0	21.8	1.4	3.4	1.2	1.8
34.0	0.0	19.4	1.3	3.0	0.6	1.7
44.0	0.0	17.6	1.1	3.1	3.4	1.9
54.0	0.0	15.8	1.0	3.1	3.0	1.7
64.0	0.0	13.9	1.0	2.7	2.6	1.7
74.0	0.0	12.5	4.2	2.8	2.4	3.0
85.0	0.0	12.5	4.6	0.7	2.6	0.7
94.0	0.0	12.5	4.2	1.8	3.1	0.6

B.II.2.alpha=13,5° et Q=7l/s

X(cm)	Yc(cm)	Ya(cm)	Hc(cm)	Ha(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.0	0.0	25.0	1.9	2.5	1.3	1.7
14.0	0.0	23.4	1.5	3.2	1.0	2.5
24.0	0.0	21.8	1.3	2.8	1.4	2.7
34.0	0.0	19.4	1.1	2.5	0.8	2.4
44.0	0.0	17.6	0.9	2.4	3.5	2.5
54.0	0.0	15.8	0.9	2.5	2.2	2.3
64.0	0.0	13.9	0.8	2.4	2.8	2.3
74.0	0.0	12.5	2.7	2.5	4.0	3.6
85.0	0.0	12.5	4.0	1.2	4.6	1.3
94.0	0.0	12.5	3.9	1.4	4.5	0.6

B.II.3.alpha=13,5° et Q=8.5l/s

X(cm)	Yc(cm)	Ya(cm)	Hc(cm)	Ha(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.0	0.0	25.0	1.7	2.1	1.4	1.9
14.0	0.0	23.4	1.4	2.0	1.1	2.7
24.0	0.0	21.8	1.2	1.6	1.5	2.9
34.0	0.0	19.4	1.1	1.5	0.8	2.7
44.0	0.0	17.6	1.0	1.5	3.5	2.9
54.0	0.0	15.8	1.0	1.3	3.3	2.6
64.0	0.0	13.9	1.0	1.4	3.1	2.6
74.0	0.0	12.5	1.1	1.5	4.2	4.0
85.0	0.0	12.5	0.8	0.6	4.4	1.3
94.0	0.0	12.5	2.1	1.4	4.7	0.7

B.III.1.alpha=38° et Q=5l/s

X(cm)	Yc(cm)	Ya(cm)	Hc(cm)	Ha(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.0	0.0	25.0	3.4	2.7	1.4	1.9
14.0	0.0	23.4	2.8	2.5	1.1	2.7
24.0	0.0	21.8	2.5	2.9	1.5	2.9
34.0	0.0	19.4	2.1	3.0	0.8	2.7
44.0	0.0	17.6	2.1	2.5	3.5	2.9
54.0	0.0	15.8	2.1	3.4	3.3	2.6
64.0	0.0	13.9	2.1	3.1	3.1	2.6
74.0	0.0	12.5	2.3	3.5	4.2	4.0
85.0	0.0	12.5	0.4	3.2	4.4	4.3
94.0	0.0	12.5	0.4	2.0	4.7	0.7

B.III.2.alpha=38° et Q=7l/s

X(cm)	Yc(cm)	Ya(cm)	Hc(cm)	Ha(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.0	0.0	25.0	2.7	2.0	1.7	1.1
14.0	0.0	23.4	2.2	2.3	1.7	2.0
24.0	0.0	21.8	2.0	2.4	2.9	2.4
34.0	0.0	19.4	2.0	2.5	1.7	2.2
44.0	0.0	17.6	2.1	2.1	4.9	2.5
54.0	0.0	15.8	2.0	2.2	4.2	2.5
64.0	0.0	13.9	1.9	2.5	4.6	2.6
74.0	0.0	12.5	0.6	2.4	4.3	6.4
85.0	0.0	12.5	0.5	3.0	3.6	1.1
94.0	0.0	12.5	0.6	1.0	3.0	0.4

B.III.3.alpha=38° et Q=8.5l/s

X(cm)	Yc(cm)	Ya(cm)	Hc(cm)	Ha(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.0	0.0	25.0	2.5	1.5	0.9	1.5
14.0	0.0	23.4	2.2	1.6	1.0	2.7
24.0	0.0	21.8	1.7	2.0	0.3	2.7
34.0	0.0	19.4	1.4	1.9	0.8	2.3
44.0	0.0	17.6	1.7	2.0	0.8	2.8
54.0	0.0	15.8	1.5	1.9	1.0	3.1
64.0	0.0	13.9	1.5	2.0	1.0	3.6
74.0	0.0	12.5	0.3	3.5	0.7	9.4
85.0	0.0	12.5	0.4	3.0	1.7	0.4
94.0	0.0	12.5	0.8	0.2	0.2	0.8

C. LE CONVERGENT NON SYMETRIQUE LINEAIRE

C.I.1.alpha=5° et Q=5l/s

X(cm)	Ya(m)	Yd(cm)	Ha(cm)	Hd(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.00	25.00	0.0	2.9	2.3	1.7	2.2
14.00	23.42	0.0	3.0	1.2	1.1	2.7
24.00	21.84	0.0	2.2	1.0	0.9	2.2
34.00	19.48	0.0	2.0	1.1	0.8	1.9
44.00	17.64	0.0	2.6	1.7	3.9	2.6
54.00	15.8	0.0	3.2	3.0	4.2	2.5
64.00	13.96	0.0	2.0	3.4	3.6	1.9
74.00	12.5	0.0	1.7	2.8	2.9	1.6
85.00	12.5	0.0	1.5	3.4	4.9	1.7
94.00	12.5	0.0	1.8	3.4	4.6	4.6

C.I.2.alpha=5° et Q=7l/s

X(cm)	Ya(m)	Yd(cm)	Ha(cm)	Hd(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.00	25.00	0.0	4.5	3.6	2.3	3.2
14.00	23.42	0.0	4.5	2.9	2.4	3.7
24.00	21.84	0.0	3.5	2.0	1.9	3.7
34.00	19.48	0.0	3.2	2.2	1.9	3.3
44.00	17.64	0.0	3.4	3.5	5.4	3.4
54.00	15.8	0.0	3.8	5.1	5.8	3.6
64.00	13.96	0.0	3.5	5.7	5.4	3.6
74.00	12.5	0.0	2.0	4.7	4.8	2.5
85.00	12.5	0.0	2.8	4.6	5.9	3.6
94.00	12.5	0.0	3.5	4.5	5.9	3.7

C.I.3.alpha=5° et Q=8,5l/s

X(cm)	Ya(m)	Yd(cm)	Ha(cm)	Hd(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.00	25.00	0.0	3.5	2.5	2.0	2.9
14.00	23.42	0.0	4.5	2.4	2.2	4.0
24.00	21.84	0.0	5.3	2.5	2.2	4.6
34.00	19.48	0.0	4.8	3.1	1.8	4.6
44.00	17.64	0.0	4.0	4.3	6.1	3.9
54.00	15.8	0.0	3.5	6.2	6.5	3.6
64.00	13.96	0.0	3.5	7.2	6.2	3.6
74.00	12.5	0.0	2.5	5.0	5.6	2.6
85.00	12.5	0.0	3.5	4.4	6.5	5.0
94.00	12.5	0.0	6.0	3.4	6.2	5.4

C.II.1.alpha=13,5° et Q=5l/s

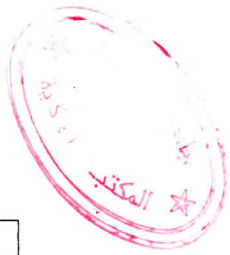
X(cm)	Ya(m)	Yd(cm)	Ha(cm)	Hd(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.00	25.00	0.0	3.0	2.5	2.1	2.6
14.00	23.42	0.0	3.2	2.4	1.7	3.1
24.00	21.84	0.0	3.2	2.0	1.5	3.2
34.00	19.48	0.0	2.7	1.8	1.4	2.7
44.00	17.64	0.0	2.1	1.7	3.8	2.9
54.00	15.8	0.0	2.5	1.7	3.5	3.2
64.00	13.96	0.0	3.2	1.7	3.7	3.9
74.00	12.5	0.0	3.5	1.7	4.9	3.6
85.00	12.5	0.0	0.4	1.8	5.5	1.1
94.00	12.5	0.0	0.9	2.7	6.5	1.6

C.II.2.alpha=13,5° et Q=7l/s

X(cm)	Ya(m)	Yd(cm)	Ha(cm)	Hd(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.00	25.00	0.0	4.3	2.8	2.0	2.9
14.00	23.42	0.0	6.0	2.8	2.8	3.4
24.00	21.84	0.0	4.7	2.2	2.6	3.7
34.00	19.48	0.0	3.7	1.8	2.1	3.6
44.00	17.64	0.0	3.0	1.7	4.5	3.8
54.00	15.8	0.0	2.9	2.0	4.3	3.7
64.00	13.96	0.0	3.5	2.0	5.6	4.3
74.00	12.5	0.0	3.9	3.3	6.3	4.0
85.00	12.5	0.0	0.5	4.8	6.6	1.4
94.00	12.5	0.0	2.0	4.8	7.5	2.1

C.II.3.alpha=13,5° et Q=8,5l/s

X(cm)	Ya(m)	Yd(cm)	Ha(cm)	Hd(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.00	25.00	0.0	3.2	3.8	2.0	3.2
14.00	23.42	0.0	5.4	4.2	2.8	3.9
24.00	21.84	0.0	5.5	2.7	2.6	4.0
34.00	19.48	0.0	4.9	2.4	2.1	4.0
44.00	17.64	0.0	3.7	2.6	4.5	4.2
54.00	15.8	0.0	3.8	3.0	4.3	4.2
64.00	13.96	0.0	4.0	3.9	5.6	4.7
74.00	12.5	0.0	4.0	4.2	6.3	4.3
85.00	12.5	0.0	2.0	4.1	6.6	1.6
94.00	12.5	0.0	2.0	5.5	7.5	2.5



C.III.1.alpha=38° et Q=5l/s

X(cm)	Ya(m)	Yd(cm)	Ha(cm)	Hd(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.00	25.00	0.0	1.4	2.8	1.5	1.0
14.00	23.42	0.0	2.3	2.6	2.3	3.0
24.00	21.84	0.0	3.5	2.5	2.1	3.6
34.00	19.48	0.0	3.8	2.7	2.3	2.6
44.00	17.64	0.0	3.3	2.6	5.5	3.6
54.00	15.8	0.0	2.6	2.4	3.8	3.8
64.00	13.96	0.0	2.0	2.1	4.6	3.0
74.00	12.5	0.0	2.5	1.4	4.3	5.3
85.00	12.5	0.0	2.8	1.5	3.6	0.6
94.00	12.5	0.0	0.2	2.1	3.8	1.3

C.III.2.alpha=38° et Q=7l/s

X(cm)	Ya(m)	Yd(cm)	Ha(cm)	Hd(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.00	25.00	0.0	3.2	4.2	1.7	1.3
14.00	23.42	0.0	3.0	4.0	3.0	4.2
24.00	21.84	0.0	4.0	3.4	2.6	4.2
34.00	19.48	0.0	5.0	3.8	2.5	3.5
44.00	17.64	0.0	4.5	3.4	6.1	4.2
54.00	15.8	0.0	3.7	3.1	4.4	4.6
64.00	13.96	0.0	3.0	2.8	5.5	4.0
74.00	12.5	0.0	3.0	2.7	5.0	7.4
85.00	12.5	0.0	2.5	2.8	4.3	0.8
94.00	12.5	0.0	0.2	2.7	4.8	1.4

C.III.3.alpha=38° et Q=8,5l/s

X(cm)	Ya(m)	Yd(cm)	Ha(cm)	Hd(cm)	Pc(cm)	Pa(cm)
04.00	25.00	0.0	3.2	4.5	1.7	4.8
14.00	23.42	0.0	3.6	4.6	3.8	4.4
24.00	21.84	0.0	4.0	4.9	3.2	4.8
34.00	19.48	0.0	6.3	4.1	2.8	4.3
44.00	17.64	0.0	6.0	3.8	6.7	4.7
54.00	15.8	0.0	5.0	3.9	5.1	4.9
64.00	13.96	0.0	4.2	3.7	5.9	4.2
74.00	12.5	0.0	3.0	2.4	5.4	7.8
85.00	12.5	0.0	2.1	2.5	5.4	1.0
94.00	12.5	0.0	0.2	3.3	6.4	1.8

BIBLIOGRAPHIE

1. H.ROUSE / B.V.BHOOTA / E.V.HSU

Design of channels expansions.
Symposium on high-velocity flow in open channels.
Trans.Amer.soc.Civ.Eng.Vol 116,pp 347-363 (1951)

2. A.TIPPEN / J.H.DAWSON

Design of channels contractions.
Symposium on high- velocity flow in open channels.
Trans.Amer.soc.Civ.Eng.Vol 116,pp 326-346 (1951)

3. A.T.IPPEN

Mechanics of supercritical flow (symposium)
Part 1 Trans ASCE , N°116-p326-346.(1951)

4. R.T.KNAPP

Designs of channels curves for supercritical flow-High velocity flow in open channels
(symposium)
ASCE vol 116 N°2434-p296-325 .(1951)

5. F.ENGELUND / J.M.PETERSEN

Écoulement permanent dans les canaux convergents et divergents
La houille blanche n°2. août – sept-p456-473.(1953)

6. R.MEYER

Écoulement permanent dans les convergents et divergents (commentaires et discussions)
La houille blanche n°2. mars- avril .(1954)

7. R.OUZIOX / J.PERRIER

Mécanique appliquée . Tome I. Mécanique des fluides
Edition DUNOD .(1958)

8. V.T.CHOW

Open channels hydraulic
Mc Graw Hill NEW –YORK.(1959)

9. A.G.ANDERSON

Influence of channel roughness on the aeration of High velocity, open channels flow
International association for hydraulic research , eleventh congress , vol 1
LENINGRAD (1965)

10. A.J.HARRISON

Design of channels for supercritical flow
Proceedings of the institute of civil engineers vol 35-p475-490 (1966)

11. G.BAGGE / J.HERBICH

Journal of hydraulic division
ASCE vol 93 N°HY5 –p23-41(1967)

12. SOGREAH

Equipement de laboratoires d'hydrauliques TYPE S.160 a
Référence 1122 C.(1967)

13. F.HATUNG / J.KNAUSS

Development to improve economy capacity and efficiency of structures controlling the passage of flood water through reservoirs.
International commission on large dam -Q.33 , R.14 , pp 227 – 249.ICOLD IX congress
ISTANBUL.(1967)

14. R.W. Mac CORMACK

Numerical solution of the interaction of the a shock wave with a laminar boundary layer
Lectures notes in physics.
Springer – verlag . vol 8 .pp 151 – 163.(1971)

15. J.B.HERBICH / P.WALSH

Journal of the hydraulic division
ASCE VOL 98 N° HY9 – p1691-1699 (1972)

16. K.SUBRAMANYA / S.DAKSHINAMOORTHY

Design of supercritical flow contractions by least square error minimization technique.
5 th Australasian conference on hydraulics and fluid mechanics
CHRISCHURCH , NEW- ZELAND . (1974)

17. M.HUG

Mécanique des fluides appliquée aux problèmes d'aménagements et d'énergétiques
Ed Eyrolles.(1975)

18. J.S. MONTES (1979)

Undular hydraulic jump (discussion)
Journal of hydraulic division - ASCE vol 105 N°HY9.

19. M.CARLIER

Hydraulique générale et appliquée.
Edition Eyrolles.Paris.(1980)

20. G.ANASTASI

L'eliminazione delle d'urtonegli scivoli a contrazione
XVII convegno di idraulica e costruzioniidrauliche PALERME (1980)

21. T.W.STURM

Simplified design of contraction in supercritical flow
Journal of hydraulic engineering. Vol 115 N°5 . (1985)

22. R.GARCIA / R.A.KAHAWITA

Numerical solution of the ST-VENANT equation with the McCormack finite difference scheme.
International journal for numerical methods in fluids.vol 6.pp 259-274 (1986)

23. W.H.HAGER / R.O.SINNIGER

Constructions hydrauliques . Ecoulements stationnaires
Presses polytechniques Romandes. (1988)

24. M.H.CHAUDHRY

Applied hydraulic transients

Ed Van - Nostrano. REINHOLD Co NEW-YORK (1988)

25. Y.MOULOUDI

Etude d'un écoulement permanent en régime variable dans un profilé parabolique constant en présence ou non d'un ressaut hydraulique.

Thèse de Magister en hydraulique .EN.P (1988)

26. O.F.JIMENEZ / M.H.CHAUDHRY

Computation of supercritical free-surface flows.

Journal of hydraulic engineering .ASCE. Vol 104. N°4. PP 377-395 (1988)

27. W.H.HAGER / N.V.BRETZ

Discussion : simplified design of contraction in supercritical flow

Journal of hydraulic engineering .Vol 115. N°5. p 422-425(1989)

28. D.C.DAMMULLER / S.M.BHALLAMUDI / M.H.CHAUDHRY

Modelling of unsteady flow in curved channel.

Journal of hydraulic engineering . vol 115 N° 11. pp 1479-1495 (1989).

29. R.J.FENNEMA / M.H.CHAUDHRY

Implicit methods for two dimensional unsteady free-surface flows.

Journal of hydraulic research. Vol 27 N°3. pp 321-332 (1989)

30. SOUS-COMITE DU COMITE DE L'HYDRAULIQUE DES BARRAGES / W.H.HAGER

Evacuateurs, ondes de choc et entraînement d'air.

Synthèses et recommandations

C.I.G.B- Bulletin 81 (1992)

31. M.BOUKEZZATA / M.LEBGAA

Etude d'un ressaut hydraulique dans un divergent

Thèse d'ingénieur d'état en hydraulique E.N.P(1992)

32. S.M.BHALLAMUDI / M.H.CHAUDHRY

Computation of flows in open channels transitions.

Journal of hydraulic research . vol 30 . N°1 .pp 77-93 (1992)

33. M.H.HAGER / S.K.MAZUMDER

Supercritical flow in abrupt expansions.

Proc, institute of civil engineers-water maritime and energy .pp 153-166 (1992)

34. W.H.HAGER / M.S.ALTINAKAR

Hydraulique fluviale . vol 16 . tome I

Presses polytechniques Universitaires Romandes (1993)

35. A.BERREKSI / A.BOUHADJI / O.BELHADJ

Simulation et analyse des écoulements bidimensionnels a surface libre en zones de transitions

Thèse d'ingénieur d'état en hydraulique E.N.P(1993)

36. M.H.HAGER / S.K.MAZUMDER

Flow choking in an expanding bucket.

International water power and dam construction . vol 45.N°4.pp 50-52 (1993).

37. M.H.HAGER / MOSCHWALT / O.JIMENEZ / M.H.CHAUDHRY

Supercritical flows near an abrupt wall deflection.

Journal of hydraulic research. Vol 32.August (1994).

38. H.CHANSON

Ressaut hydraulique ondule : mythes et réalités

La houille blanche N°7. (1995).

39. M.OUKACHA / Y.LECHHEB / S.BENMAMAR

Détermination de la ligne d'eau dans les canaux non prismatiques et a fortes pentes

Thèse d'ingénieur d'état en hydraulique E.N.P(1996).

40. W.MOKRANE / Y.MOULOUDI / S.BENMAMAR

Etude du comportement du coefficient de frottement dans les canaux lisses et rugueux.

Thèse de Magister EN.P (1996).

41. J.Y.YANG / C.A.HSU

Computation of free surface flows.

Part III. Steady supercritical flow using a generalized Lagrangian method.

Journal of hydraulic research .vol 34. (1996)

42. M.HOCHAUDHRY / N.RAHMAN

Computation of flow in open – channel transitions

Journal of hydraulic research volume 35 . N°2 (1997)

43. A.BERREKSI / S.BENMAMAR

Simulation des écoulements a surface libre dans des canaux a faible et a forte pente a géométrie variable.

Thèse de Magister EN.P (1998).

44. C.LABIOD / K.KABOUCHE / S.HADDAD

La détermination expérimentale de la ligne d'eau dans un convergent symétrique et non symétrique.

Thèse d'ingénieur d'état en hydraulique E.N.P(1998).