

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mohamed Boudiaf -M'sila
Faculté de technologie
Département d'Hydraulique



PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme de Master 02 en :
Hydraulique
Spécialité : Hydraulique urbaine

L'étude expérimentale de l'effet de la pente critique sur
l'écoulement dans un canal rectangulaire

Réalise par :

AMROUNE Djaber

BOUZID Bachir

Encadré par :

Dr. NEBBAR Mohamed

Promotion : 2019/2020

Remerciements

*Je tiens à remercier tout d'abord mon Dieu qui m'a donné le courage et la force
pour mener à bien ce modeste travail*

A l'issue de ce modeste travail, Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à :

*Ma promotrice "Mr. NEBBAR Mohamed lakhdar" qui m'a encadré pour
l'accomplissement de ce travail.*

*Tous les enseignants du département d'Hydraulique qui ont participé à ma
formation.*

Pour mes parents et toute ma famille.

*J'exprime toute ma gratitude et mon respect aux membres de jury qui ont accepté
de juger mon travail.*

*Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
travail.*

Dédicace

En ce jour solennel, qui vient couronner mes efforts, je profite de l'occasion pour exprimer tous mes Gratitude en vers ma famille.

Plus que jamais je dédie ce modeste travail à mes parents et j'aimerais qu'il soit le témoignage de leurs consécration et leurs fois en moi.

*A celle qui m'a imprégné de l'essence de son être, de sa générosité, et de sa gentillesse n'a jamais cessé d'être là pour moi: c'est à toi **ma mère** que je dois ce travail.*

A celui qui n'a cessé de me procurer son aide durant mes années d'étude.

*À toi **mon père**, je dédie ce travail qui est le fruit de ta patience et de ton éducation.*

Qu'ils seront toujours fiers de moi.

A ma chère grande mère qui m'a donné tout son amour, je t'aime.

*Je le dédie aussi à mes beaux-frères : **moussaab, haroune**, qui est mes joies*

*À mon petit : **Mondhir** qui est la source de mon sourire*

*A tous mes amis et mon binôme et ma sœur **noussa** Pour celui qui m'a partagé mes joies et mes peines, qui m'a tant aidé et soutenu, et qui était pour moi un cœur, veillant pendant toute ma vie, que je ne pourrais jamais assez remercier*

Djaber

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A Dieu le Tout Puissant de m'avoir donné le courage.

*A ma mère pour ses sacrifices en témoignage de tout mon affection
au long de mes études.*

*A mon père qui m'a encouragé durant mes études, et son affection
qui m'a amené à finir mon projet.*

A mon cher ami Guendouz Zaidi.

A mes chères sœurs et chers frères

A mon cher collègue djaber amroune

A toute la famille.

*A mes collègues qui ont marqué leurs présences par réconfort
indispensable.*

*Enfin, un grand merci à tous ceux qui ont contribué à mon aide,
soit de près ou de loin.*

A tous les amis de ma promotion (2020).

Bachir

RESUME

La pente critique est un paramètre important dans l'analyse des écoulement variés uniforme dans les canaux et dans les cours d'eau naturels, pour les canaux rectangulaire, il est possible d'exprimer la pente critique de manière analytique, cependant pour de nombreuses variations des débits et mettez la pente de fond à une valeur connue, le calcul de la pente critique pour un écoulement critique, leur signification et effet sur le canal et le régime d'écoulement, les équation empiriques et leurs lectures avec l'expérimentale,

Sur la base de l'ajustement des courbes, dans la conception des canaux ouvert, il est important de calculer la pente critique afin de déterminer la nature du régime d'écoulement.

Cette étude est consacrée à étudier l'effet de la pente critique sur l'écoulement pour un canal de forme rectangulaire, cet effet un recueil des différentes formules les plus utilisées pour le calcul de la pente critique a été élaboré, notre but c'est l'influence de ce facteur sur l'écoulement par la méthode graphique, et d'autre part une contribution d'éclaircissement des notion clés des pratiques hydraulique, comme l'évacuateur de crue.

Les mots clés : pente critique, analyse, régime d'écoulement, équations empiriques.

ملخص

يعد المنحدر الحرج معلمة مهمة في تحليل التدفق المنتظم المتنوع في القنوات وفي الأنهار الطبيعية ، بالنسبة للقنوات المستطيلة ، من الممكن التعبير عن المنحدر الحرج تحليليًا ، ولكن بالنسبة للعديد من الاختلافات تدفقات وتعيين المنحدر السفلي إلى قيمة معروفة ، وحساب المنحدر الحرج للتدفق الحرج ، ومعناها وتأثيرها على القناة ونظام التدفق ، والمعادلات التجريبية وقراءاتها مع التجريبية ،

بناءً على ملاءمة المنحنيات، في تصميم القنوات المفتوحة، من المهم حساب المنحدر الحرج لتحديد طبيعة نظام التدفق

هذه الدراسة مخصصة لدراسة تأثير المنحدر الحرج على التدفق لقناة مستطيلة ، وهذا التأثير تم تطوير مجموعة من الصيغ المختلفة الأكثر استخدامًا لحساب المنحدر الحرج ، وهدفنا هو تأثير هذا العامل على التدفق بالطريقة الرسومية ، ومن ناحية أخرى مساهمة في توضيح المفاهيم الأساسية للممارسات الهيدروليكية ، مثل قناة تصريف المياه

الكلمات المفتاحية: المنحدر الحرج ، التحليل ، نظام التدفق ، المعادلات التجريبية

ABSTRACT

The critical slope is an important parameter in the analysis of varied uniform flow in channels and in natural rivers, for rectangular channels it is possible to express the critical slope analytically, however for many variations flows and set the bottom slope to a known value, the calculation of the critical slope for a critical flow, their meaning and effect on the channel and the flow regime, the empirical equations and their readings with the experimental,

Based on the fit of the curves, in the design of open channels, it is important to calculate the critical slope in order to determine the nature of the flow regime.

This study is devoted to studying the effect of the critical slope on the flow for a rectangular channel, this effect a collection of the different formulas most used for the calculation of the critical slope has been developed, our goal is the influence of this factor on the flow by the graphic method, and on the other hand a contribution of clarification of the key concepts of hydraulic practices, such as the spillway.

Key words: critical slope, analysis, flow regime, empirical equations.

Sommaire

Remerciement

Dédicace

RESUME

Sommaire

Introduction général01

Chapitre I: Etat de connaissance sur l'écoulement uniforme.

I.1.Introduction.....02

I.2. Généralités02

I.2.1.Type des canaux02

I.2.2. Géométrie des canaux03

I.3 Ecoulement dans les canaux05

I.3.1 Classification d'écoulement05

I.3.1.1 Variabilité dans le temps05

I.3.1.2 Variabilité dans l'espace06

I.3.2. Les différents types d'écoulement07

I.4. Régime d'écoulement08

I.4.1. Le nombre de Reynolds08

I.4.2. Nombre de Froude08

I.5 Ecoulements permanents uniformes09

I.5.1 Définitions09

I.5.2 Equation de l'écoulement uniforme10

I.5.3 formules usuelles de l'écoulement uniforme11

I.6. Problème usuels sur les canaux en régime uniforme12

I.7 Calcul de la hauteur normale12

I.8 Conclusion13

Chapitre II : description de l'écoulement permanent non-uniforme

II.1 Introduction14

II.2 Ecoulement graduellement varié14

II.3 Généralités14

II.4 Energie spécifique14

II.5 Equations différentielles du mouvement graduellement varié15

II.6. Régime critique17

II.6.1 Hauteur critique.....17

II.6.2 Pente critique	17
II.7 Régime torrentiel	18
II.8 Régime fluviale	18
II.9 Ecoulement rapidement varié	18
II.9.1 les différents types de ressaut	19
II.10 Conclusion	20
Chapitre III: Notion sur l'écoulement critique	
III.1 Introduction	21
III.2 Définition et généralités	21
III.3 le nombre de Froude	21
III.4 Energie spécifique	23
III.4.1 Variation de l'énergie spécifique	24
III.5 Formules de la profondeur critique	25
III.5.1 Formules de la profondeur critique, de l'énergie spécifique critique et de la vitesse critique pour un canal quelconque.....	25
III.5.2 Formules de la profondeur critique, de l'énergie spécifique critique et de la vitesse critique pour un canal à section transversale rectangulaire.....	25
III.5.3 Formule de la profondeur critique pour les canaux à section transversale rectangulaire	26
III.5.4 Formule de la profondeur critique pour les canaux à section transversale trapézoïdale.....	26
III.6 Pente critique	27
III.7 Conclusion	27
Chapitre IV: Etude théorique de la pente critique	
IV.1. Introduction	28
IV.2. Définition.....	28
IV.3. expression de la pente critique	29
IV.4. P propriété de la pente critique.....	32
IV.3.1. La pente limite	33
IV.4 Généralisation de l'expression de la pente critique.....	38
IV.5 La pente critique et la pente limite.....	40
IV.6 Conclusion.....	40
Chapitre V: étude expérimentale.	
V.1 Introduction.....	41
V.2 Description du banc d'essais.....	41

V.3 Caractéristiques géométriques du canal	42
V.4 Appareillage de mesure	43
V.4.1 Mesure de la profondeur	43
V.4.2 Mesure du débit Q	44
V.4.3 Mesure de la pente.....	44
V.5 Mode opératoire	45
V.6 Procédure expérimentale	46
V.7. La représentation graphique	50
V.8 Conclusion.....	62
Conclusion général.....	64
Reference Bibliographique	65

Liste des symboles

I_f : la pente du fond de canal en (m/ml).

P : le périmètre mouillé en (m).

A : la section mouillée en (m²).

h : la hauteur d'eau en (m).

h_n : la hauteur normale en (m).

Q : le débit en (m³/s).

b : la largeur en miroir en (m).

R_h : rayon hydraulique en (m).

D_h : diamètre hydraulique. (m).

Fr : le nombre de Froude adimensionnel.

Re : Le nombre adimensionnel de Reynolds.

V : la vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

R*_h : rayon hydraulique (écoulement turbulent rugueux)

n : le coefficient de la rugosité en (s/m^{1/3}).

ν : La viscosité cinématique en (m²/s).

V : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

h_n : hauteur normale d'eau (m)

I_l : la pente limite de canal en (m/m).

Q* : conductivité relative adimensionnel.

(η) : Taux de remplissage

Listes de figures

Figure 1.1 : Schéma représentatif d'un canal.....	02
Figure I.2 : canal naturel.....	03
Figure I.3 : les canaux artificiels.....	03
Figure I.4 : La profondeur d'eau dans un canal.....	04
Figure I.5: La largeur superficielle d'un canal.....	04
Figure I.6 : Schéma des écoulements permanent et non permanent.....	06
Figure I.7 : Ecoulements permanents, uniformes et variés dans un canal à surface libre.	06
Figure I.8 : Ecoulement uniforme entre des extrémités.....	09
Figure I.9 : Diagramme d'énergie pour un écoulement uniforme.....	10
Figure II.1 : Diagramme d'énergie pour un écoulement non uniforme.....	15
Figure II.2 : ressaut hydraulique.....	18
Figure II.3 : Ressaut parfait.....	19
Figure II.4 : Ressaut ondulé ou ressaut ondé.....	19
Figure II.5 : Ressaut à remous.....	20
Figure II.6 : Ressaut noyé.....	20
Figure II.7 : Ressaut superficiel.....	20
Figure III.1. Propagation d'onde avec une perturbation à surface libre.....	22
Figure III.2. Propagation des ondes aux sens opposite (régime fluviale).....	22
Figure III.3. Propagation des ondes dans même sens (régime torrentielle).....	22
Figure III.4 : Diagramme d'énergie pour un écoulement uniforme.....	23
Figure III.5 Variation de l'énergie spécifique.....	24
Figure III.6 : Canal rectangulaire.....	25
Figure III.7 : Canal à section transversale rectangulaire.....	26
Figure III.8 : canal trapézoïdale.....	26
Figure IV.1.a : Pente légère - Ecoulement fluvial.....	29
Figure IV.1.b : Pente critique - Ecoulement critique.....	30
Figure IV.1.c : Pente raide - Ecoulement torrentiel.....	30
Figure IV.2 : Pente critique pour un canal rectangulaire large.....	33
Figure IV.3 : Variation de la pente critique en fonction de la profondeur critique	35
Figure IV.4: La pente limite pour un canal rectangulaire.....	36
Figure IV.5: La variation de la pente critique dans le canal rectangulaire.....	37
Figure IV.6 : Variation $(\frac{I_f}{I_t})$ en fonction de $(\frac{v_n}{b})$ pour des valeurs constante de nombre de Froude.....	39
Figure V.1 : Schéma simplifié du canal, ayant servi à l'expérimentation.....	42
Figure V.2 : Le banc d'essai mis en expérience.....	42
Figure V.3 : Un limnimétrie De précision.....	43
Figure V.4 : Un limnimétrie mise en expérience	43

Figure V.5: vue du tube de mesure de volume.....	44
Figure V.6 : dispositif de variation de pente	45
Figure V.7 : échelle de mesure.....	45
FigureV.8 : Variation de la pente critique en fonction de débit d'un canal Rectangulaire de la paroi en plexiglas de largeur $b=0.075m$	50
Figure V.9 : Le transfert de la nature d'écoulement (douce, raide).....	51
FigureV.10 : Variation de la pente critique en fonction de la profondeur critique d'un canal Rectangulaire de la paroi en plexiglas de largeur $b= 0.075$	52
Figure V.11 : Variation de nombre de Froude en fonction de taux de remplissage (h_n/b) d'un canal Rectangulaire de la paroi en plexiglas de largeur $b=0.075m$	54
Figure V.12 : Graphe global la variation de $Fr = f(\eta)$	55
Figure V.13 : Variation de conductivité (Q^*) en fonction de taux de remplissage (h_n/b) d'un canal Rectangulaire de la paroi en plexiglas de largeur $b=0.075m$	57
Figure V.14 : Graphe global la variation de $Q^* = f(\eta)$	58
Figure V.15 : la variation de (I_f/I) en fonction du nombre de Froude (Fr).....	59
Figure V.17 coursier du barrage de <i>Sou Bella</i>	60

Lises de tableaux

Tableau I.1 : Eléments géométriques pour différents sections de canaux.....	05
Tableau V.1 : dimensions du canal.....	42
Tableau V.2 : les Débits d'application	45
Tableau V. 3 : Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f= 0$ (m/m).....	46
Tableau V. 4 : Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f= 0.002$ (m/m).....	46
Tableau V. 5 : Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f= 0.006$ (m/m).....	47
Tableau V. 6 :Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f= 0.008$ (m/m).....	47
Tableau V. 7 : Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f= 0.01$ (m/m).....	48
Tableau V. 8 : Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f= 0.02$ (m/m).....	48
Tableau V. 8 : Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f= 0.03$ (m/m).....	49
Tableau V. 9 : Résultats par obtenue voie expérimental avec $I_f= 0.04$ (m/m).....	49
Tableau V. 10 : recépuratife d'accomplissement expérimentale de régime critique	53

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Le régime d'écoulement définit l'état du mouvement d'un volume d'eau dans un endroit limité, dépend des paramètres géométriques ou bien hydrauliques, parmi les paramètres géométriques on peut situer la pente du fond du canal, ce dernier lié directement à la topographie et la constitution du terrain, dans l'hydraulique à surface libre la classification des régimes d'écoulement a pris d'après la connaissance d'un point de départ c'est le point de criticité, ce point définit le régime critique (régime transitoire), il est l'état limite pour passer à un autre régime soit torrentiel ou fluvial.

Le régime critique signifie physiquement le point d'équilibre d'un système d'écoulement, ce point se situe entre deux régimes, le régime torrentiel et le régime fluvial, il définit le régime transitoire pour un passage à un régime vers l'autre, le régime critique permet de connaître toutes les paramètres hydrauliques qui sont liés avec lui (Q_C, U_C, h_C, I_C), et avoir la valeur précise de chaque paramètre et aider de savoir le phénomène de transition,

Un paramètre essentiel dans ce cas est la pente critique qui dépend directement avec le débit, l'étude expérimentale de l'effet de la pente critique sur l'écoulement dans un canal rectangulaire permet de savoir une idée sur la relation entre la pente critique et l'écoulement.

Pour atteindre cet objectif, nous proposons de subdiviser notre étude en cinq chapitres :

Le premier chapitre: état de connaissance sur l'écoulement uniforme

Ce chapitre a pour but de présenter une synthèse des connaissances sur les différents types de canaux à surface libre et les régimes d'écoulement qui y sont associés. Après avoir des principales relations usuelles régissant l'écoulement uniforme à surface libre.

Deuxième chapitre: description de l'écoulement permanent non uniforme

Deuxième chapitre sera consacré à la présentation de les deux types d'écoulement, un écoulement graduellement varié ou rapidement varié (ressaut hydraulique),

Troisième chapitre: notion sur l'écoulement critique

L'objectif de ce chapitre est consisté sur la compréhension générale de l'écoulement critique et la présentation leur formules de calcul pour différents types des canaux

Quatrième chapitre: étude théorique de l'écoulement critique

Dans ce chapitre on base sur la signification scientifique de la pente critique et les méthodes de la connaissance soit graphiquement ou analytiquement les conditions d'écoulement et le rôle du nombre de Froude les méthodes de calcul,

Cinquième chapitre : étude expérimental

Les résultats obtenus avec leurs interprétations et une conclusion générale.

Chapitre I: Etat de connaissance sur l'écoulement uniforme.

I.1.Introduction

Dans ce chapitre nous allons aborder quelques définitions, que nous les avons jugé utile, pour la bonne compréhension de l'écoulement à surface libre. Avant de s'étaler sur les différents types d'écoulement à surface libre dans les canaux, nous devons mettre un aperçu sur les différents types de canaux et leurs caractéristiques géométriques et hydrauliques, puis nous allons mettre en exergue les différents régimes d'écoulement à surface libre.

Nous allons aussi mettre en évidence l'écoulement uniforme, ses conditions, son équation générale et formules usuelles de l'écoulement uniforme.

I.2. Généralités

L'hydraulique à surface libre se distingue de l'hydraulique en charge par l'existence d'une surface libre, c'est-à-dire d'une surface où l'écoulement est en contact direct avec l'air : le gradient de pression ne peut plus être le moteur de l'écoulement, c'est la gravité joue plutôt ce rôle [1].

L'hydraulique fluviale s'intéresse surtout aux écoulements dans les : [1]

Cours d'eau : on distingue des cours d'eau en fonction de la variation pente du fond :

- on parle de la rivière.
- on parle de rivière torrentielle.
- on parle de torrent.

I.2.1.Type des canaux :

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique [1].

On distingue deux catégories de canaux :

- ❖ Les canaux naturels.
- ❖ Les canaux artificiels.

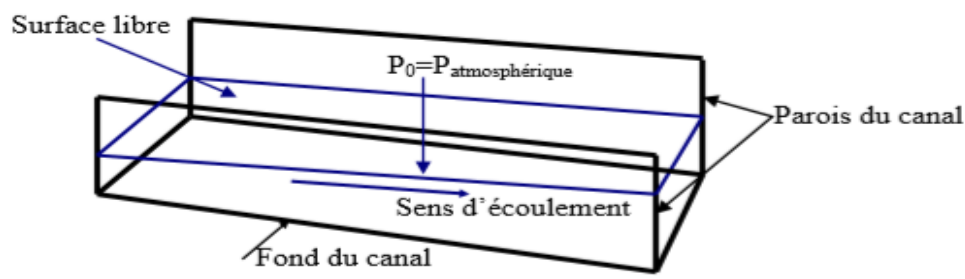


Figure 1.1 : Schéma représentatif d'un canal.

I.2.1.1. Les canaux naturels :

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires [1].

Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus à partir d'hypothèses qui s'imposent.

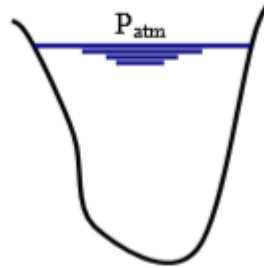


Figure I.2 : canal naturel.

I.2.1.2. Les canaux artificiels :

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts) [1].

Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats réalistes.

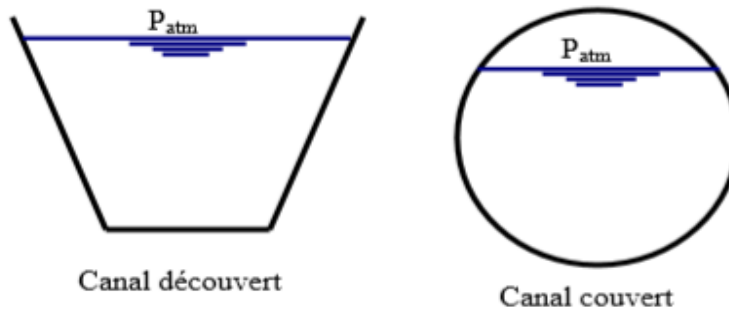


Figure I.3 : les canaux artificiels.

I.2.2. Géométrie des canaux :

Les grandeurs géométriques les plus utilisées permettant de caractériser l'écoulement sont :

- **La section transversale** d'un canal est la section plane normale à la direction de l'écoulement [2].
- **Section mouillée d'un canal (ω)** : est la portion de la section du canal limitée par les parois du canal et la surface libre [3].

- **Périmètre mouillé d'un canal** : le périmètre de la section mouillée qui inclut les parois solides mais ne comprend pas la surface libre [3].
- **Rayon hydraulique** : est le quotient le rapport de l'aire de la section mouillée A et du périmètre mouillé P, exprimé en mètres (m) [1]:

$$R_h = \frac{A}{p} \quad \rightarrow \text{(I.1)}$$

- **Profondeur ou tirant d'eau** : on appelle profondeur d'eau la hauteur d'eau au-dessus du point le plus bas de la section perpendiculaire à l'écoulement. On la dénote souvent par h ou y [1].

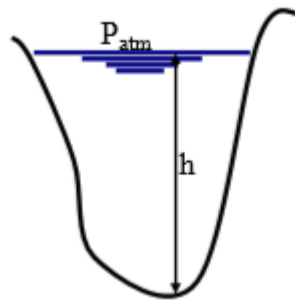


Figure 1.4 : La profondeur d'eau dans un canal

- **Largeur au plan d'eau B** : est la largeur de la section mouillée à la surface libre [1].

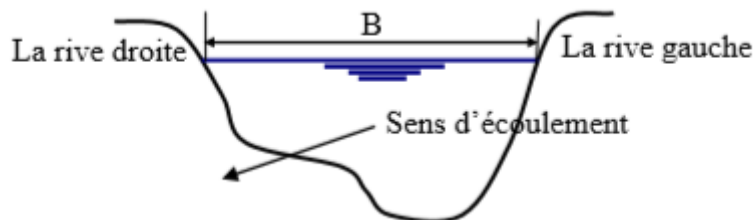
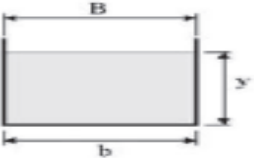
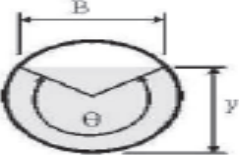
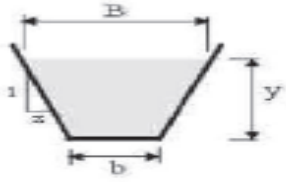
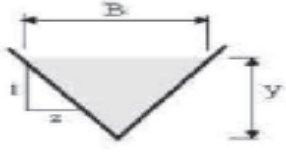


Figure .1.5: La largeur superficielle d'un canal.

- **Largeur au radier** : elle est la largeur de la section mouillée au niveau du fond du canal, représentée par b [3].
- **Pente d'un canal (J_f)** : on définit la pente d'un canal comme étant la tangente de l'angle d'inclinaison du lit par rapport à l'horizontale. Comme cet angle est généralement très petit, la pente est, en pratique, numériquement égale à l'angle donné en radians [3].
- **Canal prismatique** : un canal prismatique est un canal dont la pente et la géométrie de la section restent constantes dans la direction longitudinale du canal. Lorsqu'une de ces conditions n'est pas respectée, le canal est dit non prismatique [3].

Tableau I.1 : Eléments géométriques pour différents sections de canaux.

Forme de la section	Section mouillée A	Périmètre mouillé P	Rayon Hydraulique R_{H1}	Largeur B
<p>rectangulaire</p> 	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
<p>circulaire</p> 	$\frac{D^2}{8}(\theta - \sin\theta)$	$\frac{\theta D}{2}$	$\frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta} \right)$	$D \sin \frac{\theta}{2}$
<p>trapézoidale</p> 	$(b+zy)y$	$b + 2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
<p>triangulaire</p> 	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$

I.3 Ecoulement dans les canaux :

Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels sont des écoulements à surface libre.

Ce mouvement de l'eau est dû à la gravité grâce à la pente qui favorise l'écoulement, comme pour les conduites, à la différence de charge entre deux sections [1].

I.3.1 Classification d'écoulement :

On peut définir les écoulements suivants la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace [1].

I.3.1.1 Variabilité dans le temps :

Le mouvement est permanent (ou stationnaire) si les vitesses moyenne V et ponctuelle ainsi que la profondeur h restent invariable dans le temps en grandeur et en direction.

Le mouvement est non permanent dans le cas contraire [1].

En pratique, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent

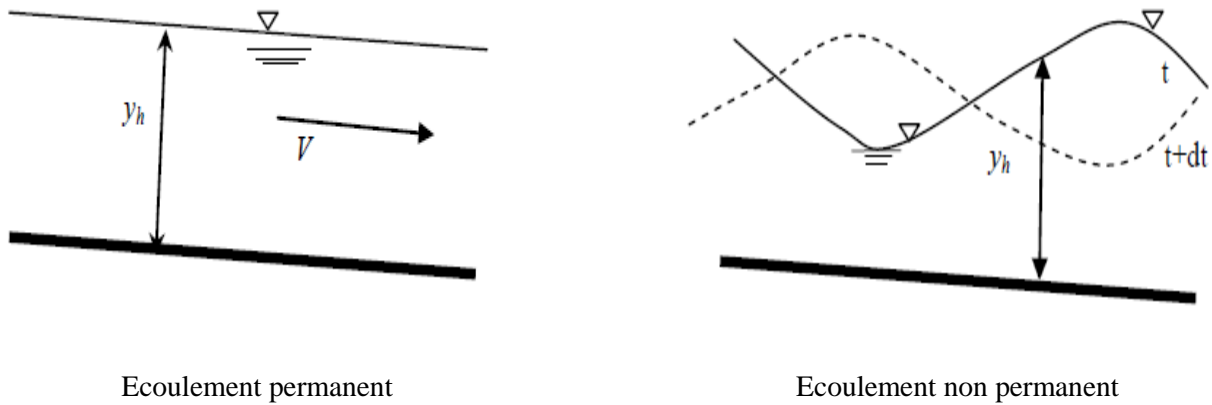


Figure I.6 : Schéma des écoulements permanent et non permanent.

I.3.1.2 Variabilité dans l'espace : [1]

Trois cas sont à envisager :

- On dit qu'un écoulement est uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal.
- L'écoulement est non uniforme si les paramètres du canal tels que la vitesse, la hauteur, la rugosité, la section transversale changent d'une section à l'autre. On peut classer l'écoulement non uniforme en deux grandes catégories, suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens de l'écoulement (accélééré, décélééré).
- Si la non uniformité est faible, on qualifiera l'écoulement de graduellement varié. Lorsque le mouvement est rapidement varié, les paramètres caractérisant l'écoulement changent brusquement, alors l'écoulement sera brusquement varié.

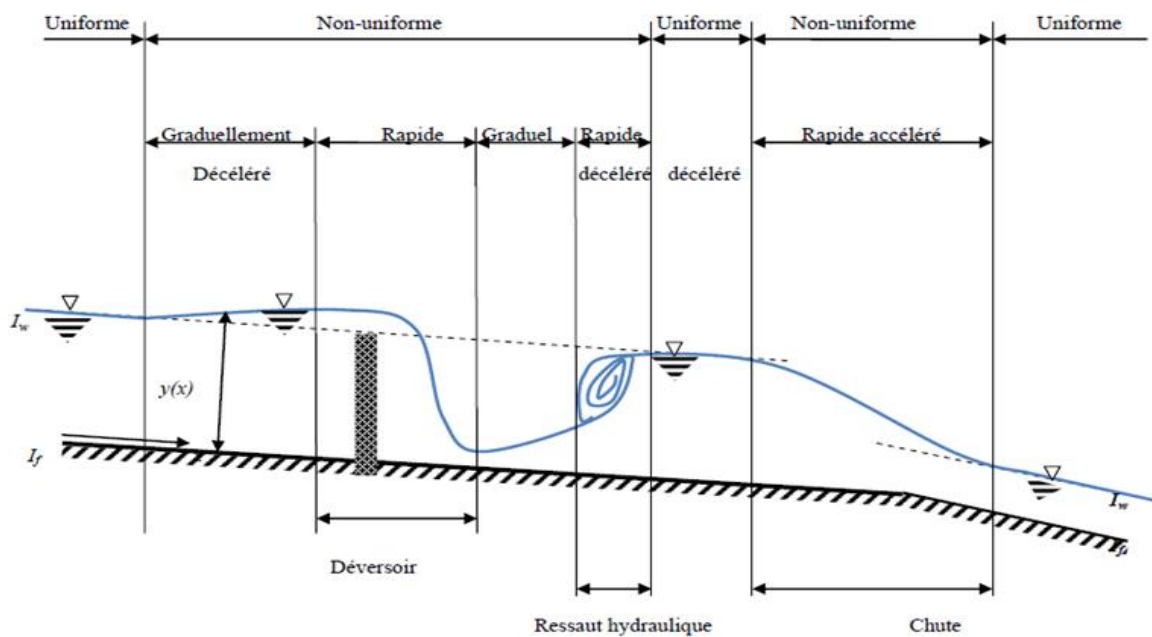
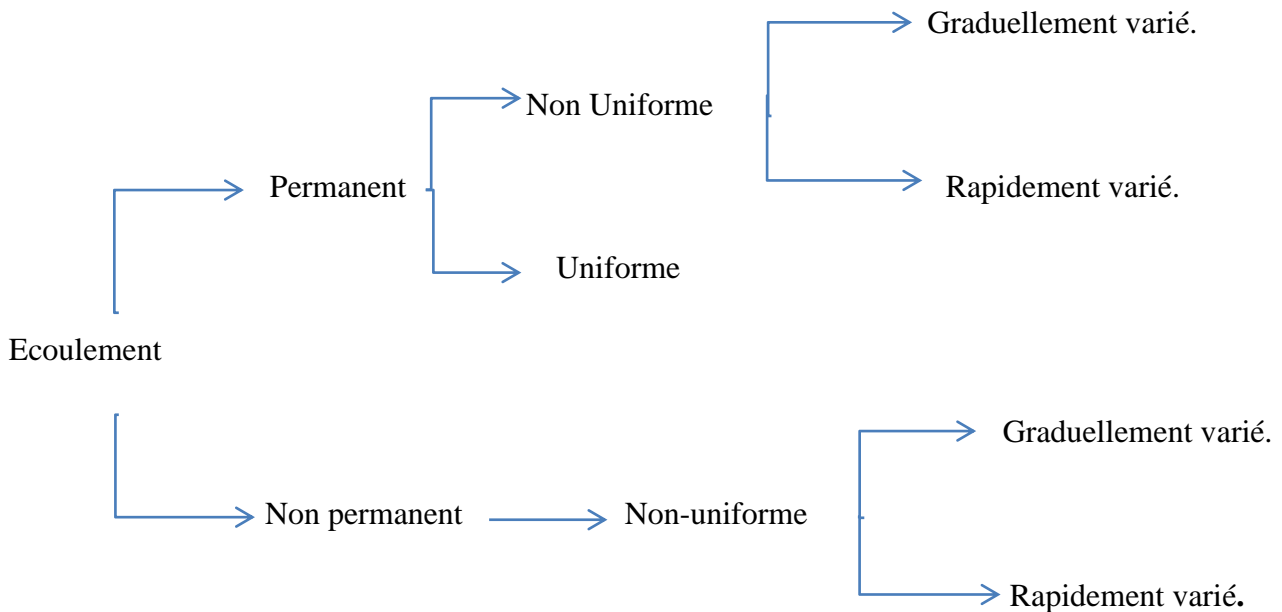


Figure I.7 : Ecoulements permanents, uniformes et variés dans un canal à surface libre.

I.3.1.3. Les différents types d'écoulement :

Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique peuvent être résumés ainsi [3].



❖ **Écoulement permanent ou non permanent :**

Un écoulement permanent se produit lorsque les paramètres hydrauliques (le débit, vitesse et profondeur d'eau) sont constants dans le temps. Des écoulements de ce types reveut caractériser par exemple les débits générée par l'infiltration par les joints de conduite ou, le débit des eaux usées dans un réseau d'égout unitaire.

Si leurs paramètres hydrauliques pas constants dans le temps l'écoulement est dit non permanent, par exemple l'écoulement dans un réseau d'égout pluvial. Dans ce cas On a alors recours aux équations dites de Saint- Venant, qui sont résolues numériquement pour décrire l'écoulement.

❖ **Écoulement uniforme ou non uniforme :**

Les écoulements uniformes ce sont des écoulements dont les paramètres hydrauliques (le débit, vitesse et profondeur d'eau) constantes avec la distance ; la pente de la canalisation, celle de l'énergie et la surface de l'eau sont alors toutes parallèles. La profondeur d'eau correspondant à un écoulement uniforme s'appelle la profondeur normale. D'un autre côté, un écoulement est non uniforme lorsque les mêmes paramètres (débit, vitesse et profondeur d'eau) varient avec la distance. On peut distinguer deux sous- catégories dans ce cas : l'écoulement peut être graduellement ou brusquement varie, selon la rapidité avec laquelle le changement se fait. Les équations pour l'écoulement uniforme ne peuvent plus être utilisées dans ces cas d'écoulement rapidement varie puisque l'écoulement implique alors des phénomènes d'onde.

I.4. Régime d'écoulement

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre est le siège des forces suivantes :

- Forces de gravité
- Forces de frottement dû la viscosité et/ou rugosité.

Les équations réduites du mouvement font intervenir les coefficients ou nombres adimensionnels suivants :

I.4.1. Le nombre de Reynolds : [1]

Les écoulements à surface libre, de même que les écoulements en charge, sont caractérisés par le nombre de Reynolds, qui exprime l'action des forces de viscosité. Le nombre de Reynolds, qui est le rapport entre les forces de frottement et celles d'inertie ou :

$$R_e = \frac{\rho V D_h}{\mu} = \frac{V D_h}{\nu} \quad \rightarrow \text{(I.2)}$$

Le rôle du nombre de Reynolds est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- Ecoulement laminaire : $R' < 500$
- Transition : $500 < R' < 2000$
- Ecoulement turbulent : $R' > 2000$

Avec : $R' = \frac{R_h V}{\mu}$

Les expériences avec différents canaux artificiels montrent que l'écoulement est turbulent dès que le nombre de Reynolds, R' , atteint des valeurs voisines 2000.

Dans la pratique, on ne rencontre en général que des écoulements turbulents, souvent rugueux.

I.4.2. Nombre de Froude :

Le nombre de Froude (F_r), de l'hydrodynamicien anglais *William Froude*, est un nombre adimensionnel qui caractérise dans un fluide l'importance relative des forces liées à la vitesse et à la force de pesanteur. Ce nombre apparaît essentiellement dans les phénomènes à surface libre, en particulier dans les études de cours d'eau, de barrages, de ports et de navires (architecture navale). Il est également important en météorologie pour le calcul de l'écoulement de l'air en montagne.

Dans un cours d'eau et dans les canaux ouverts, le nombre de Froude correspond au rapport entre la vitesse de l'écoulement et la vitesse des ondes de surface. Les ondes se propagent en eau peu profonde, leur célérité est donc : $C = \sqrt{gy}$.

L'expression du nombre de Froude est :

$$F_r = \frac{v}{c} = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad \rightarrow \text{(I.3)}$$

Le rôle du nombre de Froude est permettre le classement des écoulements comme suit : [4].

- Écoulement fluvial : $Fr < 1$
- Écoulement critique : $Fr = 1$
- Écoulement torrentiel : $Fr > 1$

Dans la pratique, on rencontre ces trois types d'écoulement.

I.5 Ecoulements permanents uniformes :

I.5.1 Définitions :

Un écoulement est considéré comme étant uniforme lorsque :

- Ses caractéristiques sont invariables dans le temps et dans l'espace. Ces caractéristiques sont la profondeur h de l'écoulement appelée aussi hauteur normale, l'aire de la section mouillée A , la vitesse moyenne V de l'écoulement et le débit Q . D'un point de vue pratique, la constance de la vitesse V est généralement associée à la celle de la vitesse moyenne ; mais de façon plus rigoureuse, cela signifie que l'écoulement est caractérisé par une vitesse constante en tout point de son domaine. En d'autres termes, la distribution des vitesses dans chacune des sections transversales de l'écoulement est uniforme [5].
- Les lignes de courants sont rectilignes et parallèles et la pression verticale peut donc être considérée comme hydrostatique [1].
- La pente de fond, la pente de la surface libre et la pente de la ligne d'énergie sont parallèles et identique [1].

L'écoulement véritablement uniforme est très rare dans les canaux, elle est cependant fréquemment admise lors du calcul des caractéristiques d'un écoulement en canaux et rivières. On ne l'observe que dans des canaux prismatiques très longs et loin des extrémités amont et aval (voir la figure suivante).

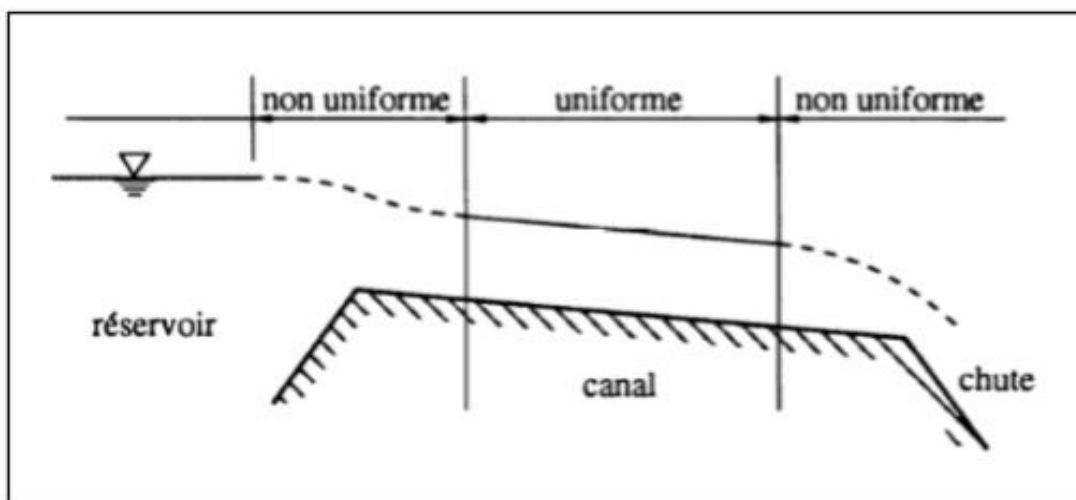


Figure I. 8 : Ecoulement uniforme entre des extrémités [1].

I.5.2 Equation de l'écoulement uniforme

Soit I la pente du fond :

$$I = - \frac{dz}{dx}$$

La pente de la surface libre est aussi égale à I car la profondeur d'eau est constante dans l'espace. Trois hypothèses doivent être satisfaites pour représenter de manière unique la charge en une section et la perte de charge entre deux sections :

- pente de fond faible : pour supposer les profondeurs h comme verticales.
- vitesse uniforme dans une section donnée.
- écoulement parallèle afin que le niveau piézométrique soit le même en tout point d'une section.

La charge moyenne en une section est par définition :

$$H = Z + h + \frac{v^2}{2g} \quad \rightarrow (I.4)$$

La variation de charge $H_1 - H_2$, Entre une section 1 et une section 2, est appelée perte de charge.

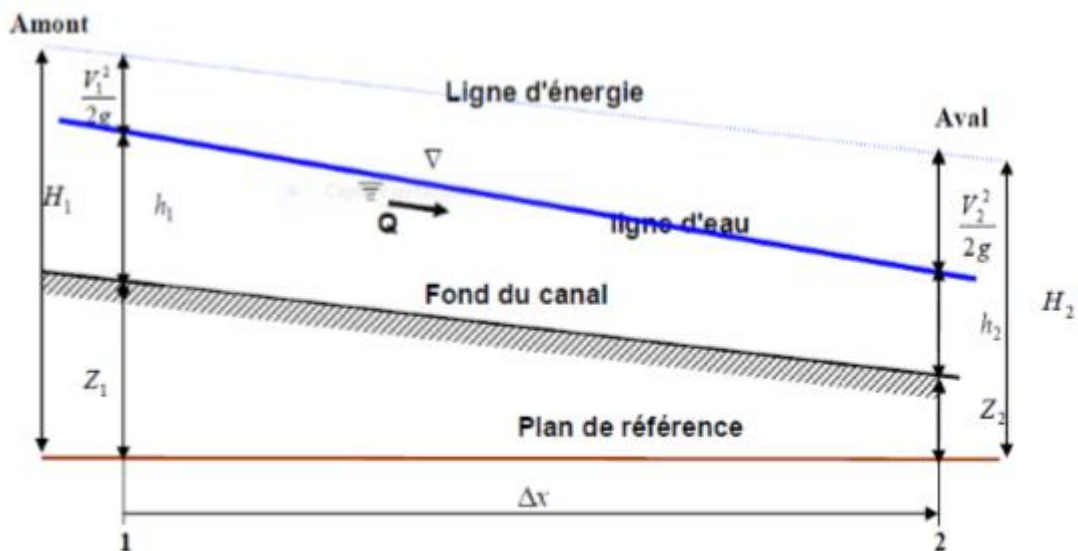


Figure I.9 : Diagramme d'énergie pour un écoulement uniforme [3].

Le théorème de Bernoulli exprime que dans un écoulement permanent d'un fluide parfait c'est à dire de viscosité nulle, la charge est constante. Pour des liquides réels (visqueux), le théorème de Bernoulli généralisé exprime simplement que la variation de la charge ΔH est égale à la perte de charge $J\Delta x$. La perte de charge unitaire J est donc identique à la pente de la ligne de charge. L'équation devient :

$$J = - \frac{dH}{dx} = - \frac{d(Z+h+\frac{v^2}{2g})}{dx} = - \frac{dx}{dx} \quad \rightarrow (I.5)$$

Il en résulte que : $I = J$ (h et v sont constantes), on peut donc conclure que pour un écoulement uniforme, la ligne de charge, la surface libre et le fond sont parallèles.

I.5.3 formules usuelles de l'écoulement uniforme

I.5.3.1 Équation de Chézy :

Elle est considérée comme l'équation générale en hydraulique et peut facilement être démontrée théoriquement. Elle est basée sur les hypothèses que la force de résistance à l'écoulement est proportionnelle au carré de la vitesse de l'écoulement et que la surface de résistance est égale au produit du périmètre mouillé et de la longueur du canal. Les modèles qui ont été développés par la suite, utilisent, en général, l'équation de Chézy dans laquelle ils cherchent à mieux décrire le coefficient "C".

L'équation de CHEZY :

$$V = C \sqrt{R_h I} \quad \rightarrow (I.6)$$

Où:

C : est le coefficient de Chézy égal :

$$C = \sqrt{\frac{2g}{\lambda}} \quad \rightarrow (I.7)$$

I.5.3.2 Formule de Manning :

A partir de données expérimentales, Manning a développé une expression pour le coefficient de Chézy où le coefficient de frottement intervient sans dimension.

$$C = \frac{\alpha \sqrt{R_h}}{\eta} \quad \rightarrow (I.8)$$

Où :

η : Est le coefficient de frottement de Manning, et α est un coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en système anglo-saxon. En remplaçant le coefficient C dans la formule de Chézy, on obtient la formule de Manning [5].

$$V = \frac{\alpha}{\eta} R_h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad \rightarrow (I.9)$$

En introduisant le débit $Q = V * S$, on a :

$$Q = \frac{\alpha}{\eta} S R_h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad \rightarrow (I.10)$$

I.5.3.3 Formule de Manning-Strickler:

La vitesse moyenne V de l'écoulement uniforme peut être également évaluée par la formule dite de Manning (1891). La vitesse V est liée au coefficient C de résistance de l'écoulement, au rayon hydraulique R_h et à la pente J du canal. A l'origine, la formule de Manning – Strickler se présentait sous une forme compliquée, puis elle a été simplifiée pour s'écrire, avec $C = k$:

$$V = K_s R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \quad \rightarrow \text{(I.11)}$$

$$K_s = \frac{1}{\eta}$$

En comparant la formule de Manning (1891), à celle de Chézy [5].

On peut écrire :

$$\eta = \frac{1}{C} R_h^6 \quad \rightarrow \text{(I.12)}$$

I.5.3.4 Formule de Darcy-Weisbach :

Parfois, pour les conduites d'égout, on utilise la forme de l'équation de Darcy – Weisbach (1854), suivante :

$$J = f \frac{1}{D_h} \frac{V^2}{A^2 2g} \quad \rightarrow \text{(I.13)}$$

I.5.3 Problème usuels sur les canaux en régime uniforme

La formule générale de l'écoulement $Q = AC \cdot (R_h J)^{1/2}$ donne une relation entre [2].

- Le débit Q (ou la vitesse moyenne V).
- La pente du canal J .
- La section mouillée A .

C'est pourquoi quand on connaît 2 éléments, on peut facilement calculer le dernier. On a alors 3 types de problèmes inhérents [2].

- Calculer le débit connaissant la section mouillée et la pente.
- Calculer la pente connaissant la section mouillée et le débit.
- Calculer la section mouillée connaissant le débit et la pente.

Cependant il y aura d'autres paramètres à prendre en compte tels que la nature des parois et du fond du canal, la pente des talus.

I.5.4 Calcul de la hauteur normale

Pour un débit donné et une pente de canal fixée, l'écoulement s'effectue avec une certaine hauteur d'eau, appelée hauteur normale.

En comparant cette hauteur d'eau avec la hauteur critique, qui n'est pas fonction de la pente du canal, on est en mesure de déterminer si l'écoulement est fluvial, critique ou torrentiel. Cette information sera très utile lorsque l'on voudra évaluer les écoulements variés.

Le principe de base du calcul de la hauteur normale consiste à résoudre une équation d'écoulement en termes de débit (Chézy, Manning ou autre). De telle sorte que seule la profondeur soit inconnue.

L'application de la formule de Chézy au cas de l'écoulement uniforme dans un canal de forme rectangulaire mène à une équation de troisième ordre. Sa résolution analytique conduit à l'expression exacte de la profondeur normale, en ayant recours aux fonctions trigonométriques. Cependant, l'évaluation de la valeur requise du coefficient C de Chézy demeure encore quasi impossible sans l'aide d'un procédé itératif.

I.6 Conclusion :

Ce chapitre a montré que :

- L'écoulement à surface libre est soumis à la pression atmosphérique.
- L'hydraulique fluviale s'intéresse surtout aux écoulements dans : Les canaux naturels, Les canaux artificiels.
- Les types d'écoulement à surface libre qu'on rencontre en hydraulique peuvent être : l'écoulement à surface libre permanent et non permanent.
- L'écoulement à surface libre uniforme et non uniforme.
- Les écoulements à surface libre, de même que les écoulements en charge, sont caractérisés par le nombre de **Reynolds R** et le nombre de **Froude Fr**.
- Les différents paramètres du régime uniforme s'obtiennent grâce à la formule de Chézy.
- La formule de Manning est largement utilisée en raison de son emploi pratique.
- La formule de Darcy – Weisbach exprime la perte de charge J en fonction du Dh, coefficient de frottement f et la vitesse V.

Enfin, l'écoulement uniforme est toujours considéré comme régime de référence même pour les autres types d'écoulement.

Chapitre II : description de l'écoulement permanent non-uniforme.

II.1 Introduction :

Dans un canal prismatique, l'écoulement – toujours permanent- est non uniforme (varie), si la profondeur d'eau ainsi que les autres paramètres du canal tels que la vitesse, la rugosité, la section transversale changent d'une section à l'autre. Les changements peuvent être graduels ou lents (écoulement graduellement varié) ou rapides (brusquement varié).

On commence par présenter écoulement graduellement varié.

II.2 Ecoulement graduellement varié :

L'écoulement graduellement varié reste un écoulement permanent c.à.d. que le débit reste constant dans le temps par contre les changements de section de l'écoulement généralement causés par des changements de pente, rendent l'écoulement non uniforme.

Les transitions seront considérées comme s'opérant sur des distances relativement longues, d'où le terme de graduel [2].

II.3 Généralités :

Le mouvement graduellement varié est caractérisé par une variation progressive des divers paramètres hydrauliques le long du courant.

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées *courbes de remous*. Le remous en un point est la différence $|h - h_n|$ entre la profondeur du courant et la profondeur normale du régime uniforme pour le débit considéré.

Les courbes de remous sont parfois appelés également «**axe hydraulique**» ou «**ligne d'eau**» [2].

II.4 Energie spécifique :

L'énergie spécifique **E** ou «charge spécifique» dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée à l'axe horizontal passant par le point le plus bas de la section [2].

Par définition :

$$\mathbf{E} = h + \frac{v^2}{2g} \quad \rightarrow \text{(II.1)}$$

II.5 Equations différentielles du mouvement graduellement varié :

Considérons une section courte d'un canal pour lequel la surface libre n'est plus parallèle au fond:

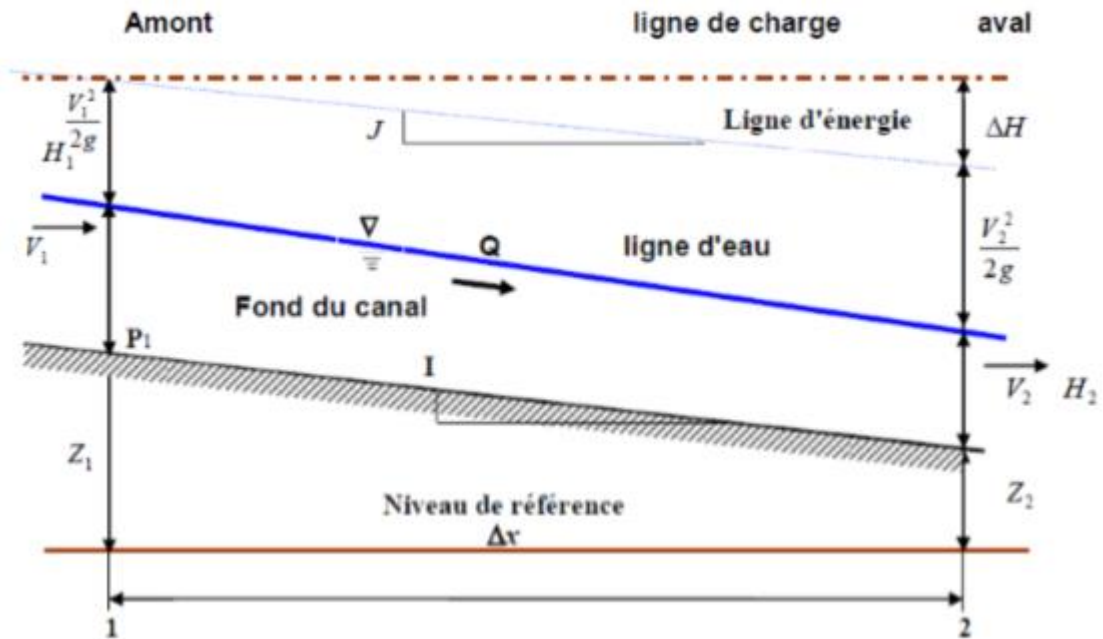


Figure II.1 : Diagramme d'énergie pour un écoulement non uniforme.

On écrit l'équation de Bernoulli entre les sections 1 et 2 :

$$Z_1 + \frac{P_1}{w} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{w} + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H \quad \rightarrow(\text{II.2})$$

On considère que la pression varie de façon hydrostatique du fond jusqu'à la surface libre, on a:

$$H = \frac{P}{w}$$

On écrit donc:

$$H_1 + Z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = H_2 + Z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H \quad \rightarrow(\text{II.3})$$

En introduisant la notion d'énergie spécifique

On obtient encore :

$$Z_2 + E_1 = Z_2 + E_2 + \Delta H \quad \rightarrow(\text{II.4})$$

On divise par Δx puis on passe à la limite, sachant que : $\Delta H = H_1 - H_2$

$$\frac{Z_2 - Z_1}{\Delta x} + \frac{E_1 - E_2}{\Delta x} = -\frac{\Delta H}{\Delta x} \Rightarrow \frac{dz}{dx} + \frac{dE}{dx} = -\frac{dH}{dx} \Rightarrow \frac{dE}{dx} = -\frac{dz}{dx} + \frac{dH}{dx} \quad \rightarrow(\text{II.5})$$

En posant la pente de la ligne d'énergie $J = -\frac{dH}{dx}$ c'est-à-dire la perte de charge par unité de surface et la

pente du fond $I = -\frac{dz}{dx}$ il vient:

$$\frac{dE}{dx} = I - J \quad \rightarrow(\text{II.6})$$

Sachant que E est une fonction de H et que H est une fonction de x , donc :

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dE}{dh} * \frac{dh}{dx} \quad \rightarrow \text{(II.7)}$$

Et en exprimant l'énergie spécifique en termes de débit on peut écrire :

$$\frac{dE}{dx} = \left[1 - \frac{Q^2 B}{gA^3} \right] \frac{dh}{dx} \quad \rightarrow \text{(II.8)}$$

D'où l'on tire :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I-J}{\left[1 - \frac{Q^2 B}{gA^3} \right]} \quad \rightarrow \text{(II.9)}$$

Ou bien :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I-J}{\left[1 - F_r^2 \right]} \quad \rightarrow \text{(II.10)}$$

La résolution de l'équation (II.10) est la base du calcul de la position de la surface libre pour les écoulements graduellement variés.

C'est ce que l'on appelle le **calcul des courbes de remous**.

Pour la pente énergétique, on peut utiliser la relation de Chézy :

$$\mathbf{J} = \frac{Q^2}{C^2 A^2 R_h} \quad \rightarrow \text{(II.11)}$$

Ce qui donne :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I - \frac{Q^2}{C^2 A^2 R_h}}{1 - \left(\frac{Q^2 B}{gA} \right)} = \left[\frac{1 - \frac{\left(\frac{Q}{A} \right)^2}{I C^2 R_h}}{1 - \frac{\left(\frac{Q}{A} \right)^2}{\frac{gA}{B}}} \right] \quad \rightarrow \text{(II.12)}$$

Cette équation est une équation différentielle du premier ordre. Elle nous permet de déterminer la profondeur d'eau, $\mathbf{h(x)}$ en fonction de la distance (\mathbf{x}) pour un débit \mathbf{Q} donné.

A noter que cette équation est l'équation simplifiée de Barré de Saint Venant, elle est valable pour les canaux prismatiques et non prismatiques.

Le problème qui se pose dans l'étude des écoulements graduellement variés est la détermination de la position \mathbf{x} et la forme $\mathbf{h(x)}$, de la surface libre, pour un débit \mathbf{Q} et une forme géométrique donnée (section \mathbf{A}). Pour un canal donné les arguments \mathbf{C} , \mathbf{S} et $\mathbf{R_h}$ sont des fonctions de \mathbf{x} et de \mathbf{h} .

II.6. Régime critique

II.6.1 Hauteur critique

Pour un débit, il existe, indépendamment de la pente du canal, une hauteur **hc** que l'on peut calculer à partir de l'équation. La difficulté de calcul dépend de l'expression de S. Pour un canal à section rectangulaire [3].

$$S=b*hc, \text{ et } B=b$$

$$\text{D'où : } \frac{Q^2}{g} = \frac{b^2*hc^3}{b} \text{ donc :}$$

$$\mathbf{hc} = \left(\frac{Q^2}{gb^2}\right)^{\frac{1}{3}} \quad \rightarrow(\text{II.13})$$

Soit encore :

$$\mathbf{hc} = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}} \quad \rightarrow(\text{II.14})$$

Où : **q** est le débit par unité de largeur du canal b, appelé débit unitaire :

$$\mathbf{q} = \frac{Q}{b}$$

II.6.2 Pente critique [6]

Une fois la profondeur critique déterminée, on peut aussi calculer la pente d'écoulement pour laquelle un débit donné coulera à la hauteur critique, avec **hc** on calcule **Sc** et **R_{hc}** et l'on tire de l'équation de Manning la pente correspondante

Dans le mouvement graduellement varié, les pentes et la courbure de la surface libre sont très faibles et on peut affirmer que la distribution des pressions obéit à une loi hydrostatique. Afin de faciliter l'interprétation qualitative des courbes de remous, on propose de modifier l'équation des courbes de remous dans le cas d'un canal rectangulaire très large $h \ll L$

Dans le cas où : la pente est inférieure à la pente critique : $I < I_c \Rightarrow h_n > h_c$.

Dans le cas où : la pente est supérieure à la pente critique : $I > I_c \Rightarrow h_n < h_c$.

	$I < I_c$	Canaux à pente faible
$I > 0$	$I > I_c$	Canaux à pente forte
	$I = I_c$	Canaux à pente critique
$I = 0$		Canaux à pente zéro
$I < 0$		Canaux contre pente

II.6.3 Régime torrentiel

Fr > 1 Le régime torrentiel est défini comme un écoulement qui se caractérise par une hauteur d'eau faible et une forte vitesse d'écoulement, il est piloté par la force de gravité, ce dernier laisse le liquide librement à cette forte vitesse, le comportement des particules d'eau en mouvement est dans le sens d'écoulement.

II.7 Régime fluvial

Fr < 1 le régime fluvial avec une forte hauteur d'eau, et une faible vitesse, ce régime est piloté par l'aval du cours d'eau, et l'état des particules dans ce régime est contraint par celles qui le précèdent. Dans les deux régimes la pente du fond du cours d'eau joue le rôle d'essentiel facteur pour la nature de régime, et les paramètres hydraulique et géométrique déterminent par le nombre de Froude.

II.8 Ecoulement rapidement varié

Les écoulements rapidement variés se rencontrent soit en cas de changements de géométrie brutaux en plan (convergentes, divergentes), soit dans le cas d'écoulements dont les lignes de courant deviennent très courtes [3].

Le ressaut hydraulique : Le ressaut hydraulique est une surélévation brusque de la surface libre d'un écoulement permanent qui se produit lors du passage du régime torrentiel au régime fluvial. Il est accompagné d'une agitation marquée et de grandes pertes d'énergie [2].

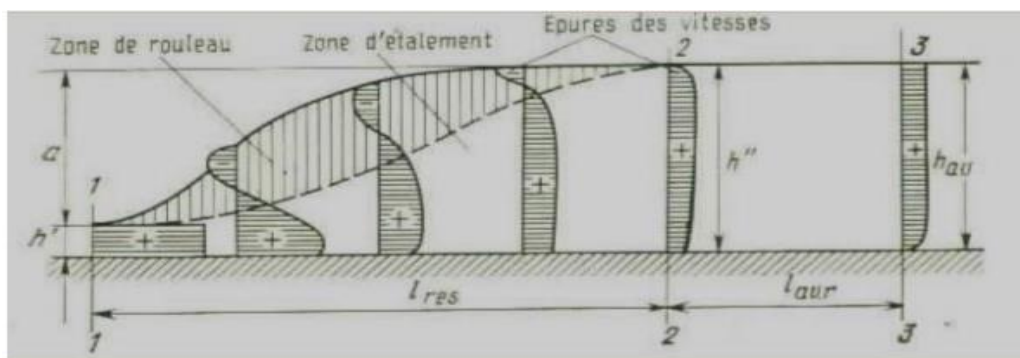


Figure II.2 : ressaut hydraulique

Dans la zone d'étalement, le courant n'est pas graduellement varié et la répartition de la pression dans les sections liquides diffère de celle hydrostatique. Les épures de répartition en verticale des vitesses à l'intérieur du ressaut sont conventionnellement représentées sur la figure 6.

On prend la section (1-1) où la répartition des vitesses correspond à l'écoulement graduellement varié (régime torrentiel) et la section (2-2) où elle se termine l'accroissement des profondeurs (régime

fluvial). - Les profondeurs dans les sections (1-1) et (2-2) limitent le ressaut sont désignées par h' et h'' et s'appellent profondeurs conjuguées.

- La hauteur $a = h'' - h'$ est appelée hauteur du ressaut.
- La distance entre les sections (1-1) et (2-2) est appelée longueur du ressaut.

II.8.1 les différents types de ressaut

On distingue différentes formes du ressaut dépendant de l'exhaussement plus ou moins important de la surface d'eau et par conséquent on peut distinguer les types suivants :

- **Ressaut parfait** : Ce ressaut s'observe dans le lit à pente uniforme et à rugosité ordinaire. Le ressaut parfait à une hauteur $a = (h'' - h') > h$. Dans la structure de ce ressaut, on distingue clairement les zones d'étalement et superficielle.

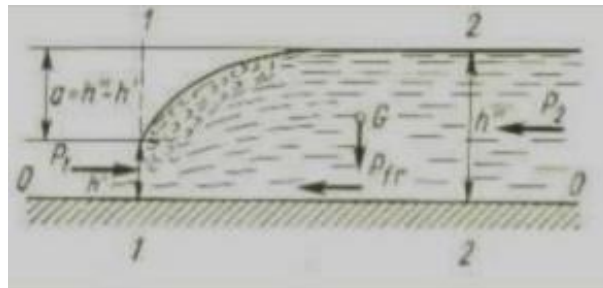


Figure II.3 : Ressaut parfait.

- **Ressaut ondulé ou ressaut ondé** : Ce ressaut à hauteur $a < h'$ n'a pas de rouleau superficiel et le ressaut se présente sous la forme d'une série d'ondes. Progressivement amorties.

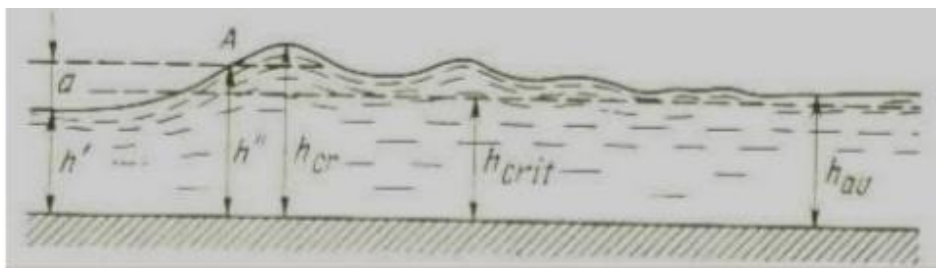


Figure II.4 : Ressaut ondulé ou ressaut ondé.

- **Ressaut à remous** : Ce type de ressaut surgit dans un lit qui comporte une paroi ou un gradin qui influe sur le ressaut. Le ressaut à remous a une zone superficielle développée. Il est caractérisé par l'étranglement du ressaut en longueur et la variation du sens de mouvement du jet de transit. Un tel ressaut est observé dans un bassin de dissipation ou devant un contre – barrage.



Figure II.5 : Ressaut à remous.

- **Ressaut noyé** : Ce type de ressaut surgit, par exemple, en écoulement par-dessous de la vanne à ressaut noyé et a une zone superficielle développée.

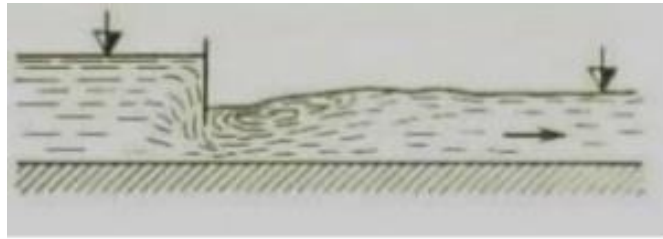


Figure II.6 : Ressaut noyé.

- **Ressaut superficiel** : Ce type de ressaut a un rouleau de fond développé. Ce ressaut est caractérisé par une répartition particulière des vitesses en section différente de celle du ressaut parfait. Le ressaut superficiel est observé lorsque la nappe s'écoule d'un barrage muni d'un gradin spécial.

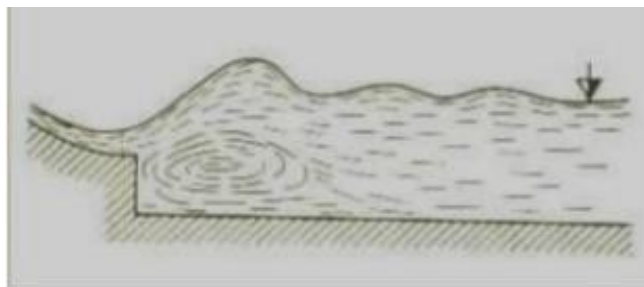


Figure II.7 : Ressaut superficiel.

II.9 Conclusion :

Ce chapitre a montré que :

- Considère un écoulement étant graduellement varié lorsque les caractéristiques hydrauliques ne changent que très lentement d'une section à l'autre (**varient progressivement**).
- Ces caractéristiques sont la profondeur, h , de l'écoulement appelée aussi la hauteur normale. la hauteur critique h_c . la pente critique joue un rôle important comme paramètre de référence dans l'étude de l'écoulement graduellement varié et sa classification.
- La résolution de l'équation (II.12) est la base du calcul de la position de la surface libre pour les écoulements graduellement variés.
- Par le biais de ce chapitre qui traite le ressaut hydraulique, nous avons donné un aperçu sur celui-ci, quelques types de ressaut.

Chapitre III: Notion sur l'écoulement critique

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter l'écoulement critique dans les canaux prismatiques, tout en commençant par la présentation de l'énergie spécifique dans les cas des écoulements uniforme et non uniforme et sa variation pour les cas où le débit est constant et l'énergie est constante. Puis nous aborderons la profondeur critique pour différents types de canaux et nous l'achèverons par la présentation de la formule qui permet de calculer la pente critique pour un canal rectangulaire.

III.2 Définition et généralités :

Le régime critique d'un écoulement, est correspond à l'état limite lors du passage de l'écoulement d'un régime torrentiel au régime fluvial, ou bien inversement. Cet état limite, correspond à un point critique, existe à l'endroit où le régime changera sa nature.

La nature physique du celui-ci est liée aux ondes superficielles qui se propagent a l'écoulement. Comme nous avons déjà, cité dans le paragraphe supra-visé, on pourrait dire que la physique du ce phénomène est donc forcée extérieurement, par l'introduction d'un paramètre dynamique, appelé la célérité d'onde ou bien, la vitesse de propagation d'une onde superficielle infiniment petite. Ce paramètre qui connut dans le domaine de l'hydrodynamique et qui désigné par le lettre « c », joue un rôle déterminant dans ce genre du phénomène. Un ressaut hydraulique se fait d'après la transition du régime torrentielle au régime fluvial, cette transition accompagne une croisement brusquement d'hauteur d'eau, dans la zone de transition la vitesse moyenne égale à la vitesse de propagation d'onde, selon l'expression suivante :

$$V=C=\sqrt{g h} \quad \rightarrow(\text{III.1})$$

L'égalité de cette expression exprime l'équilibre entre les forces de gravité et les forces d'inertie, cet équilibre est vérifié seulement à l'état limite, dans le régime critique la valeur de nombre de Froude égal à 1, les paramètres hydraulique dans ce régime sera criticité, le débit et la profondeur, vitesse...etc [7].

III.3 le nombre de Froude [7]

Le nombre de Froude est le rapport entre les forces d'inertie et les forces de pesanteur, ce rapport permet de distinguer le régime fluvial ou torrentiel :

❖ Expérience : « l'onde de gravité »

Dans un canal on prend en considération que la pente est nulle, avec une section et hauteur constantes, le fluide est en repos ($U=0$), à un instant t on perturbe la surface libre du canal, il se développe deux ondes se déplace à la même célérité C, Ces ondes sont appelés Ondes de gravité.

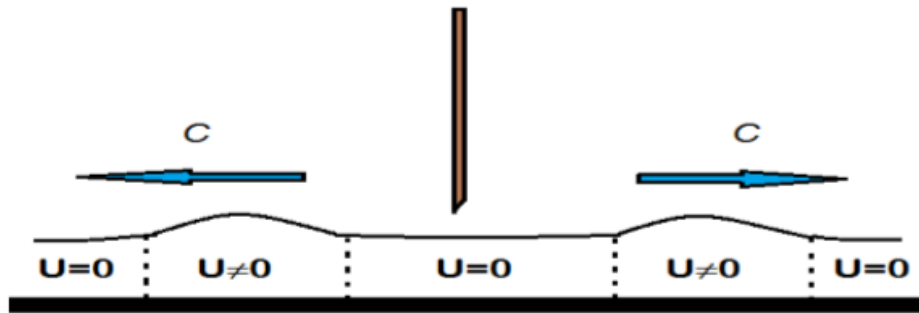


Figure III.1. Propagation d'onde avec une perturbation à surface libre

❖ **Expérience « notion d'influence » :**

Expérience notion d'influence aval une section transversal d'un canal, la pente, la hauteur, le débit, sont constants, on crée une perturbation à l'aide d'une vanne qui ferme et ouvre rapidement. Dans cette expérience on a deux cas disponibles sont les suivantes:

1) **Le premier cas :**

Au niveau de la surface libre, il se crée deux ondes avec la description suivante :

- Une onde qui s'oriente vers l'aval.
- Une onde qui au sens contraire de première onde c'est-à-dire s'oriente vers l'amont, quand la vitesse de fluide dans le canal est inférieur à la vitesse d'onde de gravité C.

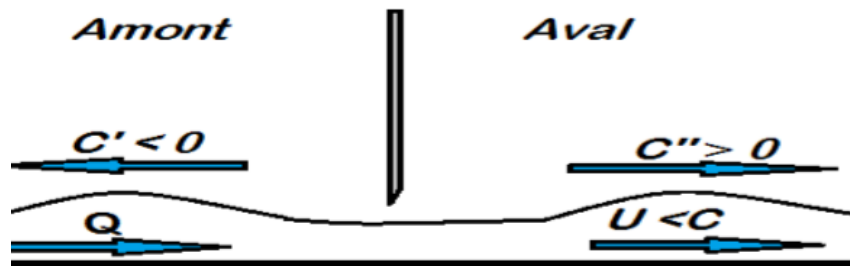


Figure III.2. Propagation des ondes aux sens opposite (régime fluviale).

2) **Le deuxième cas :**

La vitesse du fluide est supérieur à la vitesse de l'onde de gravité, alors deux ondes se propagent vers l'aval avec des vitesses différentes.



Figure III.3. Propagation des ondes dans même sens (régime torrentielle).

Avec :

C : célérité des ondes,

C' : vitesse de l'onde amont,

C'' : vitesse de l'onde aval,

U : vitesse d'écoulement.

D'après les deux ces expériences nous allons voir que la célérité est un facteur qui conduit le régime d'écoulement, le phénomène de ce paramètre physiquement représente une force extérieure qui soit supérieure ou inférieure à la force intérieure, donc le rapport de force interne sur la force externe définit la nature d'écoulement, quand la force interne supérieure à la force externe le régime va devenir torrentielle est le cas contraire le régime fluviale, la formule suivante démontré l'expression :

Premièrement on commence par le quand nous avons un régime critique le nombre de Froude égale à l'unité :

$$Fr = \frac{V_c}{\sqrt{gh_c}} = 1 \quad \rightarrow (III.2)$$

$$C_c = \sqrt{gh_c} \quad \rightarrow (III.3)$$

On remplace la formule (III.3) dans la formule (III.2) $Fr = V_c / C_c$

Donc la force interne c'est l'énergie cinétique sur la force d'inertie, ce rapport physique d'après Froude c'est déterminant de régime d'écoulement [7].

III.4 Energie spécifique :

Energie spécifique C'est la charge (énergie) d'eau par rapport au fond du canal et non pas par rapport à Z0 L'expression de l'énergie spécifique [3].

$$H = Z + h + \frac{v^2}{2g} \quad \rightarrow (III.4)$$

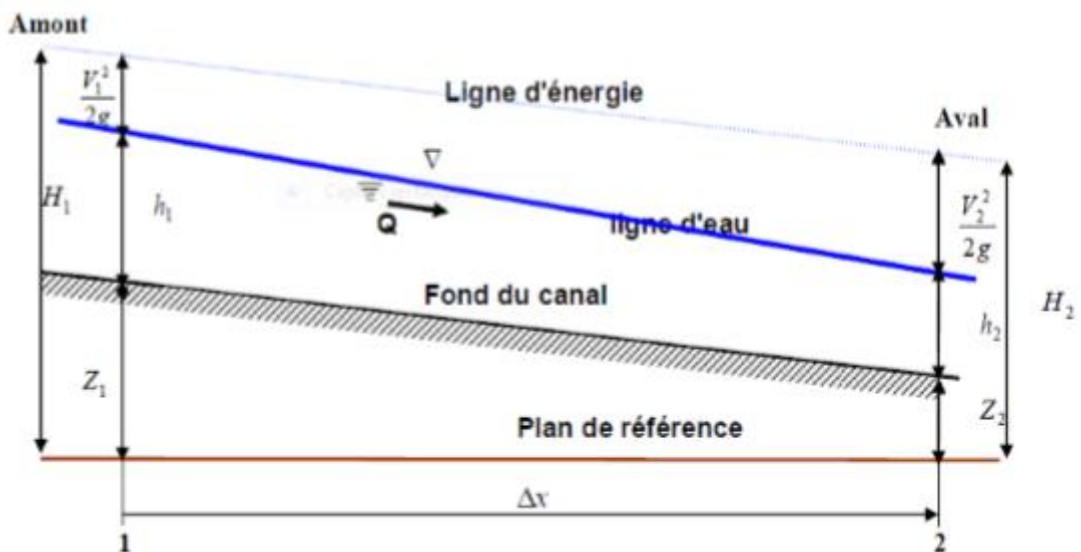


Figure III.4 : Diagramme d'énergie pour un écoulement uniforme.

III.4.1 Variation de l'énergie spécifique :

On distingue deux cas :

❖ **1er cas :** le débit est constant ($Q = \text{constant}$) et la profondeur d'eau variable ($h = \text{variable}$)

$$E_s = h + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2} \quad \rightarrow \text{(III.5)}$$

L'énergie spécifique possède une valeur minimale, donc $\frac{dE_s}{dh} = 0$

$$\frac{dE_s}{dh} = 1 - \alpha \frac{B Q^2}{2gA^3} = 0 \Rightarrow \alpha \frac{B Q^2}{2gA^3} = 1 \quad \rightarrow \text{(III.6)}$$

Cette dernière équation (III. 6) est l'équation du régime critique :

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^3}{B} \quad \rightarrow \text{(III.7)}$$

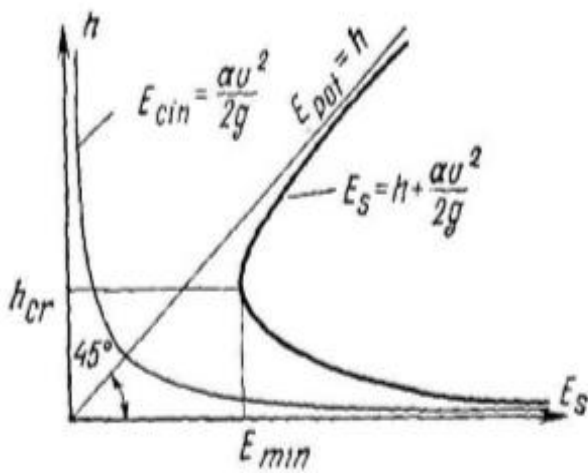
❖ **2ème cas :** Energie constant ($E = \text{constante}$) et le débit est variable ($Q = \text{variable}$)

L'énergie spécifique est donnée par la relation :

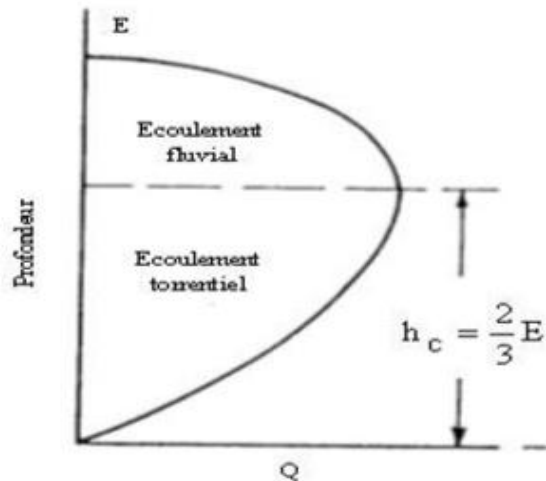
$$E_s = h + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Pour le coefficient de α Coriolis ($\alpha=1$) nous aurons : $Q = A \sqrt{g(E_s - h)}$

$$Q^2 = A^2 g \frac{A}{B} \quad \rightarrow \text{(III.8)}$$



1er cas



2ème cas

Figure III.5: Variation de l'énergie spécifique

III.5 Formules de profondeur critique (h_c) [6]

III.5.1 Formules de la profondeur critique, de l'énergie spécifique critique et de la vitesse critique pour un canal quelconque

Pour une valeur de Q constante, et puisque la surface varie avec la profondeur h,

$$\frac{dE_s}{dh} = 1 + \frac{\alpha Q^2(-2A)}{2gA^4} * \frac{dA}{dh} = 1 - \frac{Q^2 dA}{A^3 dh} \quad \rightarrow \text{(III.9)}$$

L'aire dA définie comme étant le produit de la largeur de la surface d'eau B par dh. En reportant dans l'équation ci-dessus, nous obtenons :

$$\frac{Q^2 B}{A_c^2 g} = 1 \text{ ou } \frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^2}{B} \quad \rightarrow \text{(III.10)}$$

Cette équation doit être vérifiée pour les conditions de l'écoulement critique.

Le membre de droite est fonction de la profondeur h, et, en général il faut faire des approximations successives pour déterminer la valeur de h, qui vérifie l'équation (3.2).

En divisant Q^2 par A_c^2 , ou en fonction de la vitesse moyenne, l'équation (3.2) peut s'écrire :

$$\frac{V_c^2}{g} = \frac{A_c}{B} \quad \text{Ou} \quad V_c = \sqrt{\frac{g A_c}{B}} \quad \rightarrow \text{(III.11)}$$

$$V_c = \sqrt{\frac{g A_c}{B}} \quad \rightarrow \text{(III.12)}$$

III.5.2 Formules de la profondeur critique, de l'énergie spécifique critique et de la vitesse critique pour un canal à section transversale rectangulaire

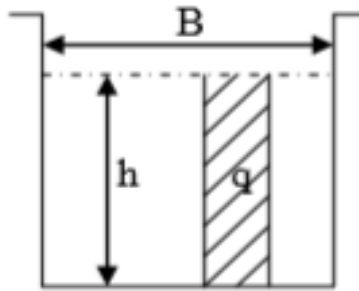


Figure III.6 : Canal rectangulaire.

$$E_s = h + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2} \quad \text{Avec : } A = B.h \quad \rightarrow \text{(III.13)}$$

$$E_s = h + \alpha \frac{Q^2}{2g(h.B)^2} = h + \frac{q^2}{2gh^2} \quad \rightarrow \text{(III.14)}$$

a) La hauteur moyenne est donné par : $h_m = \frac{\omega}{B} = h$ (section rectangulaire)

$$\text{De l'équation : } 2(E-h) - h_m = 0 \Rightarrow E_c = \frac{3}{2} h_c, \quad \rightarrow \text{(III.15)}$$

b) l'expression de l'énergie spécifique critique dans un canal rectangulaire : $E_c = \frac{3}{2} h_c$

$$\text{On remplace } E_c = \frac{3}{2} h_c \text{ dans l'équation : } E_c = h_c + \frac{q^2}{2g h_c^2} \text{ on trouve : } h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

c) l'expression de la profondeur critique dans un canal rectangulaire: $h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$

Dans un canal rectangulaire le débit : $Q = v \cdot \omega = vBh = q \cdot B \Rightarrow q = vh \Rightarrow q = V_c \cdot h_c$

$$h_c^3 = \frac{q^2}{g} = \frac{V_c^2 h_c^2}{g} \Rightarrow V_c = \sqrt{g h_c} \quad \rightarrow \text{(III.16)}$$

D) l'expression de la vitesse critique dans un canal rectangulaire : $V_c = \sqrt{g h_c}$

III.5.3 Formule de la profondeur critique pour les canaux à section transversale rectangulaire :

Soit la forme rectangulaire représenté ci-après

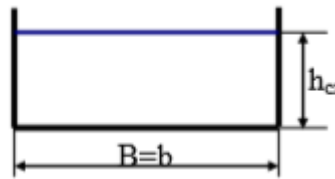


Figure III.7: Canal à section transversale rectangulaire

Substituons dans l'équation (3-1) les expressions $B_{cr}=b$; $\omega_{cr} = bh_{cr}$

on a :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} \quad \rightarrow \text{(III.17)}$$

III.5.4 Formule de la profondeur critique pour les canaux à section transversale trapézoïdale

Pour les canaux à section trapézoïdale, il n'existe pas une solution strictement analytique de l'équation (3-1) du régime critique. On peut utiliser la solution approximative proposée par Agroskine.

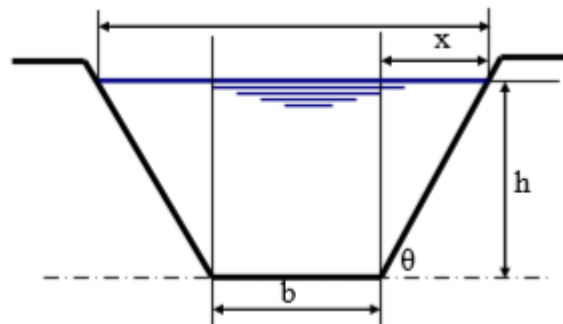


Figure III.8 : canal trapézoïdale

Tout d'abord, on trouve les valeurs auxiliaires :

$$K = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} \quad \text{et} \quad \sigma_{cr} = \frac{mK}{b} \quad \rightarrow \text{(III.18)}$$

Ensuite, on détermine h_{cr} comme :

$$h_{cr} = k \left\{ 1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105\sigma_{cr}^2 \right\} \quad \rightarrow \text{(III.19)}$$

III.6 Pente critique :

Une fois la profondeur critique déterminée, on peut aussi calculer la pente d'écoulement pour laquelle un débit donné coulera à la hauteur critique, avec hc on calcule Sc et R_{hc} et l'on tire de l'équation de Manning la pente correspondante [3].

$$Ic = \frac{n^2 Q^2}{a^2 S c^2 R_{hc}^{4/3}} \quad \rightarrow \text{(III.20)}$$

III.7 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons examiné l'énergie spécifique aux écoulements uniforme et sa variation dans les cas où le débit est constant et variable. Nous avons aussi mis en évidence l'équation du régime critique. Par la suite les formules qui déterminent la profondeur critique dans les canaux artificiels les plus utilisés en pratique ont été notre cible. Finalement, nous avons décrit la relation de la pente critique.

Chapitre IV: Etude théorique de la pente critique

IV.1. Introduction

La pente critique est un facteur hydraulique liée directement avec un écoulement critique, ce facteur signifié l'état de propagation d'onde au-dessus d'un coupe transversale d'un volume d'eau, donc comme une idée initiale la propagation d'onde orientée vers deux sens le premier c'est avec le sens d'écoulement mais l'autre est l'inversement, donc l'étude expérimentale dans laboratoire après les mesures de la célérité d'onde montre que en cas de nous avons un écoulement critique, les vitesses dans les deux sens ont même valeur [7].

La courbe de variation de l'énergie spécifique en fonction de la profondeur (**Figure I.9**) Montre qu'au voisinage de l'écoulement critique, une petite variation de l'énergie E provoque une grande variation de la profondeur y ainsi l'écoulement critique est instable avec l'apparition d'ondulations à la surface libre quand le nombre de Froude est inférieur à 0,86 ou supérieur à 1,13 ces instabilités disparaissent (U.S. Army corps of Engineers) [3].

Donc l'objective de notre étude est constituer sur la vérification de l'hypothèse suivante :
Est-ce que la pente critique a une influence sur l'écoulement

IV.2. Définition

La pente critique est aussi un paramètre hydraulique, celle-ci n'a pas la moindre égalité D'importance que la profondeur critique. Cette importance capitale consiste dans les calculs des dimensions des ouvrages hydrauliques, notamment pour la désignation du régime D'écoulement, torrentiel ou fluvial ou bien critique, comme il est illustré dans la (**figure V.1.a, b et c**), ci-dessous. Et ainsi que dans la détermination des équations des courbes de remous et Ces classifications qui sont obtenus dans les écoulements graduellement variés.

Dans cette section, nous allons éclaircir la notion de la pente critique [2].

Considérons un canal de section constante et de pente variable portant un débit constant.

La profondeur critique y_c , comme nous l'avons montré est constante puisqu'elle ne dépend Que du débit, mais la profondeur normale y_n c'est-à-dire la profondeur correspondante au Régime uniforme (voire chapitre I), pour le débit considéré, celui-ci qui dépend à la fois du Débit et de la pente, va se varier tel que se diminuera si la pente du fond I_f croît et

Inversement. Pour certaine valeur de la pente y_n , sera égale à y_c Cette valeur particulière de la pente du fond du canal est appelée pente critique et est désignée par I_c , et on l'appelle

Parfois aussi « pente limite »

Bien entendu si,

$$I_f > I_c \quad \text{on à} \quad y_n < y_c$$

$$I_f = I_c \quad \text{on à} \quad y_n = y_c$$

et

$$I_f < I_c \quad \text{on à} \quad y_n > y_c$$

La pente critique d'un canal uniforme pour un débit donné est donc la pente que devrait prendre ce canal pour que la profondeur normale du courant considéré soit égale à la profondeur critique, c'est-à-dire pour que le régime y soit à critique dans le siège d'un écoulement uniforme, dans ce cas le débit donné s'écoule en régime uniforme critique. Autrement dit, la pente où le débit s'écoule sous un minimum de charge.

IV.3. expression de la pente critique

On peut déterminer l'expression de la pente critique I_c pour un débit donné Q , par la résolution simultanée des équations de débit d'écoulement uniforme, et la condition de Criticité de régime critique [7].

De l'équation la plus utilisée du régime uniforme est la relation de *Chézy*, on a :

$$Q = AC \cdot \sqrt{Rh} \cdot \sqrt{I}$$

Ou

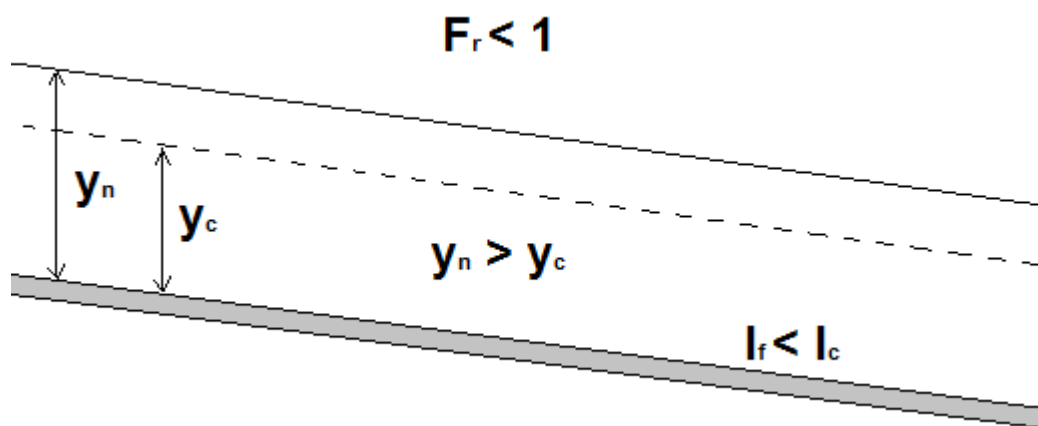


Figure. IV.1.a : Pente légère - Ecoulement fluvial

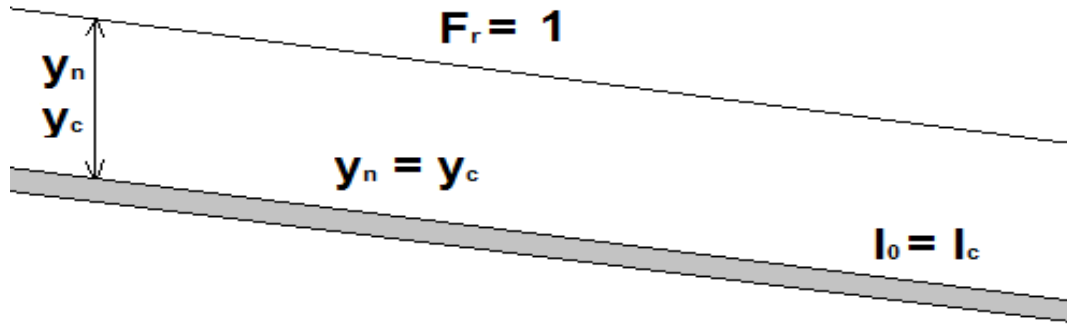


Figure. IV.1.b : Pente critique - Ecoulement critique

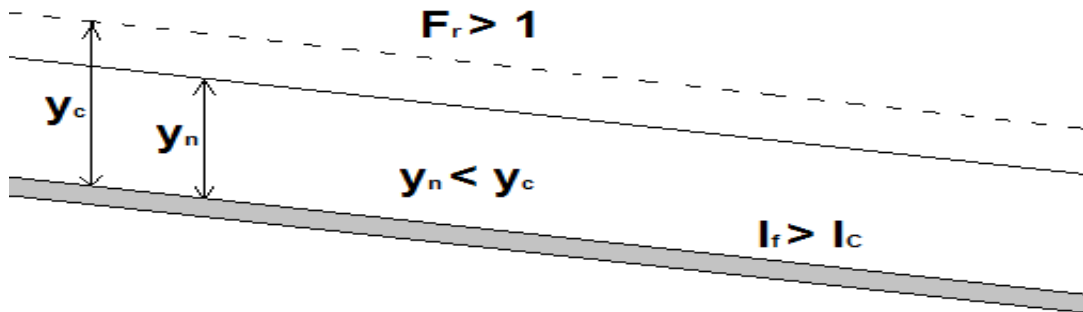


Figure. IV.1.c : Pente raide - Ecoulement torrentiel

$$Q^2 = A^2 \cdot C^2 \cdot Rh \cdot I$$

En substituant dans l'équation de la criticité de la partie I, on trouve :

$$\frac{\propto A_c^2 C_c^2 Rh_c I_c}{g} = \frac{A_c^3}{T_c}$$

Ou :

$$I_c = \frac{g(A_c/T_c)}{\propto C_c^2 Rh_c} \quad \rightarrow \text{(IV.1)}$$

Ou si on prend en considération l'estimation la valeur de coefficient de **Chézy** par la formule

de **Manning-Strickler** $C = \frac{1}{n} Rh^{\frac{1}{6}}$; on a :

$$I_c = g \frac{n^2 (A_c/T_c)}{\propto R_{hc}^{\frac{4}{3}}}$$

Le rapport (A_c/T_c) est la profondeur moyenne correspondant au régime critique ; C : le Coefficient de Chézy, α coefficient de l'énergie cinétique et n le coefficient de la rugosité de Manning. On peut aussi écrire l'expression de la pente critique de la relation (V.1) en fonction de débit Q , comme suit :

$$I_c = \left(\frac{nQ}{A_c R_{hc}^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad \rightarrow (IV.2)$$

Nous pouvons ainsi d'établir la relation de la pente critique en fonction de coefficient de Frottement $f(Re, \epsilon/D_h)$, défini et expliqué au premier chapitre, tel que la relation définie le coefficient de résistance à l'écoulement de Chézy par le coefficient de frottement, soit :

$$C = \sqrt{\frac{8g}{f}};$$

Compte tenu de cette relation, la relation (IV.1), s'écrit :

$$I_c = \frac{g(A_c/T_c)}{\alpha C_c^2 R_{hc}} = \frac{g(A_c/T_c)}{\alpha \left(\sqrt{\frac{8g}{f}} \right)_c^2 R_{hc}} = \frac{f}{8R_{hc}} \left(\frac{A}{T} \right)_c \quad \rightarrow (IV.3)$$

Pour un canal de section droite rectangulaire en examinas la relation (IV.1), donc on a ;

$$A_c = (T_c * h_c);$$

$$I_c = \frac{y_c g}{\alpha C_c^2 R_{hc}} \quad \rightarrow (IV.4)$$

Dans le cas ou largeur du canal rectangulaire est très grande par rapport à sa profondeur $h \ll b$ (cours d'eau très large et peu profond avec α égale à 1), on pratiquement :

$$R_{hc} = \frac{A_c}{P_c} = \frac{by_c}{b+2y_c} = y_c$$

Et

$$I_c = \frac{g}{C_c^2} \quad \rightarrow (IV.5)$$

Cette expression peut être réécrite en fonction de coefficient de frottement, soit :

$$I_c = \frac{f}{8} \quad \rightarrow \text{(IV.6)}$$

On peut exprimer également la pente critique en fonction du débit et de la rugosité des parois ; en effet, dans l'expression (IV.5) calculons le coefficient C , de Chézy par exemple, la formule de Manning :

$$C = \frac{1}{n} R_h^{\frac{1}{6}} \text{ Avec } R_h = y_c \text{ (canal de section infiniment large en régime critique) ; il vient ainsi :}$$

$$I_c = \frac{n^2 g}{\alpha R_h^{\frac{3}{8}}} = \frac{n^2 g}{\alpha y_c^{\frac{3}{8}}} = \frac{1}{\alpha} \frac{n^2 g}{\left(3 \sqrt{\left(\frac{q}{g}\right)^2}\right)^{\frac{3}{8}}} = g^{\frac{8}{9}} \frac{n^2}{q^{\frac{9}{2}}} = 12,65 \frac{n^2}{\alpha q^{\frac{9}{2}}}$$

Ou

$$I_c = 12,65 \frac{n^2}{\alpha q^{\frac{9}{2}}} \quad \rightarrow \text{(IV.7)}$$

Comme la pente critique, I_c varie en fonction du débit inverse, on constate donc que la pente Critique d'un tel canal est fonction décroissante du débit et fonction croissante de la rugosité Du lit.

La pente critique d'un cours d'eau peut donc être supérieure à la pente réelle de ce cours d'eau pour les petits débits et dans ce cas on dit que le cours d'eau est à légère pente. Dans le cas contraire où la pente critique est inférieure à la pente réelle pour les forts débits, dans ce cas, on dit que le cours d'eau est à raide pente pour ces débits. Ce qui présente le caractère fluvial d'un cours d'eau à l'étiage et le caractère torrentiel en période de crue de celui-ci. Par ailleurs, la pente critique est proportionnelle au carré de la rugosité n et son évaluation exacte est donc difficile en raison de l'imprécision sur la valeur à attribuer au coefficient de rugosité n .

IV.4. P propriété de la pente critique

Pour chaque débit d'écoulement dans un canal, correspondant une profondeur critique h_c lié directement au régime critique, la détermination de cette valeur extraire directement par la relation (IV.7), et une pente critique I_c détermine à partir de l'équation (IV.2) la courbe de l'équation (IV.2) définit par conséquent un rapport entre le débit Q et la pente critique I_c , cette courbe est désignée par *courbe des pentes critiques* $I_c = f(Q)$, la pente critique I_c est une fonction du débit [7].

Pour un débit unitaire la formule (IV.7) pour un régime critique sert comme suit

$$I_c = \frac{g^{\frac{10}{9}} \cdot n^2}{q^{\frac{10}{9}}}$$

La pente critique varie en fonction inverse de débit d'écoulement, donc la notion de raideur ou douceur d'une pente n'est pas absolue mais dépend du débit, une pente peut en effet être qualifiée de douce pour une valeur donnée du débit mais peut devenir raide pour une autre valeur du débit, en fait, plus le débit augmente, plus faible est la pente critique au-delà de laquelle l'écoulement est torrentielle [3].

Par exemple, un canal rectangulaire de la rugosité $n = 0,015$ et à une pente du lit égale à 0.004, comme indiqué dans la figure II.6, ci-après, A cette valeur de pente du lit les changements de pente douce à la pente raide pour un débit de $0,216 \text{ m}^3/\text{s/m}$, qui est appelé le débit critique, Q_c .

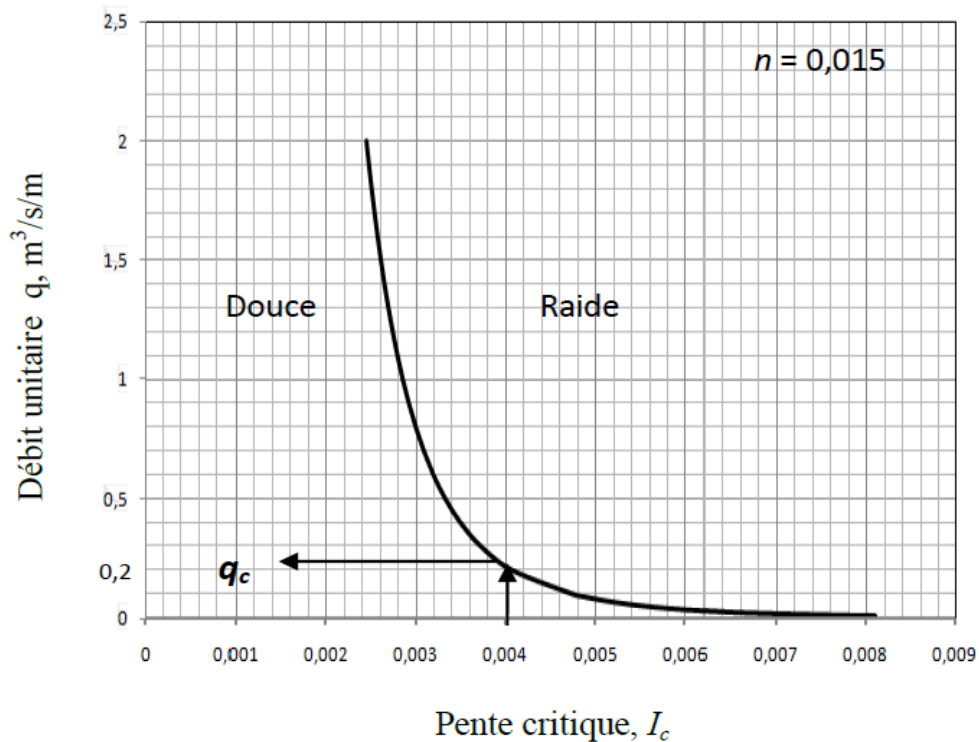


Figure IV.2 : Pente critique pour un canal rectangulaire large

IV.3.1. La pente limite

La valeur minimale possible de la pente critique pour le canal rectangulaire large approche Asymptotiquement à zéro, et c'est ce qu'on appelle la pente limite, et qui est désignée par I_L .

La pente limite pour le canal rectangulaire qui ne peut être classé comme très large est fini Si les expressions de rayon hydraulique pour un canal rectangulaire sont substituées dans l'équation (III.4) et le débit est éliminé par la relation entre la profondeur critique et de débit, la pente devient critique comme suit : [8]

$$I_c = n^2 y_{cg} \left[\frac{2y_c + b}{y_c b} \right]^{\frac{4}{3}} \quad \rightarrow (IV.8)$$

Fig. IV.1 montre clairement que la courbe représentative de la fonction de la pente critique admet un minimum due à la concavité présentée sur la courbe, ce qu'est impliqué la différenciation de l'équation (IV.8), par rapport à égale à y_c zéro, alors on a :

$$\frac{dI_c}{dy_c} = \frac{d}{dy_c} \left(n^2 y_c g \left[\frac{2y_c + b}{y_c b} \right]^{\frac{4}{3}} \right) = 0 \quad \rightarrow \text{(IV.9)}$$

Et selon la définition ci-dessus, la valeur de la profondeur y_c à laquelle I_c égale la pente Limite, qui définit comme étant la solution de l'équation (IV.9), tel que :

$$\frac{dI_c}{dy_c} = \frac{d}{dy_c} \left(n^2 y_c g \left[\frac{2y_c + b}{y_c b} \right]^{\frac{4}{3}} \right) = \frac{gn^2}{b^{\frac{1}{3}}} \frac{d}{dy_c} \left(\frac{(\frac{2y_c}{b} + 1)^{4/3}}{\frac{y_c^{1/3}}{b}} \right) = 0$$

On utilise la méthode de changement de variable.

Après la résolution d'équation linéaire de premier degré on trouve la formule de la pente critique suivante qui se produit à $(\frac{y_c}{b} = \frac{1}{6})$ de l'équation (IV.8) Alors la formule de la pente limite sera comme suit : [7]

$$I_l = \frac{n^2 g}{b^{\frac{1}{3}}} \frac{8}{3} \quad \rightarrow \text{(IV.10)}$$

Exemple d'application

Un écoulement dans un canal rectangulaire en acier de coefficient de **Manning** $n = 0,014$, et de largeur $b = 1$ m. L'écoulement de la profondeur y est en régime critique, $Fr = 1$.

- 1) Tracer la courbe de la pente critique, comme fonction de y , pour les valeurs $0,05 \leq y \leq 5,0$ m.
- 2) Quelle est la pente maximale autorisée si l'écoulement critique est de ne pas se Produire indépendamment de la profondeur ?

Solution

- 1) L'expression de la pente critique est donnée par relation (IV.2) comme suit :

$$I_c = \left(\frac{nQ}{A_c R_{hc}^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

Tels que les éléments A_c , et R_{hc} figurant dans la relation, sont bien entendu les éléments critique du canal c'est-à-dire calculés à partir de la profondeur critique y_c qui correspond au débit considéré Q .

L'expression de la pente critique en fonction de la profondeur critique pour un canal rectangulaire, donnée par la relation (IV.10), peut être réécrite comme suit :

$$I_c(y_c) = \frac{gn^2}{b^{\frac{1}{3}}} \left(\frac{\left(1 + \frac{2y_c}{b}\right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{y_c}{b}\right)^{\frac{1}{3}}}\right) \quad \rightarrow (IV.11)$$

L'application numérique donne ce que suit :

$$I_c(y_c) = \frac{9,81 * 0,014^2}{1^{\frac{1}{3}}} \left(\frac{\left(1 + \frac{2y_c}{1}\right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{y_c}{1}\right)^{\frac{1}{3}}}\right) = 0,00192 \left(\frac{(1+2y_c)^4}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} ;$$

Les courbes représentatives ci-après de la fonction $I_c = f(y_c)$, présentée la variation de la pente critique, I_c en fonction des valeurs de la profondeur critique y_c compris entre (0,05 m à 0,5 m). La courbe de la figure III.5, comporte une concavité, présentée comme la valeur minimale de la pente critique qui est définie comme la pente limite. Analytiquement la valeur de la pente limite est égale à la valeur de la pente critique pour $y_c = \frac{b}{6} = \left(\frac{1}{6}\right)$ m, et celle-ci déterminée par la relation (III.10) tel que :

$$I_l = \frac{n^2 g}{b^{\frac{1}{3}}} \frac{8}{3} = \frac{0,014^2 * 9,81}{1^{\frac{1}{3}}} * \frac{8}{3} = 0,005127 ;$$

$$I_l = 0,5127 \% ;$$

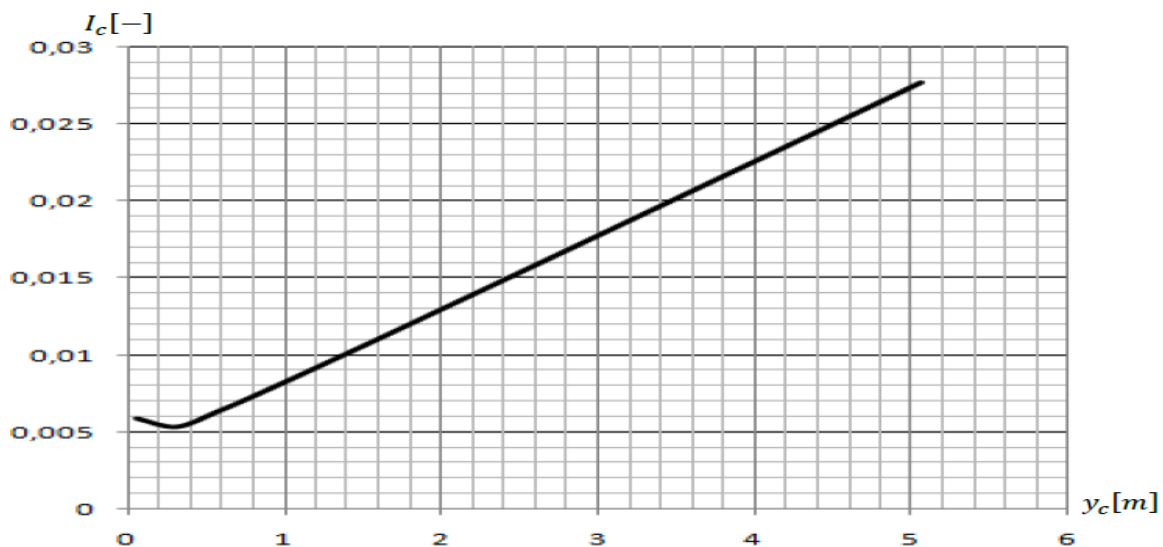


Figure IV.3 : Variation de la pente critique en fonction de la profondeur critique pour Un canal rectangulaire

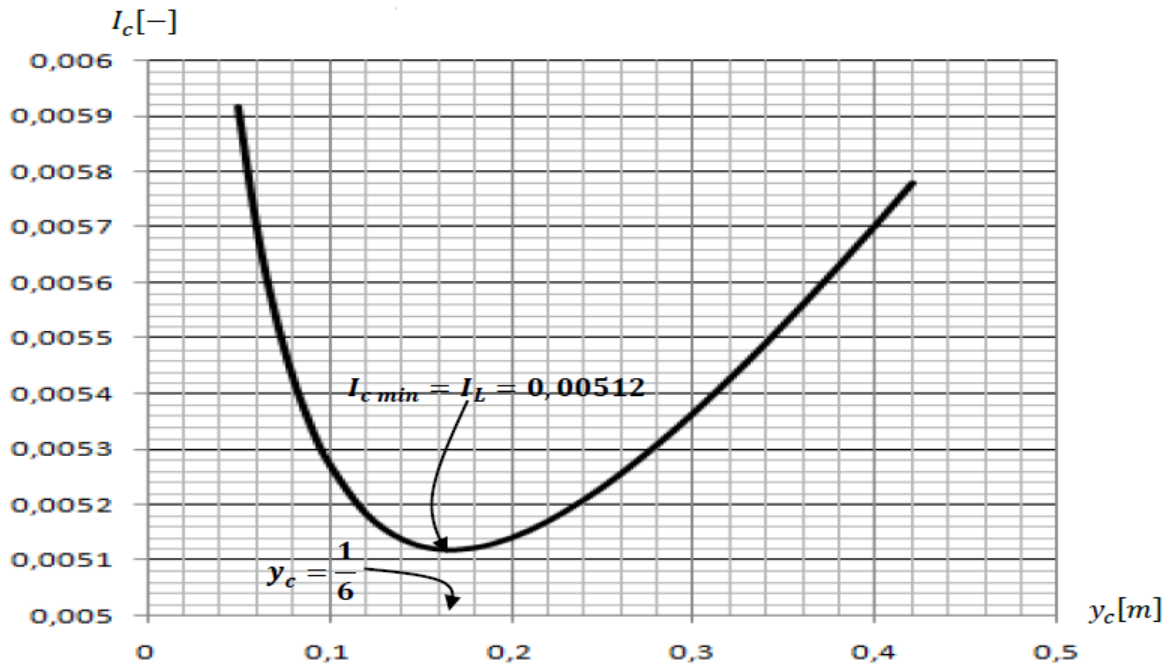


Figure IV.4: La pente limite pour un canal rectangulaire

- 2) Si la pente du canal $I_0 < I_L = 0,00512$, dans ce cas l'écoulement critique ne peut se produire à n'importe quelle profondeur. De cet exemple et selon la courbe représentative de la fonction de la pente critique, il est clair que pour chaque canal, il n'existe qu'une seule valeur de I_L

De cet exemple, comme nous allons voir, la pente critique pour un canal rectangulaire est

Donnée par:

$$I_c(y_c) = \frac{gn^2}{b^3} \left(\frac{(1 + \frac{2y_c}{b})^{\frac{4}{3}}}{(\frac{y_c}{b})^{\frac{1}{3}}} \right)$$

Pour le paramètre adimensionnel, $\eta = \frac{y_c}{b}$ on peut étudier la variation de l'expression en termes adimensionnels suivante en fonction de η :

$$\bar{I}_c(\eta) = \frac{I_c b^{1/3}}{gn^2} = \frac{(1+2\eta)^{4/3}}{\eta^{1/3}} \quad \rightarrow \text{(IV.12)}$$

Pour ($\eta = \eta_{\min} = 1/6$) la valeur de terme $\bar{I}_c(\eta_{\min})$, est également donné comme suit :

$$\bar{I}_c(\eta_{\min}) = \frac{I_c(\eta_{\min})^{1/3}}{gn^2} = \frac{I_L b^{1/3}}{gn^2} = \frac{8}{3} ;$$

Nous pouvons présenter dans le système d'axes de coordonnées à divisions cartésiennes de la figure ci-dessous, la variation de $\bar{I}_c(\eta)$ en fonction de (η), selon la relation (IV.12) pour les valeurs extrêmes minimales et maximales respectivement ($\eta = 0,005$ et ($\eta = 1$).

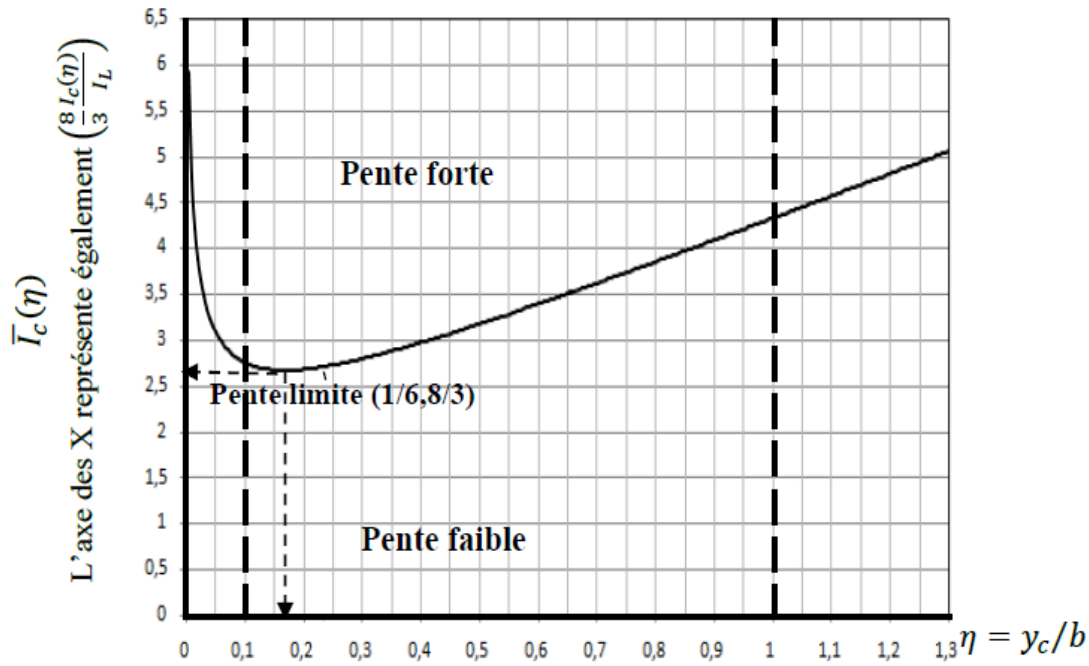


Figure IV.5: La variation de la pente critique dans le canal rectangulaire

La division du terme $\bar{I}_c(\eta)$ par la constante $\bar{I}_c(\eta_{min})$, n'est pas d'influence sur sa variation. Cette division peut être écrite sous la forme :

$$\frac{\bar{I}_c(\eta)}{\bar{I}_c(\eta_{min})} = \frac{I_c(\eta)}{I_c(\eta_{min})} = \frac{I_c(\eta)}{I_L};$$

Et évidemment selon la relation (IV.12), on obtient la relation suivante :

$$\frac{I_c(\eta)}{I_L} = \frac{3}{8} \frac{(1+2\eta)^{4/3}}{\eta^{1/3}} = \left[\frac{3}{8} \bar{I}_c(\eta) \right] \quad \rightarrow (IV.13)$$

De la figure IV.5, on peut observer que la pente du canal est faible pour toute la zone située au-dessous de la courbe de la pente critique, et elle est forte pour toute la zone située au-dessus de cette courbe. De l'équation (IV.10), on peut observer que la diminution de la pente limite, est proportionnelle avec l'augmentation de la valeur b , largeur du canal. Et pour les très grandes valeurs de b , la valeur de la pente limite tend vers le zéro où $I_L \approx 0$. L'inexistence de pente limite pour un canal rectangulaire large est également considérée par le Comportement de pente critique pour l'expression que donnée par l'équation (III.7).

Ainsi, l'axe des abscisses de la figure (IV.13), représente également $\frac{I_c(\eta)}{I_L}$ une unité de l'axe x , étant $\left(\frac{8}{3}\right)$ unités de $\left(\frac{I_c(\eta)}{I_L}\right)$. Si la pente du fond I_f , du canal est inférieure à la pente limite I_L , le canal est considéré comme un canal à faible pente pour toutes les valeurs la profondeur d'écoulement imposées. Toutefois, pour toute $I_c > I_L$, il existe une gamme des profondeurs entre y_{c1} et y_{c2} pour lesquelles la pente du canal sera forte et en dehors de cette plage, la pente

se comporte comme une pente faible. En plus, pour une profondeur donnée, il n'existe qu'une seule pente critique et pour une pente donnée supérieure à I_L , il y aura deux profondeurs auxquelles la pente va se comporter comme pente critique.

IV.4 Généralisation de l'expression de la pente critique

On peut généraliser la relation de la pente critique pour les canaux prismatiques, tel que si un débit donné Q s'écoule dans un canal en régime uniforme, la pente du fond I_f , nécessaire pour maintenir et assurer ce débit; est donnée par la formule de Manning présentée par la relation (III.2). Et comme nous l'avons vu précédemment l'écoulement dans les canaux ouverts peut être caractérisé par le nombre de Froude donné par la relation (II.34) de la première partie. Donc on a les deux relations suivantes [9].

$$I_f = \left[\frac{nQ}{A R_h^{3/2}} \right]^2 ;$$

$$F_r^2 \cdot \frac{A^2}{T} = \frac{Q^2}{g} ;$$

En substituant la deuxième relation dans l'expression de la pente et après simplification et réarrangement, il vient que :

$$I_f = \frac{g n^2 F_r^2}{T} \left(\frac{P^4}{A} \right)^{1/3}$$

Où :

$$\frac{I_f}{F_r^2 g n^2} = \frac{P^4}{T A^3} = f(y)$$

Comme conclusion, en appliquant la relation (III.16) pour déduire l'expression de la pente critique, pour les canaux de forme rectangulaire et triangulaire

Pour un régime critique dans le siège d'écoulement uniforme où $F_r^2 = 1$, $y_c = y_n$ et

$\eta = \frac{y_c}{b}$, dans ce cas le paramètre $I_c = I_f$, alors la relation (III.6) pour régime critique s'écrit:

$$\bar{I}_c(\eta, m) = \left(I_c \frac{b^{1/3}}{n^2 g} \right) = \frac{(1 + 2\eta\sqrt{m^2 + 1})^{4/3}}{(1 + 2m\eta)(1 + m\eta)^{3\eta^3}}$$

Pour un canal de section rectangulaire, le paramètre de l'inclinaison des parois est également nul,

Où $m = 0$ et par conséquent l'équation (III.18) devient

$$\bar{I}_c(\eta) = \frac{I_c b^{1/3}}{gn^2} = \frac{(1+2m\eta)^{4/3}}{\eta^{1/3}}$$

On obtient les résultats significatifs suivants :

1. Les canaux rectangulaires, une valeur limite unique avec

$$\bar{I}_c(\eta) = 8/3 \text{ et } \eta_L = 1/6$$

- A l'état limite, pour une largeur b , la pente du fond I_f et le coefficient de Manning n donné, le nombre de Froude est le maximum pour un écoulement uniforme :

$$\bar{I}_L = \left(\frac{I_f b^{1/3}}{F_{r \max}^2 gn^2} \right) = \frac{8}{3} ;$$

Et par l'utilisation de l'équation (III.10) on obtient :

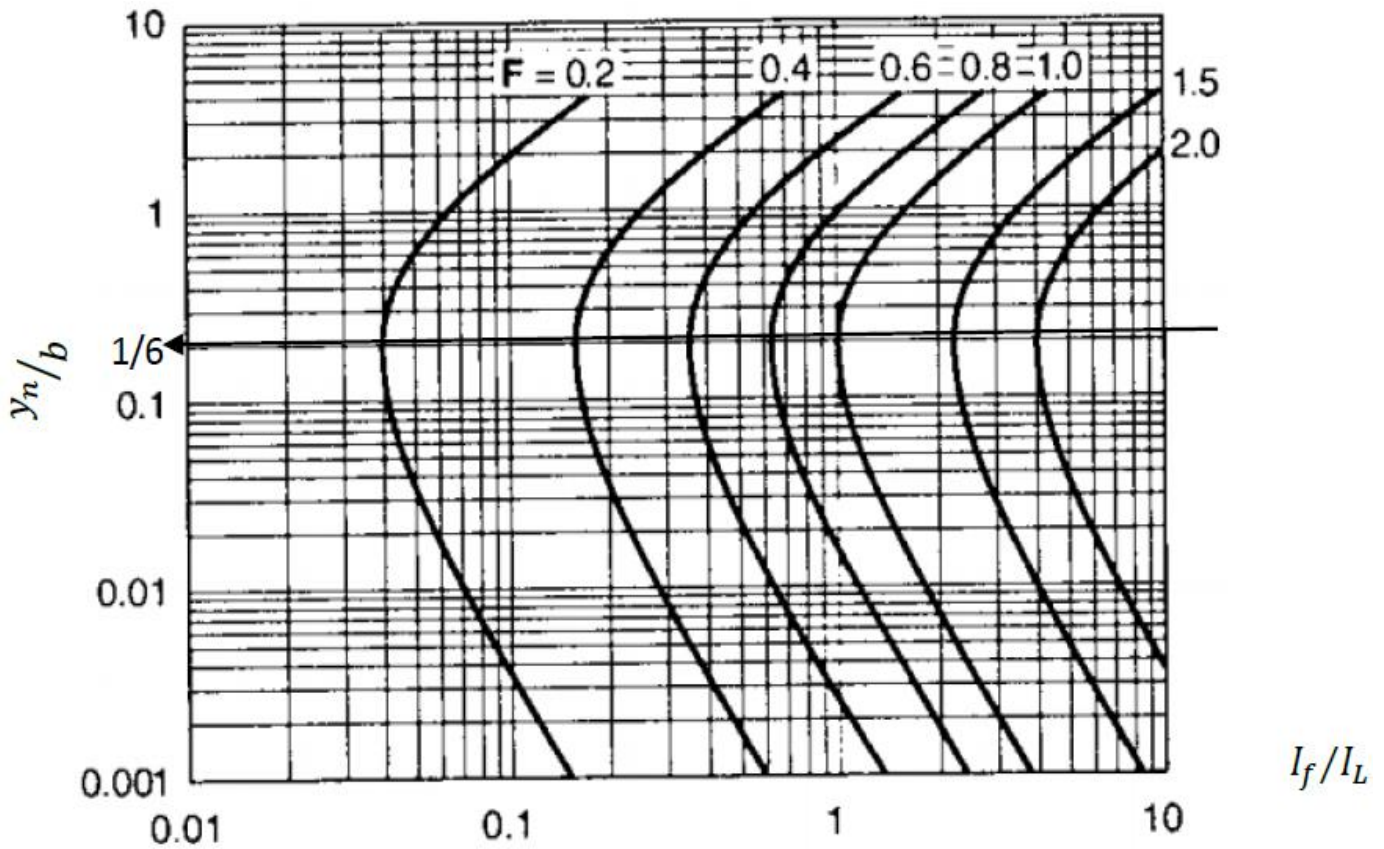


Figure IV.6. Variation $(\frac{I_f}{I_L})$ en fonction de $(\frac{y_n}{b})$ pour des valeurs constante de nombre de Froude, cas d'un canal rectangulaire [8].

La figure V.1, montre que la valeur maximale du nombre de Froude se produit à : $\frac{y_n}{b} = \frac{1}{6}$ et a une valeur de:

$$F_{r \max} = \sqrt{\frac{I_f}{I_L}} ;$$

Cela soulève la possibilité de concevoir un canal rectangulaire de telle sorte qu'une valeur donnée du nombre de *Froude* soit pas dépassée pendant tous les débits du canal qu'on peut rencontrer. Il est souhaitable d'empêcher le nombre *Froude* maximal $F_{r\ max}$, de devenir trop proche de l'unité en raison de l'instabilité de la surface libre associé à écoulement critique.

IV.5 La pente critique et la pente limite

Pour un canal de forme et rugosité donnée, I_c aura une valeur minimum dans une condition correspondant à une valeur limite de \bar{I}_c (η, m) La plus petite valeur de I_c , est appelée la pente limite I_l , . On s'occupe de la pente critique et limite avec un vif intérêt. La figure III.8 peut être étudiée pour produire les points suivants: 1. Pour un canal de forme trapézoïdale et de la rugosité donnée, une profondeur

- Pour les canaux de seconde espèce (m négative) et pour les canaux rectangulaires ($m = 0$), il existe un seul pente limite. Pour un canal rectangulaire $I_l = \frac{8}{3}$, et le rapport d'aspect critique $\eta_c = \frac{1}{6}$ [7].

IV.6 Conclusion

Le présent chapitre a montré l'importance de la pente critique ainsi que ces propriétés, notamment, la pente limite, ça valeur indique la nature de la pente de canal, soit une pente forte ou bien faible. Cette pente est définie comme la limite minimale de la pente critique calculée selon les relations régit l'écoulement uniforme en introduisant la condition critique de l'écoulement. Une relation de la pente limite généralisée à été établit pour un canal de forme trapézoïdale en fonction des paramètres géométriques, la nature des parois, la pente du fond et ainsi que le *nombre de Froude*. Cette relation nos permet de soulever la possibilité de concevoir des canaux de telle sorte qu'une valeur donnée du *nombre de Froude* ne soit pas dépassée pendant tous les débits du canal qu'on peut rencontrer. Il est souhaitable d'empêcher le *nombre Froude* maximal $F_{r\ max}$, de devenir trop proche de l'unité en raison de l'instabilité de la surface libre associé à écoulement critique.

Chapitre V: étude expérimentale.

V.1. Introduction

Ce chapitre est consacré essentiellement à l'influence de la pente critique et de la forme géométrique du canal sur les écoulements uniformes, ainsi qu'aux méthodes de calcul graphique utilisées dans ce travail.

Cette partie se propose de présenter dans un premier temps le banc d'essai dans lequel ces dispositifs en été mis en œuvre, les différents appareillages de mesure utilisés lors de l'expérimentation au laboratoire et la procédure suivie dans la mesure de la profondeur et du débit volume.

Puis dans un second temps l'ensemble des résultats des essais effectués sur les différentes pentes, à l'aide des relations exprimées lors du développement théorique. Ensuite ils seront discutés en fonction des résultats obtenus.

V.2. Description du banc d'essais

La figure VI.1 représente le schéma de l'installation expérimentale destiné à test les dispositifs ci-dessus décrits. Tandis que la photographie 2 montre une vue d'ensemble du banc d'essais. Il est constitué d'un canal de forme rectangulaire de 0,57 m de longueur, permettant la visualisation de l'écoulement.

Le canal est alimenté en circuit fermé par une pompe axiale. Celle-ci aspire de l'eau d'un réservoir ouvert de récupération et la refoule dans un bassin, également ouvert, alimentant le canal. Le système bassin de récupération pompe bassin d'alimentation est relié par une conduite circulaire en PVC. Le bassin de récupération est doté d'un tranquillisateur d'eau spécialement aménagé afin d'éviter les perturbations de la surface libre qui peuvent perturber le fonctionnement de la pompe.

Cette plaque perforée n'est pas représentée sur le schéma de la figure III.1. Le fond du canal est parfaitement horizontal (de pente nulle).

Le réglage des débits volumes s'effectue par manipulation de la vanne et sont mesurés Directement à l'aide d'un débitmètre L'alimentation du canal s'effectue par le moyen d'une pompe débitant jusqu'à 16 m³/h.

Le canal de mesure a été conçu au laboratoire du département d'hydraulique de *l'université de M'sila*.

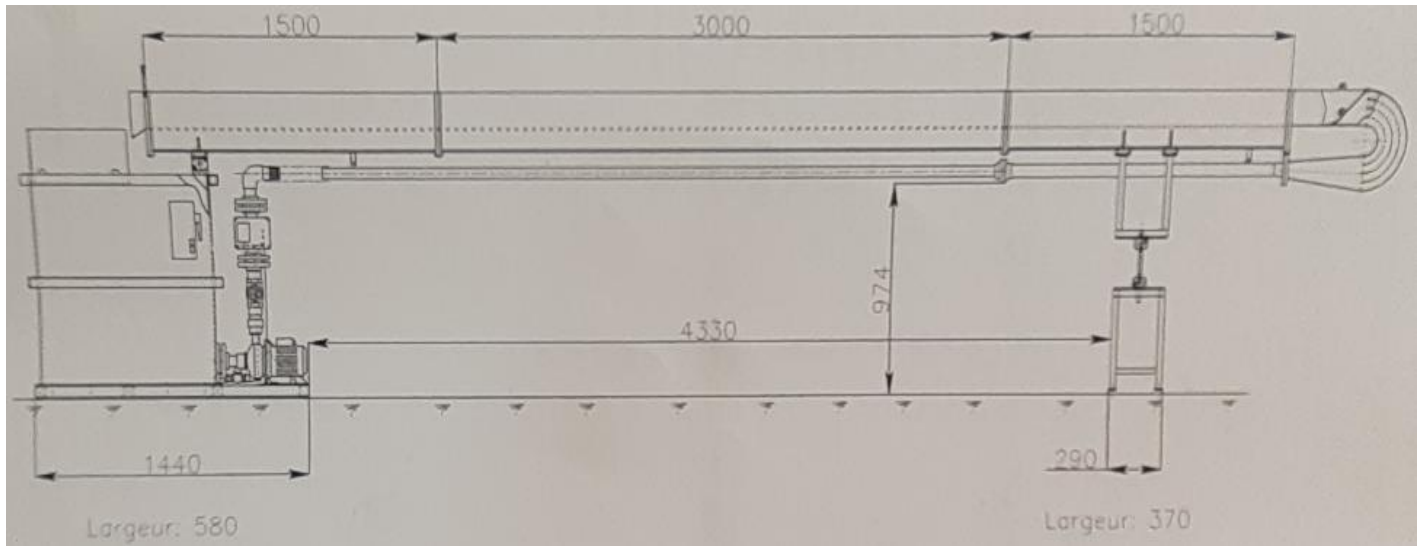


Figure V.1 : Schéma simplifié du canal, ayant servi à l'expérience



Figure V.2 : Le banc d'essai mis en expérience

V.3. Caractéristiques géométriques du canal

C'est un canal de forme rectangulaire a plusieurs pentes I , et le tableau ci-dessous pressante leur dimensions :

Tableau V.1 : dimensions du canal

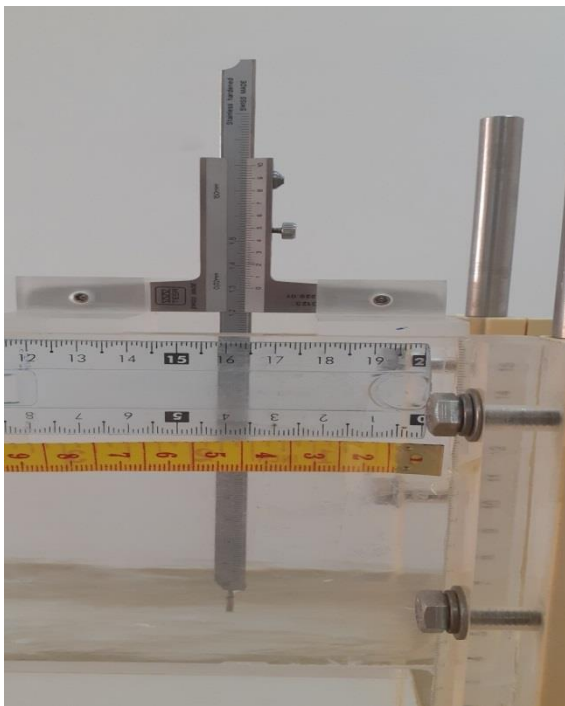
Dimension [cm] dispositif	Longueur	Largeur	Profondeur
Canal	600	7.5	16

V4. Appareillage de mesure

V.4.1. Mesure de la profondeur

Lors de nos essais, la mesure de la profondeur de l'écoulement à l'aval du dispositif testé est un élément important dans l'évaluation du débit écoulé. Cette profondeur correspond également, dans le cas qui intéresse notre étude, à la profondeur déversée en travers de l'échancrure du dispositif. Plus la mesure de la profondeur ne s'effectue avec précision et plus l'évaluation du débit est acceptable. Il est donc recommandé de procéder aux mesures de la profondeur par un appareillage aussi précis que possible

Dans le cas des essais que nous avons effectués, nous avons utilisé un limnimétrie, dont la précision est tout à fait requise pour la nature des essais envisagés.



**Figure V.3 : Un limnimétrie
De précision**



**Figure V.4 : Un limnimétrie
mise en expérience**

Le limnimétrie est muni, à sa partie inférieure d'une pointe verticale, appelée pointe limnométrique, dont le rôle est d'effleurer la surface de l'eau.

Après avoir alimenté le canal de mesure avec un débit volume Q quelconque, la pompe d'alimentation est arrêtée. Le canal se vide au fur et à mesure et une fine pellicule d'eau demeure au fond du canal. Dans cette position, nous procédons à la lecture de la graduation sur la règle, coïncidant avec l'origine O du vernier. Cette graduation correspond alors au "Zéro" du limnimétrie et toutes les profondeurs obtenues à différents débits volumes Q sont mesurées par rapport à cette origine.

V.4.2. Mesure du débit Q

Nous sommes dans un intervalle fermé liée aux valeurs des débits qui nous allons le proposer dans la caractéristique de la pompe en débute par un débit de $1,6 \text{ m}^3/\text{h}$ jusqu'à $16 \text{ m}^3/\text{h}$

L'affichage du volume sur le tube d'affichage gradué est tributaire de la valeur du diamètre intérieur de la conduite d'alimentation.



Figure V.5 : vue du tube de mesure de volume

V.4.3. Mesure de la pente

Dans cette partie de la composition de laboratoire peut contrôler manuellement l'inclinaison grâce à la direction rotative installé sur un appui fixé *Figure V.6*, s'accompagner une échelle des pentes *Figure V.7*, a une valeur maximale est égale à : $I_{\max} = 4\%$.



Figure V.6 : dispositif de variation de pente



Figure V.7 : échelle de mesure

V.5. mode opératoire

Avant d'entamer la procédure expérimentale, il est nécessaire de rappeler l'objectif principal de cette partie de notre étude, pour cela on va respecter les démarches suivantes :

- Comme premier pas et rend en compte que nous sommes dans un intervalle fermé liée aux valeurs des débits qui nous allons le proposer dans la caractéristique de la pompe en débute par un débit de $1,6 \text{ m}^3/\text{h}$ jusqu'à $15.5 \text{ m}^3/\text{h}$, le tableau ci-dessous affiche les valeurs exacte :

Tableau V.2 : les Débits d'application

Q(m ³ /h)	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₄	Q ₆	Q ₇	Q ₈	Q ₉	Q ₁₀
Valeur	1,6	2	3	4	5	6	8	10	13	15.5

- Le principe de fonctionnement base sur plusieurs essais, chaque essai on va fixer la pente et varié le débit, et mesuré la profondeur normale à déférents positions et on prend la valeur moyenne de ces mesures
- Après prendre les mesures, faire le calcul hydraulique.
- Ensuite tracer les graphes, et faire une contribution des déférents états qui nous avons,
- Dernièrement on va faire une lecture analytique.

V.6. Procédure expérimentale

Dans le sale labo hydraulique, $T=32^\circ$ e la température de l'eau : $T=31^\circ\text{C}$.

On commence par la pente $I_1= 0\%$, en cours de variation les débits on mesure la profondeur normal h_n ; cette profondeur est considéré comme une profondeur normal car tous les paramètres hydraulique et géométrique dans notre système est invariable dans le temps et dans l'espace. Et on regroupe tous les valeurs mesurés expérimentalement pour tous les pentes proposés [0, 0.002, 0.006, 0.008, 0.01, 0.02, 0.03, 0.04] dans le tableau ci-dessous

V.6.1. Application N1

Tableau V. 3 : Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f= 0$ (m/m)

$I = 0 \%$										
Q (m3/h)	Hn (m)	Q (m3/s)	hc(m)	Ac(m2)	Pc(m)	Rhc(m)	Ic(m/m)	V(m/s)	Fr	Régime
1,6	0,03	0,000444	0,015297	0,001147	0,105595	0,010865	0,020205	0,197531	0,36	Fluvial
2	0,033	0,000556	0,017751	0,001331	0,110502	0,012048	0,020428	0,224467	0,39	Fluvial
3	0,041	0,000833	0,023260	0,001745	0,121521	0,014356	0,021190	0,271003	0,43	Fluvial
4	0,048	0,001111	0,028178	0,002113	0,131356	0,016089	0,022051	0,308642	0,45	Fluvial
5	0,051	0,001389	0,032697	0,002452	0,140395	0,017467	0,022931	0,363108	0,51	Fluvial
6	0,063	0,001667	0,036923	0,002769	0,148847	0,018605	0,023806	0,352734	0,45	Fluvial
8	0,068	0,002222	0,044730	0,003355	0,164459	0,020398	0,025508	0,435730	0,53	Fluvial
10	0,078	0,002778	0,051904	0,003893	0,178808	0,021771	0,027138	0,474834	0,54	Fluvial
13	0,09	0,003611	0,061825	0,004637	0,198650	0,023342	0,029457	0,534979	0,57	Fluvial
15,5	0,092	0,004306	0,069517	0,005214	0,214033	0,024360	0,031290	0,623994	0,66	Fluvial

V.6.2. Application N2

Tableau V. 4 : Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f= 0.002$ (m/m)

$I = 0,002$ (m/m)										
Q (m3/h)	Hn (m)	Q (m3/s)	hc(m)	Ac(m2)	Pc(m)	Rhc(m)	Ic(m/m)	V(m/s)	Fr	Régime
1,6	0,024	0,000444	0,015297	0,001147	0,105595	0,010865	0,020205	0,246914	0,51	Fluvial
2	0,028	0,000556	0,017751	0,001331	0,110502	0,012048	0,020428	0,264550	0,50	Fluvial
3	0,035	0,000833	0,023260	0,001745	0,121521	0,014356	0,021190	0,317460	0,54	Fluvial
4	0,041	0,001111	0,028178	0,002113	0,131356	0,016089	0,022051	0,361337	0,57	Fluvial
5	0,045	0,001389	0,032697	0,002452	0,140395	0,017467	0,022931	0,411523	0,62	Fluvial
6	0,052	0,001667	0,036923	0,002769	0,148847	0,018605	0,023806	0,427350	0,60	Fluvial
8	0,062	0,002222	0,044730	0,003355	0,164459	0,020398	0,025508	0,477897	0,61	Fluvial
10	0,071	0,002778	0,051904	0,003893	0,178808	0,021771	0,027138	0,521648	0,63	Fluvial
13	0,083	0,003611	0,061825	0,004637	0,198650	0,023342	0,029457	0,580098	0,64	Fluvial
15,5	0,088	0,004306	0,069517	0,005214	0,214033	0,024360	0,031290	0,652357	0,70	Fluvial

V.6.3. Application N3**Tableau V. 5 : Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f = 0.006(m/m)$**

$I = 0,006 (m/m)$										
Q (m3/h)	Hn (m)	Q (m3/s)	hc(m)	Ac(m2)	Pc(m)	Rhc(m)	Ic(m/m)	V(m/s)	Fr	Régime
1,6	0,015	0,000444	0,015297	0,001147	0,105595	0,010865	0,020205	0,395062	1,03	Critique
2	0,017	0,000556	0,017751	0,001331	0,110502	0,012048	0,020428	0,435730	1,07	Critique
3	0,022	0,000833	0,023260	0,001745	0,121521	0,014356	0,021190	0,505051	1,09	Critique
4	0,027	0,001111	0,028178	0,002113	0,131356	0,016089	0,022051	0,548697	1,07	Critique
5	0,0315	0,001389	0,032697	0,002452	0,140395	0,017467	0,022931	0,587889	1,06	Critique
6	0,036	0,001667	0,036923	0,002769	0,148847	0,018605	0,023806	0,617284	1,04	Critique
8	0,048	0,002222	0,044730	0,003355	0,164459	0,020398	0,025508	0,617284	0,90	Fluvial
10	0,058	0,002778	0,051904	0,003893	0,178808	0,021771	0,027138	0,638570	0,85	Fluvial
13	0,069	0,003611	0,061825	0,004637	0,198650	0,023342	0,029457	0,697799	0,85	Fluvial
15,5	0,079	0,004306	0,069517	0,005214	0,214033	0,024360	0,031290	0,726676	0,83	Fluvial

V.6.4. Application N4**Tableau V. 6 Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f = 0.008(m/m)$**

$I = 0,008 (m/m)$										
Q (m3/h)	Hn (m)	Q (m3/s)	hc(m)	Ac(m2)	Pc(m)	Rhc(m)	Ic(m/m)	V(m/s)	Fr	Régime
1,6	0,013	0,000444	0,015297	0,001147	0,105595	0,010865	0,020205	0,455840	1,28	Torrentiel
2	0,018	0,000556	0,017751	0,001331	0,110502	0,012048	0,020428	0,411523	0,98	Critique
3	0,019	0,000833	0,023260	0,001745	0,121521	0,014356	0,021190	0,584795	1,35	Torrentiel
4	0,022	0,001111	0,028178	0,002113	0,131356	0,016089	0,022051	0,673401	1,45	Torrentiel
5	0,026	0,001389	0,032697	0,002452	0,140395	0,017467	0,022931	0,712251	1,41	Torrentiel
6	0,03	0,001667	0,036923	0,002769	0,148847	0,018605	0,023806	0,740741	1,37	Torrentiel
8	0,037	0,002222	0,044730	0,003355	0,164459	0,020398	0,025508	0,800801	1,33	Torrentiel
10	0,044	0,002778	0,051904	0,003893	0,178808	0,021771	0,027138	0,841751	1,28	Torrentiel
13	0,053	0,003611	0,061825	0,004637	0,198650	0,023342	0,029457	0,908456	1,26	Torrentiel
15,5	0,058	0,004306	0,069517	0,005214	0,214033	0,024360	0,031290	0,989783	1,31	Torrentiel

V.6.5. Application N5Tableau V. 7 : Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f = 0.01$ (m/m)

$I = 0,01(m/m)$										
Q (m ³ /h)	Hn (m)	Q (m ³ /s)	hc(m)	Ac(m ²)	Pc(m)	Rhc(m)	Ic(m/m)	V(m/s)	Fr	Régime
1,6	0,012	0,000444	0,015297	0,001147	0,105595	0,010865	0,020205	0,493827	1,44	Torrentiel
2	0,016	0,000556	0,017751	0,001331	0,110502	0,012048	0,020428	0,462963	1,17	Torrentiel
3	0,018	0,000833	0,023260	0,001745	0,121521	0,014356	0,021190	0,617284	1,47	Torrentiel
4	0,025	0,001111	0,028178	0,002113	0,131356	0,016089	0,022051	0,592593	1,20	Torrentiel
5	0,026	0,001389	0,032697	0,002452	0,140395	0,017467	0,022931	0,712251	1,41	Torrentiel
6	0,029	0,001667	0,036923	0,002769	0,148847	0,018605	0,023806	0,766284	1,44	Torrentiel
8	0,035	0,002222	0,044730	0,003355	0,164459	0,020398	0,025508	0,846561	1,44	Torrentiel
10	0,042	0,002778	0,051904	0,003893	0,178808	0,021771	0,027138	0,881834	1,37	Torrentiel
13	0,051	0,003611	0,061825	0,004637	0,198650	0,023342	0,029457	0,944081	1,33	Torrentiel
15,5	0,058	0,004306	0,069517	0,005214	0,214033	0,024360	0,031290	0,989783	1,31	Torrentiel

V.6.6. Application N6Tableau V. 8 : Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f = 0.02$ (m/m)

$I = 0,02(m/m)$										
Q (m ³ /h)	Hn (m)	Q (m ³ /s)	hc(m)	Ac(m ²)	Pc(m)	Rhc(m)	Ic(m/m)	V(m/s)	Fr	Régime
1,6	0,01	0,000444	0,015297	0,001147	0,105595	0,010865	0,020205	0,592593	1,89	Torrentiel
2	0,013	0,000556	0,017751	0,001331	0,110502	0,012048	0,020428	0,569801	1,60	Torrentiel
3	0,014	0,000833	0,023260	0,001745	0,121521	0,014356	0,021190	0,793651	2,14	Torrentiel
4	0,017	0,001111	0,028178	0,002113	0,131356	0,016089	0,022051	0,871460	2,13	Torrentiel
5	0,02	0,001389	0,032697	0,002452	0,140395	0,017467	0,022931	0,925926	2,09	Torrentiel
6	0,022	0,001667	0,036923	0,002769	0,148847	0,018605	0,023806	1,010101	2,17	Torrentiel
8	0,027	0,002222	0,044730	0,003355	0,164459	0,020398	0,025508	1,097394	2,13	Torrentiel
10	0,034	0,002778	0,051904	0,003893	0,178808	0,021771	0,027138	1,089325	1,89	Torrentiel
13	0,039	0,003611	0,061825	0,004637	0,198650	0,023342	0,029457	1,234568	2,00	Torrentiel
15,5	0,046	0,004306	0,069517	0,005214	0,214033	0,024360	0,031290	1,247987	1,86	Torrentiel

I.6.7. Application N7**Tableau V. 8 : Résultats obtenu par voie expérimental avec $I_f = 0.03$ (m/m)**

$I = 0,03(m/m)$										
Q (m ³ /h)	Hn (m)	Q (m ³ /s)	hc(m)	Ac(m ²)	Pc(m)	Rhc(m)	Ic(m/m)	V(m/s)	Fr	Régime
1,6	0,007	0,000444	0,015297	0,001147	0,105595	0,010865	0,020205	0,846561	3,23	Torrentiel
2	0,009	0,000556	0,017751	0,001331	0,110502	0,012048	0,020428	0,823045	2,77	Torrentiel
3	0,011	0,000833	0,023260	0,001745	0,121521	0,014356	0,021190	1,010101	3,07	Torrentiel
4	0,015	0,001111	0,028178	0,002113	0,131356	0,016089	0,022051	0,987654	2,57	Torrentiel
5	0,016	0,001389	0,032697	0,002452	0,140395	0,017467	0,022931	1,157407	2,92	Torrentiel
6	0,019	0,001667	0,036923	0,002769	0,148847	0,018605	0,023806	1,169591	2,71	Torrentiel
8	0,024	0,002222	0,044730	0,003355	0,164459	0,020398	0,025508	1,234568	2,54	Torrentiel
10	0,028	0,002778	0,051904	0,003893	0,178808	0,021771	0,027138	1,322751	2,52	Torrentiel
13	0,032	0,003611	0,061825	0,004637	0,198650	0,023342	0,029457	1,504630	2,69	Torrentiel
15,5	0,039	0,004306	0,069517	0,005214	0,214033	0,024360	0,031290	1,471985	2,38	Torrentiel

V.6.8. Application N8**Tableau V. 9 : Résultats par obtenue voie expérimental avec $I_f = 0.04$ (m/m)**

$I = 0,04 (m/m)$										
Q (m ³ /h)	Hn (m)	Q (m ³ /s)	hc(m)	Ac(m ²)	Pc(m)	Rhc(m)	Ic(m/m)	V(m/s)	Fr	Régime
1,6	0,006	0,000444	0,015297	0,001147	0,105595	0,010865	0,020205	0,987654	4,07	Torrentiel
2	0,007	0,000556	0,017751	0,001331	0,110502	0,012048	0,020428	1,058201	4,04	Torrentiel
3	0,01	0,000833	0,023260	0,001745	0,121521	0,014356	0,021190	1,111111	3,55	Torrentiel
4	0,013	0,001111	0,028178	0,002113	0,131356	0,016089	0,022051	1,139601	3,19	Torrentiel
5	0,015	0,001389	0,032697	0,002452	0,140395	0,017467	0,022931	1,234568	3,22	Torrentiel
6	0,018	0,001667	0,036923	0,002769	0,148847	0,018605	0,023806	1,234568	2,94	Torrentiel
8	0,021	0,002222	0,044730	0,003355	0,164459	0,020398	0,025508	1,410935	3,11	Torrentiel
10	0,025	0,002778	0,051904	0,003893	0,178808	0,021771	0,027138	1,481481	2,99	Torrentiel
13	0,029	0,003611	0,061825	0,004637	0,198650	0,023342	0,029457	1,660281	3,11	Torrentiel
15,5	0,032	0,004306	0,069517	0,005214	0,214033	0,024360	0,031290	1,793981	3,20	Torrentiel

Avec :

H_n : la profondeur normale mesurée [m] ;

h_c : la profondeur critique calculée d'après les valeurs expérimentaux [m] ;

A_c : l'aire de la section mouillée critique [m²] ;

P_c : périmètre mouillée critique calculée d'après la largeur du canal (b) [m] ;

I_c : la pente critique calculer d'après la formule (III.1) ; [m/m] ;

V : la vitesse d'écoulement normal dans le canal [m/s] ;

Fr : nombre de Froude calculer d'après la formule suivante : $V / (\sqrt{g \cdot h_n})$; (sans unité) ;

On fait prendre les différents calculs expérimentaux des paramètres hydrauliques, les premières observations des pentes critique qui nous avons vu des différents débits de 1.6 m³/h jusqu'à 15.5m³/h, on va voir la lecture graphiquement.

V.7.La représentation graphique

V.7.1. La représentation graphique de la variation de la pente critique I_c en fonction de débit d'écoulement Q

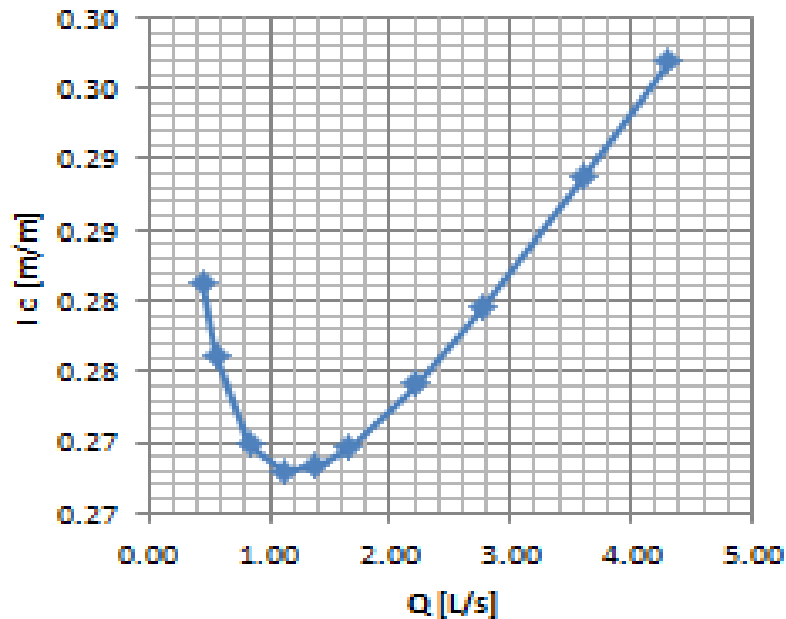


Figure.V.8 Variation de la pente critique en fonction de débit d'un canal Rectangulaire de la paroi en plexiglas de largeur $b=0.075m$

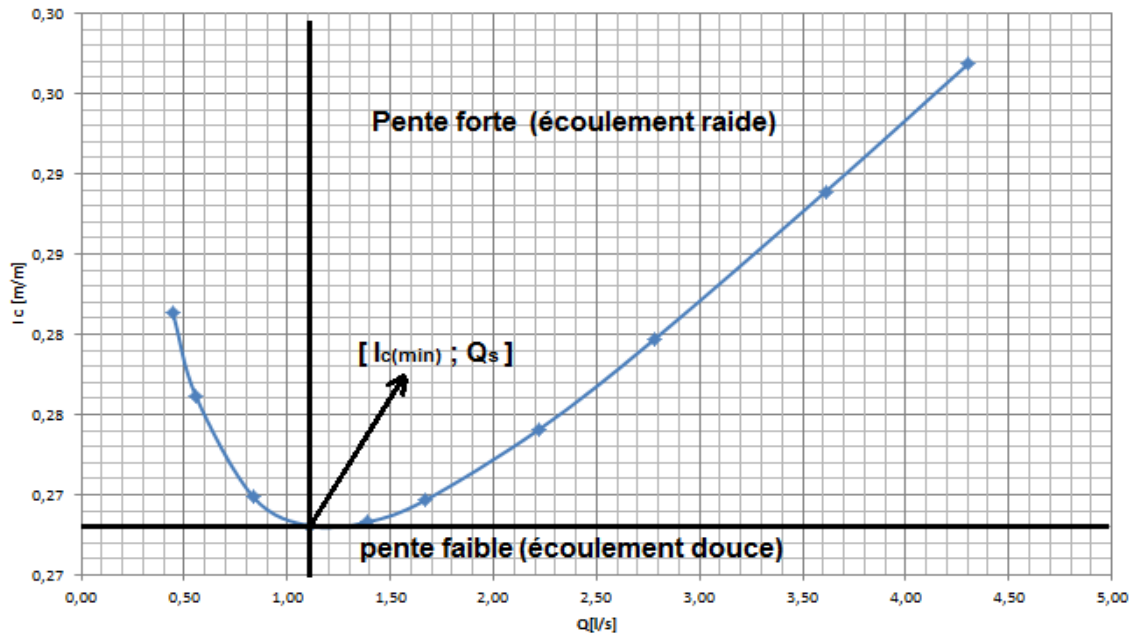


Figure V.9 Le transfert de la nature d'écoulement (douce, raide)

Interprétation

Premièrement d'après le graphe on a vu que il a une forme parabolique, la variation de la pente critique en fonction du débit $I_c = f(Q)$ selon l'équation ($I_c = n \cdot Q / A \cdot Rh^2$) figurée ci-dessus de forme parabolique avec une concavité, ce graphe montre que la pente critique est proportionnelle au carré de débit,

La concavité présente le minimum de la pente critique en fonction d'une valeur de débit spécifique correspondante à la pente de fond I_f ,

Pour la valeur de débit inférieure au débit spécifique (Q_s) on remarque que il y a une diminution de la pente critique I_c proportionnelle à l'augmentation de débit et dans l'autre partie il y a une proportionnalité avec l'augmentation de la pente critique avec le débit.

Pour chaque pente il y a un Q_s correspondant au minimum de la pente critique I_c ; on peut le considérer que ce débit spécifique comme limite de l'influence de débit sur la pente critique, dans sa signification de base de la monoculture de type de canal (raide ou douce);

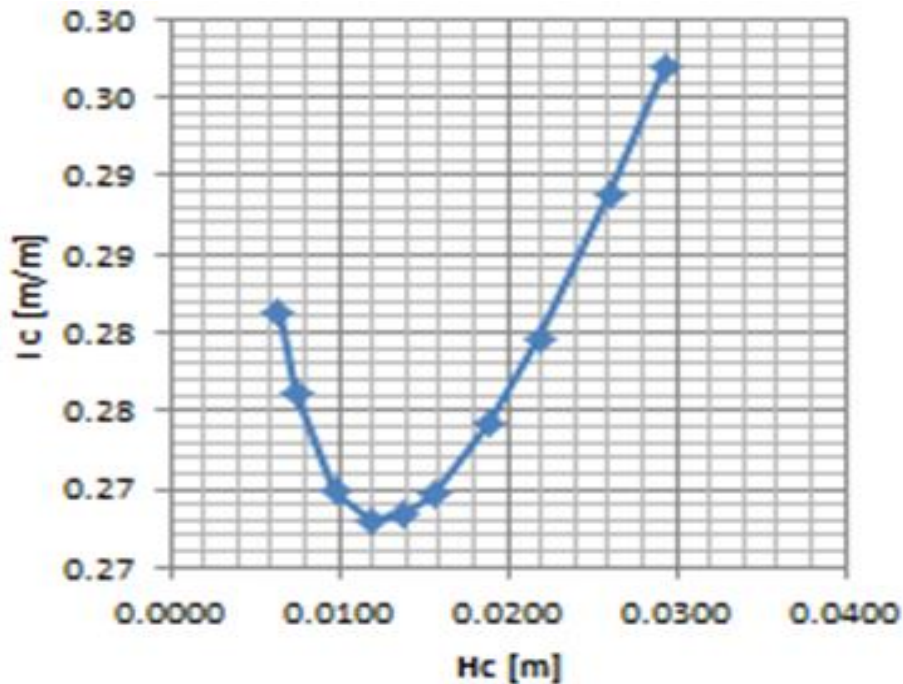
Pour notre cas on considère que les pentes expérimentales du canal $I_f = (0 \text{ à } 1 \%)$ sont des pentes faibles (écoulement doux), et on considère les pentes (1 à 4 %) disposées fortes (écoulement raide),

Cette limite qui correspond ($I_c; Q_s$) donne selon ces deux observations on confirme que le paramètre hydraulique présenté par le nombre de Froude F_r est un élément essentiel et général de la connaissance de différents régimes d'écoulement.

Explication plus claire à la nature d'écoulement dans un canal soit douce ou raide et ça se montre dans les cours d'eau.

Le tronçon de diminution de I_c s'explique que l'influence d'une autre paramètre comme la rugosité qui prend une valeur faible, d'autre pas de augmentation de $I_c = f(Q)$ s'explique l'influence démoniaux de débit ce que signifier le type d'un écoulement raide.

V.7.2. La représentation graphique de la variation de la pente critique I_c en fonction de la profondeur critique h_c



FigureV.10 Variation de la pente critique en fonction de la profondeur critique d'un canal Rectangulaire de la paroi en plexiglas de largeur $b=0.075m$

Interprétation

La variation de I_c en fonction de la profondeur critique extraire des tableaux de déferent pente sont tracé dans la figure ci-dessous donne la même allure comme nous avons vu à l'explication précédemment ($I_c = f(Q)$).

Tableau V. 10 : recépuratife d'accomplissement expérimentale de régime critique

I = 0,006 (m/m)										
Q (m ³ /h)	Hn (m)	Q (m ³ /s)	hc(m)	Ac(m ²)	Pc(m)	Rhc(m)	Ic(m/m)	V(m/s)	Fr	Régime
1,6	0,015	0,00044444	0,01529729	0,0011473	0,10559458	0,01086511	0,02020457	0,39506173	1,03	Critique
2	0,017	0,00055556	0,01775093	0,00133132	0,11050186	0,01204794	0,02042763	0,43572985	1,07	Critique
3	0,022	0,00083333	0,0232603	0,00174452	0,1215206	0,01435578	0,02118981	0,50505051	1,09	Critique
4	0,027	0,00111111	0,02817785	0,00211334	0,1313557	0,01608867	0,022051	0,54869684	1,07	Critique
5	0,0315	0,00138889	0,0326975	0,00245231	0,14039499	0,01746723	0,02293135	0,58788948	1,06	Critique
6	0,036	0,00166667	0,03692343	0,00276926	0,14884685	0,01860474	0,0238059	0,61728395	1,04	Critique
I = 0,008 (m/m)										
2	0,018	0,00055556	0,01775093	0,00133132	0,11050186	0,01204794	0,02042763	0,41152263	0,97931627	Critique

Les valeurs des pentes qui sont examinées dans expérience sont strictement inférieures à la pente critique calculées par la formule théorique de la condition d'un écoulement critique. ce qui est montré dans notre observation des déroulements d'essais que l'accomplissement de régime critique montre par l'unité de nombre de Froude voire le tableau (V. 10) ;

Selon ce tableau les valeurs des pentes de canal I_f sont entièrement supérieur à la pente limite I_l provoqué la présence de régime critique et inversement si la pente de fond inférieur à la pente critique le régime critique ne se produira jamais. Dans les 7 cette expérience examines dans l'opérateur qui sent correspondent au résultants regroupé dans le tableau (VI. 10) qui sent caractérisé par le régime critique, nous constatons leur de ces essais concerne un effet parados cale influe sur le canal et sur la perturbation de la surface liber d'écoulement.

V.7.3. La représentation graphique de la variation de la Nombre de Froud (F_r) en fonction de la taux de remplissage (h_n/b) :

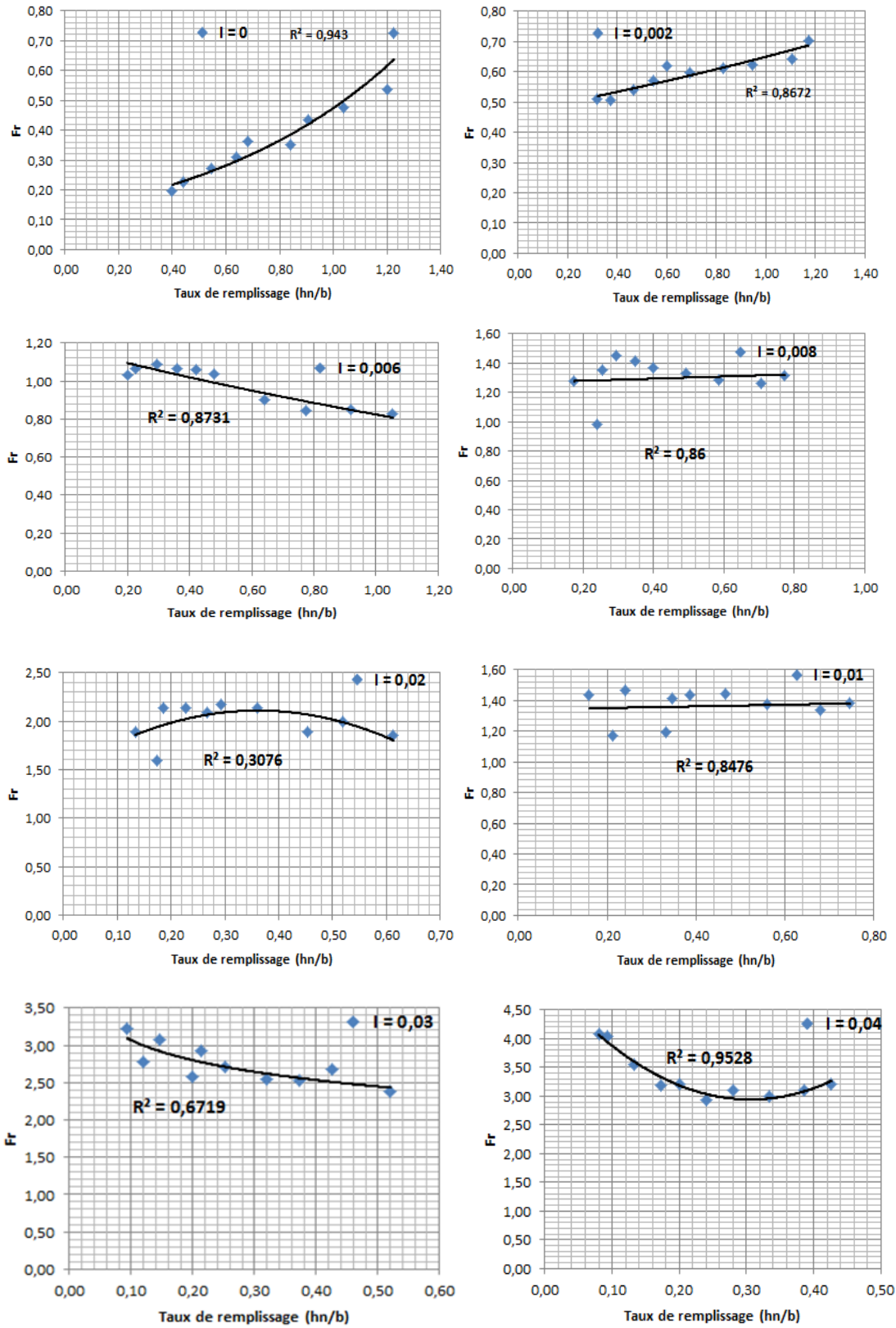


Figure V.11 Variation de nombre de Froud en fonction de taux de remplissage (h_n/b) d'un canal Rectangulaire de la paroi en plexiglas de largeur $b=0.075m$

Interprétation

La figure lustrée ci-dessus présente la variation de nombre de Froude incident d'un écoulement dans un canal rectangulaire a paroi lisse en fonction de taux de remplissage (η) pour chaque pente examinée tel que :

- ✓ Pour les pentes [0% - 0.2%] les valeurs *de nombre de Froude*(Fr), est strictement inférieur (1) pour toute les valeurs de (η) de [0.2 – 0.8].
 - ✓ Pour les pentes [0.6% - 0.8%] qui sent supérieur de la pentes limite (I_l) *nombre de Froude* (Fr), est considère égal à unité pour toute les valeurs taux de remplissage (η).
 - ✓ Pour les pentes [0.8% - 4%] qui sent supérieur de la pentes limite (I_l) *nombre de Froude* (Fr), est supérieur à l'unité quel que soit la valeur de taux de remplissage (η),
- ✚ D'après ces remarques qu'aucune n'influence de taux de remplissage (η), sur le régime d'écoulement et laisser le rôle de la pente limite.

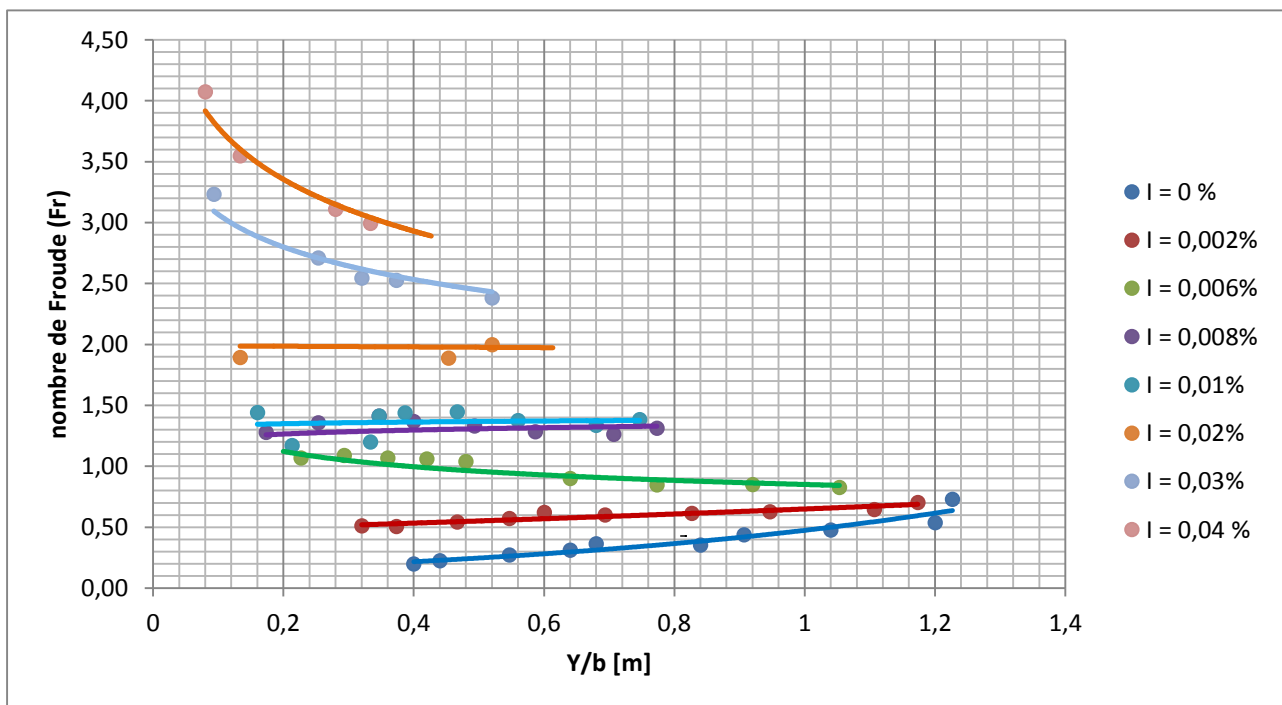


Figure V.12 Graphe global la variation de $Fr = f(\eta)$

Le graphe global inclue la variation de $Fr = f(\eta)$, pour chaque pentes, le taux de remplissage (η), n'aucune influence sur le régime d'écoulement.

Le seul la pente qui influé d'une manuaire direct sur le régime pour une mame gamme des débit.

V.7.4. La représentation graphique de la variation de la conductivité relative (Q^*) en fonction du taux de remplissage η (h_n/b)

Pour généralisé notre travail au paramétrer adimensionnel, il convient établir un paramètre aux prés médaille dans la pratique de l'ingénieur hydraulique en fait appel à la conductivité relative (Q^*).

$$Q^* = \frac{1}{n} \left(\frac{1}{2\eta+1} \right)^{4/3} * I^{1/2}$$

$$Q^* = \frac{Q}{b^{4/3}} ;$$

Avec :

$\eta =$ taux de remplissage (h_n/b)

$h_n =$ la profondeur normal mesuré au laboratoire(m).

$I =$ la pente de fond de canal examinée au laboratoire (m/m).

Nous volons connaitre selon des graphes tracé le comportement et la variation de conductivité relative pour chaque pentes examinée à travers le graphe tracé ce dessus.

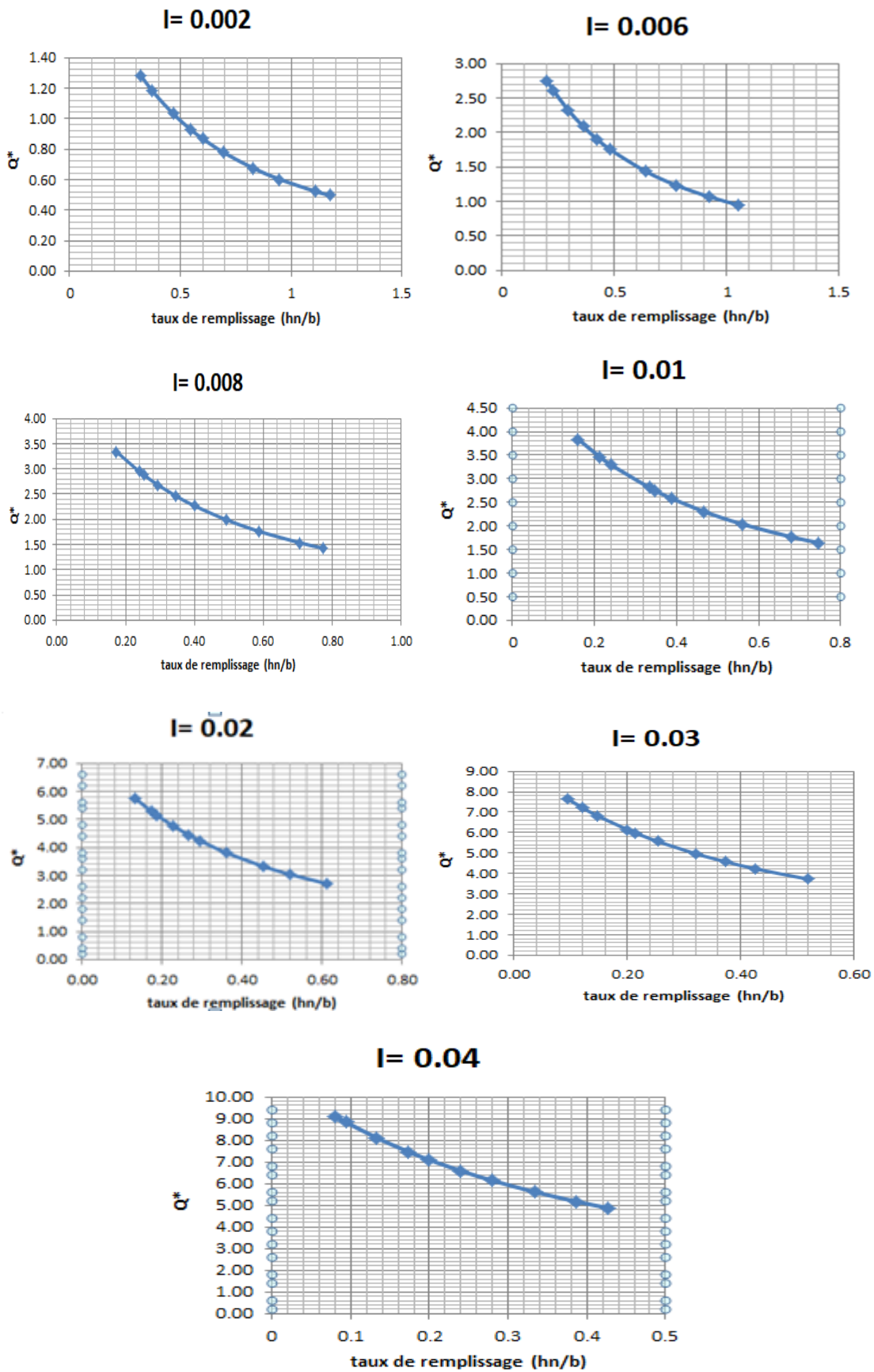


Figure V.13 Variation de conductivité (Q^*) en fonction de taux de remplissage (hn/b) d'un canal Rectangulaire de la paroi en plexiglas de largeur $b=0.075m$

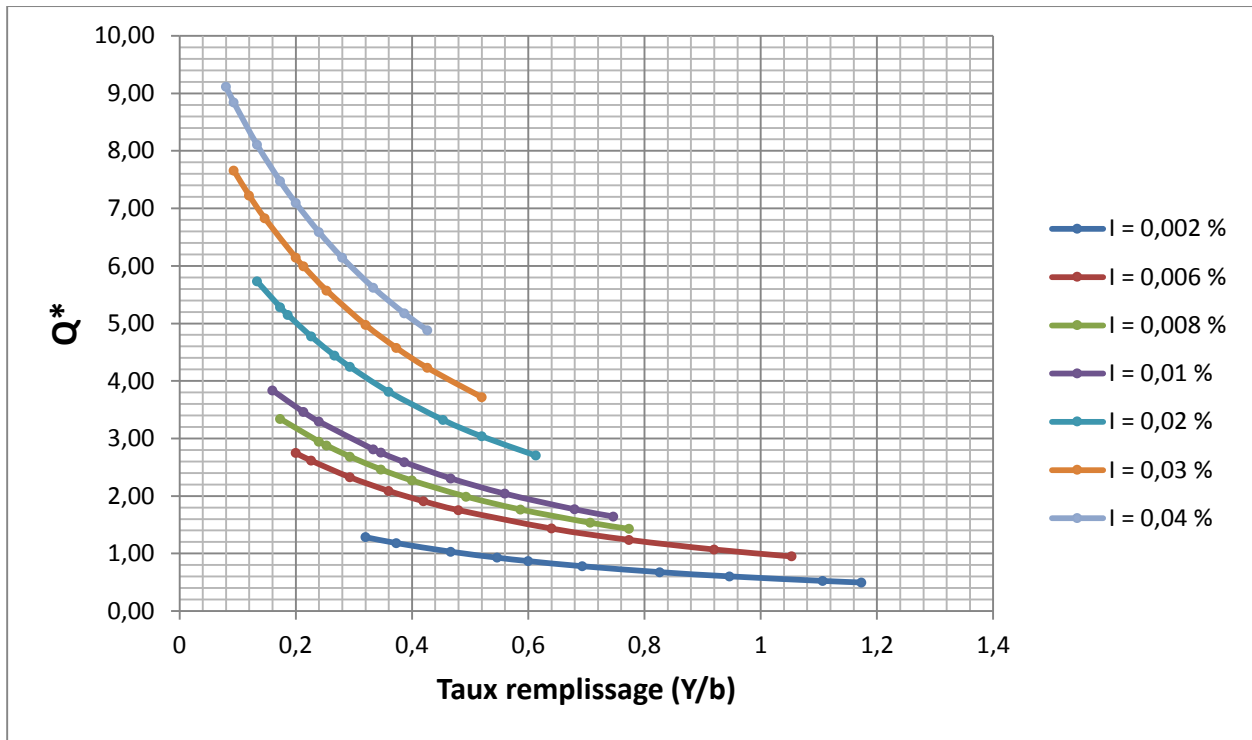


Figure V.14 Graphe global la variation de $Q^* = f(\eta)$

Interprétation

La variation de conductivité relative (Q^*) en fonction de taux de remplissage (η) et la pente selon l'équation $Q^* = \frac{1}{n} \left(\frac{1}{2\eta+1} \right)^{4/3} * I^{1/2}$, et proportionnel d'une manière significative avec de l'augmentation de pente, à partir de $I_f = 0.006$ ou l'influence de taux de remplissage (η), est exclue de les valeurs de Q^* .

Les valeurs des pentes de fond supérieur à la pente $I_f = 0.006$ qui supérieur à la pente limite I_l , l'augmentation de conductivité relative (Q^*) est la puissance de fait que la racine carré de pente.

Généralment la conductivité relative (Q^*) lié avec la pente et à l'exclusion de taux de remplissage (η), car il est venu à la place de dénominateur de l'équation de conductivité relative (Q^*)

V.7.6. La représentation graphique de la variation de (I_f/I_l) en fonction du nombre de Froude (Fr)

Pour notre expérience la pente limite I_l de notre canal est fixe.

D'après la formule (IV.10)

$$I_l = \frac{n^2 g}{b^{\frac{1}{3}}}$$

Aux termes adimensionnel le rapport des pentes en fonction (Fr), permettre définir le régime de l'écoulement, à cette raison l'idée de tracé le graphe $I_f / I_l = f(Fr)$, et généralisé quel que soit dimension réel les canaux rectangulaire à l'écoulement surface liber.

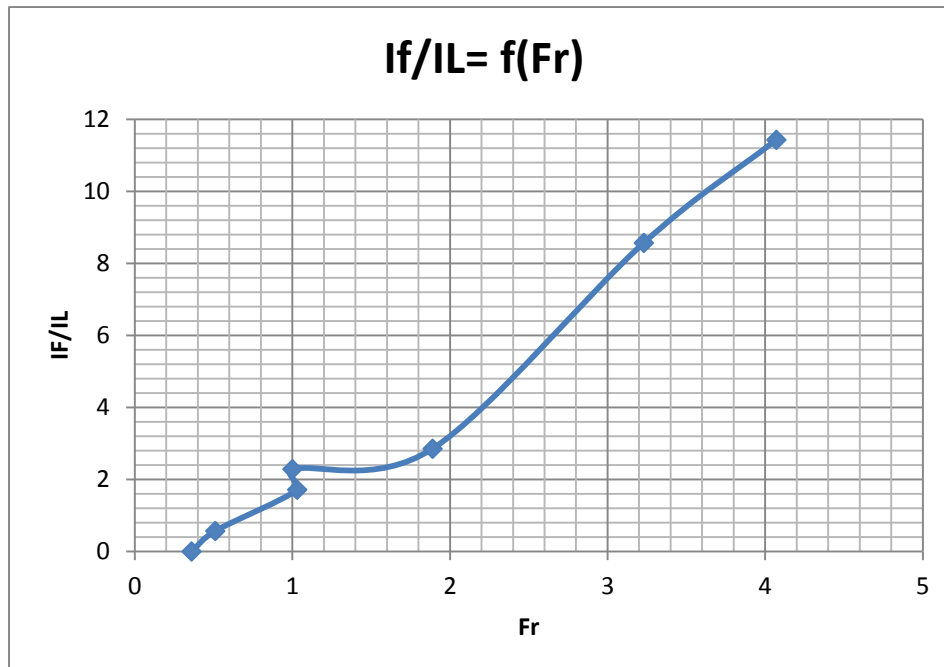


Figure V.16 la variation de (I_f/I_l) en fonction du nombre de Froude (Fr)

Le graphe lustré dans la figure V.16 est une variation de rapport adimensionnel des pentes en fonction de nombre de Froude incident d'écoulement définir le régime de celui-ci , en constatant que :

- 1) **Pour $Fr = 1$** : correspond un régime critique le rapport adimensionnel des pentes (I_f/I_l)

Les pentes de fond (I_f) rapporte à la pente limite de canal (I_l) a des valeurs comprissent dans une gamme de [1.71 – 2.31].

- 2) **Pour $Fr < 1$** : le régime de l'écoulement de type fluvial correspond au rapport des pentes $(I_f/I_l) < 1.71$, cette inégalité a prouvé que (I_f) doit être inférieur tel que : $(I_f) < 1.71*(I_l)$.
- 3) **Pour $Fr > 1$** : le régime de l'écoulement torrentiel, qui correspond $(I_f/I_l) > 2.31$, ce qui fait (I_f) doit être selon inégalité $(I_f) > 2.31*(I_l)$.

Ces remarque sent satisfaisante pour une gamme des rapports des pentes :

- ✚ D'une part suite au deuxième remarque pour la gamme des rapports des pentes [0 – 1.71] Le régime d'écoulement fluvial quel que soit la pente de fond examinée pour canal rectangulaire a paroi lisse.
- ✚ D'autre part suite à la marque troisième pour la gamme des rapports des pentes [2.31- 11.43], le régime d'écoulement torrentiel quel que soit la pente de fond examinée pour canal rectangulaire a paroi lisse.

Exemple pratique

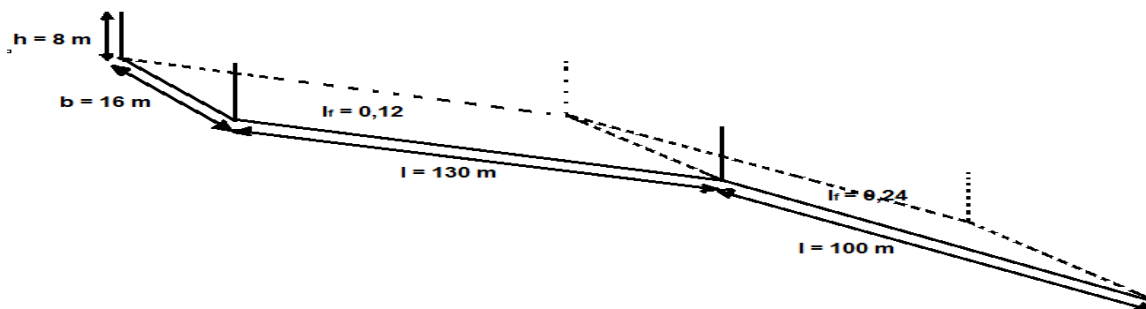


Figure V.17 coursier du barrage de *Sou Bella*

Notre choix supporté est basé sur l'ouvrage annexe de barrage *Sou Bella* qui présenté par le coursier qui ce devise en deux tronçons d'une forme rectangulaire en béton lisse. Le premier est caractérisé par les géométries suivantes :

Le seconde tançons est caractérisé par :

$I_f = 12\%$; $b = 16\text{ m}$; la hauteur de canal égal à 8 m ; $n = 0,013$;

Le seconde tançons est caractérisé par :

$I_f = 24\%$; $b = 16\text{ m}$; la hauteur de canal égal à 8 m ; $n = 0,013$;

On examine cet ouvrage par l'application de notre travail sur sous lui ci afin de vérifier le fonctionnement de cet ouvrage ;

(On premier lieu on calcule les paramètres hydraulique de chaque tronçon)

- **Le premier tronçon :**

Après l'utilisation de la méthode itérative on a tiré la valeur de la profondeur normal h_{n1}

$$h_{n1} = 5,455\text{ m}$$

la profondeur critique h_c par la formule (II.14)

$$h_c = 4,11\text{ m}$$

la pente critique I_c par la formule (II.16)

$$I_c = 0,0017\text{ m}$$

La pente limite I_l calculé selon la formule (IV.10)

$$I_l = 0,06 \%$$

$I_l < I_c < I_f$ cette condition permet a engendré un écoulement en régime critique dans le siège d'un écoulement uniforme.

En cherchons à quel débit le régime critique s'accomplisse ; le graphe généralisé [Figure V.6] à vérifier la condition,

$[I_f/I_l] = 2 \in [1,7 - 2,3]$; donc nous avons une présence d'un régime critique ($F_r=1$) ;

$$Fr = 1 = \frac{V_c}{\sqrt{gh_c}} = \dots\dots\dots (1) ;$$

$$V = \frac{1}{\eta} R_h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2) ;$$

On remplace 2 dans 1

$$n \sqrt{\frac{g}{I_f}} = \frac{b hc^{\frac{1}{6}}}{(b+2hc)^{\frac{2}{3}}}$$

Après l'utilisation de la méthode itérative la valeur de h_c égal à :

$$h_c = 10^{-7} \text{ m}$$

Selon le résultat obtenue de premier tronçons on a vu que l'écoulement dans le canal à caractère fluvial et vérifier la condition d'apparition de l'écoulement critique pour les faibles débits, ce tronçons de canal est considéré pour tout gamme des débits inférieur au débit de projet comme un canal de pente douce malgré la pente de fond est strictement supérieur à la pente critique.

- **Le premier tronçon :**

Après l'utilisation de la méthode itérative on a tiré la valeur de la profondeur normal h_{n1}

$$h_{n2} = 3,955\text{m} ; h_c = 4,11 \text{ m} ; I_c = 0,0017 \text{ m} ; I_l = 0,06 \%$$

Également on examine le débit à même procédure :

$$h_c = 10^{-8} \text{ m (débit sera trop faible) ;}$$

on a :

$$h_{n2} = 3,955\text{m} < h_c = 4,11 \text{ m} ;$$

Selon le graphe on a $[I_f/I_l] = 4$, et le nombre de Froude strictement supérieur à 2 le régime d'écoulement est torrentiel dans ce cas pour tout gamme des débits inférieur au débit de projet, ce qui montre le canal est définie comme un canal raide, le rapport adimensionnel des pentes

$[I_f/I_l] = 4 \in [2,3 - 11,43]$, est vérifier la condition de torrentialité de l'écoulement,

On peut dire à partir de ce calcul que les ingénieurs hydrauliciens ont évité l'apparition de régime critique dans le coursier pour toute gamme des débits inférieure au débit de projet,

L'exclusion de concevoir un canal en régime critique dans un canal rectangulaire ne correspond pas que la pente de fond égale à la pente critique.

V.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous présentons une étude expérimentale au laboratoire hall technologique de faculté de technologie de l'université de M'sila, pour but de définir l'influence de la pente de fond du canal rectangulaire à paroi lisse sur le comportement de l'écoulement dans celui-ci :

En premier lieu on rassemble toutes les données géométriques et hydrauliques du canal qui sont considérées comme un circuit fermé avec une installation de pompe plus un débit mètre, 8 essais ont été examinés par le changement de la pente, nous avons des données expérimentales regroupées dans les tableaux.

Ces données permettent de tracer des graphes des paramètres suivants :

- ✓ La variation de la pente critique en fonction du débit Q

Ces graphes nous ont montré que la pente limite est inférieure au minimum de la pente critique

- ✓ La variation de la pente critique (I_c) en fonction de la profondeur critique h_c

Ils ont apparemment la même forme que celle de la variation de la pente critique (I_c) en fonction du débit Q

Ces deux types de graphes sont tracés à l'aide des formules théoriques dans la condition de l'écoulement critique nous utilisons les valeurs expérimentales.

- ✓ La variation de Fr en fonction du taux de remplissage pour toute gamme des pentes examinées au laboratoire de [0% - 4%], il apparaît que pour les pentes $I_f > I_l$.

L'influence du taux de remplissage (η) sur le régime d'écoulement.

- ✓ Inversement quand les pentes $I_f > I_l$, l'influence du taux de remplissage (η) disparaît sur le régime d'écoulement.

- ✓ La variation de la conductivité (Q^*) en fonction du taux de remplissage (η) est subit à l'influence du taux de remplissage (η) quand les pentes de fond supérieures à la pente limite $I_f > I_l$.

Dans la généralisation de l'effet de la pente du canal sur le comportement de l'écoulement est fait par le rapport adimensionnel des pentes de fond (I_f) rapporté à la pente limite (I_l) en fonction du nombre de Froude Fr incident qui définit le régime d'écoulement présente trois zones : **fluvial**, **critique**, **torrentiel**, qui conclure :

Régime fluvial doit satisfaire la condition : $(I_f / I_l) \in [0 - 1.71]$.

Régime critique doit satisfaire la condition : $(I_f / I_l) \in [1.71 - 2.31]$.

Régime critique doit satisfaire la condition : $(I_f / I_l) \in [2.31 - 11.43]$.

Un exemple pratique est traité dans ce chapitre afin d'analyser le régime d'écoulement dans un ouvrage annexe de barrage *soubella* définie par un coursier de forme rectangulaire de deux trapezes à différentes pentes, les concepteurs doivent éviter l'apparition de régime critique par une sélection précise de la pente de fond qui ne provoque pas l'accomplissement de régime critique pour toute gamme des débits tel que : $Q < Q_{\text{projet}}$.

CONCLUSION GÉNÉRAL

Conclusion général

Notre travail est ce divise en deux parties correspondants les écoulements à surface libre

La première partie est consacrée entièrement sur l'état de connaissance des écoulements à surface libre par ces différents types de régimes uniforme, non uniforme,

Passons en revue les formules universaux tels que *Manning Strickler*, *nombre de Froude*, *nombre de Reynolds*, et leurs applications,

Pour les écoulement non uniforme qui se devise aux écoulement graduellement varié et rapidement varier on fais rappelle aux équations de la ligne d'eau et aux équations de *bilongier* des profondeurs conjugué de ressaut hydraulique, est-on ce qui concerner au deuxième partie de notre travail est également une approche expérimentale a pour objet de définir l'influence de la variation de la pente de fond sur le comportement d'écoulement, les essais ont nous montré à définir l'importance de la pente limite comme un référence essentiel pour avoir le type de canal soit raide ou douce, loin de la comparaison avec la pente critique.

Le graphe tracé par la variation de le rapport adimensionnelle des pentes $\left[\frac{l_f}{l_l}\right]$ en fonction de nombre de Froude a un intérêt important dans la pratique de l'ingénieur hydraulicien, consiste dans la possibilité de l'accomplissement des trois régimes d'écoulement (Fluvial ; Critique ; Torrentiel), ou deux ou bien un, pour une toute gamme des débits évacuer dans ce canal, le terme définie par la pente limite, indique aux hydrauliciens le type de régime d'écoulement dans le canal et le type de la pente de celui-ci talque pour les pentes de fond est inférieur au pente limite le régime critique ne se produira jamais, qui épreuve dans notre expérience.

Enfin cette recherche expérimentale ouvre aux étudiants d'hydraulique autre annexe de recherche dans le cas de la pente de fond est inférieur au pente critique dont les conditions sont favorable au laboratoire.

Reference bibliographies

- [1] (**Graf W. H, Altinakar M. S, 2000**). Hydraulique fluviale : écoulement permanent uniforme et non uniforme, Tome 1.
- [2] (**Carlier .M, 1986**). Hydraulique générale et appliquée, Editions Eyrolles , Paris
- [3] (**Saad.B, 2007**). Hydraulique et hydrologie. 2e édition
- [4] (**Lencastre.A,2002**). Hydraulique générale, 2ème édition EYROLLES, Paris
- [5] (**Achour et al, 2002**). Contribution au calcul des écoulements uniformes à surface libre et en charge, LARHYSS Journal, N°.01, PP 7-36
- [6] (**CHAW Chow, V., Handbook, T. (1958)**) .of applied hydrology, Ne
- [7] **Thèse Doctorat en sciences Hydraulique NEBBAR**
- [8] (**Rao ET Sridharan (1970)**)
- [9] (**Jones, L E and Tripathy, BN, 1965**)
- Manning, R. (1891)** .On the flow of water in open channels and pipes, Transactions, Institution of Civil Engineers of Ireland, Vol. 20, pp. 161-207, Dublin.