

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA



Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique en hydraulique
Spécialité : Hydraulique urbaine

**Etude expérimental d'un écoulement
franchissant un déversoir de forme U dans un
canal rectangulaire**

Réalise par :

- AOUINA ZAKARYA
- MECHEGUEG ABDELATIF

Encadré par :

DR. NABBAR MOHAMED

Promotion : 2020/2021

Remercîment

*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*

À 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 contribués de près ou de loin à la réalisation de ce
travail*

Dédicaces

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

Plus que jamais je dédie ce modeste travail à mes parents et j'aimerai qu'il soit le témoignage de leurs consécracons 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 mes collègues qui ont marqué leurs présences par réconfort indispensable..

Je le dédie aussi à mes beaux-frères : qui est mes joies

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

zakarya

Dédicaces

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.

A mes chères sœurs et chers frères

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 (2020/2021).

abdelatif

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

J : le perte de charge .

P = 2h + b

A : l'aire de la section mouillée (m²)

Sommaire

Remerciement
Dédicace
résumé
Sommaire

Introduction général

Partie 01

1. Chapitre I : L'écoulement a surface libre	1
1.1 Introduction	1
1.2 Généralités	1
1.3 TYPES D'ECOULEMENT	1
1.3.1 Variabilité dans le temps	1
1.3.2 Variabilité dans l'espace	2
1.4 Ecoulement permanent ou non permanent:	3
1.5 Ecoulement uniforme ou non uniforme	3
1.6 Ecoulement graduellement varié	4
1.6.1 Différents types de régimes graduellement varies.....	4
1.7 Écoulements rapidement varies	4
1.7.1 Modélisation des écoulements rapidement varies	4
1.8 Paramètres géométriques des canaux	5
1.9 Régimes d'écoulement	7
1.9.1 Nombre de Reynolds (Re).....	7
1.9.2 Nombre de <i>Froude</i> (Fr).....	8
1.10 Écoulement uniforme dans Les canaux ouverts	8
1.10.1 Introduction	8
1.10.2 Equation de l'écoulement uniforme.....	9
1.10.3 .formules usuelles de l'écoulement uniforme	10
1.11 Problème usuels sur les canaux en régime uniforme	12
1.12 Calcul de la hauteur normale	12
Conclusion :	13
2 Chapitre II : Etat de connaissance sur les déversoirs à mince paroi	15
2.1 Introduction.....	15
2.2 Déversoir.....	15
2.2.1 Définition	15
2.2.2 Rôle du déversoir :	15
2.2.3 Principe des déversoirs.....	15
2.3 Déversoir rectangulaire à paroi mince	16

2.3.1	Déversoirs triangulaires en mince paroi.....	16
2.3.2	Déversoirs rectangulaires en mince paroi :	18
2.3.3	Déversoir trapézoïdal en mince paroi.....	20
2.3.4	Déversoir circulaire en mince paroi	21
2.4	Choix du type de déversoir en mince paroi	22
	Conclusion :.....	24
3	Chapitre III : Hydrométrie	26
3.1	Introduction.....	26
3.2	Installation d'une station hydrométrique	26
3.3	Éléments primaires dans la station hydrométrique :.....	27
3.3.1	Généralité :	27
3.3.2	Critères de conception généraux d'installation des éléments primaires :.....	27
3.3.3	Point de mesure et puits de mesurage :	28
3.3.4	Exactitude :	29
3.5.1	Adaptation aux mesures :	31
3.5.2	Stabilité de lit (section de contrôle).....	31
3.5.3	Bonne sensibilité	34
3.6	Sections caractéristiques	35
3.6.1	Section de l'échelle :	35
3.6.2	Section de contrôle :	36
3.6.3	Sections de jaugeages :	36
	Conclusion	38
	partie 02	
	Introduction	40
4	Chapitre I : DEROULEMNT DES ESAIE	42
4.1	INTRODUCTION :	42
4.2	Description du banc d'essais	42
4.3	Caractéristiques géométriques du canal.....	43
4.4	Appareillage de mesure	44
4.4.1	Mesure de la profondeur	44
4.4.2	Mesure du débit Q.....	46
4.4.3	Mesure de la pente.....	48
4.5	mode opératoire	48
4.6	Caractéristiques géométriques du déversoir:	49
4.7	Procédure expérimentale.....	50
5	Chapitre II analyse et interprétation des résultats	52
5.1	Essais N° : 01.....	52
5.1.1	Un déversoir triangulaire a fond arrondie d'un angle d'ouverture $\alpha = 60^\circ$	52

5.1.2	Analyse les graphes	55
5.1.3	caractéristique de l'écoulement amont pour $p=b/4=1.87$ cm	57
5.2	Essais N° : 02	57
5.2.1	Un déversoir triangulaire a fond arrondi d'un angle d'ouverture $\alpha=30^\circ$	57
5.3	Les courbes de tarage.....	61
5.4	Calcule le coefficient de vitesse.....	63
5.5	Calcule la coefficient de débit	67
	Conclusion	68
	Conclusion general	70

Liste des figures

Figure 1-1 Schéma des écoulements permanent et non permanent.....	1
Figure 1-2 Ecoulements permanents, uniformes et variés dans un canal à surface libre	2
Figure 1-3 Profil en travers d'un canal naturel.....	5
Figure 1-4 tableau Eléments géométriques pour différents sections de canaux.....	6
Figure 1-5 Diagramme d'énergie pour un écoulement uniforme [3].....	10
Figure 2-1 Déversoir triangulaire en mince paroi	17
Figure 2-2 Déversoir rectangulaire en mince paroi avec contraction latérale.....	19
Figure 2-3 Déversoir rectangulaire en mince paroi sans contraction latérale	19
Figure 2-4 Déversoir trapézoïdal.....	20
Figure 2-5: Déversoir circulaire	22
Figure 3-1 Illustration de la ligne de charge et du point de mesure pour un déversoir	28
Figure 3-2 Evolution d'un seuil instable au cours d'une crue.....	32
Figure 3-3 Evolution d'une section à berges instables	32
Figure 3-4 Sensibilité d'une section de mesure limnimétrique.....	34
Figure 4-1 Schéma représentatif du canal, ayant servi à l'expérimentation.....	43
Figure 4-2 Photographie Le banc d'essai mis en expérience	43
Figure 4-3 Photographie Un limnimétrie De précision	44
Figure 4-4 Un limnimétrie mise en expérience	45
Figure 4-5 schéma représentatif d'un limnimètre	46
Figure 4-6 vue du tube de mesure de volume.....	46
Figure 4-7 Echelle de mesure	48
Figure 4-8 Schéma de définition de l'écoulement au dessus	49
Figure 5-1 Graphe global la variation de $Fr = f(h/x)$ avec $i=0$ $\alpha=60^\circ$ $p=0$	54
Figure 5-2 Graphe global la variation de $Fr = f(h/x)$ avec $i=0$ $\alpha=60^\circ$ $p=7.5$ cm.....	54
Figure 5-3 raphe global la variation de $Fr = f(h/x)$ avec $i=0$ $\alpha=60^\circ$ $p=b/4=14.87$	57
Figure 5-4 Graphe global la variation de $Fr = f(h/x)$ avec $i=0$ $\alpha=30^\circ$ $p=0$	59
Figure 5-5 Graphe global la variation de $Fr = f(h/x)$ avec $i=0$ $\alpha=30^\circ$ $p=b/2=3.75$ cm.....	60
Figure 5-6 Graphe global la variation de $Q = f(h)$ avec $i=0$ $\alpha=60^\circ$ $p = 0$ cm.....	61
Figure 5-7 Graphe global la variation de $Q = f(h)$ avec $i=0$ $\alpha=30^\circ$ $p = 0$ cm.....	62

Liste des tableaux

Table 5.1. les valeurs de débit Q et de la profondeur h pour : $I = 0$; $\alpha=60^\circ$; $P = 0$	52
Table 5.2 nombre de froud fr calculé pour : $I = 0$; $\alpha = 60^\circ$; $p = 0$	53

Table 5.3 Résultats obtenu par voie expérimental avec : $I=0$; $\alpha = 60^\circ$; $p=0$	53
Table 5.4 les valeurs de Gradient de perte de charge j avec : $I=0$; $\alpha=60^\circ$; $p=0$	56
Table 5 Résultats obtenu par voie expérimental avec : $I=0$; $\alpha=60^\circ$; $p=0$	56
Table 5.6 les valeurs de débit Q et de la profondeur h pour : $I=0$; $\alpha=30^\circ$; $P=0$	58
Table 5. 7 nombre de froud fr calculé pour : $I=0$; $\alpha = 30^\circ$; $p=0$	58
Table 5.8 les valeurs de Gradient de perte de charge j avec : $I=0$; $\alpha=30^\circ$; $p=0$	58
Table 5.9 Résultats obtenu par voie expérimental avec : $I=0$; $\alpha=30^\circ$; $p=0$	59

Résumé

Le présent sujet a pour principal objectif la conception , la réalisation et l'expérimentation d'un nouveau type d'appareil de mesure le débit dans les canaux ouverts.

Notre choix s'est porté sur un déversoir de forme U à mince paroi sous forme d'un triangle à fond arrondi, il est muni d'une hauteur de pelle variable et son axe longitudinal se confond avec celui du canal d'amenée de forme rectangulaire dans lequel il est inséré , l'appareil provoque un rétrécissement brusque de la section de canal d'amenée .

L'objectif visé par le présent est établir l'expression théorique de la loi hauteur-débit ainsi que celle du coefficient de débit .

Mots clé : déversoir , triangle, hauteur, débit, , , coefficient de débit

ملخص

الهدف الرئيسي لهذا الموضوع هو تصميم وبناء واختبار نوع جديد من الأجهزة لقياس التدفق في القنوات المفتوحة.

وقع اختيارنا على مجرى مائي على شكل حرف U بجدار رقيق على شكل مثلث بقاع مستدير ، ومجهز بارتفاع مجرفة متغير ومحوره الطولي يندمج مع قناة المدخل المستطيلة الشكل التي يكون فيها عند إدخاله ، يتسبب الجهاز في تضيق حاد في قسم قناة التغذية.

الهدف من ذلك هو إنشاء التعبير النظري لقانون تدفق الارتفاع وكذلك معامل التدفق.

الكلمات المفتاحية: السد ، المثلث ، الارتفاع ، التفريغ ، ، معامل التفريغ

abstract

The main objective of this subject is the design, construction and testing of a new type of device for measuring the flow in open channels.

Our choice fell on a U-shaped spillway with a thin wall in the form of a triangle with a rounded bottom, it is equipped with a variable shovel height and its longitudinal axis merges with that of the rectangular-shaped inlet channel in which it is inserted, the device causes a sharp narrowing of the feed channel section.

The objective of this is to establish the theoretical expression of the height-flow law as well as that of the flow coefficient.

Key words: weir, triangle, height, discharge, , , discharge coefficient

Introduction générale

Introduction général

Les déversoirs représente une intérêt important importante de l'hydraulique , plusieurs études sont effectuer pour les déversoir .

Chaque déversoir a un avantage et un inconvénient , le domaine hydraulique cherche a développe les moyennes de mesures a de intérêt l'exactitude et la facilité de la fabrication Pour réalisé les stations hydrométrique .

Dans cette étude on cherche a étudier d'un dispositif beaucoup plus particulier par la voix expérimental , ce type de dispositif est une déversoir triangulaire a fond aronde mince paroi

Pour atteindre cet objectif, nous proposons de subdiviser notre étude

Notre travaille est devisé en deux partie , la première partie est considère pour une état de connaissance compris trois chapitres

Le premier chapitre : est une état de connaissance de l'écoulement a surface libre

Le deuxième s'intéresse a une passage on revue sur les déversoirs , ce chapitre est donnée les résultats applicable

en troisième chapitre dans la même partie une état de connaissance sur l'hydrométrie ,définition et généralité sur les déférant types des stations hydrométriques

On deuxième partie qui représente l'objective de notre étude , a étudier une élément dune intérêt hydraulique pressante par une déversoir triangulaire a fond aronde cette partie a été devisé on deux chapitres

le premier s'intéresse a présenté le déroulement des essais au laboratoire sur une band essais constituée par une canal rectangulaire

le dexieme : Les résultats obtenus avec leurs interprétations et une conclusion générale

Chapitre I

L'écoulement a surface libre

1. Chapitre I : L'écoulement a surface libre

1.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons aborder quelques connaissances, 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.

1.2 Généralités

Les écoulements dans les canaux naturels (rivière) et artificiels (irrigation, assainissement) sont, dans la plupart des cas, des écoulements à surface libre. La surface libre est l'interface entre l'air et l'eau. La pression y est égale le plus souvent à la pression atmosphérique [1].

1.3 TYPES D'ECOULEMENT

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.

1.3.1 Variabilité dans le temps

Le mouvement est permanent (ou stationnaire) si les vitesses V et la profondeur h restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Le mouvement est non permanent dans le cas contraire [1].

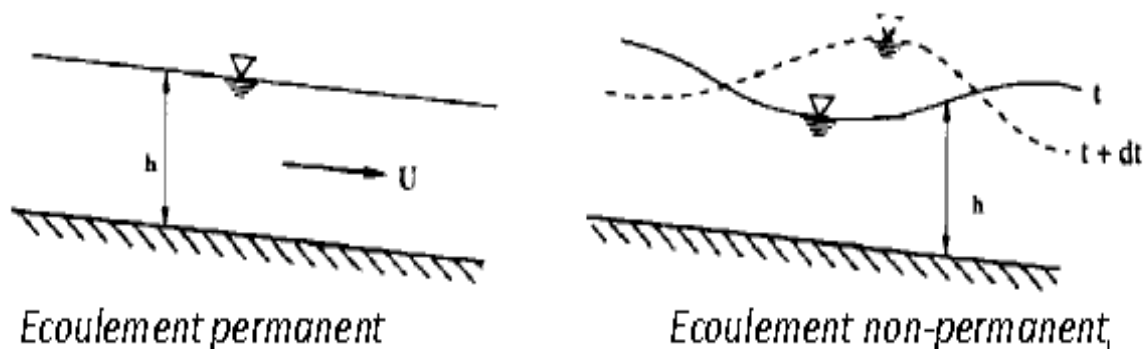


Figure 1.00-1 Schéma des écoulements permanent et non permanent

1.3.2 Variabilité dans l'espace

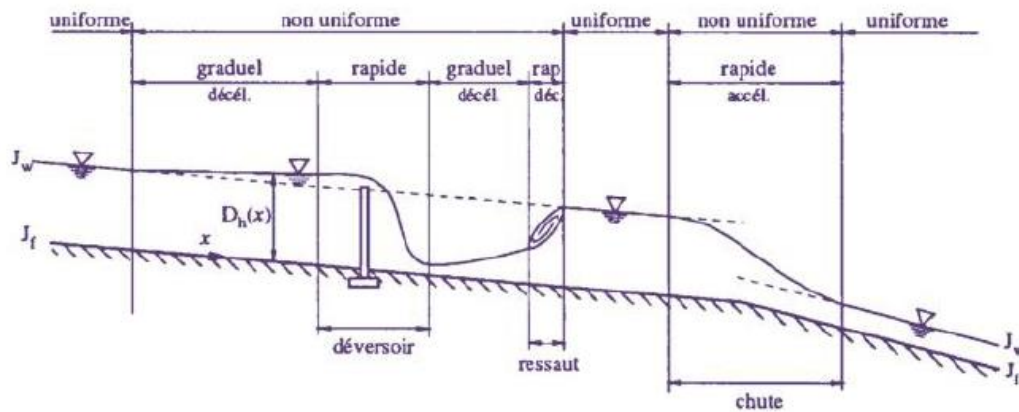
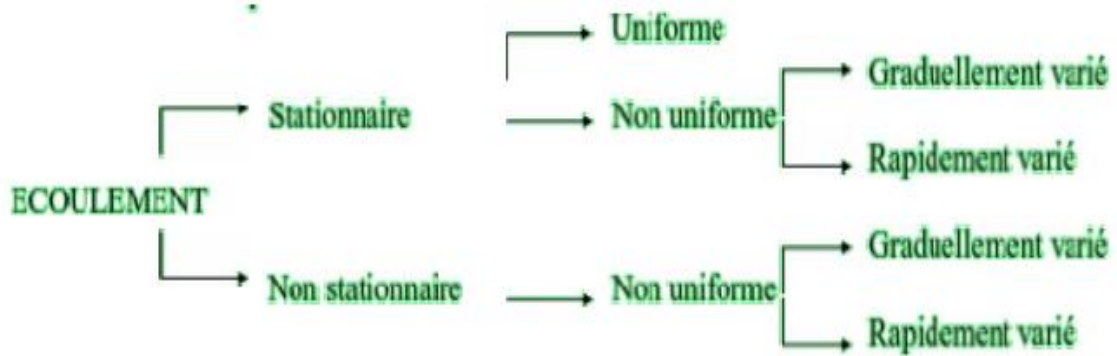


Figure 01-0-2 Ecoulements permanents, uniformes et variés dans un canal à surface libre

- Le mouvement est uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente du fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre.
- Le mouvement est non-uniforme ou varié si les paramètres caractérisant l'écoulement changent d'une section à l'autre. La pente de la surface libre diffère de celle du fond.
- Un écoulement non-uniforme peut être accéléré ou décéléré suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens du mouvement.
- Lorsque le mouvement est graduellement varié, la profondeur ainsi que les autres paramètres varient lentement d'une section à l'autre.
- Lorsque le mouvement est rapidement varié, les paramètres caractérisant l'écoulement changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un seuil, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque. [1]

Les différents types d'écoulement :

Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique peuvent être résumés ainsi [2].



1.4 Ecoulement 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 .

1.5 Ecoulement 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 .

1.6 Ecoulement graduellement varié

Régime d'écoulement tel que les grandeurs hydrauliques (hauteur et vitesse) varient suffisamment lentement en fonction de l'espace (suivant l'axe principal de l'écoulement ou transversalement) pour que l'on puisse négliger leurs dérivées du deuxième ordre (accélération pour la vitesse, concavité de la ligne d'eau pour la hauteur).

1.6.1 Différents types de régimes graduellement varies

Ce régime est celui auquel on assimile généralement les écoulements dans les systèmes d'assainissement ou dans les rivières. Il peut correspondre à un régime permanent ou transitoire (voir écoulement permanent et écoulement transitoire). Selon le débit et les conditions de fonctionnement, la hauteur d'eau (h) peut être supérieure, inférieure ou égale à la hauteur critique (h_c).

On distinguera ainsi les régimes :

- fluvial si $h > h_c$ (nombre de Froude inférieur à 1) (voir Écoulement fluvial) ;
- torrentiel si $h < h_c$ (nombre de Froude supérieur à 1) (voir Écoulement torrentiel) ;
- critique si $h = h_c$ (nombre de Froude égal à 1) (voir Écoulement critique).

La connaissance du régime d'écoulement est importante pour la simulation hydraulique du fonctionnement du réseau ou pour l'installation de postes de mesures débitométriques. [3]

1.7 Écoulements rapidement varies

Dans les réseaux d'assainissement, ce type d'écoulement se rencontre principalement au passage d'un ouvrage spécial (déversoir, vanne, seuil, chute, etc.) ou dans le cas d'un ressaut hydraulique (passage brutal d'un régime torrentiel à un régime fluvial). On peut l'observer aussi bien dans le cas d'un écoulement permanent que dans celui d'un écoulement transitoire.

1.7.1 Modélisation des écoulements rapidement varies

Dans les écoulements rapidement variés, la courbure de la ligne d'eau est trop prononcée pour pouvoir être négligée et il n'est pas possible de faire l'hypothèse d'une répartition hydrostatique de la pression. La détermination précise de la forme de la ligne d'eau est bien évidemment difficile. Il existe un grand nombre de méthodes soit analytiques, soit purement numériques. Les méthodes analytiques reposent généralement sur des approches empiriques diverses, et sont souvent assez performantes du fait des effets peu importants des conditions aux limites. Les méthodes numériques se généralisent cependant avec le développement de codes de calcul informatiques de plus en plus performants .

1.8 Paramètres géométriques des canaux

Ils sont relatifs à une section de chenal dans un plan perpendiculaire à son axe dont la position est définie par une abscisse « X » .

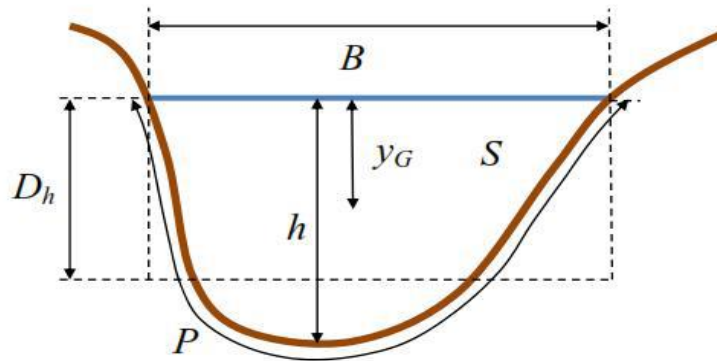


Figure 01-0-3 Profil en travers d'un canal naturel

- La section transversale d'un canal est la section plane normale à la direction de l'écoulement.
 - Le tirant d'eau h
 - La surface mouillée, S ,
- est la portion de la section occupée par le fluide dans la section du canal.
- Un canal dont la section, la pente et la rugosité ne varient pas suivant le sens de l'écoulement est appelé canal prismatique (Les caractéristiques hydrauliques peuvent varier!!).
 - Le périmètre mouillé, P , est formé par la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et les parois de la section (la largeur de la surface libre n'entre pas en compte).
 - Le rayon hydraulique est donné par : La largeur superficielle ou largeur au miroir, B , est la largeur du canal au niveau de la surface libre. $B = \frac{dS}{dh}$
 - La pente, I , varie environ de quelque %.
 - La profondeur hydraulique (P Moyenne) est donnée par : $D_h = \frac{dy}{dx}$
 - La position du centre de gravité y_G

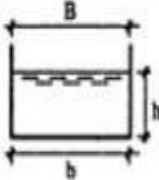

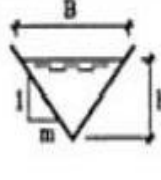
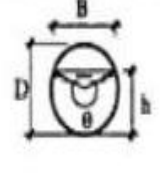
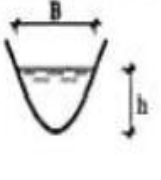
					
	Rectangle	Traپèze	Triangle	Cercle	Parabole
Surface S	$b h$	$(b + mh)h$	mh^2	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) D^2$	$\frac{2}{3} B h$
Périmètre mouillé p	$b + 2h$	$b + 2h\sqrt{1+m^2}$	$2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2} \theta D$	$B + \frac{8}{3} \frac{h^2}{B}$ *
Rayon hydraulique R_h	$\frac{b h}{b + 2h}$	$\frac{(b + mh) h}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{mh}{2\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{1}{4} \left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2B^2 h}{3B^2 + 8h^2}$ *
Largeur B	b	$b + 2mh$	$2mh$	$(\sin \theta/2) D$ ou $2\sqrt{h(D-h)}$	$\frac{3}{2} \frac{S}{h}$
Profondeur hydraulique D_h	h	$\frac{(b + mh) h}{b + 2mh}$	$\frac{1}{2} h$	$\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\sin \theta/2} \right] \frac{D}{8}$	$\frac{2}{3} h$

Figure 0-4 tableau Eléments géométriques pour différents sections de canaux

1.9 Régimes d'écoulement

La connaissance du régime d'écoulement d'un fluide est un point clé en génie des procédés, car il a une influence sur la plupart des phénomènes, en particulier les transferts de chaleur, de matière, les pertes de charges etc...

Trois grands régimes d'écoulement ont été définis par Reynolds (1883) :

- L'écoulement laminaire : écoulement rectiligne, le fluide s'écoule en filets parallèles à l'axe de la conduite, sans mélange.
- L'écoulement intermédiaire : l'écoulement est plus ou moins rectiligne, avec un peu de mélange (petits tourbillons).
- L'écoulement turbulent : l'écoulement se fait avec de grands tourbillons, avec un mélange important.

1.9.1 Nombre de Reynolds (*Re*)

Le régime d'écoulement dépend du débit de fluide, du diamètre de la conduite et des propriétés du fluide. Il est déterminé grâce au nombre de Reynolds, défini comme suit dans le cas d'un écoulement dans une conduite

$$Re = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\eta} = \frac{V \cdot D}{\nu} \dots\dots (1.1)$$

Re : nombre de Reynolds (sans dimension)

ρ : masse volumique du fluide ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)

V : vitesse moyenne du fluide ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)

D : diamètre de la conduite (m)

η : viscosité dynamique du fluide (Pa.s)

ν : viscosité cinématique du fluide ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)

Pour $Re < 2000$, l'écoulement est laminaire.

Pour $2000 < Re < 10000$, l'écoulement est intermédiaire.

Pour $Re > 10000$, l'écoulement est turbulent.

NB : Les valeurs limite du nombre de Reynolds de 2000 et 3000 définissant les différents régimes d'écoulement sont celles que l'on adopte généralement, mais ces valeurs ne sont pas strictes. On peut trouver dans la littérature des valeurs différentes suivant les sources et auteurs. Pour la limite entre écoulement laminaire et intermédiaire, les valeurs sont assez proches : autour de 2000-2100. En revanche, pour la limite entre écoulement intermédiaire et turbulent, des valeurs très différentes peuvent être indiquées : les valeurs de 3000, 4000 ou 10000 sont souvent retrouvées.

1.9.2 Nombre de Froude (Fr)

Nombre sans dimension apparaissant dans l'écriture adimensionnelle de [l'équation de Navier-Stockes](#).

Il représente le rapport des forces d'inertie sur les forces de pesanteur, et s'écrit :

$$Fr = \frac{V}{c} \quad Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}} = \sqrt{\frac{Q^2.B}{g.S^3}} \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

Avec :

- B : largeur de la surface libre (m) ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- h : hauteur d'eau moyenne ($h=S/B$) (m) ;
- Q : débit (m^3/s) ;
- S : section mouillée (m^2) ;
- V : vitesse (m/s).

Le nombre de Froude joue un rôle important en hydraulique [3]. Il permet en particulier de distinguer les écoulements fluviaux ou infracritiques ($Fr < 1$) et les écoulements torrentiels ou supercritiques ($Fr > 1$).

1.10 Écoulement uniforme dans Les canaux ouverts

1.10.1 Introduction

Un écoulement est considéré comme étant uniforme lorsque ses caractéristiques sont invariables dans le temps et dans l'espace. Ces caractéristiques sont la profondeur y_n de l'écoulement appelée aussi profondeur normale, l'aire de la section mouillée A , la vitesse V de l'écoulement et le débit

Q. La ligne de charge totale est à la fois parallèle à la ligne piézométrique et à la pente géométrique du canal.

D'un point de vue pratique, la constance de la vitesse V est généralement associée à la constante de la vitesse moyenne de l'écoulement; 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, correspondant à une couche limite pleinement développée.

Bien que la condition d'un écoulement uniforme, dans le sens stricte du terme, ne soit pas pratiquement jamais satisfaite, elle est cependant fréquemment admise lors du calcul des caractéristiques d'un écoulement en canaux et rivière. Cette approche, bien que simplifiée, donne des résultats assez satisfaisants dans bon nombre de cas pratiques.

Le présent chapitre propose un état des connaissances sur les principes relations usuelles régissant l'écoulement uniforme.

Après avoir défini l'écoulement uniforme est les règles qui gouvernent son établissement, les relations de *Chézy*, de *Manning* (ou de *Manning – Strickler*) (*Chow*, 1973) et de *Darcy – Weisbach* (1854) sont développées. Compte tenu de leur emploi pratique et aux résultats satisfaisants auxquels elles aboutissent, cette étude est exclusivement consacrée à ces relations.

Les coefficients de résistance liés à ces formules sont particulièrement discutées et les relations permettant leur estimation sont présentées et commentées [4].

1.10.2 Equation de l'écoulement uniforme

Soit I la pente du fond :

$$I = \frac{dz}{dx} \dots\dots\dots (1.3)$$

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 :

$$H = Z + h + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots 1.4)$$

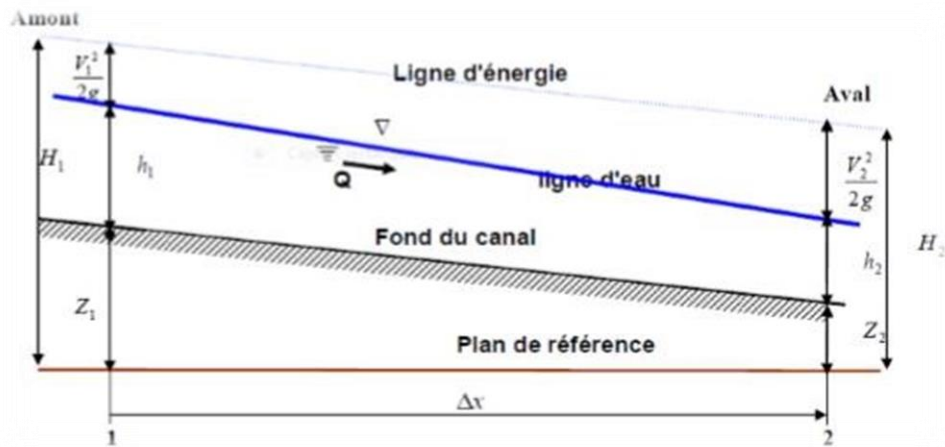


Figure 01-0-5 Diagramme d'énergie pour un écoulement uniforme [3].

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 :

$$J = -\frac{dH}{dx} = \frac{d(Z+h+\frac{V^2}{2g})}{dx} \dots\dots\dots (1.5)$$

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.

1.10.3 .formules usuelles de l'écoulement uniforme

1.10.3.1 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 :

$$V = C \sqrt{R_h I} \quad (1.6)$$

Où:

C : est le coefficient de Chézy égal :

1.10.3.2. 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.

$$C = \frac{\alpha \sqrt{R_h}}{\eta} \dots\dots\dots (1.7)$$

Où :

: 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 [9].

$$V = \frac{\alpha}{\eta} R_h^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots (1.8)$$

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

$$V = \frac{\alpha}{\eta} R_h^{2/3} S I^{1/2}$$

1.10.3.3. Formule de Manning-Stickler:

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

$$C = k : V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \dots\dots (1.9)$$

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

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

On peut écrire :

$$\eta = \frac{1}{C} R_h^{1/6} \dots\dots\dots (1.10)$$

1.10.3.4 Formule de Darcy-Weisbach :

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

$$J = f \frac{1}{Dh} \frac{V^2}{A^2 2g} \dots\dots\dots (1.11)$$

1.11 Problème usuels sur les canaux en régime uniforme

La formule générale de l'écoulement $Q = AC \cdot (R \cdot J)^{1/2}$ donne une relation entre [5].

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 [5].

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.

1.12 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.

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 D_h , 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

Etat de connaissance sur les déversoirs à mince paroi

2 Chapitre II : Etat de connaissance sur les déversoirs à mince paroi

2.1 Introduction

Le débit est un élément de base dans la construction hydraulique d'où sa mesure demeure nécessaire même primordiale.

Actuellement les méthodes et les appareils qui permettent de mesurer le débit différent, parmi les appareils qui sont utilisés pour la mesure du débit à l'air libre, un grand nombre sont des structures hydrauliques appartenant à la famille des déversoirs et des canaux.

2.2 Déversoir

2.2.1 Définition

Les déversoirs comptent parmi les plus simples et les plus anciens appareils de mesure du débit. Ce sont des structures hydrauliques formant un obstacle par exemple une paroi verticale disposée en travers de l'écoulement et comportant une ouverture ou une entaille de forme particulière, elle peut être rectangulaire triangulaire, trapézoïdale ou même circulaire, aussi elle peut être à paroi mince ou à paroi épaisse.

Le débit est déterminé à partir d'une simple lecture limnimétrique du plan d'eau amont au-dessus de l'arête du déversoir [10].

2.2.2 Rôle du déversoir :

Les déversoirs ont d'autres usages que la mesure du débit. En milieu rural, le barrage-déversoir est utilisé pour la gestion des eaux et le laminage des crues. Le déversoir de sécurité permet d'évacuer le surplus de débit pour la sécurité des digues. La conception des déversoirs de crues n'est pas abordée dans cet ouvrage.

En milieu urbain, les déversoirs d'orage permettent le déversement dans la rivière des surplus des eaux usées mélangées avec les eaux pluviales. Ces surplus sont causés soit par la limitation de transport dans le réseau soit par une limitation de la capacité de la station d'épuration.

2.2.3 Principe des déversoirs

Un déversoir assure les diverses fonctions :

- Envoyer un « trop plein » d'eau vers un « bras de décharge », pour étaler une crue.
- Certains déversoirs peuvent être conçus comme des passes à poissons.
- Le déversoir doit répondre à un compromis entre capacité de stockage de la retenue et Capacité d'évacuation, cette dernière étant souvent liée à la sécurité de l'ouvrage.

2.3 Déversoir rectangulaire à paroi mince

Déversoir rectangulaire en mince paroi sans contraction latérale Le déversoir rectangulaire est le plus classique, qui à été le mieux étudié, de part sa géométrie simple qui est représentée schématiquement par la figure (1.1), d'où les multiples observations qui ont été effectuées ce qui à permis de donner des valeurs plus exactes du débit.

Il est aussi le plus ancien car les premières études relèvent au 18ème siècle dû à (G.Poloni ,1717) qui donna l'équation de base du débit qui est donnée par :

$$Q = \frac{2}{3} \mu . B . h \sqrt{2g . h} \dots \dots \dots \mathbf{2.1)}$$

Où Q est le débit volume, B : la largeur du canal, μ coefficient du débit et g l'accélération de la pesanteur.

h : représente la hauteur de la lame d'eau au-dessus du déversoir et c'est de ce là que né la définition du coefficient du débit. Puisqu'il est plus facile de mesurer la hauteur d'eau h que de mesurer la charge totale H d'où il revient à négliger la vitesse d'approche on aura alors $h = H$ (en général dans cette zone la ligne de charge coïncide avec la surface libre).

Les erreurs qui résultent de cette approximation sont corrigées par le coefficient de débit.

2.3.1 Déversoirs triangulaires en mince paroi

Dans la gamme des conditions pour lesquelles les données expérimentales disponibles sont valables, le déversoir triangulaire en mince paroi est un dispositif très précis pour les mesures de débits. Il doit être formé d'une échancrure en V symétrique, située dans une mince paroi verticale. La bissectrice de l'angle de l'échancrure doit être verticale et équidistante des cotés du canal d'approche. La paroi du déversoir doit être lisse et plane, surtout sur la face amont et elle doit être perpendiculaire aux parois et au fond du canal.

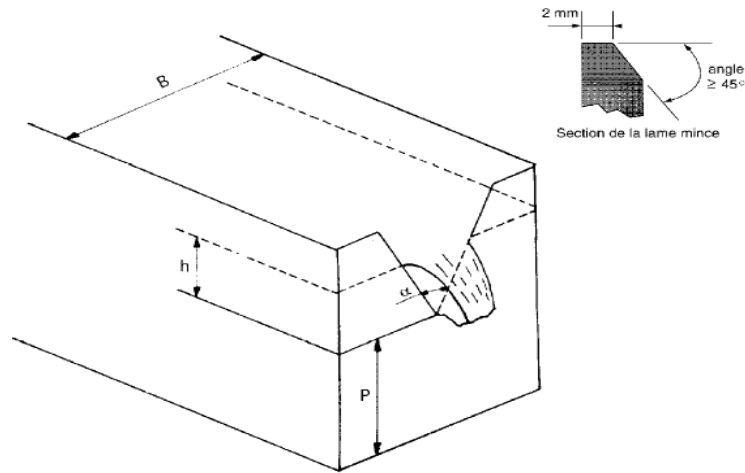


Figure 2-1 Déversoir triangulaire en mince paroi

Formule fondamentale du débit :

La formule générale du débit pour un déversoir triangulaire en mince paroi est :

$$Q = C_e \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \frac{\alpha}{2} h_e^{5/2} \dots\dots\dots (2.2)$$

où :

Q est le débit (m³/s)

C_e le coefficient de débit f (α, h/p, p/B)

g l'accélération de la pesanteur (m²/s)

α l'angle formé par les parois de l'échancrure

h_e la charge piézométrique fictive ou hauteur de la surface liquide amont par rapport au point bas de l'échancrure (m).

Trois dimensions de déversoirs triangulaires sont recommandées par l'Organisation Internationale de Normalisation :

- L'échancrure type 90° où l'écartement des sommets de l'échancrure est égal à deux fois la hauteur verticale correspondante (tg α/2 = 1)

- L'échancrure type 1/2 ($\alpha = 53^\circ 8'$) où l'écartement des sommets de l'échancrure est égal à la hauteur verticale correspondante ($\text{tg } \alpha/2 = 0.5$)

- L'échancrure type 1/4 ($\alpha = 28^\circ 4'$) où l'écartement des sommets de l'échancrure est égal à la moitié de la hauteur verticale correspondante ($\text{tg } \alpha/2 = 0.25$).

Si le lit et les parois du canal d'approche sont éloignés de l'échancrure on peut se servir des formules suivantes :

- - échancrure type 90° $Q = C_e \frac{8}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2}$
- - échancrure type 1/2 $Q = C_e \frac{4}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2}$
- - échancrure type 1/4 $Q = C_e \frac{2}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2}$

2.3.2 Déversoirs rectangulaires en mince paroi :

Les figures 2.2 et 2.3 donnent les schémas d'un déversoir rectangulaire en mince paroi. Le déversoir normalisé est composé d'une échancrure rectangulaire, symétrique dans une mince paroi verticale. Toute la paroi doit être lisse et unie, surtout sur la partie amont. Elle doit être perpendiculaire aux parois et au fond du canal.

La crête du déversoir doit être une surface plane horizontale, perpendiculaire avec la face amont de la paroi du déversoir. L'intersection de ces deux surfaces doit être rectiligne et à arête vive. La largeur de la surface de la crête (mesurée perpendiculairement à la face de la paroi) doit être égale à 2 mm.

Le déversoir est dit avec contraction latérale lorsqu'une échancrure est pratiquée dans la paroi mince ; le déversoir est dit sans contraction latérale lorsque la longueur de la lame déversante est égale à la largeur du canal.

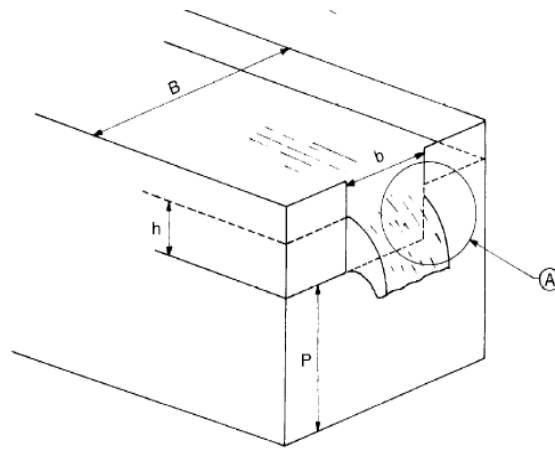


Figure 2-2 Déversoir rectangulaire en mince paroi avec contraction latérale

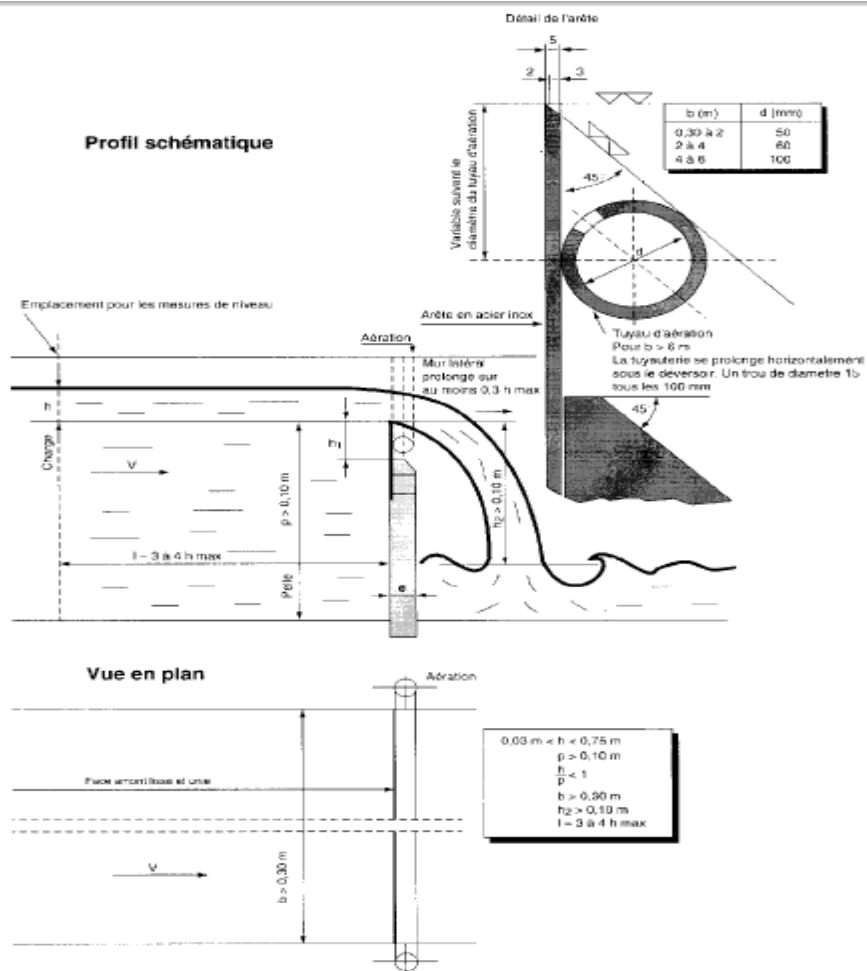


Figure 2-3 Déversoir rectangulaire en mince paroi sans contraction latérale

Formule fondamentale du débit : La formule la plus générale du débit recommandée par l'Organisation Internationale de Normalisation pour un déversoir rectangulaire en mince paroi est la formule de Kindsvater-Carter :

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} \quad b e \quad h_e^{3/2} \dots\dots\dots(2.3)$$

où :

Q est le débit (m³/s)

C_e le coefficient de débit

g l'accélération de la pesanteur (m/s²)

b_e la largeur fictive de l'échancrure (m)

h_e la charge piézométrique fictive ou hauteur de la surface liquide en amont par rapport au niveau de la crête (m)

avec :

b_e = b + kb si b est la largeur du déversoir

h_e = h + kh si h est la charge mesurée

En pratique h_e = h + 0.001 m.

2.3.3 Déversoir trapézoïdal en mince paroi

Dans ce type de déversoir la forme de l'échancrure est un trapèze isocèle envasé vers le haut, la figure (4.3) montre schématiquement la forme du déversoir.

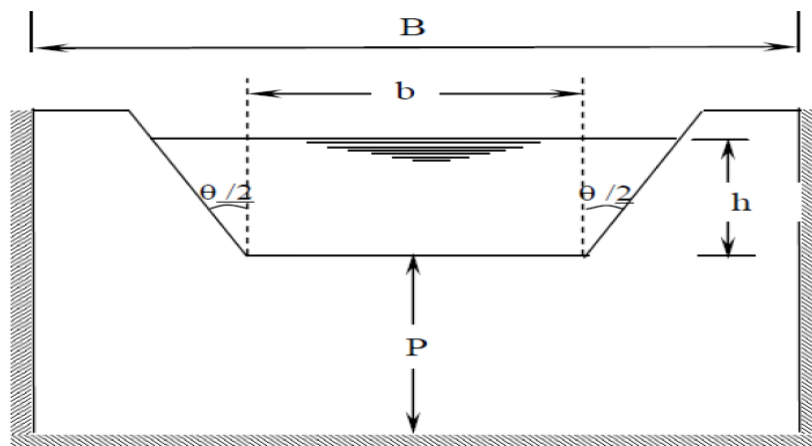


Figure 2-4 Déversoir trapézoïdal

Le déversoir le plus fréquemment utilisé est celui de (Cipoletti, 1963), dont la crête est constituée par la plus petite base b et d'angle d'inclinaison θ tel que $\tan\theta = 1/4$, ce qui permet de compenser l'influence de contraction due aux joues par l'augmentation de la largeur de la surface libre de manière à conserver le plus possible un coefficient de débit μ constant pour une large gamme de la variation de la charge h .

La relation générale du débit pour un déversoir de type *Cipoletti* est donnée par :

Où q est le débit unitaire Lorsque :

$$q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} h^{3/2} \dots\dots\dots(2.4)$$

Où q est le débit unitaire

Lorsque :

$$0.06m < h < 0.60m$$

$$\frac{h}{p} < 0.50m$$

$P > 2h$ avec une valeur minimale de 0.30m

La valeur du coefficient de débit $\mu = 0,422$ d'où la forme simplifiée de la relation de Cipoletti qui s'écrit :

$$q = 1.86bh^{3/2} \dots\dots\dots (2.5)$$

Pour une valeur quelconque de l'angle d'inclinaison des joues du déversoir sur la verticale (Gourley et Crimp) ont donné la formule suivante pour le calcul du débit :

$$Q = 1.32h^{2.47} \tan \frac{\theta}{2} + 1.69b^{1.02} h^{1.47} \dots\dots\dots(2.6)$$

b : est la petite base du trapèze h : la hauteur d'écoulement

2.3.4 Déversoir circulaire en mince paroi

Le déversoir circulaire a fait l'objet de plusieurs études, vues les avantages qu'il présente, une simplicité et une facilité d'exécution (il n'y a ni à placer le seuil parfaitement horizontal comme

pour le déversoir rectangulaire ni à placer la bissectrice parfaitement verticale (tel est le cas pour le déversoir triangulaire) et une précision meilleure pour la mesure des petits débits.

Le déversoir est de forme circulaire de diamètre D et de hauteur d'écoulement h , la figure 2.5) ci-après représente schématiquement le déversoir circulaire à paroi mince.

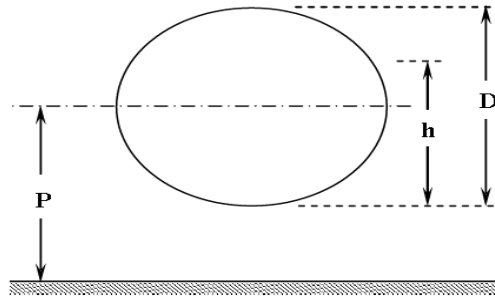


Figure 2-5: Déversoir circulaire

D'après les résultats de *Stauss* et *Von Sanden*, la forme générale de la formule de débit est donnée par :

$$Q = C K D^{2.5} \quad \dots\dots\dots(2.7)$$

D : est le diamètre du cercle

K : est fonction du taux de remplissage h/D , dont la valeur dépend des considérations théoriques

2.4 Choix du type de déversoir en mince paroi

Les déversoirs triangulaires sont utilisés de préférence aux déversoirs rectangulaires pour la mesure des faibles débits, car il est déconseillé d'utiliser des déversoirs rectangulaires de moins de 30 cm de largeur.

Pour les déversoirs rectangulaires, le choix de la largeur et de la pelle est fonction de la gamme des débits à mesurer, de la hauteur disponible et de la précision souhaitée. Il ne faut pas oublier que la lame d'eau mesurée doit être au plus égale à la hauteur de la pelle. Le tableau ci-dessous donne quelques limites raisonnables d'utilisation des divers déversoirs.

Gamme de débits à mesurer		Type de déversoir à utiliser	Lame d'eau correspondante		Observations
Mini	Maxi		Mini	Maxi	
0.2 l/s	35 l/s	triangulaire type ¼ $\text{tg } \alpha/2 = 1/4$	5 cm	40 cm	La pelle doit avoir si possible plus de 0.45 m, donc le canal doit avoir plus de 0.85 m de hauteur
0.4 l/s	70 l/s	triangulaire type 1/2 $\text{tg } \alpha/2 = 1/2$	5 cm	40 cm	
1 à 20 l/s	70 >Q <140 l/s	triangulaire type 90° $\text{tg } \alpha/2 = 1$	5 cm pour 1 l/s	40 cm pour 140 l/s	
> 20 l/s	200 l/s	Rectangulaire de 0.30 m de largeur	10 cm	40 cm	pelle > 40 cm
50 l/s	500 l/s	Rectangulaire de 1 m de largeur	10 cm	40 cm	hauteur canal > 80 cm
100 l/s	1000 l/s	Rectangulaire de 1 à 2 m de largeur	15 à 10 cm	65 à 45 cm	hauteur canal > 1.30 m hauteur canal > 90 cm
500 l/s ¹	5 000 l/s	Rectangulaire de 5 à 10 m de largeur	15 à 10 cm	65 à 40 cm	hauteur canal > 1.30 m hauteur canal > 90 cm

En pratique l'emploi des déversoirs en mince paroi pour le contrôle permanent des débits est délicat : la courbe de tarage $Q(h)$ est en effet influencée de façon appréciable par les variations de la pelle, et il est difficile, en raison de l'ensablement, de maintenir constante la hauteur de pelle.

Conclusion :

Le chapitre de notre mémoire a eu pour objectif de passer en revue les principaux appareils de mesure du débit dans les canaux ouverts utilisés dans la pratique de l'ingénieur.

Nous pouvons noter que ces appareils présentent tous une loi hauteur – débit. Cette hauteur correspond à l'épaisseur de la lame d'eau franchissant l'appareil et elle est mesurée à l'amont. Notre étude a montré deux grandes catégories d'appareils. La première catégorie correspond aux appareils utilisant le libre déversement par-dessus une paroi plane mince verticale placée en travers de l'écoulement. Ces appareils sont appelés déversoirs à paroi mince et sont dotés soit d'une échancrure de forme rectangulaire, soit d'une échancrure de forme triangulaire circulaire ou trapézoïdale. Ce sont les deux premières formes qui sont les plus utilisées.

Chapitre III

Hydrométrie

3 Chapitre III : Hydrométrie

3.1 Introduction

Le chapitre présent a pour but de donner un aperçu général sur un moyen primordial pour la mesure des débits dans les canaux et les cours d'eau. Cet moyen est appelé la station hydrométrique, qui est définie comme un ensemble d'appareillage mis en place sur un cours d'eau, canal ou un réservoir d'eau permettant d'en évaluer le débit. L'installation de cette station nécessite de respecter des règles très strictes pour satisfaire le bon fonctionnement afin de résulter les valeurs de débit exactes et précises. Ces résultats sont obtenus par l'élaboration d'un graphe univoque le débit en fonction de la profondeur d'écoulement en amont un élément dit un débitmètre soit un déversoir ou un jaugeur selon les conditions de site et le type d'écoulement évoluant.

3.2 Installation d'une station hydrométrique

Une station hydrométrique est un appareillage mis en place sur un cours d'eau, canal ou un réservoir d'eau permettant d'en évaluer le débit en continu et d'enregistrer les valeurs obtenues. La station hydrométrie, une section de cours d'eau sur laquelle on installe un dispositif de mesure en continu des débits, permet l'observation d'éléments déterminés telles que la profondeur, le débit et aussi la forme géométrique de la station, en vue de l'étude de phénomènes hydrologiques.

Les niveaux des cours d'eau ou des réservoirs servent directement à la prévision des écoulements, à la délimitation des zones exposées aux inondations, et à la conception d'ouvrages hydrauliques. Par leurs relations avec les débits des cours d'eau ou les volumes d'eau contenus dans les réservoirs et les lacs, les niveaux d'eau constituent l'information de base pour la détermination des débits ou des stocks.

Le niveau d'eau, ou la hauteur d'eau, est la hauteur de la surface de l'eau d'un cours d'eau ou un canal et ou d'un autre corps liquide relativement à un plan de référence. La précision requise pour son observation est en général de un centimètre, et de trois millimètres aux stations limnimétriques effectuant des enregistrements continus[7].

Les critères de choix pour l'emplacement de la station doivent répondre à l'objectif final des observations et à l'accessibilité du site, compte tenu des propriétés géométriques et hydrauliques du bief. Les conditions hydrauliques constituent également un facteur important pour le choix du site le long de cours d'eau, particulièrement lorsque les niveaux d'eau sont utilisés pour le calcul des débits. Les stations sur les cours d'eau et les réservoirs sont normalement situées près des

exutoires, mais suffisamment en amont pour éviter l'influence du phénomène d'abaissement du niveau dû à l'augmentation de la vitesse.

3.3 Éléments primaires dans la station hydrométrique :

3.3.1 Généralité :

L'élément primaire est un dispositif qui a pour fonction de modifier l'écoulement de l'eau de façon à créer des conditions d'écoulement particulières permettant à l'utilisateur d'obtenir un emplacement de mesure adéquat et fiable pour connaître le débit. La mesure du débit est donc effectuée au moyen d'une structure hydraulique qui permet d'établir une relation unique hauteur – débit. Le débit peut être ainsi obtenu à partir de la seule mesure de la hauteur d'eau réalisée au point de mesure de l'élément primaire.

On divise en deux catégories principales les éléments primaires de mesure du débit en écoulement à surface libre, soit les canaux jaugeurs et les déversoirs. Chaque type de canal jaugeur et de déversoir est caractérisé par sa structure, sa forme et sa courbe hauteur – débit. On obtient le débit en se servant de la formule théorique ou de la table de débit appropriée qui est établie selon la forme et la dimension de la structure.

3.3.2 Critères de conception généraux d'installation des éléments primaires :

Certains critères généraux doivent être considérés lors du choix et de l'installation d'un type d'élément primaire particulier.

Dans un premier temps, ces structures doivent être suffisamment solides et résistantes à l'érosion pour faire face aux conditions d'écoulement et aux intempéries pouvant survenir à l'emplacement choisi.

En second temps les dimensions de l'élément primaire doivent aussi correspondre à l'intervalle de mesure du débit à mesurer, et l'installation doit être aménagée conformément aux recommandations du fabricant.

En plus le canal d'approche de l'élément primaire, il ne doit pas y avoir de branchement, de courbe, de chute ou de changement rapide du radier. L'écoulement à l'approche du point de mesure doit être bien réparti et relativement exempt de turbulences, de vagues et de tourbillons, alors que la partie située en aval de ce point doit permettre une évacuation libre, sans ressac et sans submersion. Les bords ou les fonds irréguliers dans le canal d'approche sont aussi à éviter puisqu'ils peuvent également contribuer à générer un profil d'écoulement irrégulier qui aura un effet néfaste sur l'exactitude de la mesure.

Il est à noter que, lorsque l'eau est chargée en sédiments ou matières en suspension, il est préférable d'utiliser un canal jaugeur, ce dernier retenant moins les dépôts de matières en suspension qu'un déversoir.

Finalement, l'emplacement choisi pour l'installation de ces structures doit être facile d'accès pour permettre la lecture in situ et la vérification de la courbe hauteur – débit, ainsi que l'inspection et l'entretien. En effet, l'inspection visuelle régulière de ce type d'installation est primordiale. [7].

3.3.3 Point de mesure et puits de mesurage :

Le point de mesure se situe où l'effet de rehaussement du niveau d'eau se produit, c'est-à-dire dans la partie élevée où la ligne de charge est observée dans l'ensemble de l'installation comprenant l'élément primaire, le canal d'approche et le canal de sortie (Figure III.1). La ligne transversale à l'axe longitudinal de l'élément primaire, associée au point de mesure, constitue l'emplacement théorique de la mesure du débit. Il n'y a pas d'emplacement commun ou standard de ce point à travers les différents types d'éléments primaires. Chaque dispositif possède son propre emplacement de mesure. La conformité de l'emplacement du point de mesure du débit par rapport à l'élément primaire choisi est primordiale, car un emplacement inadéquat de ce point peut entraîner une diminution de l'exactitude de la mesure. [8].

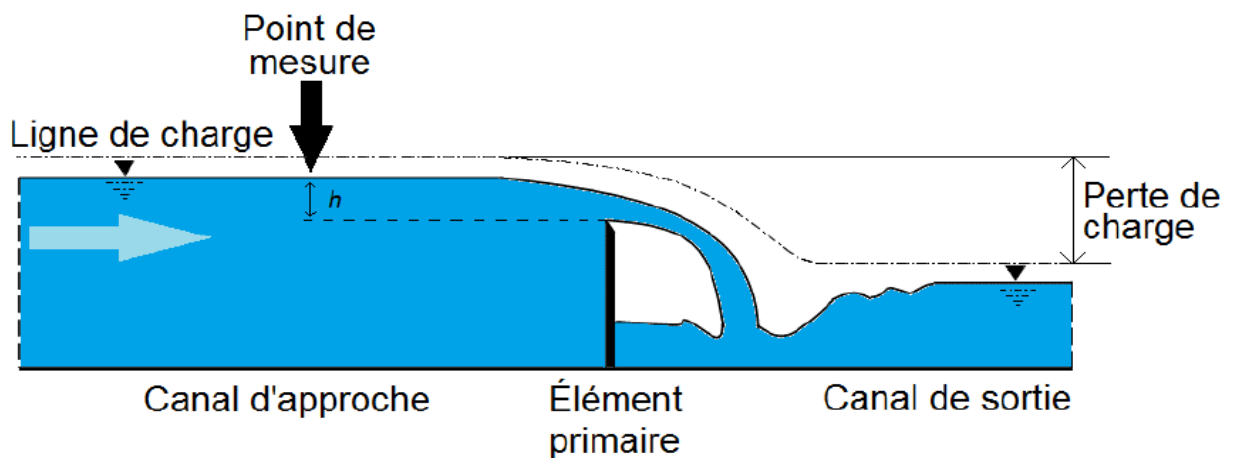


Figure 3-1 Illustration de la ligne de charge et du point de mesure pour un déversoir

Idéalement, les éléments primaires de mesure devraient être munis d'un tranquillisateur (ou puits de stabilisation). Ce puits est situé au point de mesure de l'installation. Il permet à l'utilisateur de procéder à la mesure du niveau d'eau dans des conditions relativement calmes, en reproduisant les conditions de niveau présentes dans l'élément primaire.

3.3.4 Exactitude :

La qualité et la configuration de l'installation de l'élément primaire, l'entretien apporté à celui-ci ainsi que les conditions d'écoulement existantes sont tous des facteurs pouvant influencer l'exactitude des mesures. Dans le but de maximiser l'exactitude des canaux jaugeurs et des déversoirs, les éléments suivants sont à considérer :

- 1) Choisir un élément primaire dont les caractéristiques concordent avec les conditions du site, par exemple privilégier un canal jaugeur plutôt qu'un déversoir en présence d'un effluent chargé en sédiments;
- 2) Installer un équipement de dimension appropriée aux conditions d'écoulement, c'est-à-dire dont la dimension sera suffisante pour permettre un écoulement libre à tous les régimes hydrauliques,
- 3) Respecter les dimensions standard lors de la construction de l'élément primaire;
- 4) Prendre les précautions nécessaires lors de son installation, par exemple :
 - S'assurer que la structure est au niveau transversalement et longitudinalement. Si la base du canal n'est pas au niveau par rapport à l'axe transversal, la hauteur moyenne doit être utilisée pour que la relation hauteur – débit soit conservée, c'est-à-dire que la hauteur doit être mesurée sur chacun des côtés du canal pour l'établissement de la hauteur moyenne;
 - Installer la structure hydraulique en ligne droite avec le canal d'approche dans le cas d'un canal jaugeur et perpendiculairement à l'écoulement dans le cas d'un déversoir;
 - S'assurer lors de l'installation que la structure ne se déforme pas et qu'elle conserve ses dimensions et sa forme originales (ex. : éviter l'apparition du soulèvement du fond du canal, l'évasement des parois ou encore l'arrondissement de la crête d'un déversoir);
 - Éviter la présence d'obstruction dans les différentes sections de l'élément primaire ainsi que dans les canaux d'approche et de sortie. En présence d'une obstruction, le liquide est forcé de passer par-dessus l'obstacle, ce qui augmente la hauteur du niveau d'eau au point de mesure et surévalue le débit;
 - S'assurer que la structure est étanche pour que tout l'écoulement soit capté;
- 5) S'assurer que la longueur d'approche est adéquate, car un canal d'approche trop court ne permet pas de corriger adéquatement toutes les distorsions importantes de vitesse d'approche et de distribution;
- 6) Utiliser un étalon de travail conforme (ex. : règle);
- 7) Respecter l'emplacement du point de mesure et du « zéro » de l'échelle pour la mesure de la hauteur d'eau;

- 8) Respecter l'intervalle de mesure de l'élément primaire, car l'erreur de mesure augmente lorsque le débit est inférieur au débit minimal recommandé par le fabricant;
- 9) S'assurer que l'augmentation du niveau d'eau est suffisante pour que se dégage clairement une relation hauteur – débit;
- 10) S'assurer que l'installation permet d'obtenir un régime d'écoulement uniforme et constant en amont de l'élément primaire pour tout l'intervalle de mesure;
- 11) Veiller à ce que la vitesse d'écoulement soit suffisante pour qu'il y ait un écoulement libre;
- 12) Entretenir de manière régulière l'installation pour enlever les dépôts de sédiments, d'herbes et d'autres débris qui s'accumulent en amont de la structure (ex. : canal d'approche, base amont d'un déversoir), dans les sections de contrôle (ex. : gorge d'un canal jaugeur, crête d'un déversoir) et à la sortie de l'installation;
- 13) Inspecter régulièrement la structure pour s'assurer qu'elle ne présente pas de déformation ou de fissure qui causent des fuites;
- 14) Utiliser adéquatement l'équation de débit et respecter les constantes.

Les erreurs de mesure des canaux jaugeurs et des déversoirs sont grandement influencées par la qualité de l'installation de l'élément primaire et par les conditions d'écoulement. De cette façon, les erreurs de mesure théoriques sont variables. En général, les marges d'erreur théoriques des éléments primaires sont de $\pm 3 \%$ pour les canaux jaugeurs et de $\pm 2 \%$ pour les déversoirs. Toutefois, l'expérience démontre qu'il est possible d'obtenir une erreur se situant

aux environs de $\pm 5 \%$ lorsque l'installation est conforme aux recommandations du fabricant. Cette valeur augmente lorsque le débit est faible, ce qui se traduit par la diminution de l'exactitude de cette installation lorsque le débit se situe dans la limite inférieure de son étendue de mesure.

3.4 les grandeurs mesurées :

Les deux grandeurs principales mesurées sont :

- **les hauteurs d'eau** relevées d'une manière discontinue sur une échelle limnimétrique et, si les variations du plan d'eau sont rapides, sous la forme continue des enregistrements limnigraphiques
- **les débits**, qui très rarement mesurables sous une forme continue, font l'objet de mesurages périodiques .

Les autres grandeurs mesurées concernent :

- la géométrie de bief amont : levés topographiques longitudinaux et transversaux,
- la pente hydraulique : rarement mesurée en continu, sauf si sa connaissance est indispensable

au calcul des débits,

- les matières en suspension (argiles et sables) et en solution (par analyse ou mesure de la conductivité de l'eau) et d'autres paramètres physico-chimiques de l'eau.

3.5 Critères de choix :

Sont pris en compte dans ce choix deux types de critères. Les uns concernent le mode et la facilité de la gestion de la station : accessibilité, surveillance, présence d'un observateur, etc..... Les autres portent sur les propriétés naturelles du site du point de vue géométrique et du régime hydraulique : adaptation aux mesures hydrométriques, stabilité du bief et du contrôle, sensibilité.

3.5.1 Adaptation aux mesures :

Le site choisi doit permettre l'observation de tous les niveaux d'eau et le mesurage de tous les débits, qu'ils soient très faibles ou très élevés.

Ceci implique que la totalité du débit passe dans la section de mesures (lit à chenal unique) et qu'un équipement limnimétrique (la mire gradue) puisse y être solidement installé sans risques de destruction, de submersion et d'émersion.

Ceci suppose aussi que les mesures soient effectuées dans de bonnes conditions : échelle bien lisible sans risque, surface libre plate et stable (quel que soit le débit), écoulement lent pour les jaugeages au moulinet ou à fort brassage latéral pour les techniques de dilution chimique.

Cette première condition de bonne adaptation de la station aux mesures apparaît évidente mais beaucoup d'hydrologues oublient très souvent d'en tenir compte : c'est la raison pour laquelle de nombreuses stations installées dans des sites inadaptés se sont avérées inexploitable, malgré d'importants investissements faits pour tenter d'assurer leur sauvegarde.

3.5.2 Stabilité de lit (section de contrôle).

La relation hauteur-débit d'une station hydrométrique doit être aussi stable que possible. Il faut pour cela choisir un bief, creusé dans un matériau résistant ou du moins de bonne cohésion et surtout rechercher, de manière systématique, les contrôles permanents et si possible complets.

Cette seconde condition impose le choix d'un bief à régime fluvial contrôlé par l'aval, ainsi qu'une localisation des seuils ou sections de contrôle avec évaluation des limites d'efficacité de chacune d'elles (Fig 3.2. et 3.3)

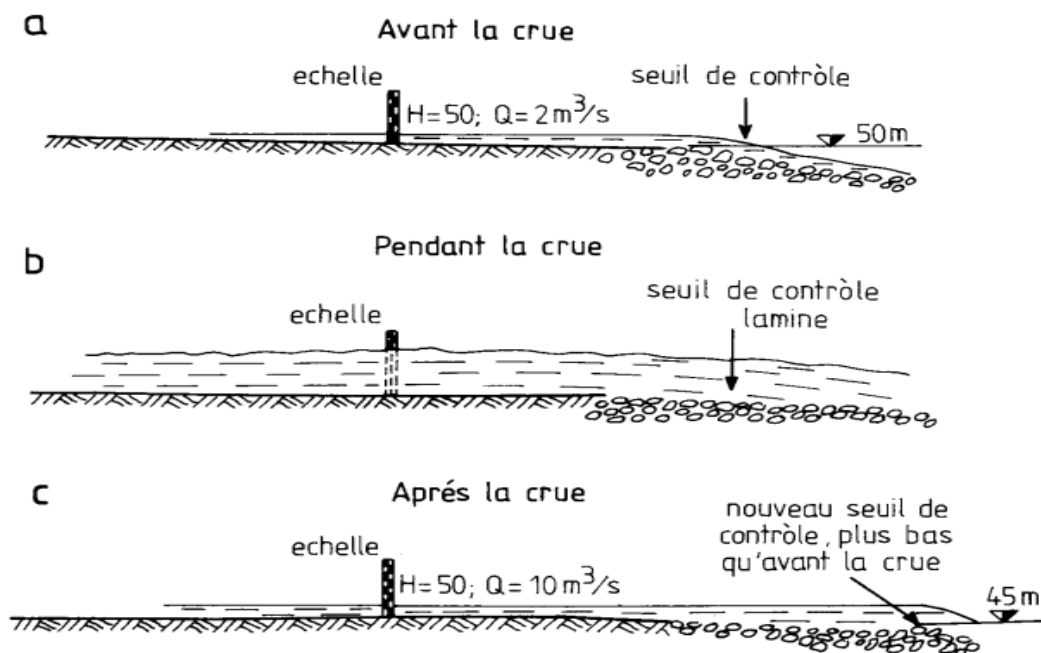


Figure 3-2 Evolution d'un seuil instable au cours d'une crue

Il est toujours difficile en pratique de connaître avec précision permanence d'un contrôle : lors d'une simple prospection de terrain, même si l'on dispose de documents topographiques précis, la stabilité du lit n'est pas facile à apprécier, surtout dans le cas de lits alluvionnaires

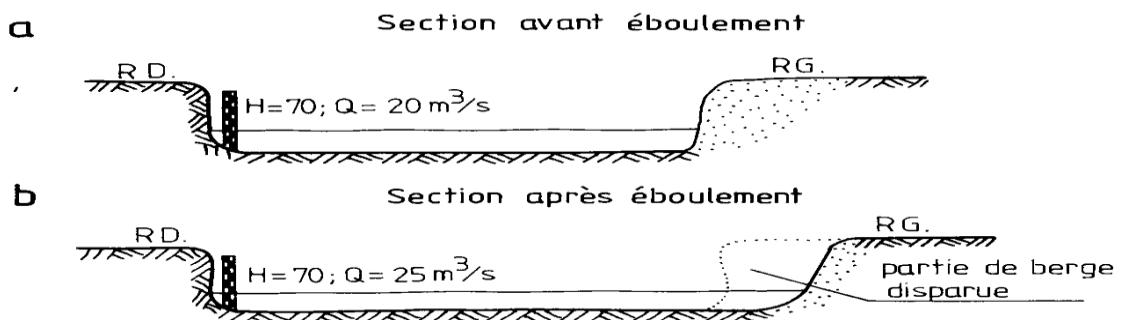


Figure 3-3 Evolution d'une section à berges instables

Pour ces derniers, la seule procédure sûre dans ce domaine est de contrôler la géométrie du site choisi durant 6 à 12 mois par des levés périodiques du profil transversal. Mais il est bien rare que l'hydrologue dispose d'un tel délai avant de mettre en place une échelle.

On désigne sous le nom de section de control toute modification dans la topographie ou dans la hauteur du lit, naturelle ou artificielle, qui entraine un changement dans le type d'écoulement.

On l'observe en pratique par une augmentation des vitesses déboulement.

Un simple banc de sable constitue en basses eaux une section de contrôle : à l'amont et à l'aval, les profondeurs sont plus grandes et les vitesses plus faibles que sur le banc lui-même. Mais la moindre crue déplace le sable et par suite la section de contrôle.

Nous distinguerons donc :

A) Les sections de contrôle fixes :

Soit naturelles : seuil rocheux au fond du lit, barre rocheuse constituant une diminution de largeur, chute. ..

Soit artificielles : seuils-jaugeurs (col de cygne, Parshall),
déversoirs épais, ponts étroits ou avec piles, etc..... .

B) Les sections de contrôle instables

Par exemple : bancs de sable ou de graviers, végétation etc, ..

Sans entrer dans les lois de l'Hydraulique, il suffit de retenir qu'à l'amont d'une section de contrôle fixe la loi hauteur-débit (c'est-à-dire courbe d'étalonnage) est nécessairement stable et univoque (c'est-à-dire qu'à un débit donné correspond une seule hauteur d'eau). " A l'amont " signifie dans la zone d'influence de la section la longueur de cette zone varie suivant la pente du lit et la hauteur d'eau.

On voit l'importance d'une telle section et la diminution du nombre de jaugeages qu'elle entraîne.

[7]

remarque

1. Il n'est pas nécessaire qu'il y ait une section de contrôle pour que la loi hauteur-débit soit univoque et stable (oueds à faible pente et lit stable par exemple)
2. Il faut absolument éviter l'influence d'une section de contrôle instable : c'est une garantie d'instabilité de la courbe d'étalonnage.

En pratique, on utilisera aussi souvent que possible les seuils rocheux au fond du lit, les avancées rocheuses latérales des rives et les ponts routiers ou S.N.C.F.A., perpendiculaires au lit et sans piles si possibles,

Dans le cas des ponts, la stabilité du fond du lit est rarement assurée.

Eventuellement, on envisagera la construction d'un seuil en béton (seul épais) mais en restant bien conscient du coût d'un tel ouvrage et des frais d'entretien qu'il entraîne nécessairement.

3.5.3 Bonne sensibilité

La sensibilité d'une station est d'autant meilleure qu'une grande variation de la hauteur lue à l'échelle correspond à une faible augmentation du débit traversant la section de l'échelle. Elle peut être exprimée par le rapport $\frac{\Delta Q}{\Delta h}$ ou mieux encore, puisque la précision relative sur le débit importe plus que la précision absolue, par le rapport à la quantité $(\frac{\Delta Q/Q}{\Delta h})$.

La valeur du rapport $\frac{\Delta Q/Q}{\Delta h}$ exprimée en % par centimètre est variable suivant le niveau mais doit rester aussi faible que possible. Il faut ajouter qu'il n'existe en fait pas de méthode pour définir une « valeur étalon » de la sensibilité permettant de comparer les stations entre elles. Une définition de la sensibilité a été proposée par J.C. LAMBLE du Scottish Development Department, Edinburg: « C'est l'augmentation de la hauteur d'eau en mm correspondant à une augmentation de débit de 1% pour la cote à l'échelle dépassée 95 % du temps en moyenne interannuelle ».

La sensibilité d'une station est meilleure dans les sections étroites et profondes (marnage fort) et à régime d'écoulement lent (donc fluvial).

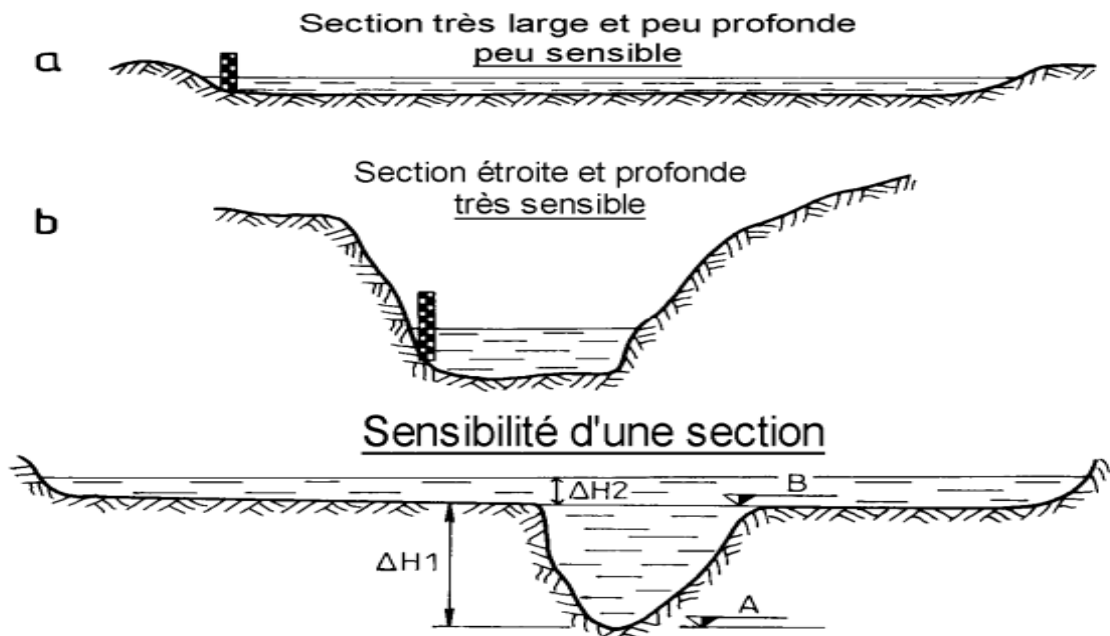


Figure 3-4 Sensibilité d'une section de mesure limnimétrique.

En résumé :

Les qualités hydrauliques d'une station hydrométrique sont par ordre de priorité :

- Son adaptation à des mesures complètes et de bonne qualité.
- Sa stabilité pour diminuer le nombre des mesurages de débits, opération toujours coûteuse et difficile.
- Sa sensibilité pour améliorer la précision.

3.6 Sections caractéristiques

Il est assez peu fréquent que la station hydrométrique se réduise à une seule section transversale. Des sections différentes sont généralement utilisées pour le mesurage des hauteurs et des débits. La station hydrométrique peut donc s'étendre sur un bief de plusieurs kilomètres de long. Mais la seule section de référence pour la définition de la relation hauteur - débit, est la **section de l'échelle**.

3.6.1 Section de l'échelle :

Une station hydrométrique possède toujours une échelle limnimétrique : c'est le seul élément permanent strictement indispensable. La section de l'échelle est la section verticale qui comprend la graduation zéro, donc en général l'élément inférieur de l'échelle.

Lorsque la station comprend plusieurs batteries d'échelles, implantées dans des sections transversales différentes, soit pour mesurer la pente hydraulique, soit pour suivre les variations de niveau pendant les jaugeages ou encore pour doubler temporairement une échelle menacée de destruction, l'une d'elle doit impérativement être désignée comme échelle **principale**, en fonction des trois critères de choix définis au paragraphe précédent.

Une échelle est souvent composée d'éléments métriques séparés ou regroupés en tronçons de longueur variable. Ces éléments doivent être alignés dans la section de l'échelle : lorsque cela n'est pas possible pour des raisons techniques, on doit prendre soin d'éviter toute discontinuité dans les lectures en assurant un calage altimétrique entre les éléments prenant en compte la pente superficielle.

Dans les cours d'eau à niveau rapidement variable l'enregistrement continu des hauteurs est effectué par un limnigraphe, dont la prise de niveau doit être placée dans la section de l'échelle.

D'une manière générale, dans une même station hydrométrique, il faut éviter au maximum de multiplier le nombre des sections de mesure du niveau.

3.6.2 Section de contrôle :

Généralement située à l'aval de la section de l'échelle, la section de contrôle, lorsqu'elle existe, peut néanmoins être confondue avec elle. C'est le cas par exemple des seuils jaugeurs à contraction latérale. La section de contrôle est alors une section à écoulement critique, dans laquelle la hauteur pour un débit donné (hauteur critique) ne dépend que de la géométrie de la section.

Un autre type de contrôle complet se rencontre dans les lits non aménagés mais pourvus naturellement de chutes ou zones de rapides. Nous citons Gérard HIEZ (IRD) : En GUYANE, les échelles étaient installées, chaque fois que cela était possible, à l'amont de sauts ou rapides qui constituent de remarquables sections de contrôle. La section au droit de l'échelle

est quelquefois parfaitement « indéfinie » (par exemple la station de MARIPA sur l'OYAPOQUE) et le lit peut être encombré d'îles et de rochers. Ces stations présentent, en général, d'excellentes qualités de sensibilité et de stabilité parce que situées à l'amont immédiat d'un contrôle absolu ».

Ce cas, presque idéal, où le contrôle est complet et parfaitement défini n'est malheureusement pas le plus fréquent. Très souvent la section de contrôle est imprécise, fuit vers l'aval lorsque le niveau d'eau augmente et se stabilise à une singularité du lit (coude, pont), ou se perd dans un « channel-control ».

3.6.3 Sections de jaugeages :

En régime permanent le débit est le même (ou plus exactement est considéré comme tel) en toute section du bief hydrométrique. Il est donc permis de mesurer ce débit n'importe où. On choisit de le faire dans la section qui offre les meilleures garanties de précision de la mesure.

C'est ce débit qu'on déclare transiter à l'instant de la mesure, au droit de l'échelle limnimétrique.

Section transversale régulière et stable, vitesse de courant suffisante, filets d'eau parallèles sont les critères de choix d'une section de jaugeage au moulinet. Ces conditions ne sont pas toujours faciles à réunir à proximité de l'échelle limnimétrique, d'autant plus qu'il y a généralement opposition entre basses eaux et moyennes ou hautes eaux.

Une section de hautes eaux est choisie dans un bief à pente faible pour limiter la violence du courant. Elle peut être équipée d'un câble gradué, d'un transporteur aérien. Il n'y a pas

d'inconvénient à placer cette station de de jaugeage loin de la section de l'échelle si le débit reste inchangé.

Pour les basses eaux au contraire, on se heurte à une insuffisance soit des profondeurs (seuils), soit des vitesses (mouilles). De plus les jaugeages doivent être faits aussi près que possible de la section de l'échelle en raison de la rapide variation des faibles débits (échanges avec la nappe phréatique, percolation). Il en résulte que, très souvent, le mesurage des débits d'étiage est beaucoup plus difficile à réaliser que celui des débits de moyennes et hautes eaux. L'utilisation d'un seuil jaugeur étalonné peut apporter une solution lorsque le débit est inférieur à 500 l/s.

L'utilisation des méthodes de jaugeage par dilution chimique n'entraîne pas le choix d'une section de jaugeage mais au contraire celui d'un bief long de plusieurs hectomètres ou kilomètres suivant le débit et le brassage des eaux.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenter d'une façon globale les conditions et les règles qui doivent strictement respectées sur le plan de la conception et la fonction d'une station hydrométrique. Celle-ci est considérée comme un moyen le plus classique de mesure des débits évoluant un canal artificiel ou un cours d'eau. La mesure des débits est faite par l'élaboration d'un courbe de tarage lié les deux grandeurs hydrauliques tels que le débit Q et la profondeur h . La précision est basé essentiellement sur la satisfaction de toutes les conditions hydrauliques et géométriques tels que le choix de site de l'implantation de la station qui favorise un écoulement de type fluvial stable en amont de l'élément primaire soit un déversoir ou bien un jaugeur.

La géométrie de l'élément primaire tien en compte l'évacuation facile sans obstruction et sans perturbation de la surface libre de l'écoulement, ainsi que le profil de l'élément primaire doit adapté convenablement avec tous les débits de crue et d'étiage pour englobe une grande intervalle des débits qui s'intéresse les hydrologues.

Partie II

EXPÉRIMENTATION

Introduction

présente partie de notre étude a pour but, la validation expérimentale des relations issues du développement théorique du deuxième chapitre.

Afin de mettre au point un nouveau dispositif de mesure des débits dans les canaux ouverts, les relations théoriques développées au-cours du chapitre précédent seront discutées et validées à l'aide des résultats expérimentaux. Et pour donner plus de validité à ces relations théoriques des tableaux de comparaisons et des graphiques seront établis sur la base de ces dernières d'un coté, et les résultats issus de l'expérimentation d'autre coté.

Cette partie sera entamée par la description du banc d'essais et des dispositifs testés, enrichie par des schémas de définitions et des photographies.

Chapitre I

DEROULEMNT DES ESAIE

4 .Chapitre I : DEROULEMNT DES ESAIE

4.1 INTRODUCTION :

Notre choix s'est porté sur un déversoir de forme U à mince paroi sous forme d'un triangle à fond arrondi, il est muni d'une hauteur de pelle variable et son axe longitudinal se confond avec celui du canal d'amenée de forme rectangulaire dans lequel il est inséré, l'appareil provoque un rétrécissement brusque de la section de canal d'amenée.

L'objectif visé par le présent est d'établir l'expression théorique de la loi hauteur-débit ainsi que celle du coefficient de débit

4.2 Description du banc d'essais

La figure (4.1) représente le schéma de l'installation expérimentale destinée à tester les dispositifs ci-dessus décrits. Tandis que la photographie 2, montre une vue d'ensemble d'un banc d'essais. Il est constitué d'un canal de forme rectangulaire de 6 m de longueur, et 0.075 m de largeur. Le canal est menuisé par des parois en plexiglas transparentes 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 amortisseur, également ouvert, pour alimenter le canal. Le système bassin de récupération, la pompe 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.

Le réglage des débits volumiques 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**.

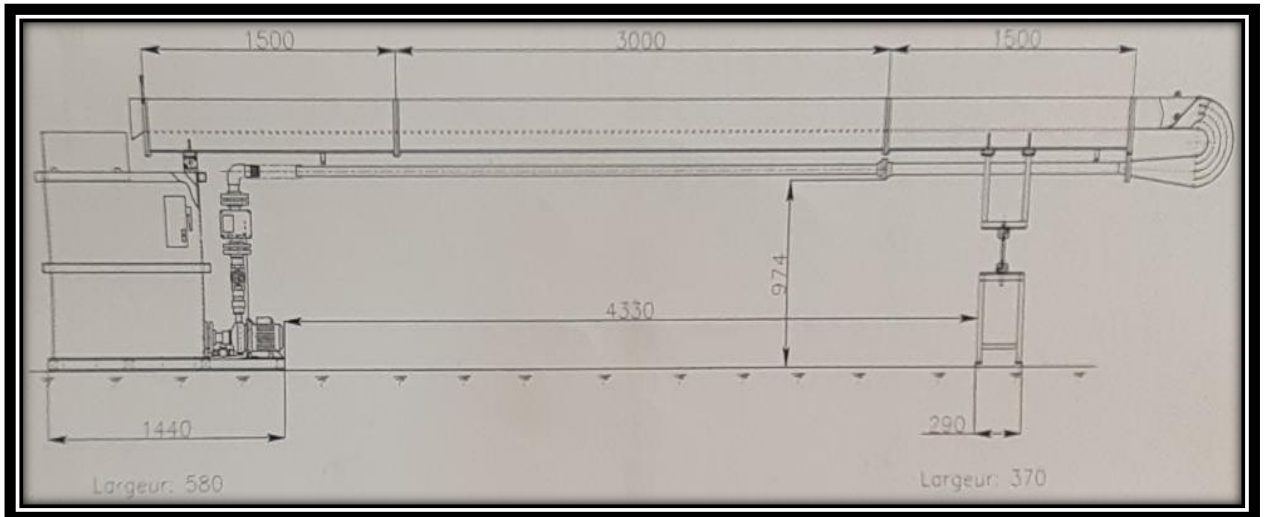


Figure 4-1 Schéma représentatif du canal, ayant servi à l'expérimentation



Figure 4-2 Photographie Le banc d'essai mis en expérience

4.3 Caractéristiques géométriques du canal

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

dimensions du canal :

- Longueur : 600 cm
- Largeur : 7.5 cm
- Profondeur : 16 cm

4.4 Appareillage de mesure

4.4.1 Mesure de la profondeur

Lors de nos essais, la mesure de la profondeur découlement à l'aval du dispositif testé est un élément important dans l'évaluation du débit écoulé.

aussi la profondeur au dessus de l'échancrure du dispositif a également une importance primordial . Plus la mesure de la profondeur s'effectue avec précision et donc l'évaluation du débit est acceptable.

Dans cette raison nous avons utilisé un limnimétrie, dont la précision est tout à fait requise pour la nature des essais envisagés.

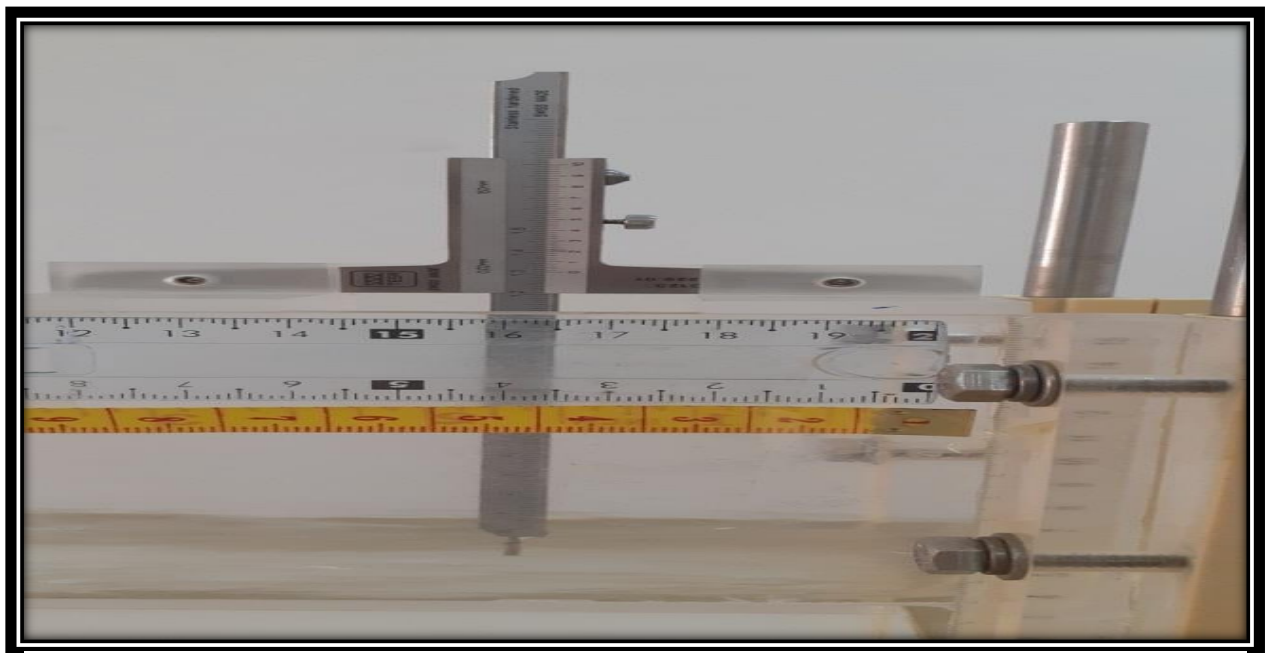


Figure 4-3 Photographie Un limnimétrie De précision



Figure 4-4 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.

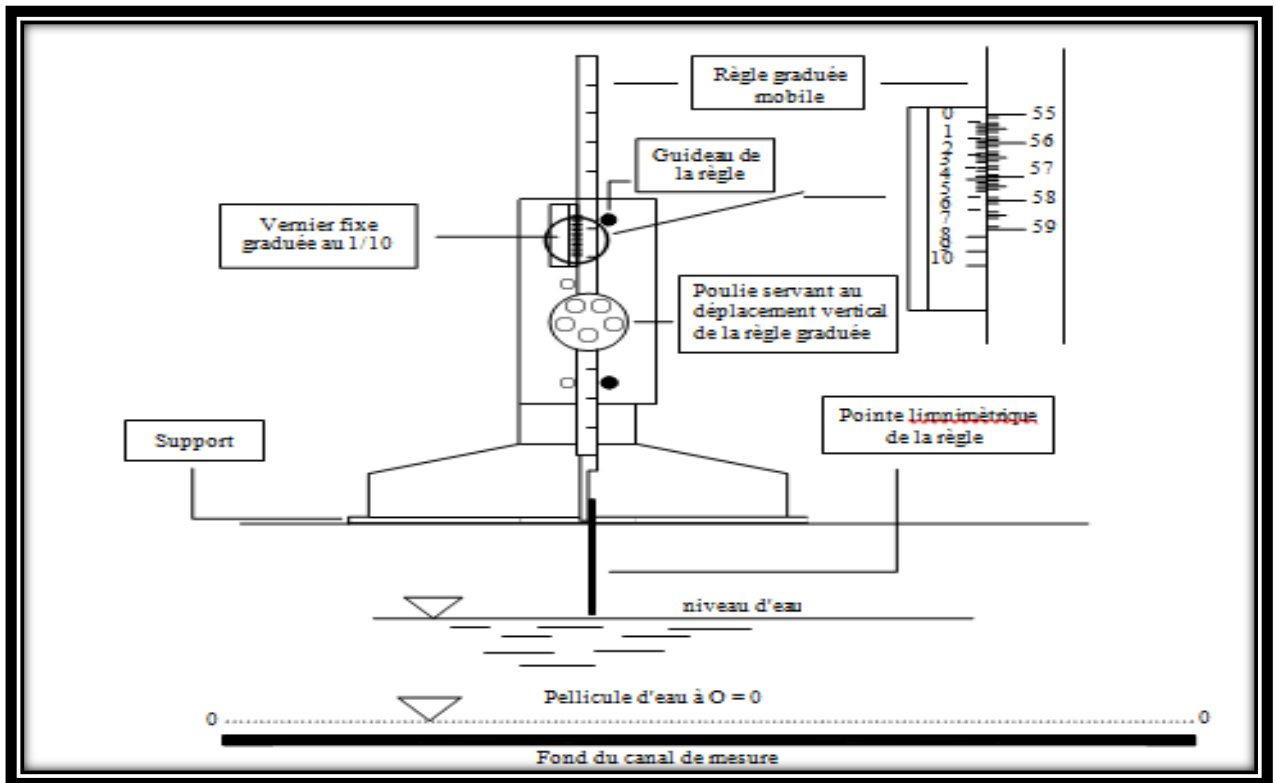


Figure 4-5 schéma représentatif d'un limnimètre

La lecture sur le limnimétrie s'effectue en deux étapes : on procède d'abord à la lecture de la graduation sur la règle, située immédiatement en haut du zéro du vernier, puis on effectue la lecture du nombre de cinquantième en face de la division qui coïncide ou qui est la plus rapproché d'une division de la règle

4.4.2 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 la plaque d'affichage graduée est tributaire de la valeur du diamètre intérieur de la conduite d'alimentation.

Cette graduation est comprise entre $1,6$ et $16 \text{ m}^3/\text{h}$.



Figure 4-6 vue du tube de mesure de volume

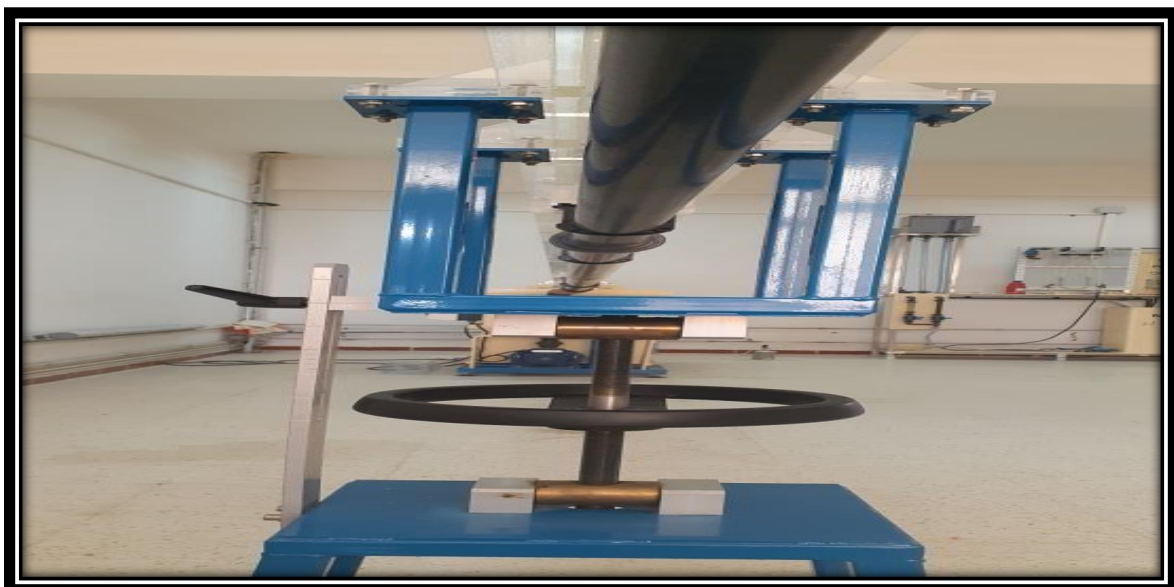


Figure 4-7 Dispositif de variation de pente

4.4.3 Mesure de la pente



Figure 4-7 Echelle de mesure

Dans cette partie expérimental au laboratoire on peut contrôler manuellement l'inclinaison grâce à la direction rotative installé sur un appui fixé photographie 4.6, s'accompagner une échelle des pentes photographie 4.7, a une valeur maximale est égale à : $I_{\max} = 4\%$.

4.5 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 a afficher les valeurs exacte

Table 4.1: Les valeurs de débits mesuré

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

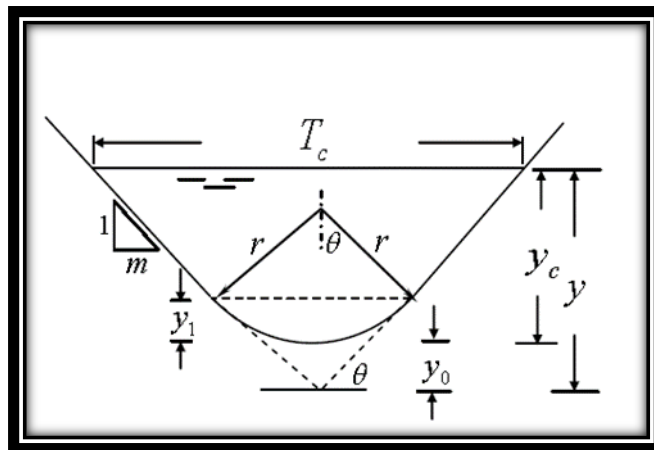
- Le principe de fonctionnement base sur plusieurs essais, chaque essai on va fixer la pente et varié le débit, et au cour de celle-ci on mesuré la profondeur d'eau aux déferentes positions et on les enregistre les tableau de l'annexe 1
- Après prendre les mesures, on calcul les paramètres hydraulique.
- Ensuite on traçons les graphes, et on fait des analyse et discussion pour chaque cas étudié.

- On fin une conclusion et une recommandation convienne dans le domaine hydraulique

4.6 Caractéristiques géométriques du déversoir:

Le déversoir considéré dans la présente étude est un déversoir de forme U , on peut considéré comme un déversoir triangulaire à fond arrondi. Lors de l'utilisation des propriétés géométriques d'un triangle, on obtient des relations simples qui régissent les caractéristiques hydrauliques du déversoir de forme U . La forme triangulaire à fond arrondi est une forme simple découvert composée au fond d'un segment circulaire du rayon r , et surmontée par des parois d'un triangle symétriques d'un angle d'inclinaison θ , par rapport à l'horizontal, de telle façon que ces parois forment des tangente au segment circulaire. Les parois ne se referment pas au dessus de la surface libre et conservent la même nature d'une section à l'autre. A la surface libre la pression est égale à la pression atmosphérique.

Les principaux éléments que l'on peut définir à partir de la section mouillée sont représentés par la figure 4.9 ci-dessous.



*Figure 4-8 Schéma de définition de l'écoulement au dessus
un déversoir ouvert de section triangulaire à fond arrondi*

$$\theta=60^\circ$$

$$Y_c= 4,4 \text{ cm}$$

$$R = 2\text{cm}$$

$$Y_1=1,6 \text{ cm}$$

$$Y_0= 2,7 \text{ cm}$$

$$Y= 7 \text{ cm}$$



Figure 4-9 Photographe du déversoir d'angle d'ouverture triangulaire à fond arrondi $\alpha=60^\circ$

$$\theta=30^\circ$$

$$Y_c= 7,9\text{cm}$$

$$r=1,9\text{cm}$$

$$Y_1=1,6\text{cm}$$

$$Y_0= 6,7\text{cm}$$

$$Y= 14,2\text{cm}$$



Figure 4-10 Photographe du déversoir d'angle d'ouverture triangulaire à fond arrondi $\alpha=30^\circ$

4.7 Procédure expérimentale

Dans le laboratoire hydraulique, La température de l'eau et de L'air est respectivement 31 et 32° C°

On commence par la pente $I= 0 \%$, au cours de la variation des débits on mesure la profondeur d'écoulement h ,

Chapitre II

*analyse et interprétation des
résultats*

5 Chapitre II analyse et interprétation des résultats

5.1 Essais N° : 01

5.1.1 Un déversoir triangulaire a fond arrondi d'un angle d'ouverture $\alpha = 60^\circ$

Le première dispositif étudié et de proposé un déversoir triangulaire a fond arrondi a mince paroi d'un angle d'ouverture $\alpha=60^\circ$. ce déversoir et menu par un sigmas de demi circulaire de rayon $r =2 \text{ cm}$

Table 5.1. les valeurs de débit Q et de la profondeur h pour : $I = 0$; $\alpha=60^\circ$; $P= 0$

	$I = 0$		$\alpha = 60^\circ$		$P = 0$		
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7	8
Q (m ³ /s)	0,00055556	0,00083333	0,00111111	0,00138889	0,00166667	0,00194444	0,00222222
X (cm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h h (mm)
0	32	36,3	41	45	48	50	53,5
15	32,5	37,4	42,1	45,6	48,6	51,2	54,3
30	33,2	38,1	43,3	46,7	50	53	56,3
45	34	38,9	44	47,4	51,5	54	57,8
60	34,6	39,8	44,6	48,2	52,8	56	59,1
75	35,2	40,4	46	49,8	53,7	57,2	60,5
90	35,6	41,3	46,7	50,5	54,7	58,2	61,8
105	36,3	42,1	47,2	51,5	55,9	59,4	63,1
120	36,8	42,9	48,5	52,6	56,8	60,6	63,8
135	37,2	43,3	48,9	53,3	57,6	61,3	64,9
150	37,7	44,2	49,4	53,8	58,6	62,7	65,9

Pour connaître le comportement de l'écoulement on amont de dispositif insérer dans le canal on calcule le Nombre de Froude (fr) pour plusieurs points . les valeur de nombre de Froude sont regroupe dans le tableau 2 , pour but de déterminer le changement de la nature découlement dans le cadre de considération pratique , les points qui sont disposer on amont des dispositif sont des valeur a dimensionnelle représenter par h_i/x_i talque h_i c'est la profondeur mesuré au point x_i et celle-ci est présente la distance choisie arbitrairement en amont de notre déversoir . ces résultats sont regroupe dans le tableau 5.2 .

Table 5.2 nombre de Froude fr calculé pour : $I=0$; $\alpha = 60^\circ$; $p=0$.

	$I=0$		$\alpha=60^\circ$		$p=0$		
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7	8
Q (m ³ /s)	0,00055555	0,00083333	0,00111111	0,00138889	0,00166667	0,00194444	0,00222222
x	fr	fr	fr	fr	fr	Fr	fr
0	0,41	0,51	0,57	0,62	0,68	0,74	0,76
15	0,40	0,49	0,55	0,61	0,66	0,71	0,75
30	0,39	0,48	0,53	0,59	0,63	0,68	0,71
45	0,38	0,46	0,51	0,57	0,61	0,66	0,68
60	0,37	0,45	0,50	0,56	0,59	0,62	0,66
75	0,36	0,44	0,48	0,53	0,57	0,61	0,64
90	0,35	0,42	0,47	0,52	0,55	0,59	0,62
105	0,34	0,41	0,46	0,51	0,54	0,57	0,60
120	0,34	0,40	0,44	0,49	0,52	0,56	0,59
135	0,33	0,39	0,44	0,48	0,51	0,55	0,57
150	0,32	0,38	0,43	0,47	0,50	0,53	0,56

Table 5.3 Résultats obtenu par voie expérimental avec : $I=0$; $\alpha = 60^\circ$; $p=0$.

	$I=0$		$\alpha=60^\circ$		$p=0$		
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7	8
Q (m ³ /s)	0,00055555	0,00083333	0,00111111	0,00138889	0,00166667	0,00194444	0,00222222
x (cm)	h/x	h/x	h/x	h/x	h/x	h/x	h/x
0	/	/	/	/	/	/	/
15	0,22	0,25	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36
30	0,11	0,13	0,14	0,16	0,17	0,18	0,19
45	0,08	0,09	0,10	0,11	0,11	0,12	0,13
60	0,06	0,07	0,07	0,08	0,09	0,09	0,10
75	0,05	0,05	0,06	0,07	0,07	0,08	0,08
90	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,07
105	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06
120	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05
135	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05
150	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04

La représentation graphique de la variation de Nombre de Froude en fonction de la distance a dimensionnelle h_i/x_i sépare l'endroit de déversoir et le point étudié x_i .

L'endroit de dispositif est considéré comme l'origine de point initial.

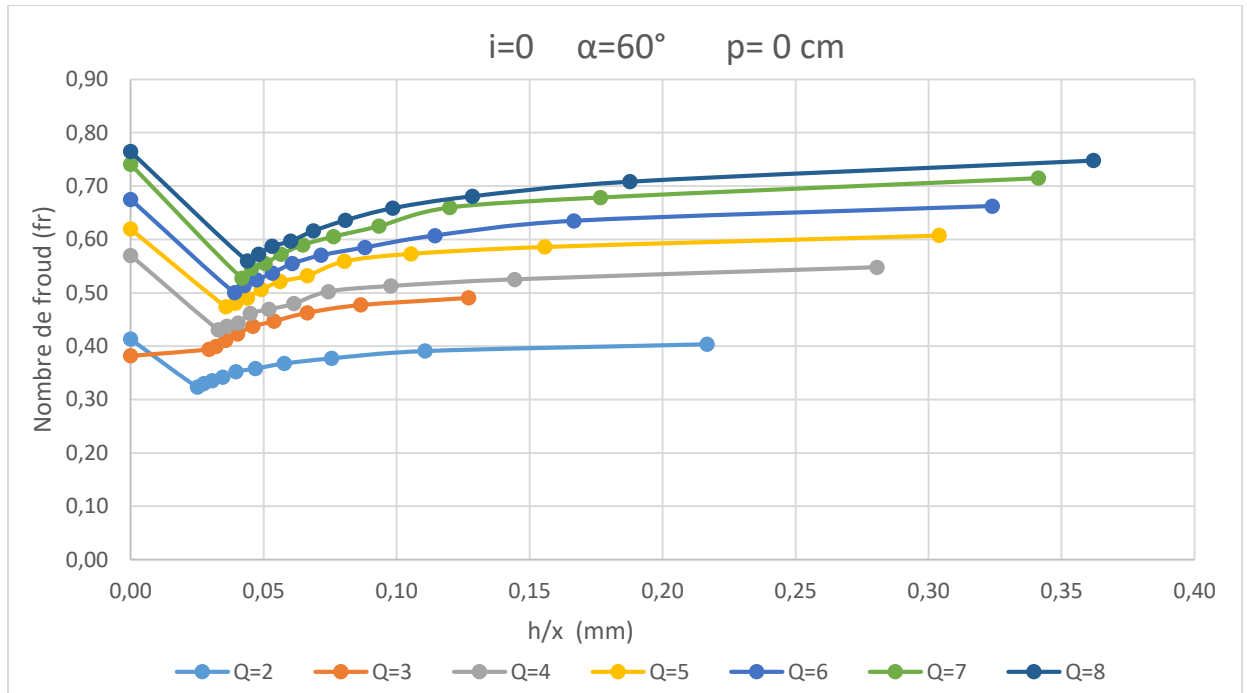


Figure 5-1 Graphe global la variation de $Fr = f(h/x)$ avec $i=0$, $\alpha=60^\circ$, $p=0$

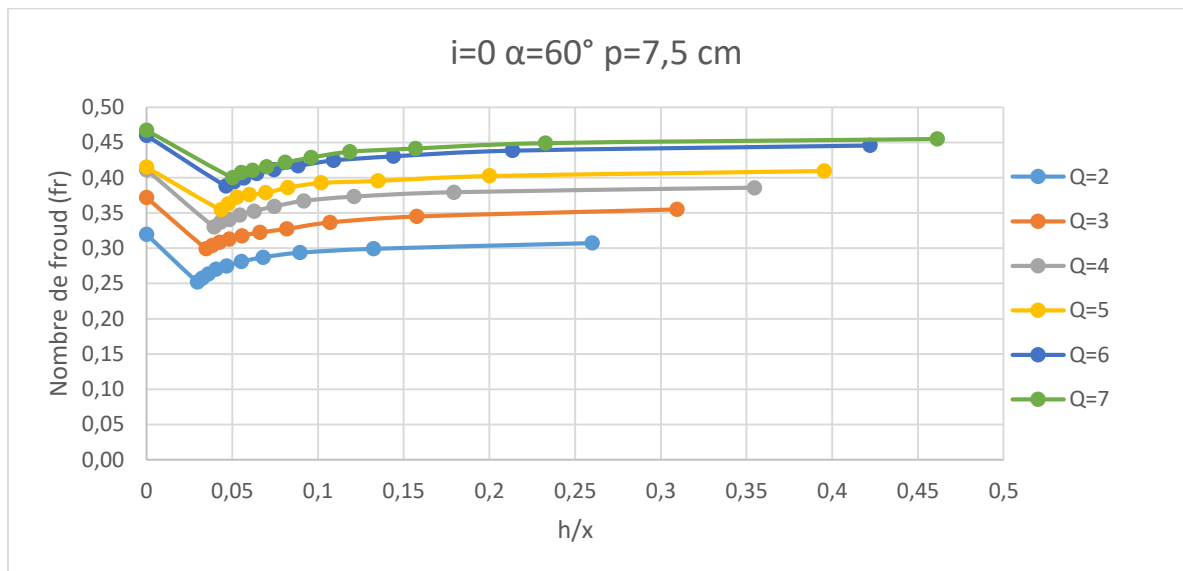


Figure 5-2 Graphe global la variation de $Fr = f(h/x)$ avec $i=0$, $\alpha=60^\circ$, $p=7.5$ cm

5.1.2 Analyse les graphes

Selon les deux graphes indique ci-dessus ,on premier temps le comportement de l'écoulement reste stable avec des nombres de variation presque constant , pour chaque débit évaluant dans le canal a la approximation de seuil (déversoir) un point d'inflection est effectué a partir d'une distance a dimensionnelle égale **0.10** correspond un changement de dans nature de l'écoulement , selon les valeurs de nombre de Froude indique sur l'axe des ordonné l'écoulement est devenu plus calme due a la diminution de la valeur de nombre de Froude , cette observation permet de considère cette zone comme un endroit favorable et selon les conditions de la station hydrométrique cité au chapitre 03 de la première partie comme une station à l'échelle , qui-il doit vérifier la condition obtenu de notre expérience .

Autrement-dit les valeurs de nombre de Froude selon les figures sont très faible c'expriment que la nature de l'écoulement en amont de seuil (déversoir) est fluvial ce qu'est favorise une bonne lecture de la mure installé a une distance pratiquement est efficace dans un endroit a dimensionnelle $h/x = 0,05$, cette critère est valable pour toute la gamme des **hi/xi** (de 0.05 à 0.01) Les graphes montrent que les valeurs de nombre de Froude est brusquement variée a partir d'un droit juste a cote a l'amont de déversoir par des valeurs sensiblement plus élevé change la nature de l'écoulement vers un régime de type torrentiel en aval de déversoir , notamment pour les débits de 7 et 8 m³/h .

On somme que le comportement de l'écoulement on amont de dispositif pour un canal de pente nulle et pour les deux cas d'une auteur de pelle respectivement zéro et supérieur a zéro l'écoulement généralement du nature fluvial .d'autre part a une distance bien distingué le régime changera sa nature vers un régime plus accéléré , a cause de la présence de déversoir .

On seconde temps la nature de l'écoulement au-dessus de déversoir n'est pas encore atteint un régime critique .

Expérimentalement notre choix s'apporté sur un endroit d'une chute libre pour de but pratique , la premièrement est qu'il n ya pas un effet découlement on aval de déversoir .

Deuxièmement pour que le déversoir ne soit pas noyé .

Bref pour une écoulement on amont d'un déversoir triangulaire a fond arrondie évoluant dans un canal a pente nulle quelque soit la valeur de la hauteur de pelle le régime découlement reste toujours fluviale se ralenties progressivement a la proximité de déversoir , a l'endroit de franchissement au-dessus de déversoir l'écoulement s'accélère brusquement pour traversé le déversoir qui se caractérise par des valeur de nombres de Froude plus élevé vers des valeurs de proche a la valeur 1

Surtout les valeurs de débits considérable .

L'équation de la ligne d'eau pour un écoulement dans un canal rectangulaire contrôlé par un déversoir triangulaire à fond arrondi donnée

$$\frac{dy}{dx} = \frac{i-j}{1-fr^2} \dots\dots\dots(5.1)$$

Avec :

Fr : nombre de Froude calculer d'après la formule suivante : $fr = \frac{Q}{bh\sqrt{gh}}$: (sans unité)

h : la profondeur mesurée (m)

Q : débit : (m³/s) .

J : la perte de charge calculer d'après la formule suivante : $j = \frac{(nQ)^2}{R_h^{\frac{4}{3}} A^{10/3}}$ (5.2)

R_H : rayon hydraulique

P =2h+b

A : l'aire de la section mouillée (m²)

Le tableau suivant calcule la valeur de gradient de perte de charge pour chaque distance

Table 5.4 les valeurs de Gradient de perte de charge j avec : I= 0 ; α=60° ; p= 0 .

	I = 0		α = 60°		p = 0		
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	7	8
Q (m³/s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,00138889	0,00166667	0,00194444	0,00222222
X (cm)	j	j	j	j	j	j	j
0	0,00097	0,00156	0,00200	0,00245	0,00299	0,00366	0,00402
15	0,00093	0,00144	0,00187	0,00237	0,00289	0,00344	0,00387
30	0,00088	0,00137	0,00174	0,00223	0,00269	0,00315	0,00353
45	0,00232	0,00385	0,00471	0,00623	0,00750	0,00942	0,01002

Table 5 Résultats obtenu par voie expérimental avec : I= 0 ; α=60° ; p= 0 .

	I = 0		α = 60°		p = 0		
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	7	8
Q (m³/s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,00138889	0,00166667	0,001944444	0,00222222

X (cm)	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx
0	0,0012	0,0021	0,0030	0,0040	0,0055	0,0081	0,0097
15	0,0011	0,0019	0,0027	0,0038	0,0052	0,0070	0,0088
30	0,0010	0,0018	0,0024	0,0034	0,0045	0,0058	0,0071
45	0,0010	0,0016	0,0023	0,0032	0,0039	0,0053	0,0062
60	0,0023	0,0041	0,0052	0,0077	0,0092	0,0118	0,0139
75	0,0009	0,0014	0,0019	0,0026	0,0033	0,0041	0,0049

Les valeur de dy/dx regroupé dans le tableau 5, a des signe positif ce que signifier qu' il ya un exaucement de la ligne d'eau salement a une distance limité , mais a l'endroit juste a coté de seuil il ya un abaissement de la ligne d'eau comme le montre le signe de paramètre dy/dx pour des distance plus proche au déversoir , cette observation est reste la même pour la hauteur de pelle différent a zéro pou un canal de pente nulle .

5.1.3 caractéristique de l'écoulement amont pour $p=b/4=1.87$ cm

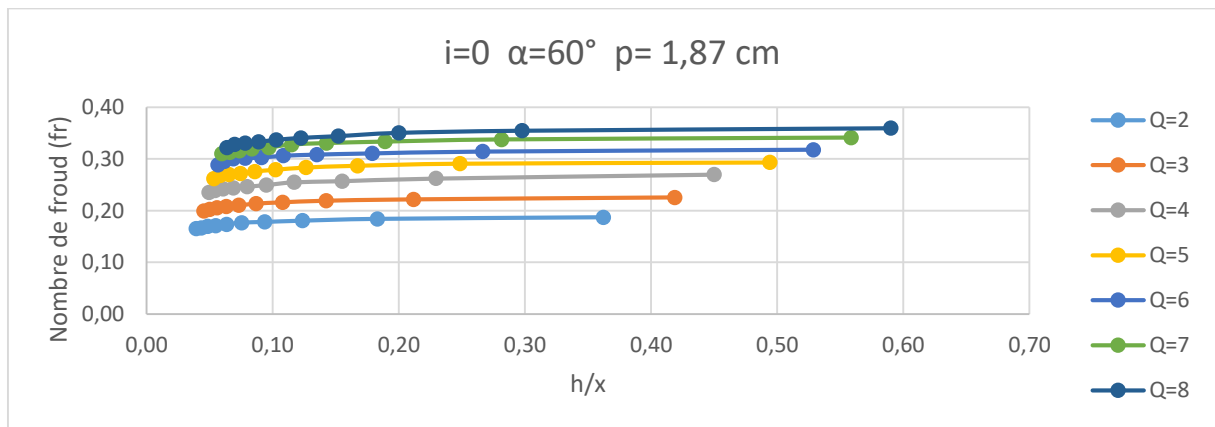


Figure 5-3 graphe global la variation de $Fr = f(h/x)$ avec $i=0$, $\alpha=60^\circ$, $p=b/4=1.87$

Plus que le déversoir ce lève d'une hauteur de pelle plus ce représente comme un obstacle rétrécisse la section déversant celle-ci empêche la diminution de nombre de Froude .

Ce comportement de l'écoulement est beaucoup plus favorable et satisfait les condition d'une station a l'échelle.

5.2 Essais N° : 02

5.2.1 Un déversoir triangulaire a fond arrondie d'un angle d'ouverture $\alpha=30^\circ$

Le deuxième dispositif étudié et de proposé un déversoir triangulaire a fond arrondie mines paroi d'un angle d'ouverture $\alpha=30^\circ$. ce déversoir et menu par un sigmas de demi circulaire de rayon $r = 1.3$ cm

Même procédure a été effectuée pour traite un écoulement en amont de ce déversoir et dans les résultats suivant :

Table 5.6 les valeurs de débit Q et de la profondeur h pour : $I = 0$; $\alpha = 30^\circ$; $P = 0$

	I = 0		$\alpha = 30^\circ$		P = 0			
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7	8	9
Q (m ³ /s)	0,0005555	0,0008333	0,0011111	0,0013888	0,0016666	0,0019444	0,0022222	0,0025
X (cm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
0	34	40	44	50	54	58	60	63
15	34,2	40,7	45,9	50,5	54,7	58,9	62,6	66,5
30	35	41,5	46,6	51,1	55,6	59,3	64	67,4
45	35,7	42	47,6	52	56,6	60,6	64,8	68
60	36,6	42,5	48,6	52,7	57,5	61,6	65,8	69
75	36,8	42,8	49,2	53,5	58,4	62,3	66,6	70
90	37,1	43,6	50	54,5	59,2	63,1	68,2	71
105	38,4	44,6	50,4	55	60	64,2	69,5	72
120	39	45,2	51,5	55,5	61,3	65,5	70,7	73,3
135	39,6	46	52,4	57,4	62	66,4	71,9	74
150	40,5	46,9	52,7	58,2	63,7	67,7	73,7	76

Table 5.7 nombre de Froude fr calculé pour : $I = 0$; $\alpha = 30^\circ$; $p = 0$.

	I = 0		$\alpha = 30^\circ$		p = 0			
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7	8	
Q (m ³ /s)	0,0005555	0,0008333	0,0011111	0,0013888	0,0016666	0,0019444	0,0022222	
x (cm)	fr	fr	fr	Fr	fr	fr	fr	fr
0	0,38	0,44	0,51	0,53	0,57	0,59	0,64	
15	0,37	0,43	0,48	0,52	0,55	0,58	0,60	
30	0,36	0,42	0,47	0,51	0,54	0,57	0,58	
45	0,35	0,41	0,46	0,50	0,53	0,56	0,57	
60	0,34	0,41	0,44	0,49	0,51	0,54	0,56	

Table 5.8 les valeurs de Gradient de perte de charge j avec : $I = 0$; $\alpha = 30^\circ$; $p = 0$

	I = 0			$\alpha = 30^\circ$ p = 0 cm		
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7
Q (m ³ /s)	0,0005555	0,0008333	0,0011111	0,0013888	0,0016666	0,0019444
x	j	j	J	j	j	j
0	0,000825	0,001203	0,001664	0,001867	0,002208	0,002507

15	0,000812	0,001149	0,001491	0,001820	0,002136	0,002412
30	0,000763	0,001091	0,001433	0,001765	0,002050	0,002371
45	0,000724	0,001058	0,001356	0,001688	0,001959	0,002245

Table 5.9 Résultats obtenu par voie expérimental avec : $I=0$; $\alpha=30^\circ$; $p=0$.

	$I=0$ $\alpha=30^\circ$ $p=0$ cm					
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7
Q (m ³ /s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,001388889	0,001666667	0,001944444
x	dx/dy	dx/dy	dx/dy	dx/dy	dx/dy	dx/dy
0	0,00096	0,00150	0,00226	0,00259	0,00325	0,00387
15	0,00094	0,00141	0,00194	0,00250	0,00309	0,00363
30	0,00088	0,00132	0,00184	0,00239	0,00290	0,00353
45	0,00083	0,00127	0,00171	0,00225	0,00271	0,00325

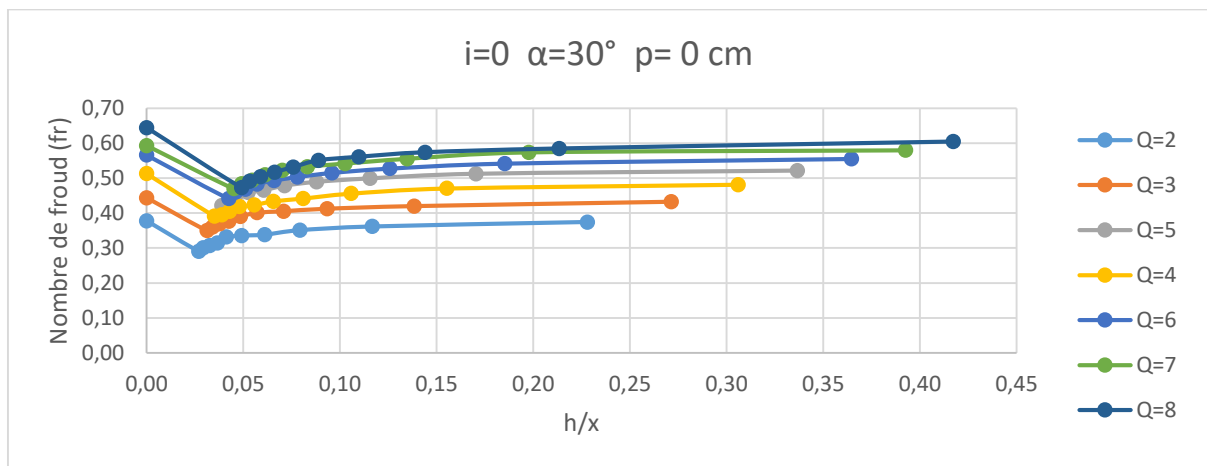


Figure 5-4 Graphe global la variation de $Fr = f(h/x)$ avec $i=0$ $\alpha=30^\circ$ $p=0$

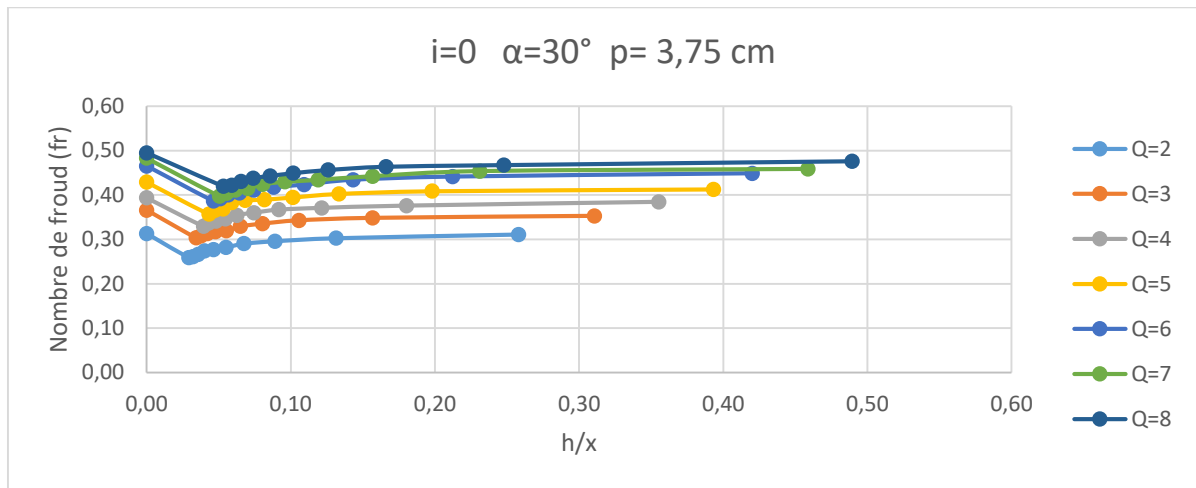


Figure 5-5 Graphe global la variation de $Fr = f(h/x)$ avec $i=0$ $\alpha=30^\circ$ $p=b/2=3.75$ cm

Les deux figures (2.1 et 2.2) représentent la variation de nombre de Froude en fonction de paramètre a dimensionnel h/x est une variation lente ce qui explique la stabilité de l'écoulement, fur-a-mesure l'écoulement ce rapproche vers le déversoir il ya un abaissement remarquable de la valeur de nombre de Froude ce qui est traduit la diminution de la vitesse qui présent un gain dans la condition d'écoulement telle que un endroit stable sans fluctuation permettre de la considérer comme un endroit de la station a l'échelle.

Selon les graphes on peut proposer cette station pour $h/x = 0.05$ a 0.1

A l'endroit de déversoir les nombres de Froude est brusquement augmenter on raison que l'écoulement est en trin de franchir celui-ci.

Pour les deux cas respectivement $p=0$ et $p=b/2$ la Lure de la ligne d'eau selon les nombres de Froude est gardé la même figure et au-dessus le déversoir le régime découlement n'atteint pas le régime critique, malgré que cette section est considérer comme une section de contrôle ce qui explique que la parution d'une section de control naisseite un déversoir épais qui permet la compliment de la criticité

Pour les deux types des déversoir triangulaire à fond aronde respectivement 60 et 30 et pour les cas étudier de la hauteur de paille on être sur que ce type de déversoir on peut utiliser comme une station à l'échelle a des caractéristique très sophistique, dans ce caractéristique géométrique tel que la concavité de fond et des parois vasée pour une évacuation sons perturbation on raison que l'écoulement est toujours garde la même nature fluviale.

Tous ces remarques ne permettent d'une manière définitive que l'effet de la présence de ce type de déversoir placé avec une hauteur de paille supérieur a zéro est un avantage plus de le considère comme un débitmètre convient dans la mesure des débits de l'eau claire son sédiment notamment dans les canaux d'irrigation et les canaux des eau d'infiltration a travers les barrage ext.

5.3 Les courbes de tarage

Une courbe de tarage permet, par simple lecture d'un niveau d'eau sur une échelle limnimétrique, d'estimer le débit d'un cours d'eau à un instant donné.

les deux graphes ci-dessus représente la variation de débit mesure en fonction des profondeur d'eau au-dessus de seuil (déversoir) en fonction de hauteur limnométrique au-dessus de seuil de la section de déversoir.

ces expériences concernant les cas spécifique et plus souvent pratique respectivement, la pente égale a zéro, la hauteur de pelle $p=0$ et l'angle d'ouverture de triangle 60° et 30°

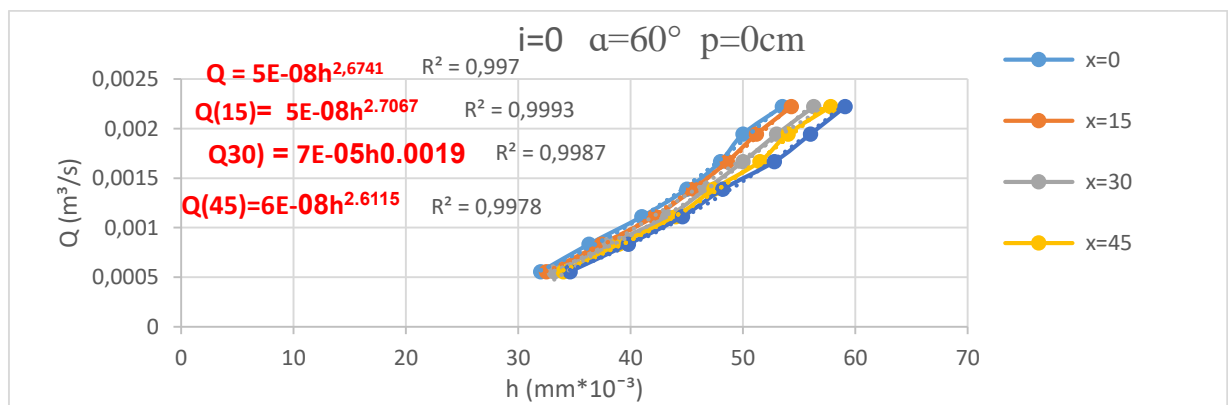


Figure 5-6 Graphe global la variation de $Q=f(h)$ avec $i=0$ $\alpha=60^\circ$ $p=0$ cm

Cette variation représente des courbes pour une gamme des débit teste de 2 a 8 m³/h pour des distances bien chois qui satisfaisant la nature découlement fluviale, sont ajusté a des équations de puissance tels-que :

Pour $x=0$ cm au droit de déversoir $Q=5 \cdot 10^{-8} h^{2.6741}$ $R^2=0.997$ (5.3)

Pour $x=15$ cm au droit de déversoir $Q=5 \cdot 10^{-8} h^{2.7067}$ $R^2=0.9993$(5.4)

Pour $x=30$ cm au droit de déversoir $Q=7 \cdot 10^{-5} h^{0.0019}$ $R^2=0.9987$(5.5)

Pour $x=45$ cm au droit de déversoir $Q=6 \cdot 10^{-8} h^{2.6115}$ $R^2=0.9978$(5.6)

Les deux équations les plus pratiquement importante dans ces condition c'est les équations 5.3 et 5.4 Sous les considérations hydraulique .

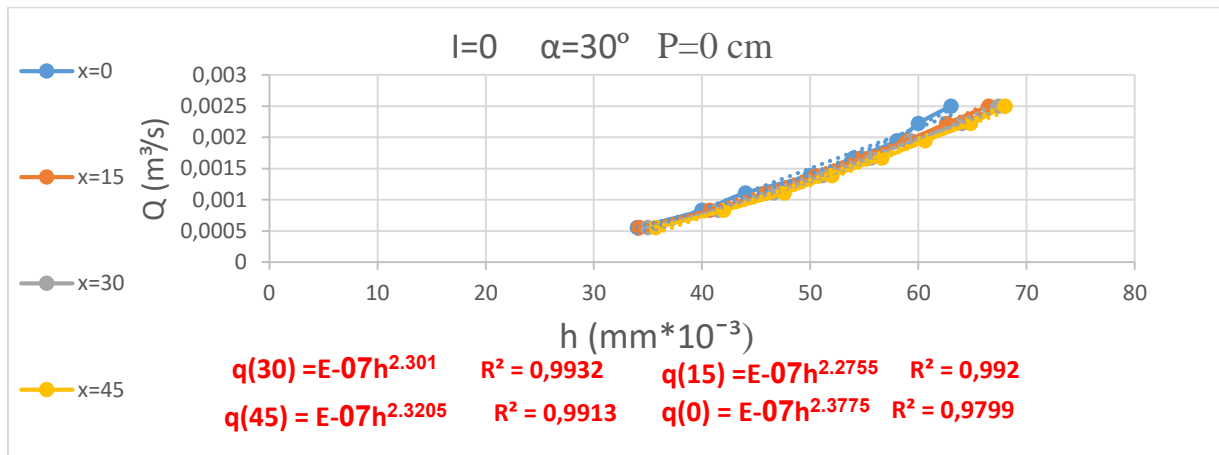


Figure 5-7 Graphe global la variation de $Q=f(h)$ avec $i=0 \quad \alpha=30^\circ \quad p=0 \text{ cm}$

Cette variation représente des courbes pour une gamme des débit teste de 2 a 8 m³/h pour des distances bien choisis qui satisfaisant la nature découlement fluviale, sont ajusté a des équations de puissance tels-que :

Pour $x=0 \text{ cm}$ au droit de déversoir $Q=10^{-7}h^{2.3775} \quad R^2=0.9799 \dots\dots(5.7)$

Pour $x=15 \text{ cm}$ au droit de déversoir $Q=10^{-7}h^{2.2775} \quad R^2=0.992\dots\dots(5.8)$

Pour $x=30 \text{ cm}$ au droit de déversoir $Q=10^{-7}h^{2.301} \quad R^2=0.9932\dots\dots(5.9)$

Pour $x=45 \text{ cm}$ au droit de déversoir $Q=10^{-7}h^{2.3205} \quad R^2=0.991\dots\dots(5.10)$

Les deux équations les plus pratiquement importante dans ces condition c'est les équations (5.7) et 5.8

Sous les considérations hydraulique .

Selon les deux graphes précédant d'une manière générale les déversoir d'angle d'ouverture $\alpha=60$ et $\alpha=30$ Insérer dans un canal de pente nulle et la hauteur de pelle est égale a zero L'équation de courbe de tarage au position $x = 15$

Pur $\alpha =30^\circ$

$$Q=10^{-7}h^{2.2775} \dots\dots(5.11)$$

Pur $\alpha =60^\circ$

$$Q=5*10^{-8}h^{2.7067} \dots\dots(5.12)$$

En écoulement libre, la mesure du débit peut être obtenue avec un seul point de mesure (h_1).

Ainsi, l'équation de débit résultant de la relation hauteur - débit, associée à un écoulement libre, s'exprime comme suit :

$$Q = Kh^n \dots\dots(5.13)$$

Q : débit, dont la valeur est fonction de l'unité de mesure choisie;

h : hauteur d'eau (m) (h_1);

K : constante, fonction de la dimension de l'étranglement et de l'unité de mesure choisie

n : constante de l'exposant, dont la valeur est fonction de la dimension de l'étranglement (sans unité).

Pour $\alpha=60$ pour $x=0$ cm $k = 5 * 10^{-8}$ et $n = 2.6741$

Pour $\alpha=60$ pour $x=15$ cm $k = 5 * 10^{-8}$ et $n = 2.7067$

Pour $\alpha=30$ pour $x=0$ cm $k = 10^{-7}$ et $n = 2.3775$

Pour $\alpha=30$ pour $x=15$ cm $k = 10^{-7}$ et $n = 2.2775$

5.4 Calcule le coefficient de vitesse

Pour la précision des mesures et la validité du coefficient de débit μ , il est essentiel qu'en amont du déversoir, l'écoulement soit aussi calme que possible et que la répartition des vitesses soit bien régulière. L'écoulement doit respecter les conditions suivantes :

- des vitesses d'approche assez faibles,
- une répartition des vitesses régulière et symétrique par rapport à l'axe longitudinal de l'écoulement et sur toute sa largeur,
- assurer un profil de vitesse normal au plan de symétrie de l'écoulement.

Attention, la charge amont H_1 utilisée dans les formules est généralement prise égale à la hauteur d'eau h_1 à l'amont du déversoir, sachant que l'approximation faite est corrigée par le coefficient de débit (en utilisant un coefficient multiplicateur intégré dans celui-ci).

En effet, le terme de vitesse est pris en compte sous la forme d'un coefficient de vitesse d'approche, noté C_v , que l'on multiplie au coefficient de débit. Quand les vitesses sont négligeables (terme $V^2/2g \ll 1$), ce coefficient est pris égal à 1 et la charge amont est assimilable à la hauteur d'eau amont. Par contre, si les vitesses sont élevées à l'emplacement

de la mesure de la hauteur d'eau amont, le terme $V^2/2g$ doit être pris en compte dans les

formules de débit sous la forme du coefficient de vitesse C_v que l'on multiplie au coefficient

de débit (11)

Formule du coefficient C_v pour un déversoir à crête mince :

Formule générale :

$$C_v = (H_1/h_1)^u \dots\dots\dots(5.14)$$

Valeurs de l'exposant u dans l'expression du coefficient C_v

$u = 1$ pour un déversoir proportionnel,

$u = 1,5$ pour un déversoir rectangulaire,

$u = 2$ pour un déversoir parabolique,

$u = 2,5$ pour un déversoir triangulaire

Pour notre cas la valeur de l'exposant de coefficient de vitesse $C_v = 2.25$ (selon (king 1954) (4)

Pour une singularité dite à crête mince, définie par l'épaisseur de sa crête, en écoulement dénoyé, le niveau aval n'influence pas le niveau amont et la formule générale suivante est utilisée :

$$Q = \mu C_v A V \dots\dots\dots(5.15)$$

$$A = m r^2 [(y/r)^2 - x_1]$$

Tel que

$$Y = h + y_0$$

$$y = h + 2.7$$

$$X_1 = \frac{1}{m} \left(\frac{1}{m} - \sin^{-1} \theta \frac{1}{1+m^2} \right)$$

$$m = \frac{1}{\tan \theta}$$

Formule du coefficient C_v pour un déversoir à crête mince :

$$C_v = \left(\frac{H^1}{h^1} \right)^u$$

$$u = 2,25$$

$$H_1 = h_1 + \frac{v^2}{2g}$$

a. pour $\alpha = 60^\circ$ $r = 2\text{cm}$

a.1 pour Q min

$$m = \frac{1}{\tan 60} = 0.72$$

$$X_1 = \frac{1}{m} \left(\frac{1}{m} - \sin^{-1} \frac{1}{1+m^2} \right)$$

$$X_1 = \frac{1}{0.72} \left(\frac{1}{0.72} - \sin^{-1} \frac{1}{1+0.72^2} \right)$$

$$= -61,64$$

$$A = 0,72 * (2 * 10^{-2})^2 [(4,4 \sqrt{2})^2 - (-61,64)] = 0,019 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{0,00055556}{0,019} = 0,029 \text{ m} \backslash \text{s}$$

$$Cv = \left(\frac{0,034}{32 * 10^{-3}} \right)^{2,25} = 1,14$$

$$h_1 = 32 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$Q = 0,00055556 \text{ m}^3 \backslash \text{s}$$

$$H_1 = 32 * 10^{-3} + \frac{0,029^2}{(2 * 9,81)} = 0,034 \text{ m}$$

$$Q = \mu C_v A V = 1,14 * 0,019 * 0,029$$

a.2 Pour Q max

$$m = \frac{1}{\tan 60} = 0.72$$

$$X_1 = \frac{1}{m} \left(\frac{1}{m} - \sin^{-1} \frac{1}{1+m^2} \right)$$

$$X_1 = \frac{1}{0.72} \left(\frac{1}{0.72} - \sin^{-1} \frac{1}{1+0.72^2} \right)$$

$$= -61,64$$

$$A = 0,72 * (2 * 10^{-2})^2 [(4,4 \sqrt{2})^2 - (-61,64)] = 0,020 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{0,00225}{0,02} = 0,102 \text{ m} \backslash \text{s}$$

$$Cv = \left(\frac{0,5353}{0,053} \right)^{2,25} = 1,022$$

$$h_1 = 53.5 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$Q = 0,00225 \text{ m}^3 \backslash \text{s}$$

$$H_1 = 32 \cdot 10^{-3} + \frac{0.102^2}{(2 \cdot 9.81)} = 0,034 \text{ m}$$

$$Q = \mu C_v A V = 1,14 \cdot 0,019 \cdot 0,029$$

On obtient deux valeur de coefficient de vitesse cv :

$$Cv_1 = 1.14 \text{ pour } Q_{\min} = 2 \text{ m}^3/\text{h} \text{ correspond } 0.00055 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Cv_2 = 1.14 \text{ pour } Q_{\max} = 9 \text{ m}^3/\text{h} \text{ correspond } 0.00225 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ce coefficient montre que la répartition de vitesse de l'écoulement franchissant la section de déversoir est uniforme

b. pour $\alpha = 30^\circ$ $r = 1.3 \text{ cm}$

b.1. pour Q_{\min}

$$m = \frac{1}{\tan 30} = 1,96$$

$$X_1 = \frac{1}{m} \left(\frac{1}{m} - \sin^{-1} \frac{1}{1+m^2} \right)$$

$$X_1 = \frac{1}{1,96} \left(\frac{1}{1,96} - \sin^{-1} \frac{1}{1+1,96^2} \right)$$

$$= -6,50$$

$$A = 1,96 \cdot (1,3 \cdot 10^{-2})^2 [(7,9 \setminus 1,3)^2 - (-6,50)] = 0,014 \text{ m}$$

$$V = \frac{0,00055556}{0,014} = 0,039 \text{ m/s}$$

$$Cv = \left(\frac{0,035}{34 \cdot 10^{-3}} \right)^{2,25} = 1,06$$

$$h_1 = 34 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$Q = 0,00055556 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_1 = 34 \cdot 10^{-3} + \frac{0,00055556^2}{0,014^2 (2 \cdot 9.81)} = 0,035 \text{ m}$$

b.2. Pour Q_{\max}

$$m = \frac{1}{\tan 30} = 1,96$$

$$X_1 = \frac{1}{m} \left(\frac{1}{m} - \sin^{-1} \frac{1}{1+m^2} \right)$$

$$X_1 = \frac{1}{1,96} \left(\frac{1}{1,96} - \sin^{-1} \frac{1}{1+1,96^2} \right)$$

$$= -6,50$$

$$Y = 0.063 + 0.067 = 0.13$$

$$A = 1,96 \cdot (1,3 \cdot 10^{-2})^2 [(7,9 \setminus 1,3)^2 - (-6,50)] = 0,035 \text{ m}$$

$$V = \frac{0,00225}{0,035} = 0,064 \text{ m/s}$$

$$C_v = \left(\frac{0,035}{34 \cdot 10^{-3}} \right)^{2,25} = 1,007$$

$$h_1 = 34 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$Q = 0,00225 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_1 = 63 \cdot 10^{-3} + \frac{0,064}{(2 \cdot 9,81)} = 0,035 \text{ m}$$

On obtient deux valeurs de coefficient de vitesse c_v :

$$C_{v1} = 1,06 \text{ pour } Q_{\min} = 2 \text{ m}^3/\text{h} \text{ correspond } 0,00055 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C_{v2} = 1,007 \text{ pour } Q_{\max} = 9 \text{ m}^3/\text{h} \text{ correspond } 0,00225 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ce coefficient montre que la répartition de vitesse de l'écoulement franchissant la section de déversoir est uniforme

Enfin on peut négliger l'effet de la vitesse d'approche découlement $\frac{v^2}{2g}$ tent vers le zéro

5.5 Calcule la coefficient de débit

a. pour $\alpha = 60^\circ$

a.1. pour Q_{\max}

$$Q_{\text{exp}} = 0,00225 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{th}} = A \cdot V = 2,04 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q_{\text{th}}}{Q_{\text{exp}}} = 0,906$$

$$K = c_v \cdot \mu$$

$$\mu = k/c_v = 0,906/1,022$$

$$\mu = 0,886$$

avec μ : coefficient de débit

a.2. Pour Q_{\min}

$$Q_{\text{exp}} = 5,555 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{th}} = A \cdot V = 5,51 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q_{\text{th}}}{Q_{\text{exp}}} = 0,991$$

$$K = c_v \cdot \mu$$

$$\mu = k/c_v = 0,991/1,14$$

$$\mu = 0,86$$

le coefficient de débit μ

pour Q_{min} $\mu = 0.86$

pour Q_{max} $\mu = 0.88$

l'équation de déversoir triangulaire a fond arondes pour une pente nulle $I=0$ et hauteur de pelle $p=0$.

la forme de celui-ci ne perturbe pas le répartitions des profile des vitesses a cause des valeur coefficient de vitesse presque égale de l'unité ces valeurs augment la valeur de coeficiant de débit μ vers une valeur de 0.88 pour les débits max , alors l'équation de débit traversant ce déversoir est :

$$Q = \mu . A . v$$

$$Q = \mu m r^2 [(h + y_0)^2 / r - \alpha] \sqrt{2gh} \dots \dots \dots (5.14)$$

Conclusion

Les résultats expérimentant d'un déversoir triangulaire a fond aronde un mince paroi testé au laboratoire hydraulique de l'Université de Msila pour plusieurs cas talque la variation de la pente et la variation de la hauteur de pelle nous nous somme que pour le cas dune pente nulle et de hauteur $p=0$ l'équation de déversoir est donne comme suite

Dune part

D'autre part ce dispositif ce considère comme une station hydrométrique a l'endroit de $h/x = 0.15$.

Conclusion général

Conclusion général

Dans ce travail nous avons intéressé à étudier un élément primaire que définit par un déversoir triangulaire à fond arrondi mince paroi à pour objectif de nous considérer comme un débitmètre pour mesurer le débit dans une station à l'échelle, et deuxièmement pour établir l'équation générale de ce type de déversoir.

Notre travail est divisé en deux parties, la première partie est considérée pour un état de connaissance compris trois chapitres

Le premier chapitre : est un état de connaissance de l'écoulement à surface libre

Le deuxième s'intéresse à un passage en revue sur les déversoirs, ce chapitre est donné les résultats applicables

Le troisième chapitre dans la même partie un état de connaissance sur l'hydrométrie, définition et généralité sur les différents types de stations hydrométriques soit à l'échelle ou autre, et ces conditions de fonctionnement hydraulique et géométrique.

La deuxième partie qui représente l'objectif de notre étude, à étudier un élément d'intérêt hydraulique pressant par un déversoir triangulaire à fond arrondi, cette partie a été divisée en deux chapitres, le premier s'intéresse à présenter le déroulement des essais au laboratoire sur un banc d'essais constitué par un canal rectangulaire de largeur 7.5 cm et de longueur 600 cm à pente variable mesurée par un circuit fermé.

Le canal est mesuré de paroi en plexi verre transparent pour visualiser le comportement de l'écoulement en amont de notre dispositif testé.

Notre choix de la position de dispositif testé a été fait à l'extrémité aval de canal qui favorise l'exclusion des effets de l'écoulement en aval.

Les profondeurs d'écoulement sont mesurées à l'aide d'un limnimètre de précision, et le débit par un débitmètre par affichage gradué de 2 à 16 m³/h.

Les valeurs des paramètres mesurés sont regroupées dans les tableaux dans l'annexe de ce document

Dans le deuxième chapitre de cette partie nous avons traité deux types de dispositifs à angle d'ouverture $\alpha=30^\circ$ et $\alpha=60^\circ$ pour la pente de canal $I = 0$ et la hauteur de pelle $p=0$ avec une représentation graphique pour les autres cas.

Le cas étudié est le cas le plus souvent pratiqué correspond à la pente de canal égale à zéro, cette dernière montre que la forme de notre dispositif est applicable dans les deux cas rencontrés dans la nature.

On premier lieu L'eau chargé de sédiment et on deuxième lieu pour les eau claire pratiquement le eau d'infiltration du barrage et les au désigné a l'irrigation .

Le dispositif caractérisé par une coefficient de vitesse presque égal a l'unité et une equation généralisé ce forme de :

$$Q = \mu m r^2 [(h + y_0)^2 / r - \alpha] \sqrt{2gh}$$

Enfin la station hydrométrique pour mesuré le débit au bien évacuateur pour déversé Léau peuvent adopté cette forme avantageuse du ces caractéristique géométrique et hydraulique pour gain des condition découlement .

Reference bibliographies

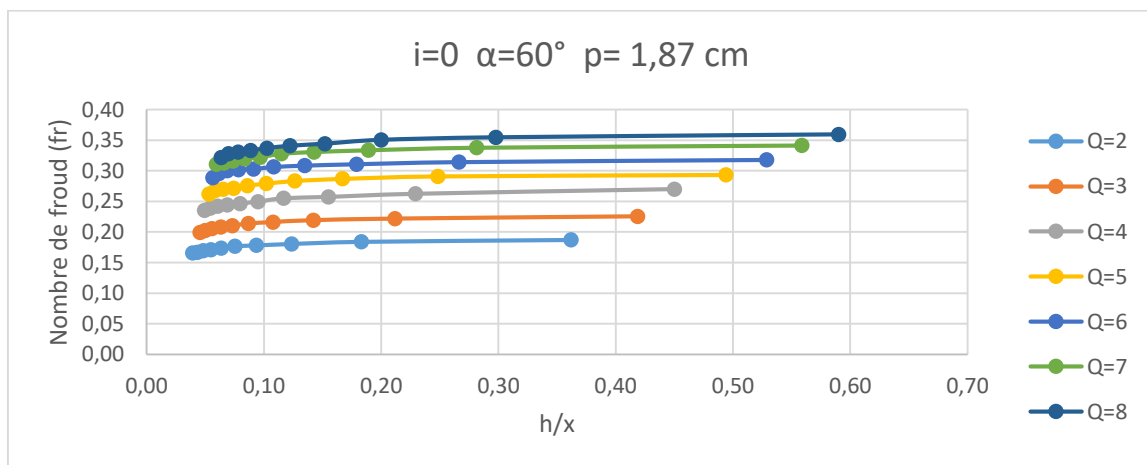
- [1] **(Graf W. H, Altinakar M. S, 2000)**. Hydraulique fluviale : écoulement permanent uniforme et non uniforme, Tome 1
- [2] **(Saad.B, 2007)**. Hydraulique et hydrologie. 2e édition
- [3] **(Lencastre.A,2002)**. Hydraulique générale, 2ème édition EYROLLES, Paris
- [4] **Abed, Mourad**. *Contribution à l'étude de l'écoulement uniforme dans une conduite fermée de forme circulaire*. Diss. Université Mohamed Khider-Biskra, 2010
- [5] **(Carlier .M, 1986)**. Hydraulique générale et appliquée, Editions Eyrolles , Paris
- [6] Grenoble Sciences L'air et l'eau René Moreau
- [7] **Projet volta - HYCOS** stage formation "techniques hydromertique "installation d'une station hydrometrique connaissance du terrain - aspects theoriques
- [8] **(Rao ET Sridharan (1970))** ISBN 978-2-550-55291-8 Guide d'échantillonnage à des fins d'analyses environnementales
- [9] **(Achour et al, 2002)**. Contribution au calcul des écoulements uniformes à surface libre et en charge, LARHYSS Journal, N°.01, PP 7-36
- [10] **Carlier M., (1980)**, Hydraulique générale et appliqué, Eyrolles, pp. 189-215.
- [11] . Notice sur les déversoirs, CETMF, Février 2005)

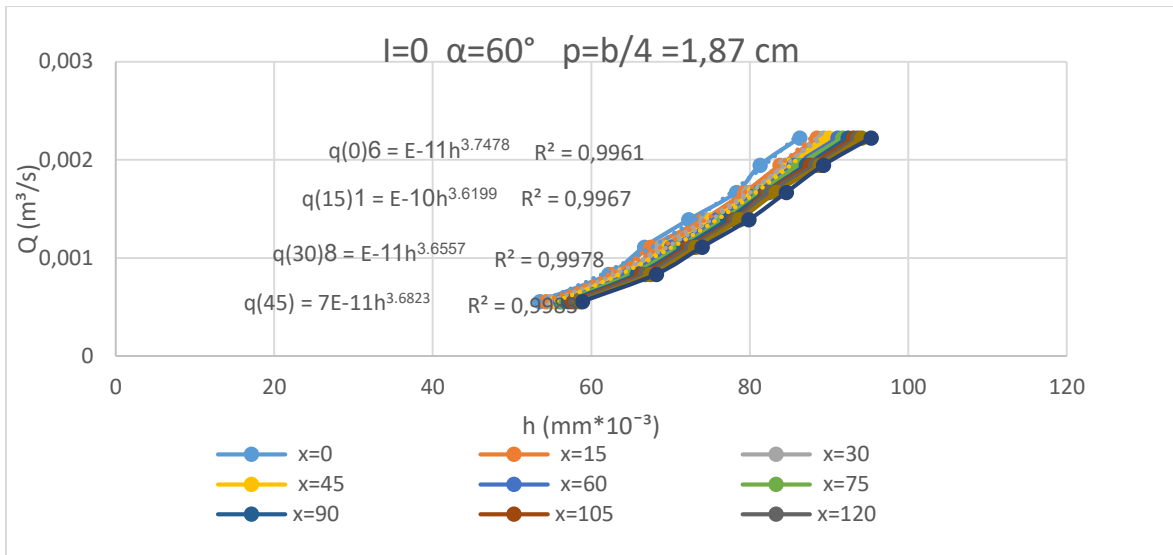
Annexe

Annexe 1 : $I = 0$ $\alpha = 60^\circ$ $p = b/4 = 1.87$

$I = 0$ $\alpha = 60^\circ$ $p = b/4 = 1.87$ cm							
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7	8
Q (m ³ /s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,00138889	0,00166667	0,00194444	0,00222222
x	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)
0	53,5	62,2	66,7	72,3	78,3	81,3	86,3
15	54,3	62,8	67,5	74,1	79,3	83,8	88,5
30	54,9	63,5	68,8	74,5	79,9	84,4	89,3
45	55,6	64	69,7	75,2	80,5	85,1	90
60	56,1	64,6	70,1	75,8	80,9	85,6	91,1
75	56,4	65,1	71,1	76,6	81,3	86,1	91,7
90	57,1	65,8	71,7	77,2	81,9	87,1	92,4
105	57,6	66,3	72,2	78	82,1	87,6	93,1
120	58	66,8	72,6	78,3	82,4	88,3	93,6
135	58,6	67,5	73,2	78,7	83,3	88,9	94,1
150	58,9	68,2	74	79,9	84,6	89,3	95,3

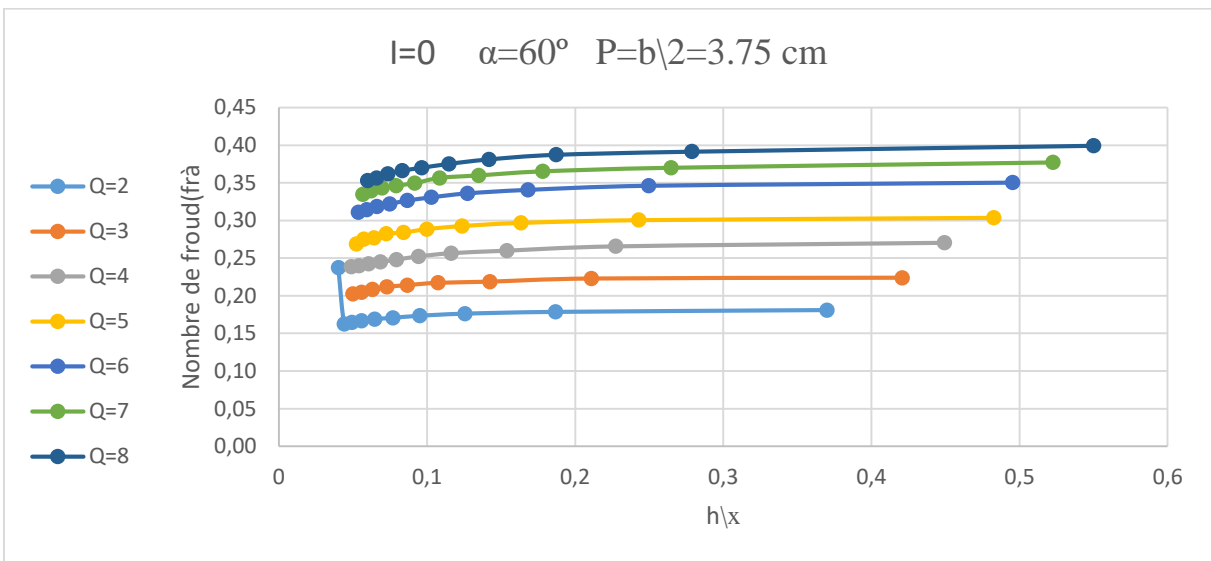
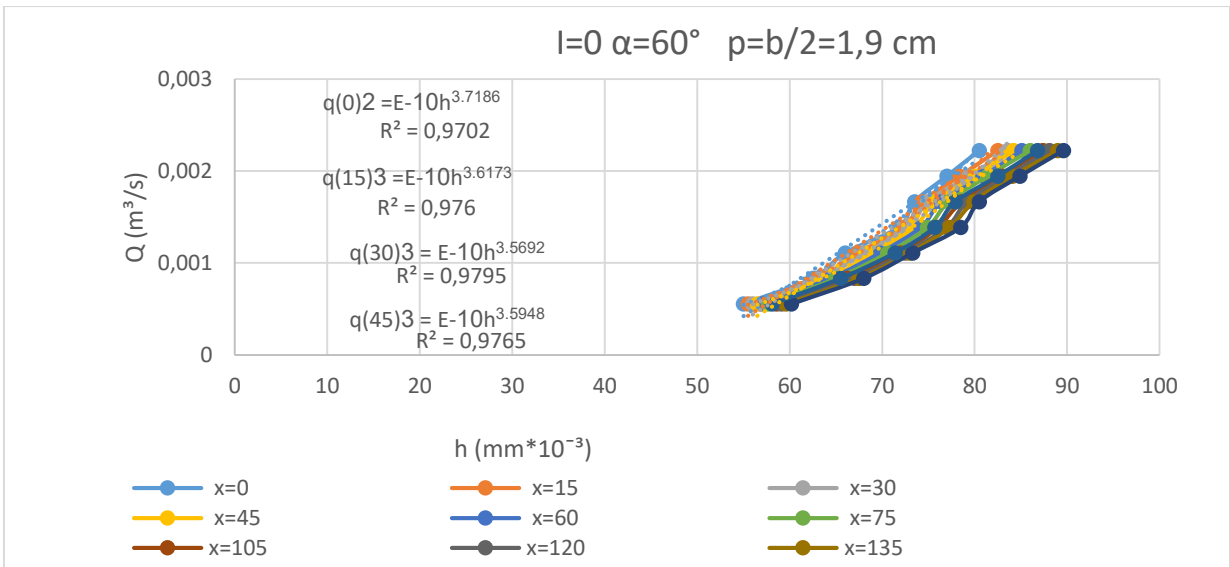
$I = 0$ $\alpha = 60^\circ$ $p = 1.87$						
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7
Q (m ³ /s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,00138889	0,00166667	0,00194444
x	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx
0	0,00026	0,00041	0,00062	0,00081	0,00098	0,00125
15	0,00025	0,00040	0,00060	0,00076	0,00094	0,00114
30	0,00024	0,00039	0,00057	0,00075	0,00093	0,00112
45	0,00024	0,00038	0,00055	0,00073	0,00091	0,00110
60	0,00023	0,00037	0,00055	0,00072	0,00089	0,00108
75	0,00023	0,00036	0,00053	0,00070	0,00088	0,00106





Annexe 2 : $I=0 \quad \alpha=60^\circ \quad p= b/2=3.75 \text{ cm}$

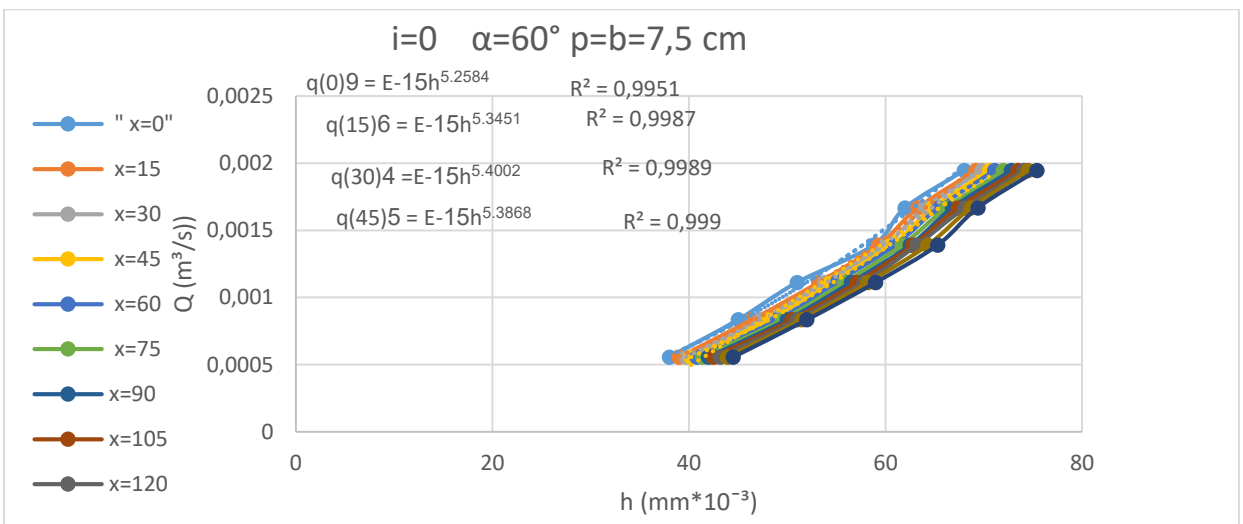
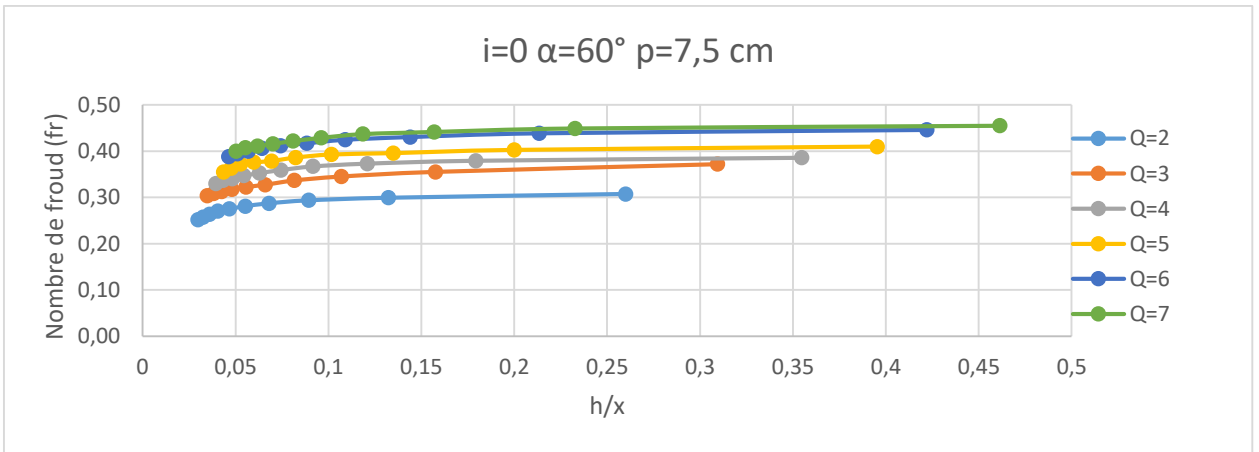
$I=0 \quad \alpha=60^\circ \quad p=b/2=3,75$							
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7	8
Q (m ³ /s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,00138889	0,001666667	0,001944444	0,002222222
X (cm)	h-P (mm)	h-P (mm)	h-P (mm)	h-P (mm)	h-P (mm)	h-P (mm)	h-P (mm)
0	17,5	25	28,5	34,3	36	39,5	43
15	18	25,6	29,9	34,9	36,8	40,9	45
30	18,5	25,8	30,7	35,4	37,4	41,9	46,1
45	19	26,6	31,7	36	38,2	42,6	46,7
60	19,6	26,9	32,3	36,7	38,9	43,4	47,6
75	20,2	27,5	33,1	37,4	39,7	43,9	48,5
90	20,6	28	33,9	38,2	40,4	45	49,3
105	21,1	28,7	34,5	38,5	41,1	45,5	49,9
120	21,6	29,5	35	39,5	41,7	46	50,6
135	22,1	30	35,5	39,8	42,4	46,6	51,5
150	22,7	30,5	35,8	41	43	47,4	52,1
$I=0 \quad \alpha=60^\circ \quad p= b/2=3,75 \text{ cm}$							
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7	
Q (m ³ /s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,00138889	0,001666667	0,001944444	
x	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx
0	-0,11907	0,02232	0,16417	0,03792	-0,07957	-0,05997	
15	0,12273	0,01625	0,02887	0,02719	-0,53971	-2,49700	
30	0,03915	0,01486	0,01928	0,02191	0,15645	0,08570	
45	0,02283	0,01100	0,01344	0,01769	0,05661	0,04917	
60	0,01496	0,00999	0,01131	0,01438	0,03598	0,03282	



Annexe 3 : $I=0 \quad \alpha=60^\circ \quad p= b=7.5 \text{ cm}$

	$I=0$		$\alpha=60^\circ$		$p=7,5$	
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	7
Q (m³/s)	0,00055556	0,00083333	0,00111111	0,00138889	0,00166667	0,00194444
X (cm)	h -p (mm)	h -p (mm)	h -p (mm)	h -p (mm)	h -p (mm)	h -p (mm)
0	38	45	51	58,8	62	68
15	39	46,4	53,2	59,3	63,3	69,2
30	39,7	47,3	53,8	60	64	69,8
45	40,2	48,1	54,4	60,7	64,8	70,6
60	40,8	49	55	61	65,4	71,1
75	41,4	49,5	55,8	61,7	66,2	72
90	42	50	56,5	62,5	66,8	72,8

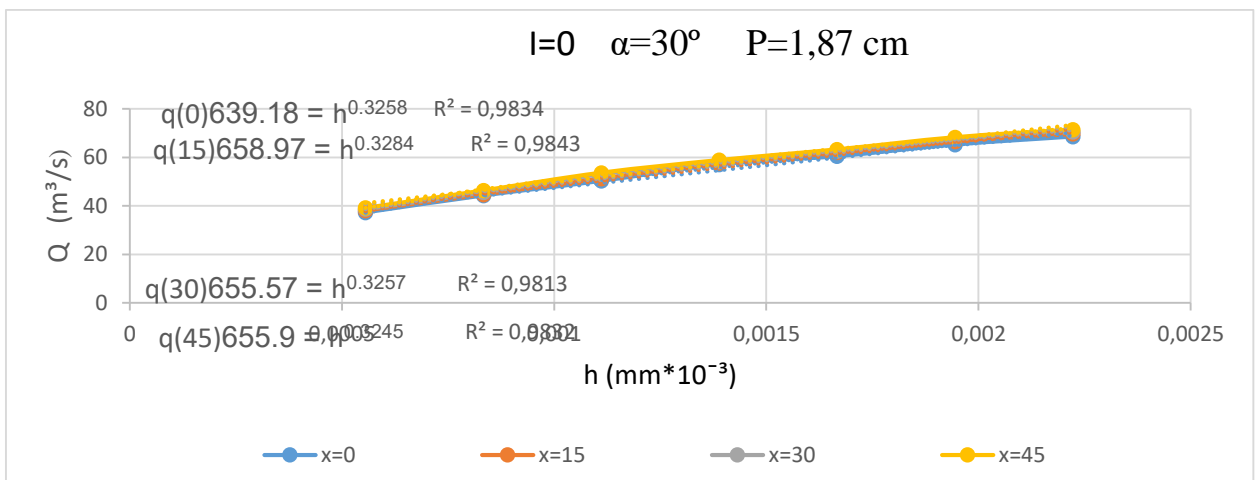
105	42,5	50,5	57,1	62,8	67,4	73,5
120	43,2	51	57,8	63,2	68,1	74,1
135	43,9	51,5	58,2	64,3	68,7	74,5
150	44,5	52	59	65,3	69,4	75,4
I = 0 $\alpha = 60^\circ$ p = 7,5						
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7
Q (m ³ /s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,00138889	0,00166667	0,001944444
x	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx
0	0,00068	0,00102	0,00137	0,00149	0,00198	0,00215
15	0,00063	0,00093	0,00120	0,00145	0,00185	0,00203
30	0,00060	0,00088	0,00116	0,00140	0,00178	0,00198
45	0,00058	0,00084	0,00112	0,00135	0,00171	0,00191
60	0,00055	0,00079	0,00108	0,00133	0,00166	0,00187
75	0,00053	0,00077	0,00104	0,00129	0,00160	0,00179

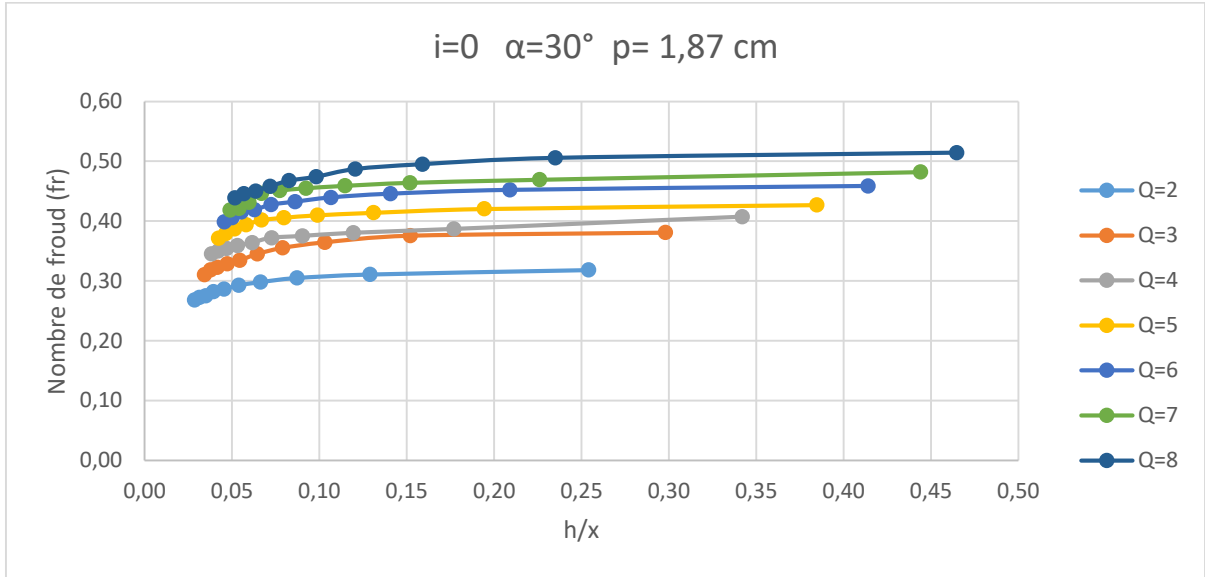


Annexe 4 : I = 0 $\alpha = 30^\circ$ $p = b/4 = 1.87 \text{ cm}$

I = 0 $\alpha = 30^\circ$ P = b/4 = 1.87							
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7	8
Q (m ³ /s)	0,00055555	0,00083333	0,00111111	0,0013888	0,0016666	0,00194444	0,00222222
X (cm)	h - p (mm)	h - p (mm)	h - p (mm)	h - p (mm)	h - p (mm)	h - p (mm)	h - p (mm)
0	37,3	44,3	50,3	57,1	60,5	65,3	68,6
15	38,1	44,7	51,3	57,7	62,1	66,6	69,7
30	38,7	45,6	53,1	58,3	62,7	67,8	70,5
45	39,2	46,4	53,7	58,9	63,3	68,3	71,5
60	39,8	47,3	54,2	59,3	63,9	68,8	72,3
75	40,3	48,3	54,5	59,7	64,6	69,2	73,6
90	40,9	48,9	55,3	60,1	65,1	69,6	74,3
105	41,3	49,5	55,8	60,9	66	70,1	75,3
120	42	49,9	56,3	61,6	66,4	71,7	76,2
135	42,3	50,8	56,8	62,5	67,4	72,9	76,7
150	42,7	51,4	57,3	63,3	68,2	73,2	77,5

I = 0 $\alpha = 30^\circ$ p = 1,87 cm						
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7
Q (m ³ /s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,001388889	0,001666667	0,001944444
x	dx/dy	dx/dy	dx/dy	dx/dy	dx/dy	dx/dy
0	0,00072	0,00108	0,00143	0,00164	0,00214	0,00247
15	0,00068	0,00105	0,00134	0,00158	0,00196	0,00231
30	0,00065	0,00098	0,00120	0,00153	0,00190	0,00218
45	0,00062	0,00093	0,00116	0,00148	0,00185	0,00212

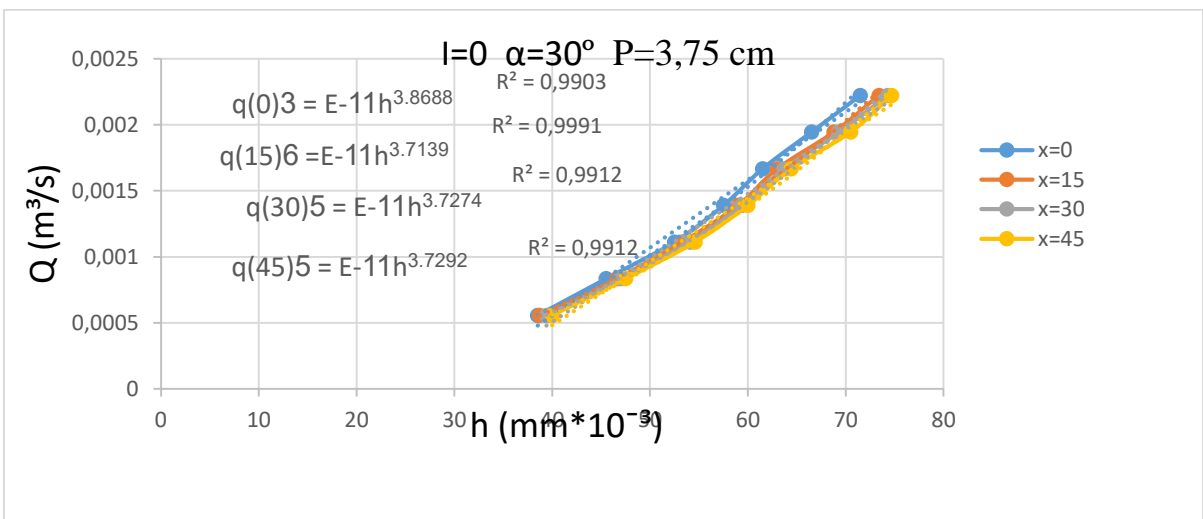
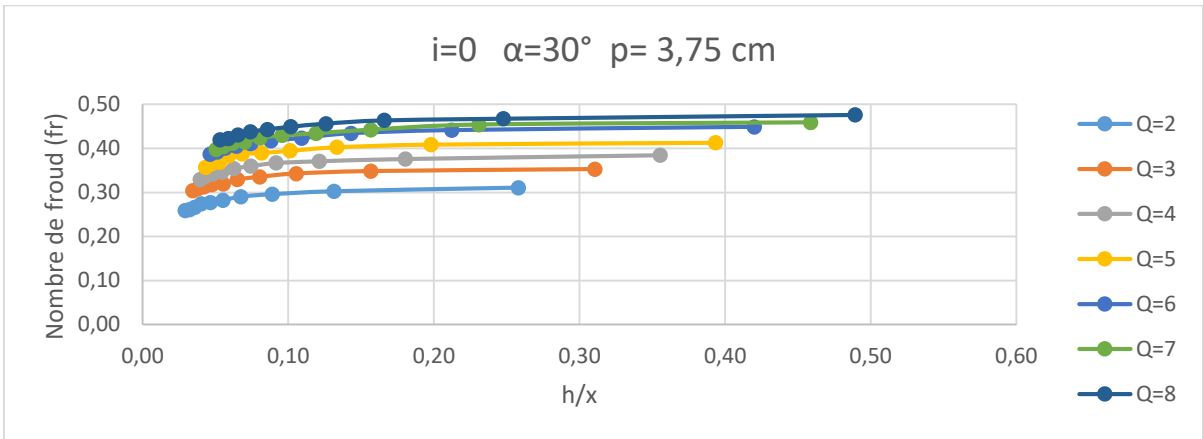




Annexe 4 : $I=0 \quad \alpha=30^\circ \quad p= b/2 = 3.75 \text{ cm}$

$I=0 \quad \alpha=30^\circ \quad B=3.75 \text{ cm}$							
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	7	8
Q (m³/s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,001388889	0,001666667	0,001944444	0,002222222
X (cm)	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)
0	38,5	45,5	52,5	57,5	61,5	66,5	71,5
15	38,7	46,6	53,3	59	63	68,8	73,4
30	39,4	47	54,1	59,4	63,7	69,3	74,3
45	40	47,5	54,6	60	64,4	70,5	74,7
60	40,5	48,2	55	60,8	65,5	71,4	75,5
75	41,3	48,8	55,7	61,3	66,1	71,9	76,3
90	41,8	49,8	56,3	61,5	66,8	72,5	77
105	42,1	50	57,2	62	67,5	73,6	77,6
120	42,9	50,5	57,7	63,6	68	74	78,5
135	43,5	51	58,2	64	69	74,9	79,5
150	43,7	51,5	59,1	65	69,6	75,7	79,8
$I=0 \quad \alpha=30^\circ \quad p=3,75 \text{ cm}$							
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	7	
Q (m³/s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,001388889	0,001666667	0,001944444	
x	dx/dy	dx/dy	dx/dy	dx/dy	dx/dy	dx/dy	dx/dy
0	0,00066	0,00099	0,00125	0,00160	0,00203	0,00232	
15	0,00065	0,00092	0,00119	0,00148	0,00187	0,00207	

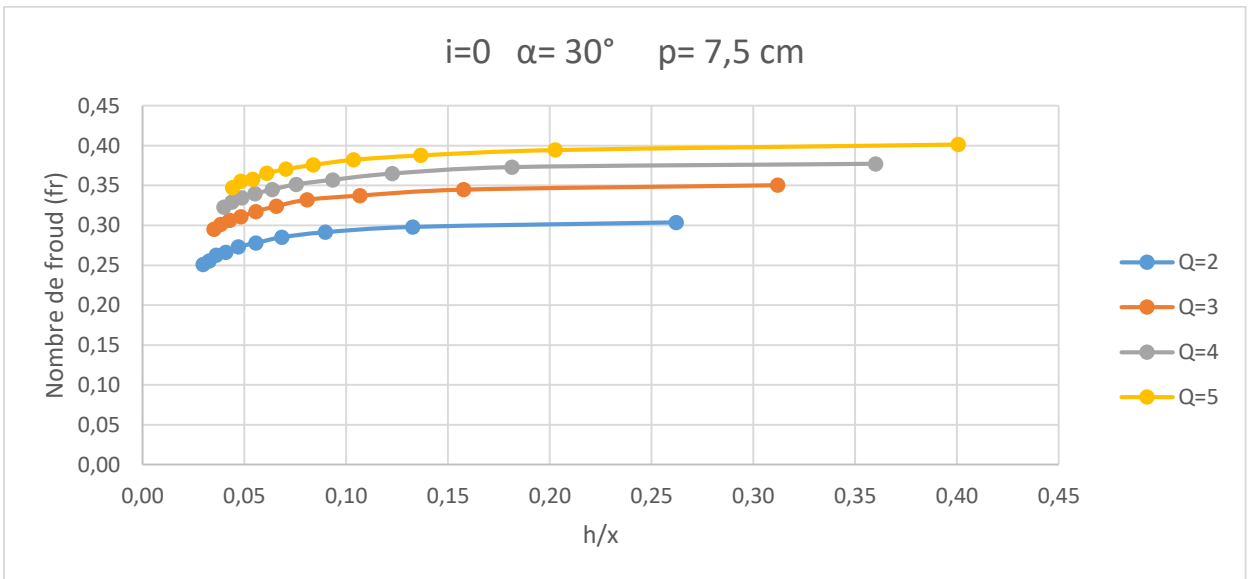
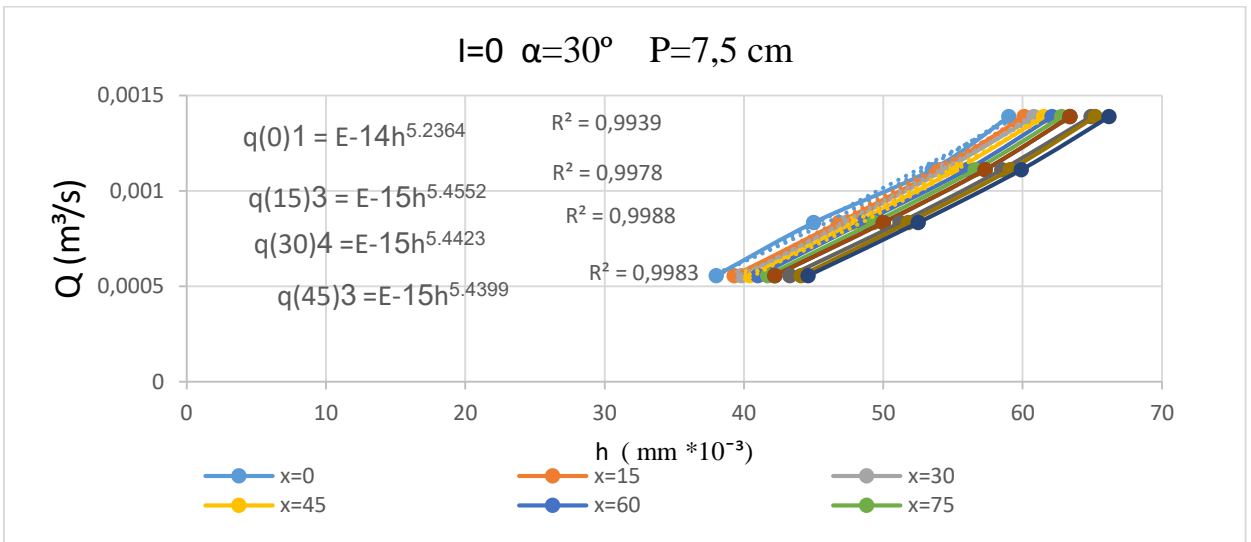
30	0,00061	0,00090	0,00114	0,00145	0,00181	0,00203
45	0,00059	0,00087	0,00111	0,00140	0,00175	0,00192



Annexe 5 : $I=0 \quad \alpha=30^\circ \quad p=b=7.5 \text{ cm}$

	$I=1$		$\alpha=30$		$p=b=7,5 \text{ cm}$	
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	7
Q (m³/s)	0,00055556	0,00083333	0,00111111	0,00138889	0,00166667	0,00194444
X (cm)	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)	h-p (mm)
0	37	45	51	57	60	63
15	35,6	44	52,2	58,7	63	65
30	34,6	43	51,2	57,3	61,4	63
45	34	42	50	56	60,5	62,1
60	31,7	41	48,6	55,2	59,5	53
75	31	40	47,7	54,4	58,5	55
90	30	39	46,5	53	57,3	56
105	28,4	38	45,6	52	56,2	57
120	27,3	37	44,4	50,7	55,6	58
135	27	36	43,4	49,8	54,4	59,4
150	26,4	35	42,4	48,1	54	59

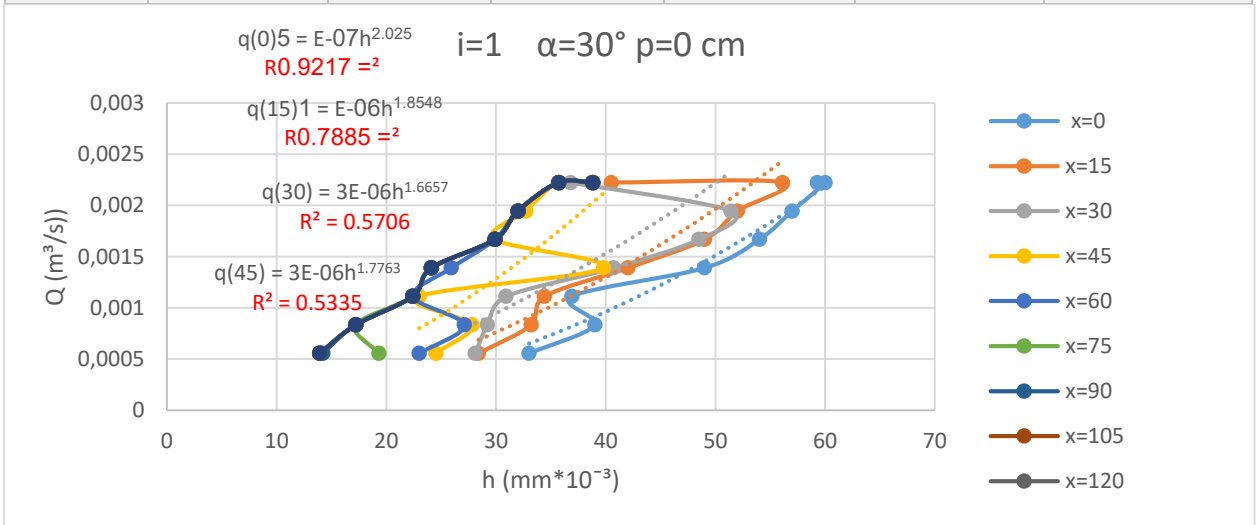
I=0		$\alpha=30^\circ$ p=7,5 cm		
Q (m ³ /h)	2	3	4	5
Q (m ³ /s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,00138889
x	dx/dy	dx/dy	dx/dy	dx/dy
0	4,07929E-05	8,0089E-05	0,00012197	0,00017379
15	3,97145E-05	7,735E-05	0,00012087	0,0001705
30	3,93109E-05	7,6614E-05	0,00012	0,00016846
45	3,88345E-05	7,5601E-05	0,00011829	0,00016645

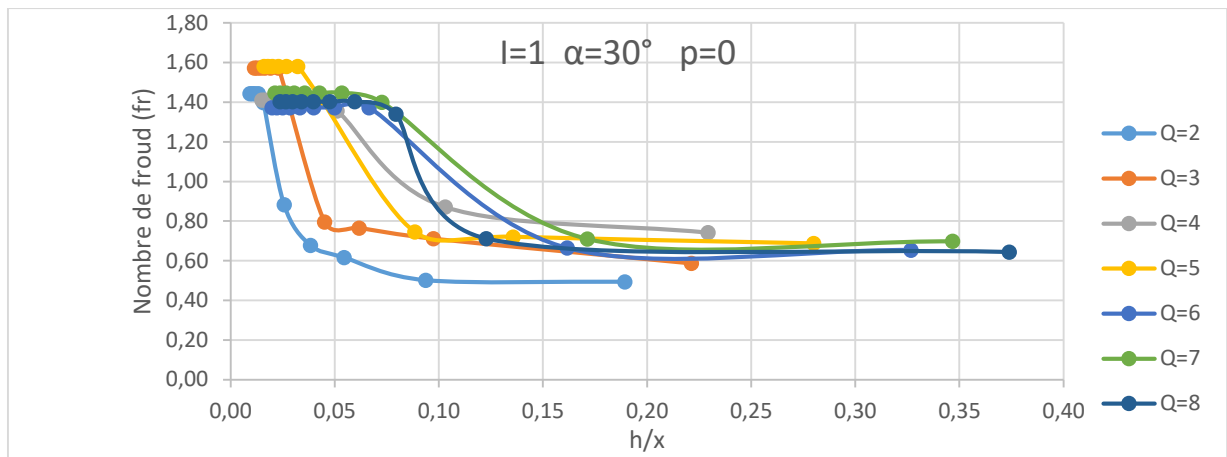


Annexe 6: I= 1 ; $\alpha =30^\circ$; P = 0 cm

I=1 α=30° p=0								
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	7	8	9
Q (m³/s)	0,000555	0,0008333	0,0011111	0,0013888	0,0016666	0,0019444	0,0022222	0,0022222
X (cm)	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	h8
0	33	39	36,9	49	54	57	60	59,3
15	28,4	37,2	34,4	42	49	52	56,1	40,5
30	28,1	31,2	30,9	40,7	48,5	51,4	36,8	38,8
45	24,5	27,8	23	39,8	29,9	32,7	35,7	38,8
60	23	27,1	22,4	25,9	29,9	32	35,7	38,8
75	19,3	17,2	22,4	24,1	29,9	32	35,7	38,8
90	14,2	17,2	22,4	24,1	29,9	32	35,7	38,8
105	13,9	17,2	22,4	24,1	29,9	32	35,7	38,8
120	13,9	17,2	22,4	24,1	29,9	32	35,7	38,8
135	13,9	17,2	22,4	24,1	29,9	32	35,7	38,8
150	13,9	17,2	22,4	24,1	29,9	32	35,7	38,8

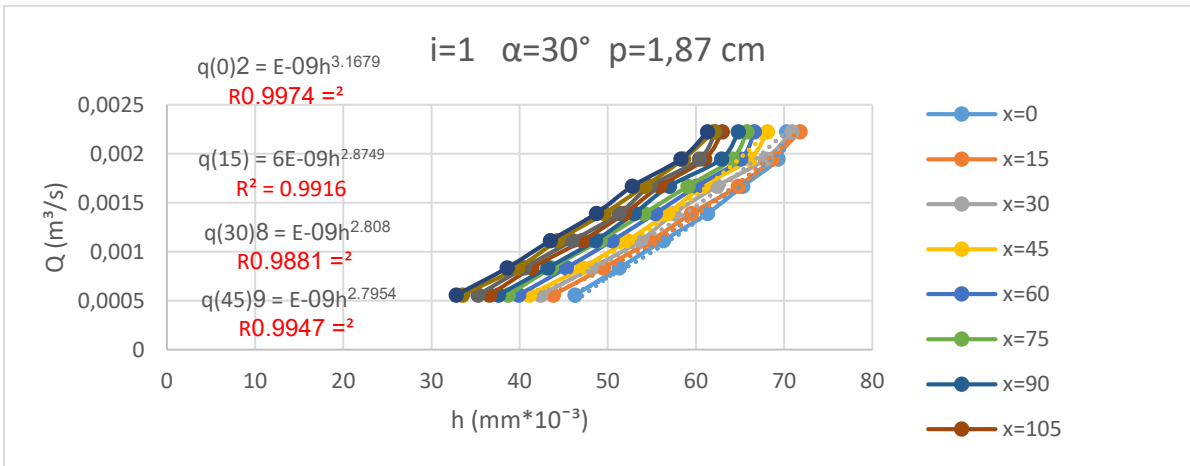
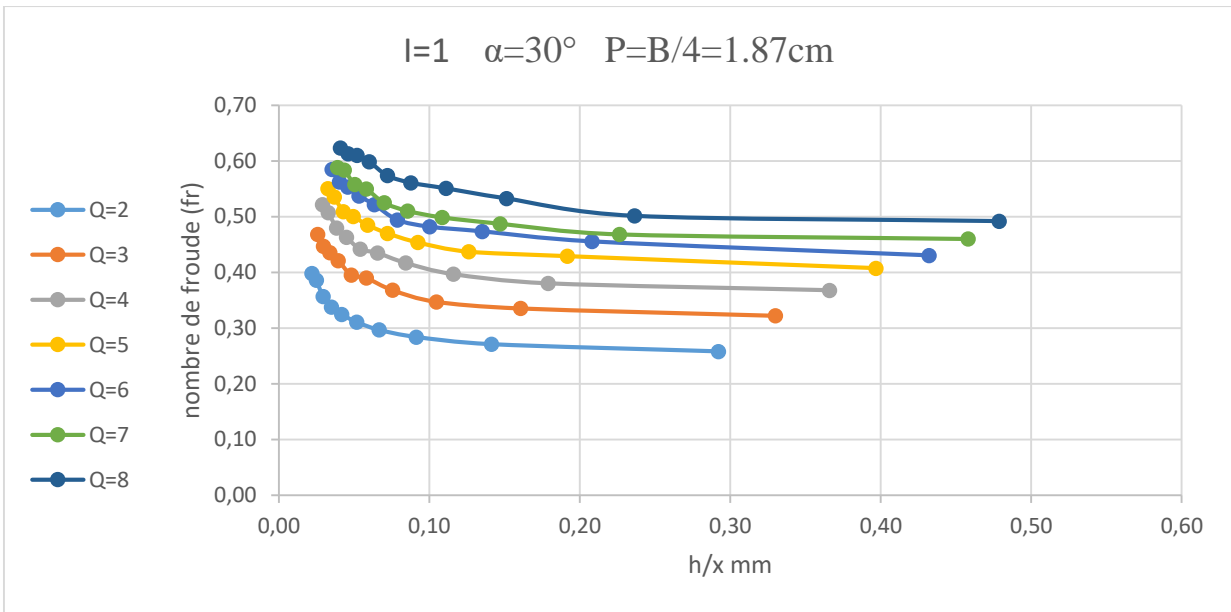
I=1 α=30° p=0 cm						
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	7
Q (m³/s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,00138889	0,00166667	0,00194444
x	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx
0	0,001059747	0,00163294	0,00478046	0,00279902	0,00324663	0,004160468
15	0,001784923	0,00193107	0,00711034	0,00556689	0,00495329	0,006459759
30	0,001857474	0,00400625	0,01776316	0,00663504	0,00520803	0,006886972
45	0,003284926	0,00778138	-0,01156404	0,00760875	-0,01190328	-0,011683258





Annexe 7: $I=1$; $\alpha=30^\circ$; ; $P = b/4 = 1.87 \text{ cm}$

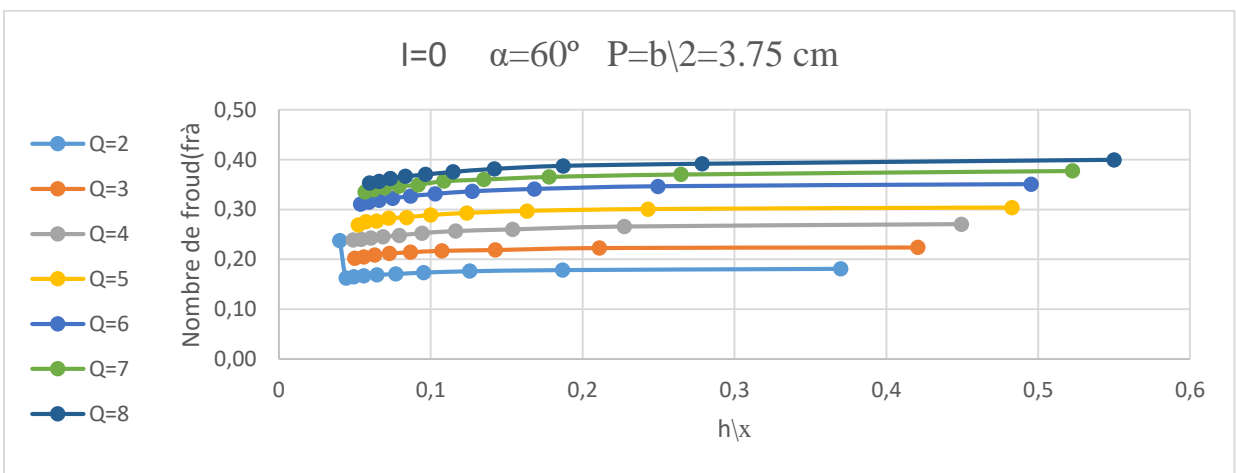
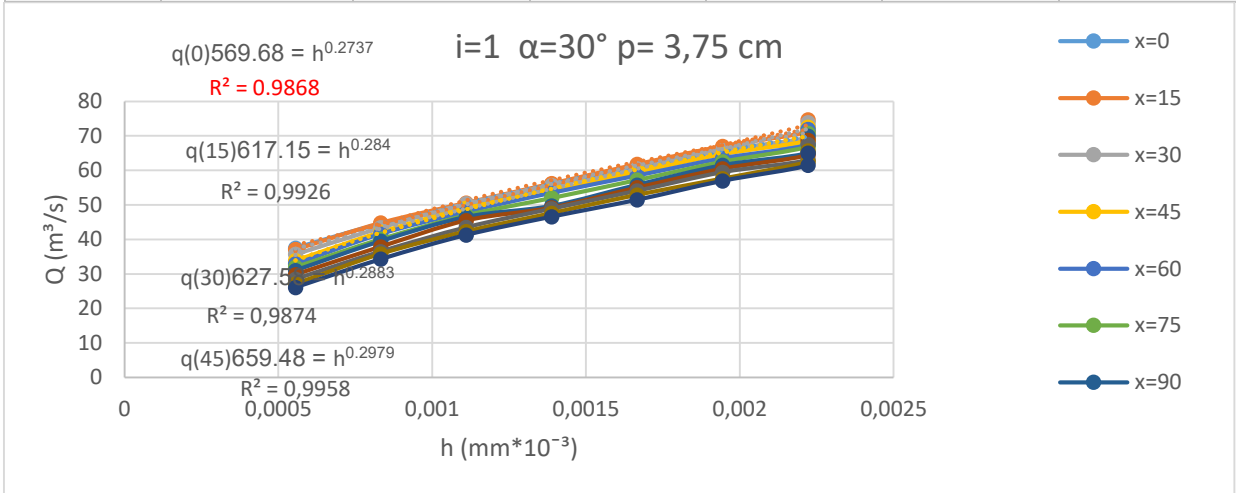
		$I=1$			$\alpha=30^\circ$			$p = b / 4 = 1,87$		
Q (m³/h)		2	3	4	5	6	7	8	9	
Q (m³/s)		0,000555	0,0008333	0,0011111	0,0013888	0,0016666	0,0019444	0,0022222	0,0022222	
x		H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	h8	
0		38,3	46,3	51,3	56,3	61,3	65,3	69,3	70,3	
15		36,4	43,8	49,5	54,9	59,5	64,8	68,7	71,8	
30		35	42,4	48,2	53,7	57,5	62,4	67,9	70,9	
45		33,3	41,1	47,1	52,2	56,8	60,8	66,1	68,1	
60		32,3	39,9	45,3	50,5	55,4	60,1	65,1	66,6	
75		30,9	38,7	43,6	49,1	54,1	59,1	64,1	65,8	
90		30,2	37,6	43,2	48,6	53	57	62,9	64,8	
105		29,2	36,6	41,4	47,1	51,9	55,9	61	63	
120		27,4	35,3	40,5	46	51,3	54,8	60,4	62,2	
135		26,3	33,5	39,8	44,3	49,6	54,2	58,6	62	
150		25,3	32,8	38,6	43,5	48,7	52,8	58,3	61,3	
		$I=1$			$\alpha=30^\circ$			$p=1,87 \text{ cm}$		
Q (m³/h)		2	3	4	5	6	7			
Q (m³/s)		5,6E-04	8,3E-04	1,1E-03	1,4E-03	1,7E-03	1,9E-03			
x		dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx			
0		0,00066	0,00093	0,00134	0,00171	0,0020	0,0024			
15		0,000777	0,0011	0,0015	0,0018	0,0022	0,0025			
30		0,000877	0,00123	0,0016	0,002009	0,0025	0,00290			
45		0,00102	0,00136	0,00177	0,0022	0,0026	0,0032			



Annexe 8 : $I=1$; $\alpha=30^\circ$; $P = b/2 = 3.85 \text{ cm}$

	$I=1$		$\alpha=30^\circ$			$p=b/2=3,75 \text{ cm}$			
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	7	8	9	
Q (m³/s)	0,0005555	0,00083333	0,0011111	0,0013888	0,0016666	0,0019444	0,0022222	0,0022222	
x	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	h8	
0	36,5	44,5	49,5	55,5	61,5	66,5	67,5	72,5	
15	37,1	44,8	50,6	56,2	61,8	67	71,2	74,7	
30	35,7	43,4	50,4	55,7	60,5	65,8	69,6	73,8	
45	33,9	42,1	49,1	54,2	59,5	64,7	68,7	72,5	
60	32,9	41,6	48	53,5	58,5	63,5	67,4	71,9	
75	32	40,1	47	52	57,2	62,5	66,9	70,8	
90	31	39,5	46,5	49,7	55,8	61,5	65,1	69,9	
105	29,8	37,9	45,5	49,2	55	60,5	64,5	68,7	
120	28,5	36,5	43,5	48,9	54,1	59,5	63,1	67,5	

135	27,1	35,8	42,3	47,6	52,9	57,6	62,5	65,7
150	26,1	34,3	41,3	46,6	51,5	57	61,5	65
I=1 α=30° p=3,75 cm								
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	7		
Q (m³/s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,00138889	0,00166667	0,001944444		
x	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx		
0	0,00077072	0,0010604	0,0015037	0,001798+	0,0020291	-0,0023221		
15	0,000733304	0,00103861	0,00140086	0,00172537	0,00199658	0,002264079		
30	0,000825261	0,00114712	0,00141872	0,00177676	0,00214421	0,002407543		
45	0,000971457	0,00126438	0,0015441	0,00194656	0,00227021	0,002552604		

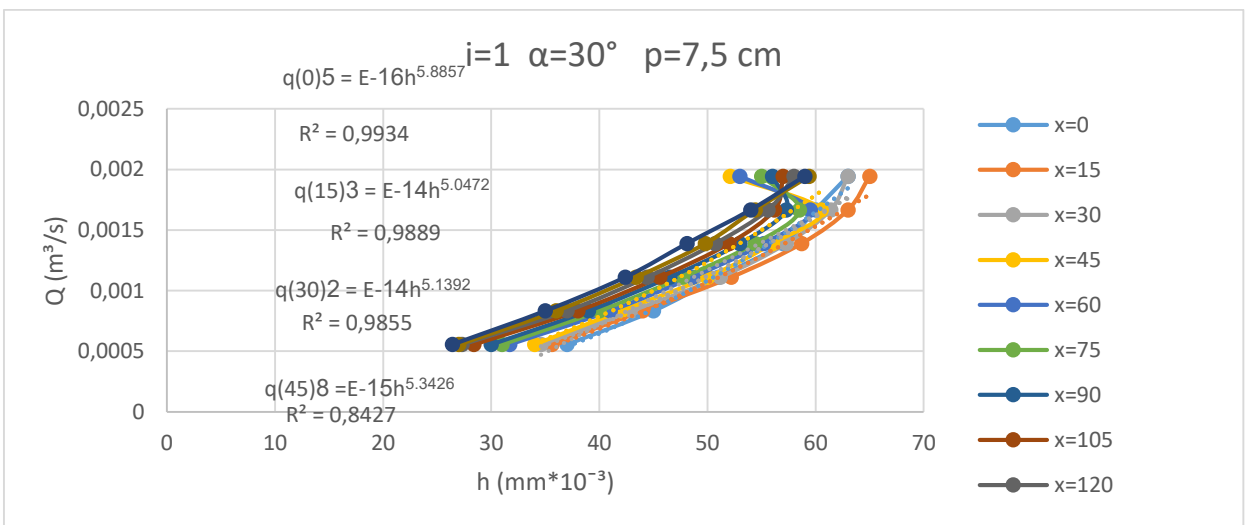
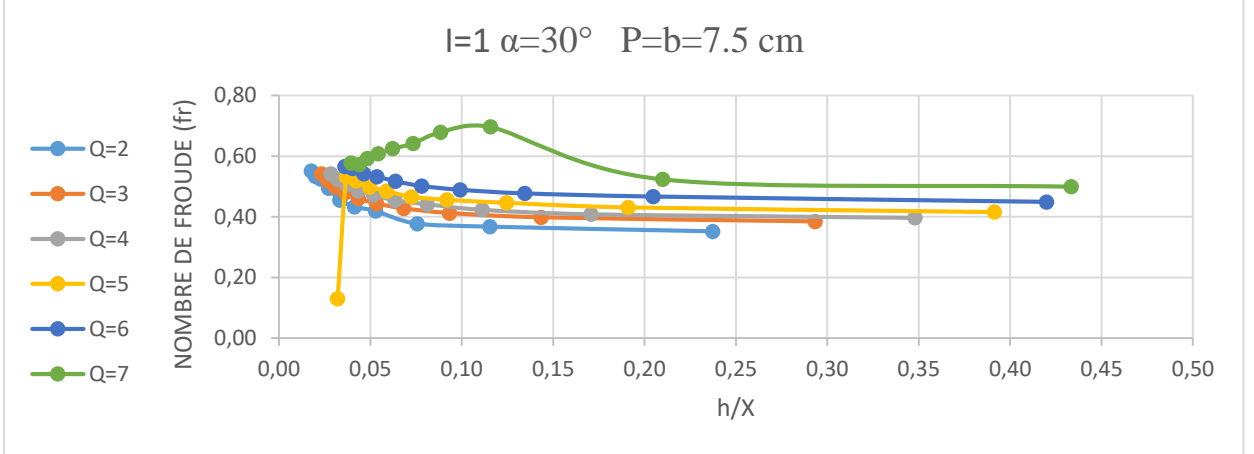


Annexe 9: I= 1 ; α =30° ; P = b=7.5 cm

I=1 α=30° p=b=7,5 cm							
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	7	
Q (m³/s)	0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,00138889	0,00166667	0,001944444	
x	H1	H2	H3	H4	H5	H6	
0	37	45	51	57	60	63	
15	35,6	44	52,2	58,7	63	65	
30	34,6	43	51,2	57,3	61,4	63	

45	34	42	50	56	60,5	62,1
60	31,7	41	48,6	55,2	59,5	53
75	31	40	47,7	54,4	58,5	55
90	30	39	46,5	53	57,3	56
105	28,4	38	45,6	52	56,2	57
120	27,3	37	44,4	50,7	55,6	58
135	27	36	43,4	49,8	54,4	59,4
150	26,4	35	42,4	48,1	54	59

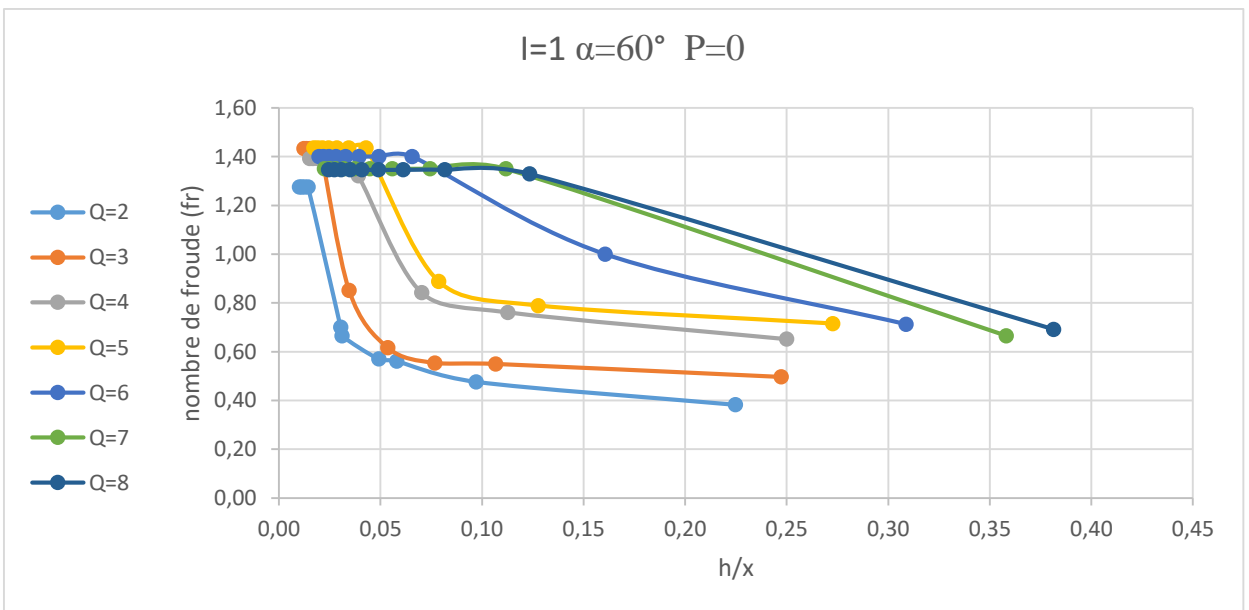
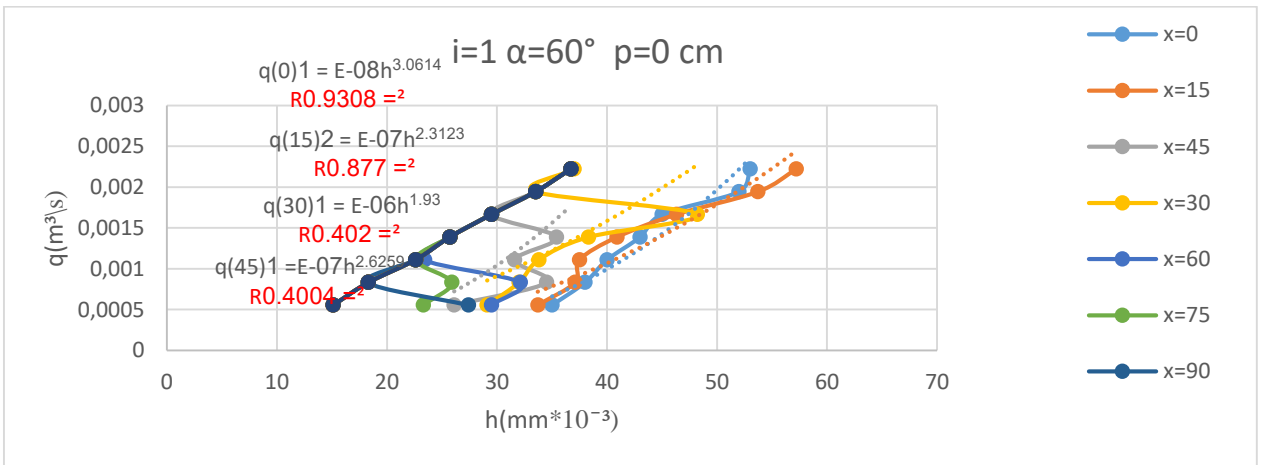
I=1 α=30° p=7,5 cm						
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	
Q (m³/s)	0,00055	0,0008	0,00111	0,00138	0,00166	
x	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx
0	- 4,66E-05	- 9,22E-05	- 0,0001	- 0,0002	- 0,000316	
15	4,87E-05	9,51E-05	0,0001	0,0002	0,000288	
30	5,04E-05	9,82E-05	0,00015	0,0002	0,00030	
45	5,15E-05	0,00010	0,00015	0,00022	0,00031	



Annexe 10 : I = 1 ; α = 60° ; P = 0

I=1	α=60°	p = 0
-----	-------	-------

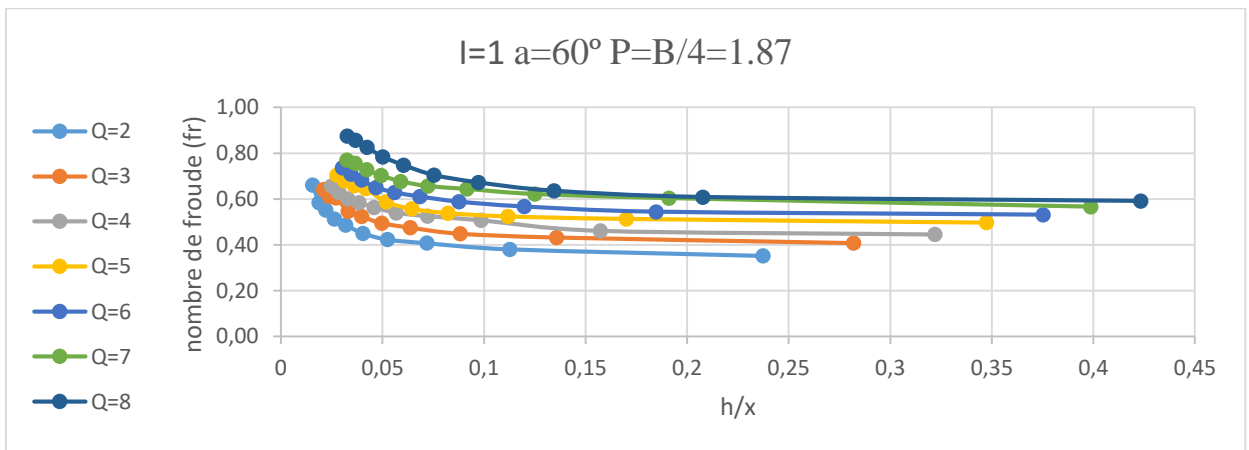
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	7	8
Q (m³/s)	0,000555	0,00083	0,00111	0,00138	0,00166	0,001944	0,00222
x	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7
0	35	38	40	43	45	52	53
15	33,7	37,1	37,5	40,9	46,3	53,7	57,2
30	29,1	32	33,8	38,3	48,2	33,5	37
45	26,1	34,5	31,6	35,4	29,5	33,5	36,7
60	29,5	32,1	23,4	25,7	29,5	33,5	36,7
75	23,3	25,9	22,6	25,7	29,5	33,5	36,7
90	27,4	18,3	22,6	25,7	29,5	33,5	36,7
105	15,1	18,3	22,6	25,7	29,5	33,5	36,7
120	15,1	18,3	22,6	25,7	29,5	33,5	36,7
135	15,1	18,3	22,6	25,7	29,5	33,5	36,7
150	15,1	18,3	22,6	25,7	29,5	33,5	36,7

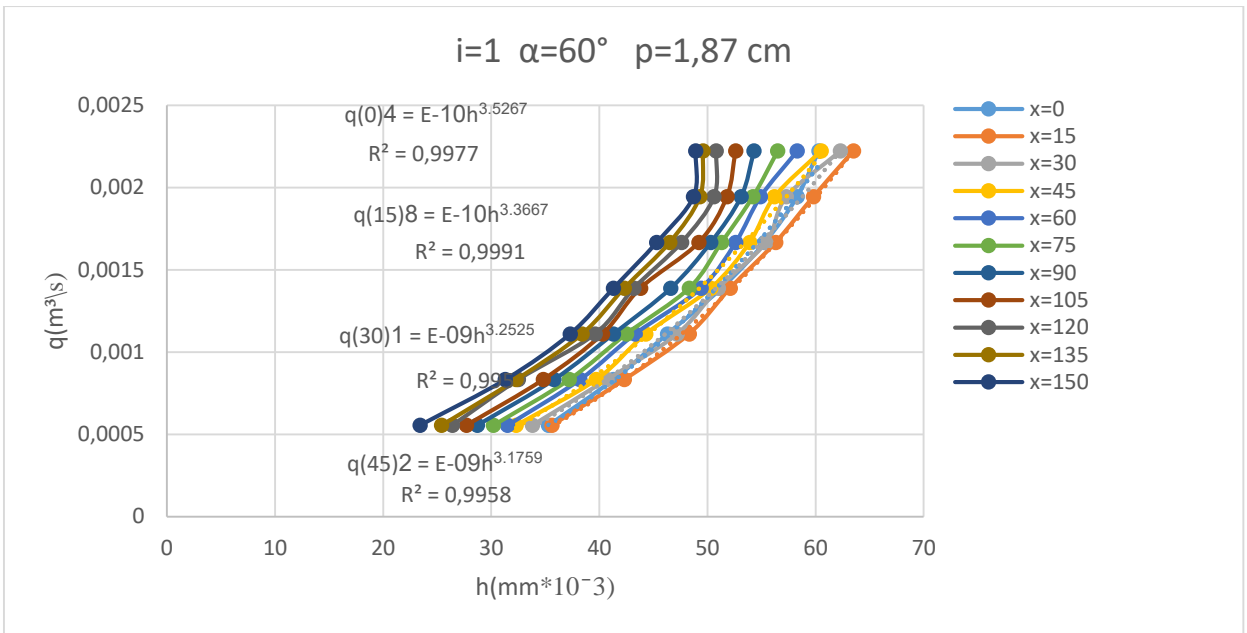


Annexe 11 : $I = 1$; $\alpha = 60^\circ$; $P = b/4 = 1.87$

		$I=1$		$\alpha=60^\circ$		$p=b/4 = 1,87 \text{ cm}$		
Q (m ³ /h)		2	3	4	5	6	7	8
Q (m ³ /s)		0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,001388889	0,001666666	0,001944444	0,002222222
x		H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7
0		35,3	41,3	46,3	51,3	55,3	58,3	60,3
15		35,6	42,3	48,3	52,1	56,3	59,8	63,5
30		33,8	40,7	47,2	51	55,4	57,3	62,3
45		32,3	39,7	44,3	50,3	53,9	56,2	60,5
60		31,5	38,2	43,3	49,4	52,6	54,9	58,3
75		30,2	37,2	42,5	48,3	51,3	54,2	56,5
90		28,7	35,8	41,3	46,6	50,3	53,1	54,3
105		27,7	34,8	40,3	43,8	49,2	51,8	52,6
120		26,4	32,5	39,6	43,2	47,6	50,6	50,8
135		25,4	32,3	38,4	42,3	46,5	49,3	49,6
150		23,4	31,3	37,3	41,3	45,3	48,7	48,9

		$I = 1$		$\alpha = 60^\circ$		$p = 1,87 \text{ cm}$	
Q (m ³ /h)		2	3	4	5	6	
Q (m ³ /s)		0,000555556	0,000833333	0,001111111	0,001388889	0,001666667	
x		dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	
0		- 0,00085	- 0,00135	- 0,00188	- 0,00236	- 0,00296	
15		0,00083	0,00125	0,00163	0,00223	0,00277	
30		0,00098	0,00141	0,00176	0,00241	0,00294	
45		0,00114	0,00154	0,00220	0,00254	0,00327	



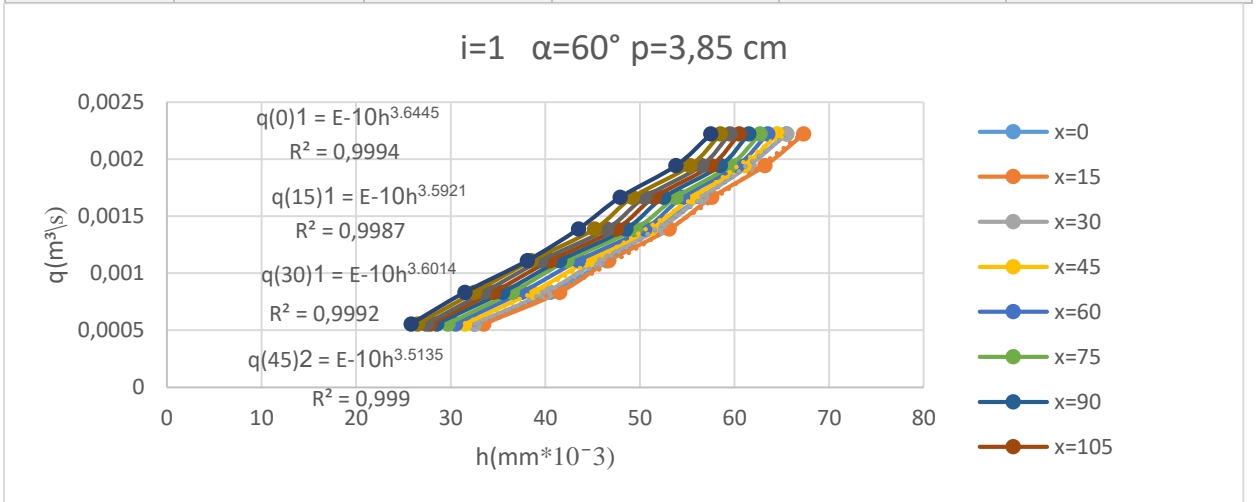


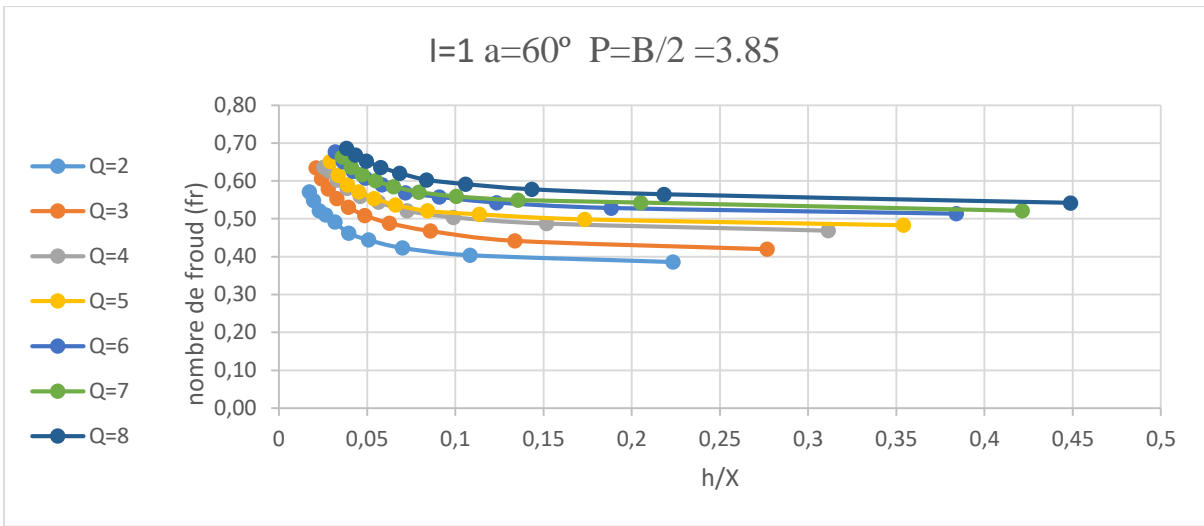
annexe 12 : I = 1 ; $\alpha = 60^\circ$; P = b/2 = 3.75

	I=1		$\alpha=60^\circ$			p = b/2 = 3,85 cm		
Q (m³/h)	2	3	4	5	6	7	8	
Q (m³/s)	0,00055556	0,00083333	0,00111111	0,00138889	0,00166667	0,00194444	0,00222222	
x	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	
0	32,5	40,5	46,5	51,5	56,5	61,5	65,5	
15	33,5	41,5	46,7	53,1	57,6	63,2	67,3	
30	32,5	40,1	45,5	52	56,5	61,5	65,5	
45	31,5	38,6	44,5	51,1	55,5	61	64,5	
60	30,5	37,5	43,5	50,5	54,5	60,3	63,5	
75	29,7	36,5	42,3	49,5	53,8	59,5	62,7	
90	28,5	35,5	41,5	48,5	52,5	58,5	61,5	
105	27,8	34,5	40,5	47,5	51,5	57,5	60,5	
120	27,4	33,5	39,5	46,5	50,5	56,5	59,5	
135	26,5	32,5	38,5	45,2	49,2	55,3	58,5	
150	25,8	31,5	38,1	43,5	47,9	53,8	57,5	

	I=1		$\alpha=60^\circ \quad p=3,85 \text{ cm}$		
Q (m³/h)	2	3	4	5	6
Q (m³/s)	0,00055556	0,00083333	0,00111111	0,00138889	0,00166667
X (cm)	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx	dy/dx
0	- 0,00111	- 0,00144	- 0,00185	- 0,00233	- 0,00273
15	0,00101	0,00132	0,00183	0,00209	0,00255

30	0,00111	0,00148	0,00200	0,00225	0,00273
45	0,00124	0,00169	0,00217	0,00239	0,00292





Annexe 13 : $I = 1$; $\alpha = 60^\circ$; $P = b = 7.5 \text{ cm}$

	$I=1$		$\alpha=60^\circ$		$p=b = 7,5 \text{ cm}$		
Q (m ³ /h)	2	3	4	5	6	7	8
Q (m ³ /s)	0,0005555	0,00083333	0,00111111	0,00138889	0,00166667	0,00194444	0,00222222
X (cm)	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7
0	25	35	47	45	59	65	65
15	37	44,2	51,5	56,8	62	68	73
30	36	43	50	55	61	67	72
45	35	42,3	48,8	53,6	60	66	70
60	34	41,2	47,6	52	59	65	69
75	33	39,7	46,7	51,5	58	64	68,7
90	32,1	39	44,7	50,8	57	63	67
105	30	38	43,3	50	56	62	66
120	29,1	37,5	42,2	49,1	55,1	61	65
135	28	36,4	41,5	48,2	54	60	64
150	27,3	35,8	40,8	47,5	53,6	59,6	63,5

