

### INTRODUCTION GENERALE

" Eau, tu n'es pas source de vie, tu es la vie "

Cette phrase de saint Exupéry définit avec exactitude l'importance de l'eau dans notre vie. L'importance de cette ressource est surtout rehaussée en Algérie par la rareté.

Les moyens de mesure de débit sont actuellement nombreux, mais le choix du type reste une problématique. C'est pour cela que plusieurs scientifiques et chercheurs se sont Intéressés à ce type d'ouvrages tels que : Horton, Balizin, CRUMP, FILLIPOV... ainsi qu'ils ont réalisés beaucoup de travaux et d'études sur les écoulements à travers les déversoirs, pour définir les meilleurs profils.

La mesure du débit ainsi véhiculé par un canal de forme donnée se rencontre souvent dans la pratique de l'Ingénieur hydraulicien. Les moyens de mesure du débit sont actuellement nombreux et chacun d'entre eux présente ses propres particularités, ses inconvénients et ses avantages. Que l'écoulement ait lieu dans une conduite ou dans un canal à surface libre, les moyens de mesure du débit diffèrent.

Ce travail consiste à étudier le comportement des écoulements à travers trois différents types de déversoirs, à savoir: déversoir rectangulaire, deux déversoirs à profil triangulaire de 30° et 60 ° ; pour connaître les caractéristiques des différents régimes d'écoulements , à savoir les coefficients de débit et d'établir les courbes caractéristiques du coefficient du débit ainsi que le signe de la ligne d'écoulement en amont de ces dispositifs de chaque déversoir.

La première partie est réservée à l'élaboration d'une synthèse bibliographique sur l'état de des connaissances sur les écoulements à surface libre, les différents types de déversoirs, pour connaître la pratique et la méthodologie d'application du projet.

La deuxième partie est une étude expérimentale dans le but de connaître les caractéristiques des écoulements à travers les déversoirs, à étudier les différents paramètres régissant le mouvement en analysant et interprétant les résultats obtenus tout en comparant les différents déversoirs. Notre a pour but de connaître la variation du nombre de Froude en fonction des paramètre adimensionnels ( $x_i/ y_i$ ) cette variation a un intérêt particulier dans l'étude de l'allure d'eau d'un

---

## Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

---

écoulement contrôlé par un déversoir et cette particularité consiste à connaître le régime d'écoulement pour chaque point situé en amont d'un dispositif de mesure du débit .

Notre choix c'est porté sur l'idée d'un déversoir dénoyé inséré à l'extrémité d'un canal rectangulaire où le fluide est une eau du robinet claire dont notre étude on négligera la viscosité de celle-ci ainsi que la rugosité des parois du canal.

Le choix de la pente du canal est nulle par raison de changer pour d'autres étude éventuelles.

Et on consacrera dans la pente la position a déterminé le coefficient du débit

---

# Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

---

## **Introduction :**

L'hydraulique est un élément indispensable à la vie. Les observations effectuées sur les Écoulements ont produit une somme considérable d'appréciations qualitatives et quantitatives. Que Les progrès de l'informatique ont pu, ces dernières décennies, mettre sous forme numérique. L'hydraulique traite entre autre des écoulements dans les canaux artificiels et naturels ayant une Surface libre soumise à la pression atmosphérique. Nous posons dans ce chapitre les différents Types de canaux et les régimes d'écoulement qui y sont associés.

## **I-1- Généralités :**

L'hydraulique à surface libre se distingue de l'hydraulique en charge par l'existence d'une surface libre, c'est-à-dire d'une surface où l'écoulement est en contact direct avec l'air : le gradient de pression ne peut plus être le moteur de l'écoulement, c'est la gravité joue plutôt ce rôle. L'hydraulique fluviale s'intéresse surtout aux écoulements dans les : cours d'eau : rivières, fleuves, etc. ; systèmes d'évacuation : réseaux d'assainissement pluvial, ainsi qu'aux différents aménagements retenus d'eau, usines de production d'électricité, ports, etc.

## **I-2- Définition :**

La surface libre est l'interface entre l'air et l'eau. La pression y est égale le plus souvent à la pression atmosphérique.

Les écoulements dans les canaux naturels (rivière) et artificiels (irrigation, assainissement) sont, dans la plupart des cas, des écoulements à surface libre.

Les écoulements à surface libre sont caractérisés par une interface eau-air. Le paramètre hydraulique permettant d'évaluer cette interface est le tirant d'eau c'est-à-dire la variation de la hauteur entre le fond du canal et l'interface. La figure suivante représente l'évolution du tirant d'eau le long d'un seuil

# Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

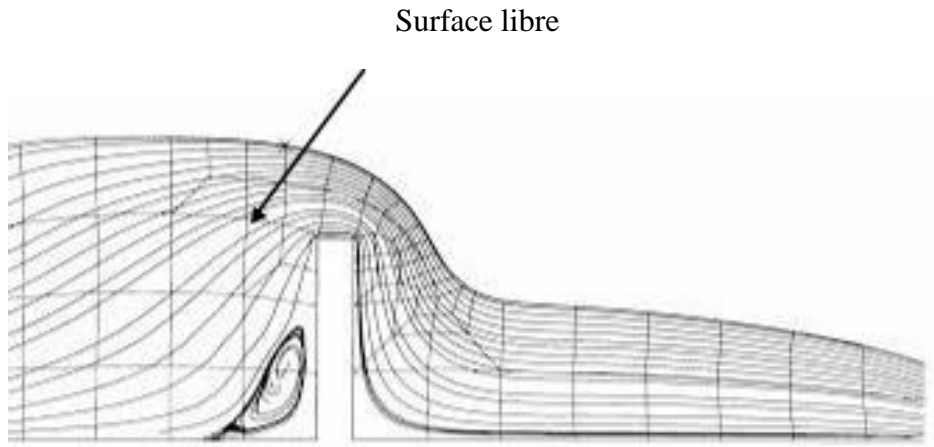


Figure I. 1 : l'écoulement à surface libre

## I-3- Quelques grandeurs hydrauliques :

Dans ce paragraphe, on définit les grandeurs hydrauliques permettant d'établir les équations caractérisant le comportement hydraulique des écoulements à surface libre. En considérant un canal non prismatique, dont la section transversale varie, et dont les différentes grandeurs sont représentées dans la figure suivante :

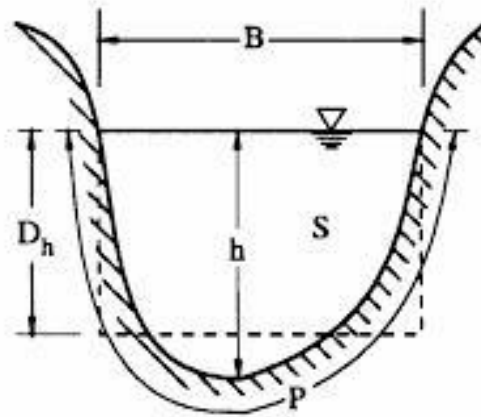


Figure I. 2 Les différents paramètres d'un écoulement dans une section :

- [1] La surface mouillée  $A$  ( $m^2$ ), dite aussi section, est la portion de la section transversale occupée par le fluide.
- [2] La largeur au miroir est la longueur de la zone de contact entre l'eau et l'air au sein d'une section.
- [3] Le périmètre mouillé  $P(m)$  d'une section est la longueur de la zone de contact entre l'eau et le canal au sein de la section mouillée.

---

## Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

---

- d. Le rayon hydraulique  $R_h$  (m) est défini comme étant le rapport de la surface mouillée par le périmètre mouillé.
- e. La profondeur hydraulique est donnée par le rapport de la surface mouillée par la largeur au miroir.
- f. Le débit  $Q$  (m<sup>3</sup>/s) dans une section est défini comme étant le volume du liquide écoulé à travers cette section pendant une unité de temps.
- g. La vitesse moyenne de l'écoulement dans une section  $u$  (m/s) est le rapport du débit  $Q$  par la section normale de l'écoulement.
- h. La côte  $z$  est le niveau du lit du canal par rapport à un plan horizontal de référence fixe.
- i. La charge totale  $H$  dans une section est donnée par :  
$$H = z + h + \frac{u^2}{2g}$$
- j. La charge spécifique dans une section est :  
$$H_s = h + \frac{u^2}{2g}$$

### **I-4- Ecoulement Dans Les Canaux :**

Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels sont des écoulements à surface libre. L'écoulement à surface libre est dû à la pente de fond du canal et non, comme pour les conduites, à la différence de charge entre deux sections.

#### **I-4.1- Les différents types de Canaux : [4]**

##### **I-4.1.1- Définition :**

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

L'étude hydraulique d'un canal se pose souvent aux ingénieurs sous la forme suivante : Pour une pente longitudinale de fond, il faut évacuer un certain débit; la forme et les dimensions du canal sont à déterminer. On distingue deux catégories de canaux :

- 1) les canaux naturels,
- 2) les canaux artificiels.

---

# Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

---

## **I-4.1.1.1- Les canaux naturels :**

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus

## **I-4.1.1.2- Les canaux artificiels :**

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que: les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

## **I-4.2- Géométrie des Canaux :**

La section transversale d'un canal est une section plane normale à la direction de l'écoulement. Un canal dont la section ne varie pas et dont la pente longitudinale et la rugosité restent constantes, la hauteur d'eau pouvant cependant varier, est appelé canal prismatique ; sinon, on l'appelle canal non prismatique. A part les éléments géométriques d'une section, l'étude hydraulique des canaux prend également en considération les pentes longitudinales du canal, En l'occurrence :

- 1) la pente de fond du canal,  $I$ ,
- 2) la pente piézométrique ou pente de la surface libre,  $J_w$ .

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible, peut être exprimée par :  $I = \tan \theta = \sin \theta$   $\theta$ : l'inclinaison de la pente.

# Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

## I-5- TYPES D'ÉCOULEMENT :

On peut définir les écoulements suivants la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace.  $Dh = f(t, x)$

### I-5.1- Variabilité dans le temps :

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

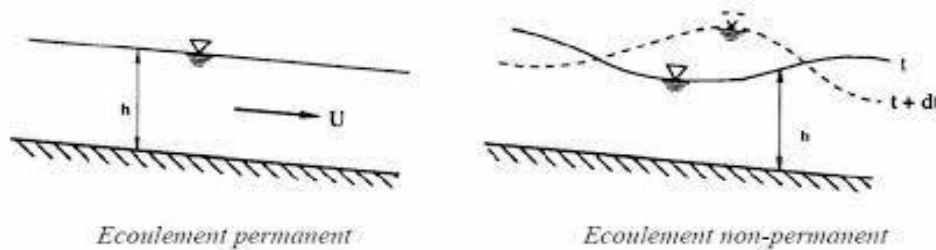


Figure I. 3: types d'écoulement (en fonction de temps).

Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins les variations temporelles sont, dans certains cas, suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme une succession de régime permanent. On peut alors définir ainsi le régime quasi-permanent

### I-5.2- Variabilité dans l'espace :

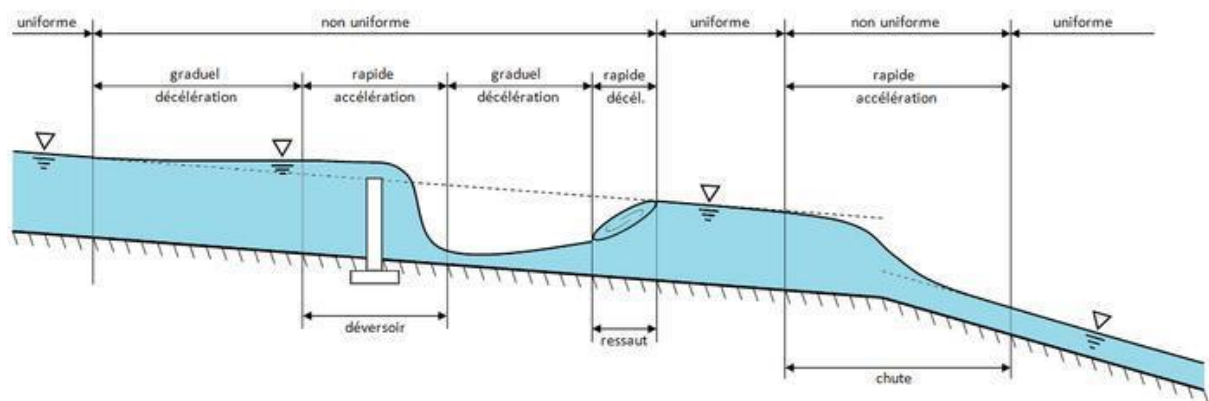


Figure I. 4 : types d'écoulement (en fonction d'espace).

# Chapitre I : L'ÉCOULEMENT 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.

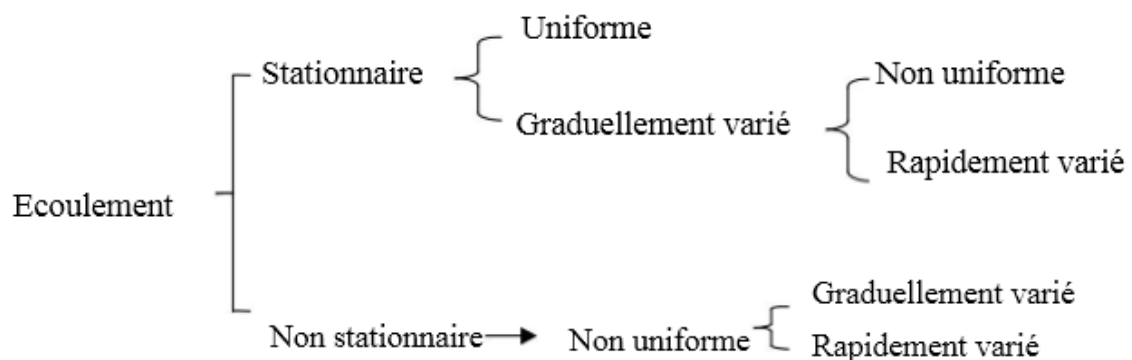


Figure I. 5 : Diagramme des types d'écoulement. [5]

## I-6- Régime D'écoulement :

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

- Forces de gravité.
- Forces de frottement (viscosité et rugosité).

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

1) le nombre de Froude, qui est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie ou:

$$Fr = V/\sqrt{GH} \quad (I.1)$$



---

## Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

---

2) le nombre de Reynolds, qui est le rapport entre les forces de frottement et celles d'inertie ou

$$: Re = VD/\nu \quad (1-2)$$

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

- ❖ écoulement laminaire  $Re' < 500$ .
- ❖ Ecoulement turbulent  $Re' > 2000$ .
- ❖ transition  $500 < Re' < 2000$ .

L'écoulement est turbulent dès que le nombre de Reynolds,  $Re'$ , atteint des valeurs voisines 2000.

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

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

- ❖ écoulement fluvial  $Fr < 1$
- ❖ écoulement torrentiel  $Fr > 1$
- ❖ écoulement critique  $Fr = Fr_c = 1$

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

Dans les canaux de géométrie simple, on ne rencontre généralement que des écoulements turbulents où la vitesse ponctuelle,  $V(x, z)$ , diffère très peu de la vitesse moyenne,  $V(x)$ . En régime permanent, cette hypothèse permet de considérer ces écoulements comme unidimensionnels.

### **I-7- Ecoulement permanent et uniforme :**

#### **I-7.1- Régime permanent : [6]**

L'écoulement à surface libre peut être permanent ou non permanent.

Il est dit permanent lorsque toutes ses caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse, pression) restent constantes au cours de temps.

Le chenal transporte un débit  $Q$  constant dans le temps. Le tirant d'eau  $y$  en un point donné est donc aussi constant. En pratique, on peut calculer en régime permanent des canaux d'irrigation, des écoulements en rivière à l'étiage ou en régime moyen. Mais le calcul d'un écoulement en crue ne peut pas être abordé par le régime permanent.

Permanent :  $Q$  indépendant de  $t \Rightarrow y$  indépendant de  $t$

Le régime permanent peut être uniforme ou varié selon la géométrie du chenal.

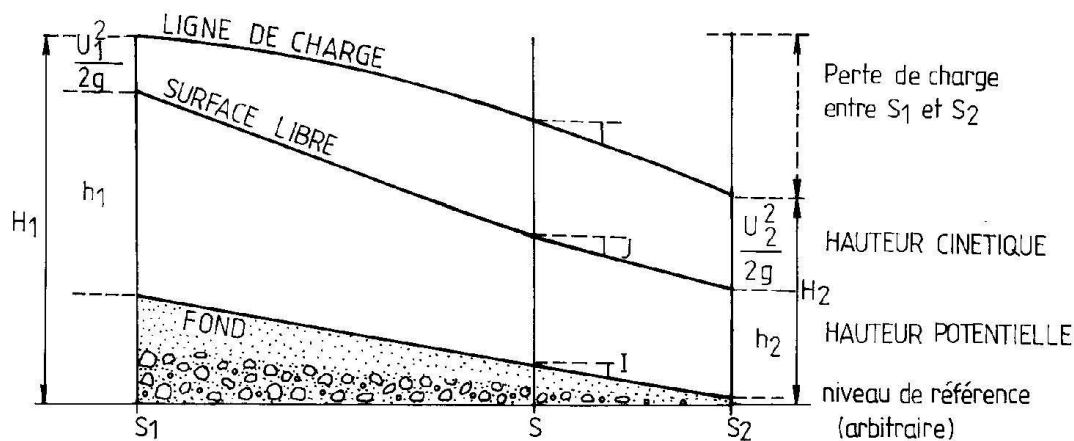
# Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

## I-7.2- Écoulement permanent et uniforme : [7]

Les caractéristiques géométriques du chenal sont constantes tout au long du tronçon considéré : section mouillée  $S$ , pente  $i$  ainsi que la rugosité des parois. Le tirant d'eau est constant tout au long du tronçon (appelé tirant d'eau normal). Dans le cas contraire l'écoulement est dit varié. Nous verrons que la pente ne peut être que strictement positive

Permanent uniforme :

$S$ ,  $i$  ( $> 0$ ) et rugosité indépendantes de  $x$  ;  $Q$  indépendant de  $t$  ;  $y$  indépendant de  $x$  et  $t$  (appelé tirant d'eau normal)



**Figure I. 6 : schéma de la surface libre et la ligne de charge dans un écoulement uniforme et permanent.**

Dans les écoulements à surface libre, il est commode de considérer la charge par rapport au fond du canal que l'on désigne par la charge spécifique.

### I-7.2.1- Propriétés :

Par définition du régime uniforme,  $Q$ ,  $V$  et  $h$  sont constants tout au long de l'écoulement considéré. Si  $Z_F$  désigne la cote du fond, la cote de la surface libre  $Z$  est égale à :  $Z = Z_F + h$ . L'expression de la perte de charge linéaire donne alors :

$$J = - \frac{\partial Z_F}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = - \frac{\partial Z_F}{\partial x} = i \quad (I.3)$$

---

## Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

---

Si le régime est uniforme, la perte de charge linéaire est donc égale à la pente du cours d'eau. Et inversement, si la perte de charge linéaire est égale à la pente du cours d'eau ( $j = i$ ), alors  $h$  est constante, et donc, à débit constant,  $V$  l'est également, et le régime est uniforme.

Le régime uniforme est donc caractérisé par une hauteur, un débit et une vitesse moyenne constants, ou encore, ce qui équivaut à la propriété de parallélisme entre le profil en long du fil d'eau et le profil en long du fond.

### **I-7.3- Formules empiriques :**

Dans les conditions du régime uniforme, faciles à obtenir en laboratoire ou en nature dans un canal de géométrie fixée assez long pour ne pas être perturbé par les effets de bord, un pas décisif dans la connaissance empirique de l'hydraulique a été franchi par les hydrauliciens qui ont tenté d'établir une relation entre les paramètres géométriques du canal et la vitesse moyenne de l'écoulement.

#### **I-7.3.1 - Équation de Chézy :**

On doit à Chézy la première tentative retentissante, avec sa formule :

$$V = C \sqrt{Rh \cdot i} \quad (I.4)$$

Où  $V$  est la vitesse moyenne (m/s),  $Rh$  le rayon hydraulique (m),  $i$  la pente du fond (m/m) et  $C$  un coefficient empirique ( $m^{1/2}/s$ ), dit de Chézy, dépendant de la forme de la section et des parois.

Pourtant, c'est Bazin qui établit une relation plus explicite du coefficient de Chézy :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{Rh}}} ; \quad (I.5)$$

Où  $\gamma$  est un paramètre représentatif de la rugosité du lit, variant de 0.06 pour un lit lisse (ciment) à 1.75 pour un lit de terre enherbée et de galets. Cette formulation donne l'impression de faire reculer simplement un cran plus loin le moment de décider du choix apparemment arbitraire du paramètre représentatif du lit du cours d'eau et pourtant, elle a le mérite de mettre en évidence la faiblesse de la formule de Chézy, dans laquelle le rayon hydraulique intervient dans plusieurs facteurs, ce qui rend malaisée l'interprétation de son influence sur la sensibilité du calcul de la vitesse moyenn

---

## Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

---

L'hydraulicien Manning, à qui cette faiblesse n'avait pas échappé, proposa une autre expression du coefficient de Chézy :

$$C = \frac{1}{n} Rh^{\frac{1}{6}} ; \quad (I.6)$$

Ce qui permet une décomposition plus lisible de l'expression de la vitesse moyenne

$$V = \frac{1}{n} (Rh^{\frac{2}{3}}) (i^{\frac{1}{2}}) . \quad (I.7)$$

Où le paramètre  $n$  peut être décliné en abaque de rugosité selon une typologie exhaustive des lits de cours d'eau.

### **I-7-3-2- formule de Strickler :**

Cette formule est également connue sous le nom de formule de Strickler, du nom de l'hydraulicien qui proposa le coefficient dit de Strickler,  $K$ , plus maniable que son inverse  $n$  dû à Manning, et donc, plus couramment utilisée :

$$V = K (Rh^{\frac{2}{3}}) (i^{\frac{1}{2}}) . \quad (I.8)$$

### **I-7.3.3- Formule de Darcy –Weisbach :**

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

$$V = \sqrt{\frac{8g Rh I}{\lambda}} \quad (I.9)$$

---

# Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

---

Remarque :

Pour les sections de forme complexes, on procède à un découpage en sections plus simples et pour chaque sous-section  $S_i$  on calcule, pour l'équation de Manning, un coefficient de débit  $K_i$ :

$$V = \frac{a}{n_i} S_i R_h^{2/3} \quad (\text{I.10})$$

Ceci permet d'attribuer à chaque section un coefficient de frottement différent. Le débit total s'écrit alors :

$$Q = \sum K_i \sqrt{I} \quad (\text{I.11})$$

## **I-8- Régime graduellement varié :**

### **Introduction : [4]**

Dans un canal non prismatique, l'écoulement -toujours permanent- est non uniforme, ou varié, si la profondeur d'eau ainsi que les autres paramètres hydrauliques varient d'une section à l'autre. Dans la généralité des cas, une courbure de la surface d'eau se produit.

On étudiera d'abord le cas où la courbure peut être négligée c'est l'écoulement graduellement varié. On commence par présenter l'équation différentielle de la surface d'eau ; la forme et le calcul de la surface d'eau seront donnés par la suite.

On présente ensuite les méthodes de calcul des courbes de remous pour différentes sections choisies.

### **I-8.1- Propriétés :**

On considère que les paramètres hydrauliques  $h$  et  $V$  varient lentement d'une section d'écoulement à l'autre. Dans l'axe d'écoulement ( $x$ ), les dérivées secondes de ces quantités par rapport à l'abscisse curviligne  $x$  sont quasi nulles. On peut considérer qu'entre deux sections d'écoulement suffisamment proche  $S(x)$  et  $S(x+dx)$ , le régime graduellement varié est assimilable à un régime presque uniforme pour lequel s'appliquerait la formule de Strickler, ou plutôt, une extrapolation de cette formule.

---

## Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

---

Car au lieu de lier la vitesse moyenne à la racine de la pente du fond (i), l'astuce consiste à lier à la racine de la pente de charge hydraulique (j), la formule devenant alors :

$$V = K (Rh^{\frac{2}{3}}) (j^{\frac{1}{2}}) \quad (\text{I.14})$$

Lorsque le régime est uniforme, par la propriété afférente d'égalité entre j et i, on retrouve bien l'expression établie par Strickler. Mais dans le régime graduellement varié, il est évident que la pente de charge j ne peut plus être égale à la pente du fond i, par le fait des variations de V et h. Cependant, les variations de V et de h ne sont pas aléatoires, puisque ces deux quantités sont liées par une relation de charge, déjà entr'aperçue au premier chapitre de ce cours, et notamment, de charge spécifique, dont on rappelle l'expression :

$$H_s = h + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{I.15})$$

---

## Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

---

L'analyse de cette quantité avait notamment permis d'établir l'existence d'une hauteur critique  $h_c$  telle que cette énergie spécifique soit minimum à débit fixé. Et le nombre de Froude avait été défini comme le rapport de la vitesse moyenne par la célérité des ondes infinitésimales, valant 1 pour la hauteur critique. On rappelle qu'on avait établi :

$$\frac{dH_s}{dh} = 1 - \frac{BQ^2}{gS(h^3)} = 1 - \frac{BV^2}{gS(h)} = 1 - F^2 \quad (I.16)$$

### I-8.2- Equation de la ligne d'eau :

L'équation de la ligne d'eau (fil d'eau) correspond à la fonction  $Z=Z(x)$  ou encore  $h=h(x)$  des lors que la cote du fond est connue. Or,  $H_s = H - ZF$ , donc :

$$\frac{\partial H_s}{\partial x} = \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\partial Zf}{\partial x} = -j + i \quad (I.17)$$

$$\text{et } \frac{\partial H_s}{\partial x} = \frac{\partial H_s}{\partial h} - \frac{\partial h}{\partial x} = (1 - F^2) \frac{\partial h}{\partial x} \quad (I.18)$$

D'où l'expression des variations de la surface libre de l'eau (hors du régime critique  $F=1$ ) :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{i-j}{1-F^2} \quad (I.19)$$

A partir d'une section d'écoulement de hauteur connue, on peut déduire de la formule ci-dessus les tendances d'évolution, et donc, pas à pas, les hauteurs d'eau voisines. En écrivant, pour un débit donné, les expressions de  $i$  et de  $j$  par *la formule de Strickler*, on a :

$$\frac{i}{j} = \frac{Q^2 S^2 R h^{3/4}}{Q^2 S n^2 R h n^{3/4}} \quad (I.20)$$

---

## Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

---

Or les fonctions  $S(h)$  et  $Rh(h)$  sont croissantes, donc  $i - j$  est du signe de  $h - h_n$ . D'autre part,  $1 - F^2$  est du signe  $h - h_c$ .

La hauteur d'eau étant donc connue dans une section d'écoulement donnée, il est possible de connaître la variation de hauteur de proche en proche à partir de cette hauteur connue selon sa position par rapport aux deux hauteurs de références que sont  $h_c$  et  $h_n$ .

### **I-8.3- Courbes de remous : [5]**

Par rapport à l'écoulement en charge, un écoulement à surface libre a une difficulté supplémentaire qui est la détermination de la position de la surface libre par rapport au fond du canal (tirant d'eau). Celle-ci est variable en fonction des caractéristiques du fluide et de l'écoulement.

### **I-8.4 Propriétés communes des courbes de remous en régime graduellement varié :**

On 12 lignes d'eau qui présentent les propriétés suivantes :

- 1- Quelle que soit la pente du lit le régime est toujours retardé dans les régions 1 et 3, et toujours accéléré dans la région 2.
- 2- La ligne d'eau ne peut jamais traverser le niveau normal mais elle peut être confondue avec lui en régime uniforme.
- 3- Lorsque la profondeur augmente et devient très grande la ligne d'eau tend vers l'horizontale l'énergie cinétique se transformant progressivement en énergie potentielle : simultanément  $J$  tend vers 0 et la ligne d'énergie tend à se confondre avec la surface libre horizontale.

Enfin bien que traduisant une même fonction intégrale de l'équation différentielle de base, les diverses branches et courbes étudiées, ne représentent pas dans leur ensemble, une ligne d'eau réelle mais une réunion de divers cas possibles. Généralement une ligne d'eau réelle utilisera une seule des courbes obtenues ou, si elle en utilise plusieurs, ces courbes appartiendront à des classes distinctes : lorsque la surface libre franchira le niveau critique.



# Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

Conditions	$\frac{h_n}{h}$	Signe num.	$\frac{h_c}{h}$	Signe dén.	Signe $\frac{dh}{dx}$	Changement de profondeur	Nom	Figures échelle verticale exagérée
$J_f > 0$								
$J_f < J_c$	$< 1$	+	$< 1$	+	+	croît	M1	
$h_n > h_c$	$< 1$	+	$> 1$	-	-	pas possible	M2	
	$> 1$	-	$< 1$	+	-	décroît	M3	
	$> 1$	-	$> 1$	-	+	croît	M3	
$J_f > 0$								
$J_f > J_c$	$< 1$	+	$< 1$	+	+	croît	S1	
$h_n < h_c$	$< 1$	+	$> 1$	-	-	décroît	S2	
	$> 1$	-	$> 1$	-	+	croît	S3	
$J_f > 0$								
$J_f = J_c$	$< 1$	+	$< 1$	+	+	croît	C1	
$h_n = h_c$	$> 1$	-	$> 1$	-	+	croît	C3	
$J_f = 0$								
$h_n = \infty$	-	-	$< 1$	+	-	décroît	H2	
	-	-	$> 1$	-	+	croît	H3	
$J_f < 0$								
$h_n < 0$	$< 1$	-	$< 1$	+	-	décroît	A2	
	$< 1$	-	$> 1$	-	+	croît	A3	

Tableau récapitulatif des courbes. [4]

On entend par écoulement dans un canal ouvert l'écoulement d'un liquide dont l'écoulement superficiel est uniforme si aucun changement de profondeur ne se produit, la profondeur se produisant à un écoulement uniforme est appelée profondeur normale.  $Y_0$  dans un canal rectangulaire avec un déversement libre, le flux situé loin en amont du déversement est uniforme, car la chute libre se produit, la profondeur du flux diminue jusqu'à ce qu'une profondeur minimale se produise au déversoir même, la profondeur du déversoir libre est appelée profondeur finale.  $Y_e$  qui est aussi la profondeur avec l'énergie spécifique minimale donc la profondeur critique  $Y$  pour le flux curviligne au déversoir.

La profondeur critique  $Y_{cr}$  pour un écoulement rectiligne uniforme se produit à un emplacement situé en amont du bord du déversoir. Cette profondeur ne peut pas être mesurée facilement car

---

## Chapitre I : L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

---

son emplacement n'est pas connu. Cependant, la connaissance de cette profondeur  $Y_{cr}$  offrirait une relation de décharge en profondeur simple telle que  $Y_{cr}$ .

### **Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de connaître les principales notions d'hydraulique nécessaires à la compréhension des phénomènes hydrauliques qui existent dans les cours d'eau à surface libre.

Ces connaissances alliées à celles des procédures de design et de dimensionnement des cours d'eau fourniront l'ossature de base pour entreprendre toute étude ou toute intervention dans les cours d'eau.

Si on connaît tous les paramètres, le calcul du débit et de la perte de charge avec la formule de Chézy est simple.

Dans les lits prismatiques l'écoulement non uniforme est dû à la variation de la profondeur  $h$  le long du lit.

### I- ECOULEMENT A TRAVERS LES DEVERSOIRS

#### I.1.Introduction :

Le déversoir est un ouvrage de bifurcation qui permet le partage des débits dans deux Canaux ou collecteurs. Par rapport à une simple bifurcation, où les débits sont partagés Quelle que soit la hauteur d'eau, dans un déversoir, le déversement n'a lieu que si la hauteur du Fluide atteint la hauteur de la crête déversant.

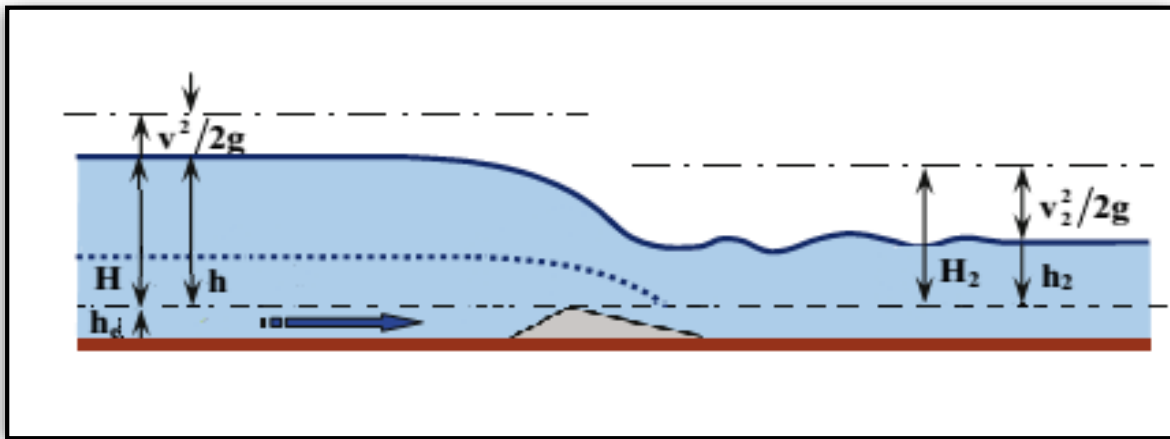


Figure (II.1) : Schéma hydraulique d'un déversoir (CRUMP).

#### II.2. Déversoirs :

##### II.2.1 Définition :

Un déversoir est un dispositif qu'on utilise pour mesurer ou contrôler le débit  $Q$  s'écoulant dans les canaux. Un déversoir est essentiellement une paroi (plaque), mince ou épaisse, ayant une hauteur qui peut varier. Il est disposé verticalement pour obstruer plus ou moins la section du canal.

Dans le cas d'un déversoir dénoyé, le débit déversé n'est dépendant que des conditions Hydrauliques amont ; alors qu'un déversoir noyé fait intervenir en plus les conditions Hydrauliques à l'aval de la crête déversant.

##### II -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.

### II.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.

### II.2.4 -Classification des déversoirs :

La classification des déversoirs est la suivante :

#### II.2.4.1 Déversoir à paroi mince:

##### II.2.4.1.1 Définition:

Le déversoir en mince paroi est facile à construire et relativement économique.

Le débit est défini au moyen d'un coefficient  $m$ , qui lui est propre. Une attention particulière doit être portée à la forme de la face en aval de la partie supérieure du déversoir dans le but d'obtenir une aération suffisante entre la nappe inférieure (pellicule d'eau qui s'écoule au-dessus du Déversoir) et la structure. Si celle-ci est collée à la structure, des vibrations seront engendrées. Généralement, le nom donné au déversoir d'écoulement de la forme de l'échancrure du déversoir ; Ainsi une échancrure en forme de V sera un déversoir triangulaire, une échancrure en forme de U, sera un déversoir rectangulaire, etc.

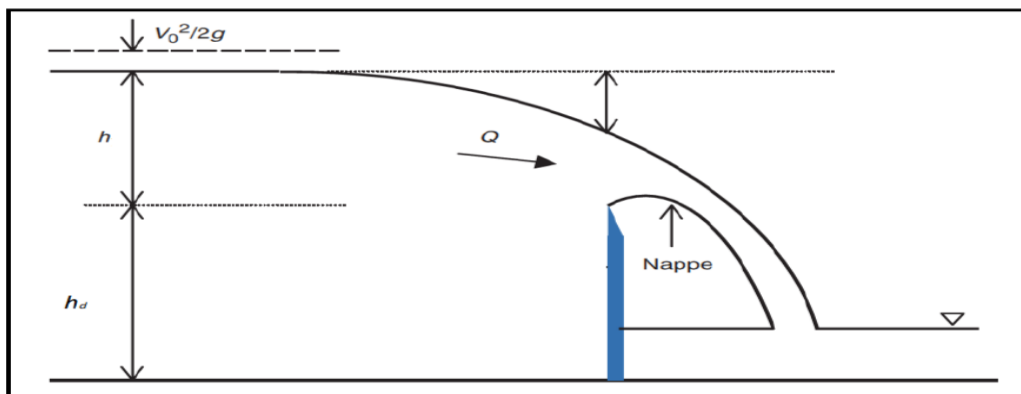


Figure (II.2) : Déversoir à paroi mince.

Calcul de du coefficient de débit ( $C_d$ )

$$C_d = \left(0.405 + \frac{0.003}{h_d}\right) \cdot \left(1 + 0.55 \left(\frac{H}{H + h_d}\right)^2\right)$$

Avec :

$h_d$  : Hauteur de déversoir(m) ;

$H$  : Charge hydraulique (m).

---

## Chapitre II : ECOULEMENT A TRAVERS LES DEVERSOIRES

---

Cette formule est applicable dans les limites suivantes de divers paramètres :

$$0,08\text{m} < H < 0,70\text{m}$$

$$L > 4.H$$

$$0,2\text{m} < h_d < 2\text{m}$$

### - Formule de la S.I.A (Société suisse des Ingénieurs et Architectes)

Cette formule est applicable à un déversoir de même type que précédemment mais

Pour le procédé, à l'amont, d'un canal à faible longueur, à fond sensiblement horizontal et comportant un dispositif de régularisation des vitesses dans ces conditions, la formule de la S.I.A, s'écrit, [1] :

$$C_d = 0.410 \left( 1 + \frac{1}{1000 \cdot \frac{H}{H+1.6}} \right) \left( 1 + 0.55 \cdot \left( \frac{H}{H+h_d} \right)^2 \right)$$

$h_d$  : Hauteur de déversoir (m) ;  $H$  : Charge hydraulique (m).

Les limites d'application de la formule S.I.A sont les suivantes :

$$0,025\text{m} < H < 0,8\text{m}$$

$$h_d > 0,3\text{m}$$

$$H < h_d$$

### - Formule de REHBOCK

La formule de REHBOCK (1929), s'écrit comme suite, [1] :

$$Q = c_q \cdot L \cdot H \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

Avec :

$Q$  : Débit déversé ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$C_d$  : Coefficient de débit ;

$L$  : Largeur de déversoir (m) ;

$H$  : Charge hydraulique (m) ;

$g$  : Accélération de pesanteur, [ $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ ].

Le coefficient de débit est exprimé par la formule suivante, [1] :

---

## Chapitre II : ECOULEMENT A TRAVERS LES DEVERSOIRES

---

$$C_d = 0,4023 + 0,0542 \frac{H}{hd}$$

Avec :

$h_d$ : Hauteur de déversoir (m).

$$c_q = \left( 0.405 + \frac{0.0027}{H} - 0.03 \cdot \frac{L_1 - L}{L_1} \right) \left( 1 + 0.55 \cdot \left( \frac{L \cdot H}{L_1 \cdot (H + h_d)} \right)^2 \right)$$

Avec :

$L_1$  : Largeur du canal, (m) ;

$L$  : Largeur du déversoir(m) ;

$H$  : Charge hydraulique (m) ;

$h_d$ : Hauteur de déversoir (m).

Les limites d'application de la formule de HEGLY sont les suivantes :

$$0,1\text{m} < H < 0,6\text{m}$$

$$0,4\text{m} < L < 1,8\text{m}$$

$$0,4\text{m} < h < 0,8\text{m}$$

$$0 < \frac{L_1 - L}{L_1} < 0,9$$

## Chapitre II : ECOULEMENT A TRAVERS LES DEVERSOIRES

### II.2.4.1.2- Les formes des déversoirs :

Les formes de déversoir les plus courantes sont illustrés dans les figures suivantes:

#### II.2.4.1.2.1- Déversoir de forme triangulaire : norme NF ISO 4377 (1990)

Le déversoir triangulaire à paroi mince est constitué d'une plaque verticale découpée selon le schéma de la figure (I.3). Une échancrure est opérée suivant un angle d'ouverture  $\theta$ . Le dispositif est généralement placé dans un canal rectangulaire de largeur constante  $B$

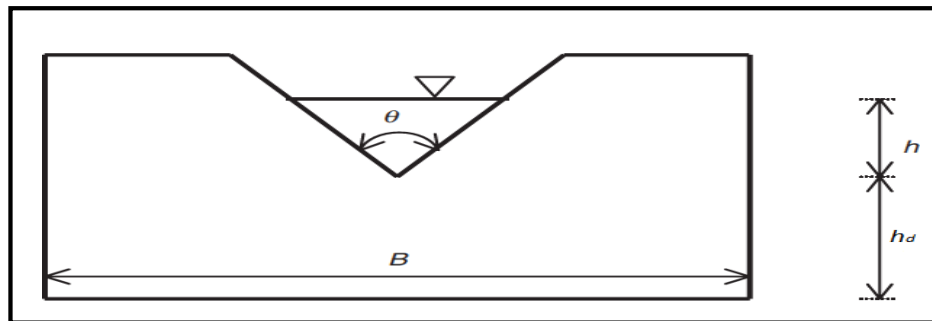


Figure (II.3) : Déversoir triangulaire à paroi mince latéral.

#### ✓ **Système métrique:**

Le débit est estimé par la formule suivante, [3] :

$$Q = \frac{8}{5} \cdot 0,6 \cdot h^2 \tan g \cdot \frac{\theta}{2} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Avec :

$Q$  : Débit déversé ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$h$  : Hauteur de la lame d'eau déverser (m).

$L$  : Largeur en base du déversoir (m).

$g$  : Accélération de pesanteur, [ $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ ].

$\theta$  : Angle d'ouverture du déversoir, [ $35^\circ < \theta < 120^\circ$ ].

## Chapitre II : ECOULEMENT A TRAVERS LES DEVERSOIRES

### ✓ Système impérial:

Le débit est estimé par la formule suivante, [3] :

$$\begin{cases} Q = 0,497 \cdot h^{(2/5)} & \text{Si } \theta = 22.5^\circ \\ Q = 1,035 \cdot h^{(2/5)} & \text{Si } \theta = 45^\circ \\ Q = 2,48 \cdot h^{(2/5)} & \text{Si } \theta = 90^\circ \\ Q = 1,443 \cdot h^{(2/5)} & \text{Si } \theta = 60^\circ \end{cases}$$

Q : Débit déversé ( m<sup>3</sup>/s ) ;

h : Hauteur de la lame d'eau déversée (m).

#### - II.2.4.1.2.2-Déversoir de forme rectangulaire:

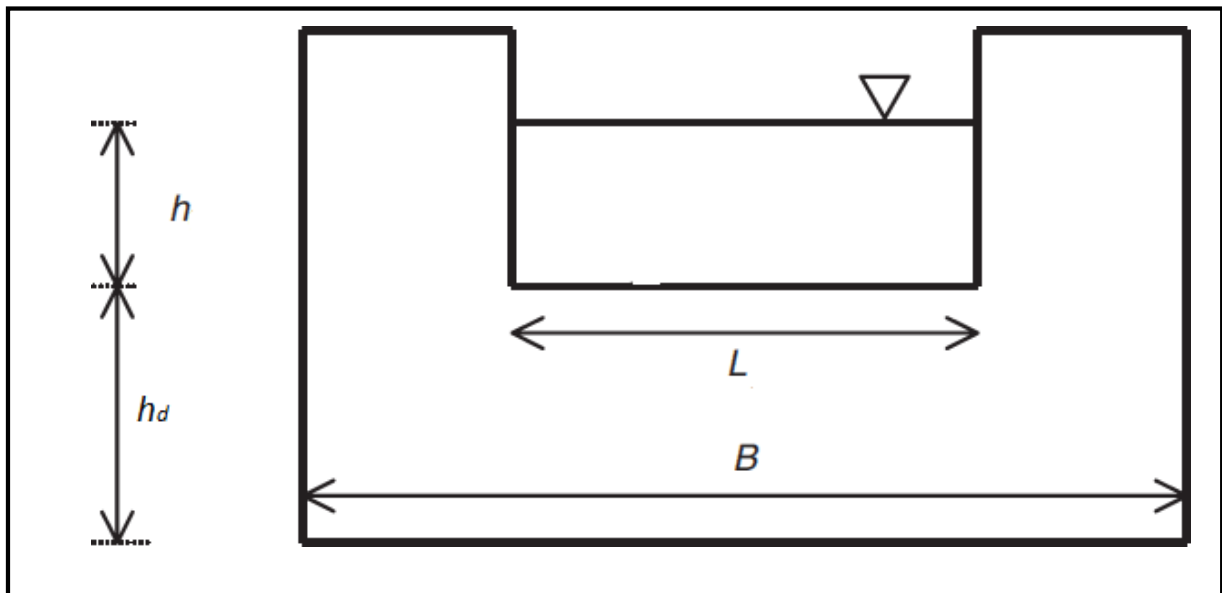


Figure (II.4) : Déversoir rectangulaire paroi mince à contraction latéral.



## Chapitre II : ECOULEMENT A TRAVERS LES DEVERSOIRES

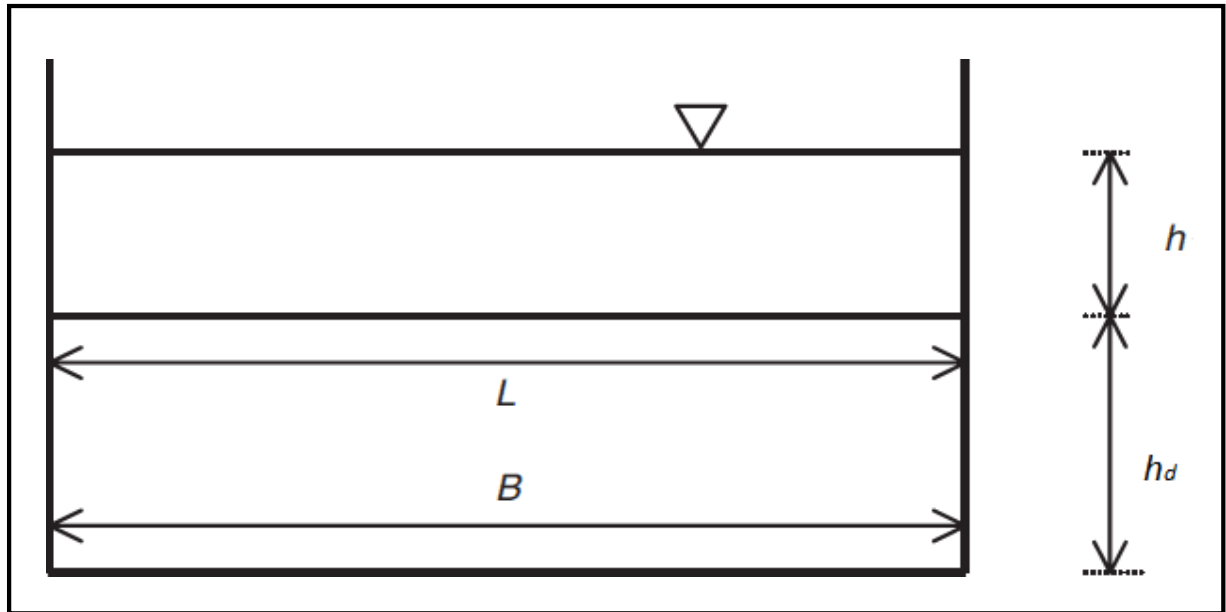


Figure (II.5) : Déversoir rectangulaire à paroi mince sans contraction.

**Système métrique :**

Le débit est estimé par la formule suivante, [3] :

$$Q = 1,83.(1 - 0,1.n.h). h^{(3/2)}$$

Avec :

$Q$  : Débit déversé ( $m^3/s$ ) ;

$h$  : Hauteur de la lame d'eau déverser (m) ;

$n$  : Coefficient qui dépend de la contraction de la nappe déversante. Elle est de l'ordre de :

- $n = 0$ , pour barrage total ;
- $n = (1 \div 2)$ , à contraction.

## Chapitre II : ECOULEMENT A TRAVERS LES DEVERSOIRES

### Système impérial:

Le débit est estimé par la formule suivante, [3] :

$$\bar{Q} = 3,33. (1 - 0,1.n.h).h^2$$

Avec:

Q : Débit déversé (m<sup>3</sup>/s) ;

h : Hauteur de la lame d'eau déverser (m) ;

n : Coefficient qui dépend de la contraction de la nappe déversante. Elle est de l'ordre de :

- n = 0, pour barrage total ;
- n = (1 ÷ 2) , à contraction.

### II.2.4.1.2.3-Déversoir de forme trapezoidal :

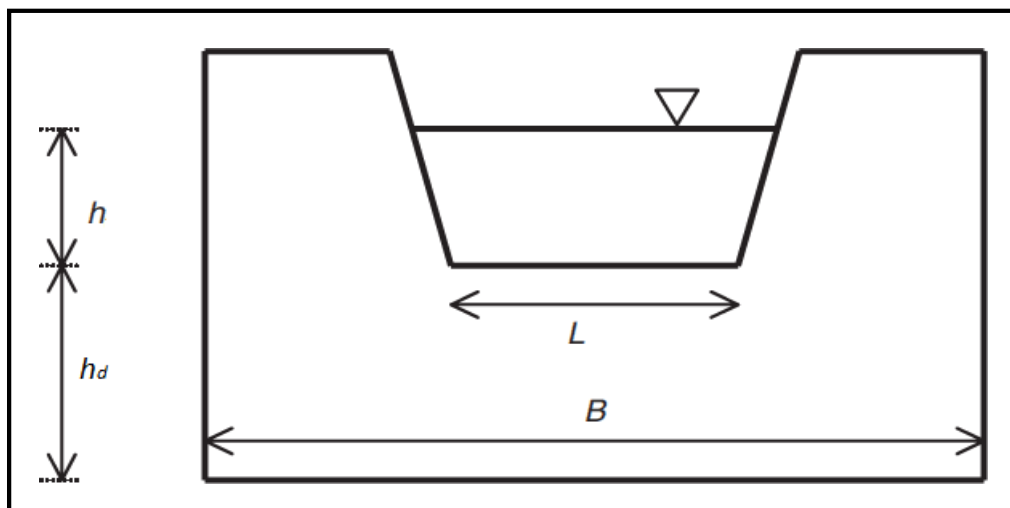


Figure (II.6) : Déversoir trapézoïdal à paroi mince à contraction latéral.

### Système métrique

Le débit est estimé par la formule suivante, [3] :

$$Q = 1,86.L.h^{2/3} \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Avec :

Q : Débit déversé (m<sup>3</sup>/s) ;

h : Hauteur de la lame d'eau déverser (m)

; L : Largeur en base du déversoir (m).

### Système impérial

Le débit est estimé par la formule suivante, [3] :

$$\bar{Q} = 3,367.L.h^2 \quad (I.9)$$

## Chapitre II : ECOULEMENT A TRAVERS LES DEVERSOIRES

Avec :

$Q$  : Débit déversé ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$h$  : Hauteur de la lame d'eau déverser (m);

$L$  : Largeur en base du déversoir (m).

### II.2.4.1.2.4-Barrage-déversoir :

Un autre type de barrage en béton est le barrage-déversoir, dont la structure comprend l'évacuateur de crues, Il peut inclure ou non des vannes. Un barrage à vannes avec de grandes ouvertures de déversement, comparées à sa hauteur, est souvent conçue comme un barrage à Contreforts, tandis que les barrages-déversoirs de hauteur importante avec de petites ouvertures sont généralement conçus comme des barrage-poids, [4].

### II.2.4.1.2.5-Déversoir circulaire:

Le déversoir circulaire est constitué d'une paroi mince verticale découpée selon le schéma de la figure, ce type de déversoir est rarement utilisé dans la pratique.

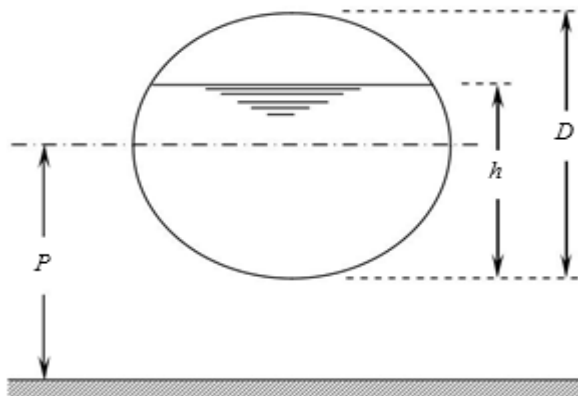


Figure (II.7) : Déversoir circulaire –Schéma de définition-

La formule générale du débit du déversoir circulaire est donnée généralement d'après les résultats de *Stauss* et *Vonsanden* (1930) sous la forme suivante,:

$$Q = \mu K D^{5/2}$$

$K$  est une fonction compliquée de  $\frac{h}{D}$ , il est donné par des tables numériques ou par la

Formule approximative de *Ramponi* :

---

## Chapitre II : ECOULEMENT A TRAVERS LES DEVERSOIRES

---

$$K = 3,203 \left( \frac{h}{D} \right)^{1.975} - 1.842 \left( \frac{h}{D} \right)^{3.78}$$

Plusieurs formules sont proposées pour le calcul du coefficient du débit, on site la plus Simple, c'est celle de *Stauss* (1930).

$$\mu = \left[ 0.555 + \frac{D}{110 h} + 0.041 \frac{h}{D} \right] \left( \frac{2D}{L} \right)^{0.0625}$$

Par rapport aux autres types de déversoirs le déversoir circulaire présente les avantages Suivants : simplicité de fabrication, facilité d'exécution et de mise en place, facilité de ventilation de la nappe, plus grande précision que le déversoir rectangulaire pour la mesure des petits débits.

### **II.2.4.1.2.6-Déversoir à seuil épais :**

Ce type de déversoir à angle vifs, peut s'impose notamment pour des phases de construction de barrages. En le comparant au déversoir à mince paroi, il y a deux paramètres supplémentaires relatifs à la pente amont □ et la longueur de la crête du déversoir qui doivent être considérés. Le calcul simplifié introduit le coefficient de correction dans la formule générale du déversoir en mince paroi est définie comme suite, [5] :

$$Q = C_d \cdot C_e \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{2/3}$$

Avec :

Q : Débit déversé (m<sup>3</sup>/s) ;

C<sub>d</sub> : Coefficient de débit ;

C<sub>e</sub> : Coefficient de correction ;

L : Largeur en base du déversoir (m) ;

g : Accélération de pesanteur, [g = 9,81 m<sup>2</sup>/s] ;

h h: Hauteur de la lame d'eau déversé (m).

La figure suivante illustre un déversoir à seuil épais, [6]

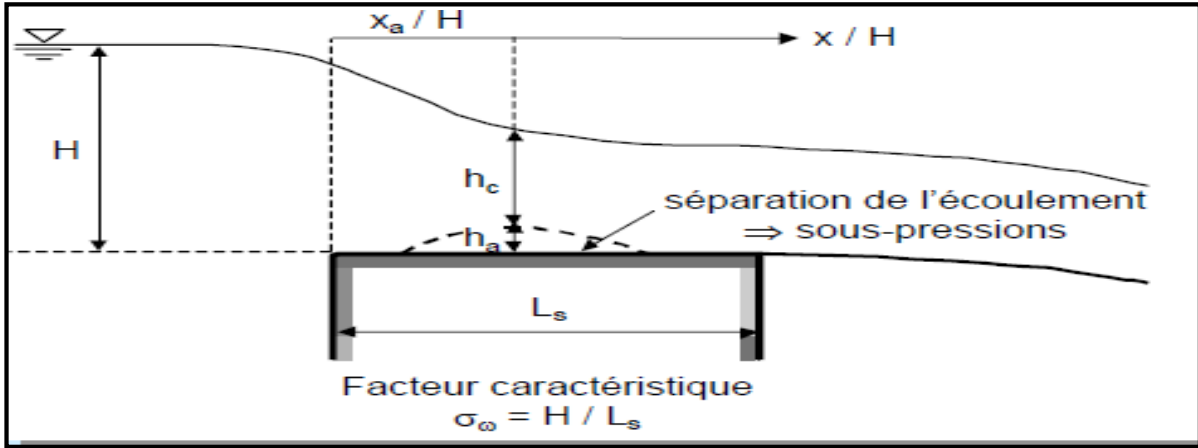


Figure (II.8) : Schéma hydraulique du déversoir à seuil épais

#### **II.2.4.1.2.7-Déversoir à seuil épais (dénoyé) :**

Le déversoir dénoyé est un ouvrage dont la crête limite le volume accumulé dans une retenue. L'écoulement est donc nul pour des hauteurs d'eau inférieures à la hauteur de déversoir, et, comme on le verra, augmente fortement et de manière univoque pour des hauteurs supérieures à celle du déversoir, [7].

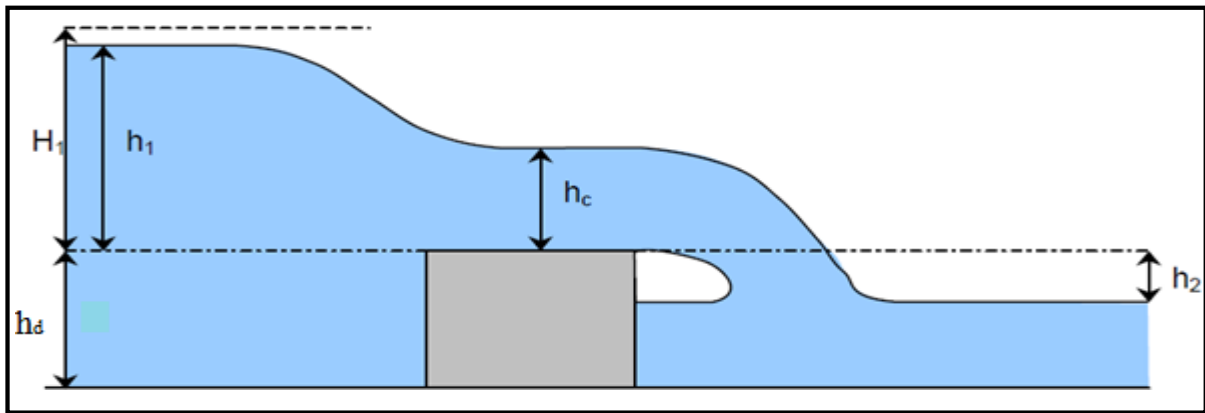


Figure (II.9) : Déversoir à seuil épais dans un écoulement dénoyé.

Cette caractéristiques spécifique en justifie l'utilisation en tant que :

- Dispositif de mesure du débit en laboratoire et sur les cours d'eau.
- Ouvrage de réglage de contrôle dans les rivières et les canaux
- Evacuateur pour les retenues naturelles et artificielles.

### II.2.4.1.2.8-Déversoir à seuil épais (noyé) :

Le débit passant par un déversoir dénoyé n'est contrôlé que par une section constituant la section de contrôle. A l'amont de cette section, l'écoulement est fluvial tandis qu'à l'aval il est torrentiel ; dans la section de contrôle et pour un débit donné, la charge atteint une valeur minimale. si le niveau aval est progressivement élevé, il peut en résulter un effet sur l'écoulement et le débit n'est plus déterminé par une seule section, mais par les deux sections amont et aval : l'écoulement devient noyé. Celui-ci s'établit lorsque la condition d'écoulement critique n'est plus réalisée dans la section de contrôle.

Le débit déversé est estimé à l'aide de la formule suivante, [5] :

$$Q = C_d \cdot S_b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{2/3}$$

Avec :

Q : Débit déversé (m<sup>3</sup>/s) ;

C<sub>d</sub> : Coefficient de débit ;

g : Accélération de pesanteur, [g = 9,81 m<sup>2</sup>/s] ;

h : Hauteur de la lame d'eau déverser (m) ;

S<sub>b</sub> : Coefficient de submersion.

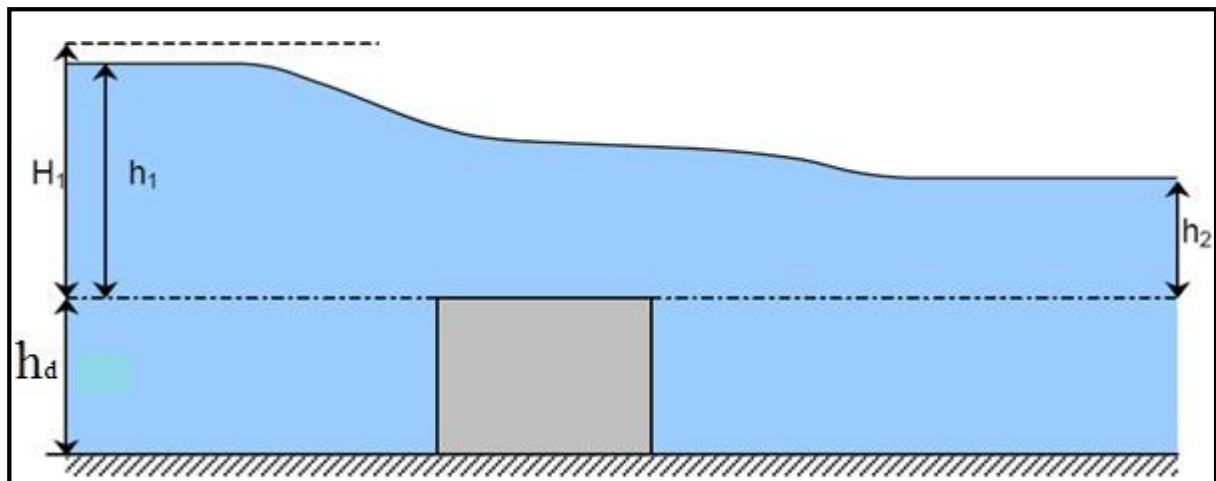


Figure (II.10) : Déversoir à seuil épais dans l'écoulement noyé.

## Chapitre II : ECOULEMENT A TRAVERS LES DEVERSOIRES

### ✓ Coefficient de submersion

Le coefficient de submersion est défini par la formule suivante, [5] :

$$S_o = [1 - (\frac{H_0}{H})^2]^{1/2}$$

Avec :

$H_0$  : Charge hydraulique à l'aval du déversoir (m) ;

$H$  : Charge hydraulique à l'amont du déversoir (m).

Les valeurs de coefficient de submersion,  $S_b$  sont les suivantes :

- Ecoulement dénoyé  $\Rightarrow S_b = 1$  ;
- Ecoulement noyé  $\Rightarrow 0 < S_b < 1$  ;

La relation entre la charge hydraulique à l'amont du déversoir  $H$  et la hauteur d'eau amont  $h_0$  au-dessus du niveau de la crête du déversoir s'écrit comme suite :

$$H = h_0 + \frac{v_0^2}{2g}$$

Avec :

$h_0$  : Hauteur de la lame d'eau à l'amont du déversoir (m) ;

$v_0$  : Vitesse d'écoulement de l'eau à l'amont du déversoir (m) ;

$g$  : Accélération de pesanteur, [ $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ ] ;

La vitesse d'écoulement de l'eau à l'amont du déversoir est définie par la formule suivante :

$$v_0 = \frac{Q}{L \cdot (h_0 + h_d)}$$

Avec :

$L$  : Largeur en base du déversoir (m) ;

$h_0$  : Hauteur de la lame d'eau à l'amont du déversoir (m) ;

$h_d$  : Hauteur de déversoir (m).

#### **II.2.4.1.2.9-Déversoir à seuil épais à profil triangulaire type CRUMP :**

La forme de ce déversoir est également caractérisée par un profil en longueur triangulaire mais Les pentes amont et aval du seuil ont des valeurs différentes. La figure représente schématiquement ce déversoir.

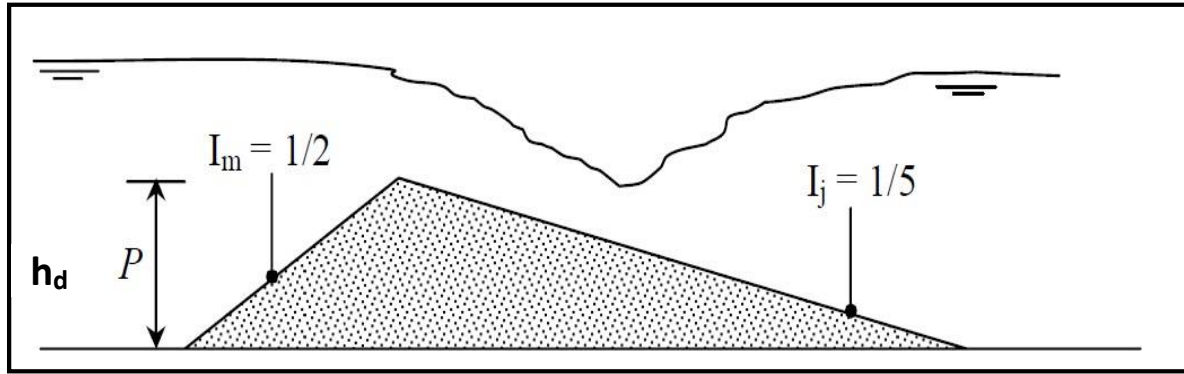


Figure (II.11) : Déversoir à seuil épais à profil triangulaire de type CRUMP.

### Représentation schématique de l'écoulement

Le dispositif de mesure ainsi décrit possède des limites d'utilisation comme tous ses homologues. Celles-ci sont :

Charge relative maximale:  $\frac{h}{h_d} < 3$

Charge minimale h:  $h > 8 \text{ cm}$ .

La formule du débit issue de l'étalonnage de l'appareil est la suivante, [2] :

$$Q = C_d \cdot C_v \cdot g \cdot L \cdot h^{3/2} \dots\dots\dots (I.20)$$

Avec :

$C_d$  : Coefficient de débit ;

$C_v$  : Coefficient de vitesse

$g$  : Accélération de pesanteur, [ $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ ] ;

$L$  : Largeur en base du déversoir (m) ;

$h$  : Hauteur de la lame d'eau (m).

La hauteur du plan d'eau  $h$  doit être mesurée entre 3 et 4 fois la hauteur maximale du plan d'eau à l'amont de la crête du déversoir.

#### II.2.4.1.2.10-Déversoir hydrodynamique :

C'est un déversoir ayant un profil hydrodynamique aux formes arrondies, il est utilisé comme un seuil jaugeur .c'est le résultat du déversoir de CRUMP après usure produite après une période de fonctionnement (25 à30 ans).



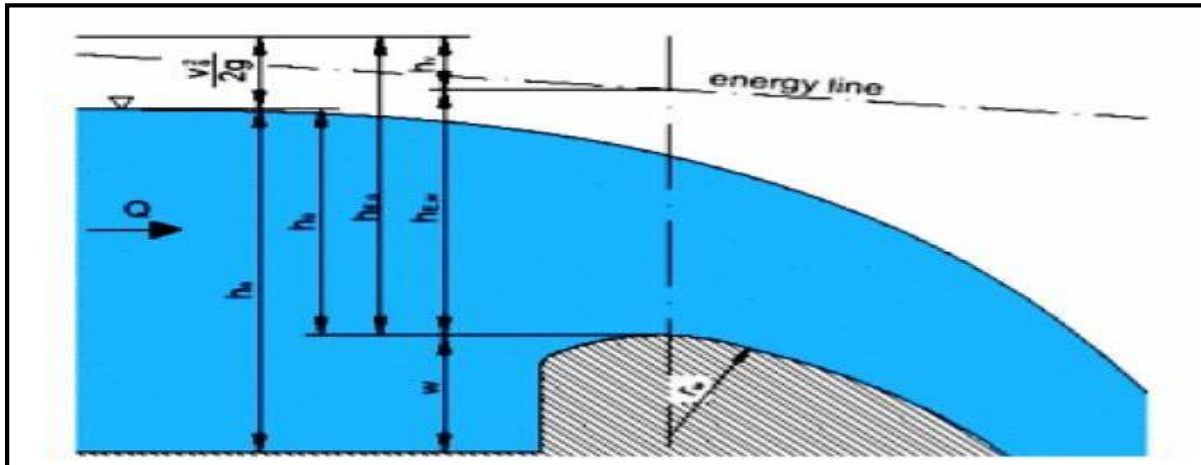


Figure (II.12) : Schémas d'un déversoir hydrodynamique.

### II.3-Caractéristiques du débit :

Le projet de norme internationale ISO4360-1982 recommande de calculer les débits liquides dans les canaux découverts par les deux formules suivantes :

#### II.3.1-Pour un écoulement dénoyé :

Le débit est déterminé à l'aide de la formule suivante, [9] :

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{2/3} C_d \cdot C_v \cdot \sqrt{g} \cdot L \cdot h^{2/3}$$

Avec :

$Q$  : Débit déversé ( $m^3/s$ ) ;

$C_d$  : coefficient de débit ;

$C_v$  : coefficient de vitesse ;

$h$  : hauteur de la lame mesurée(m) ;

$L$  : Largeur du déversoir (m) ;

$g$  : hauteur accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

### II.3.2-pour un écoulement noyé :

Le débit est déterminé à l'aide de la formule suivante, [9] :

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{2/3} \cdot C_d \cdot C_v \cdot f \cdot \sqrt{g} \cdot L \cdot h^{3/2}$$

Q : Débit déversé (m<sup>3</sup>/s) ;

C<sub>d</sub> : Coefficient de débit ;

C<sub>v</sub> : Coefficient de vitesse ;

h : Hauteur de la lame mesurée (m) ;

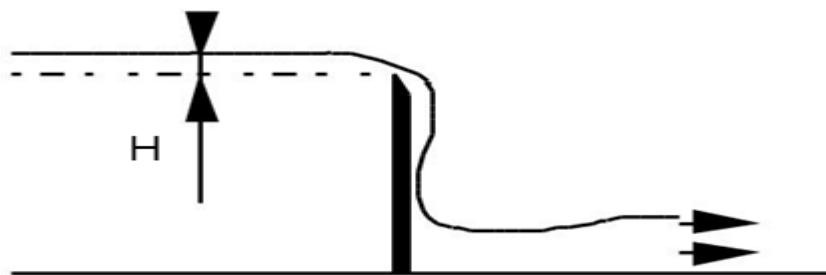
L : Largeur du déversoir (m) ;

f : Facteur de réduction de l'écoulement noyé ;

g : Hauteur accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

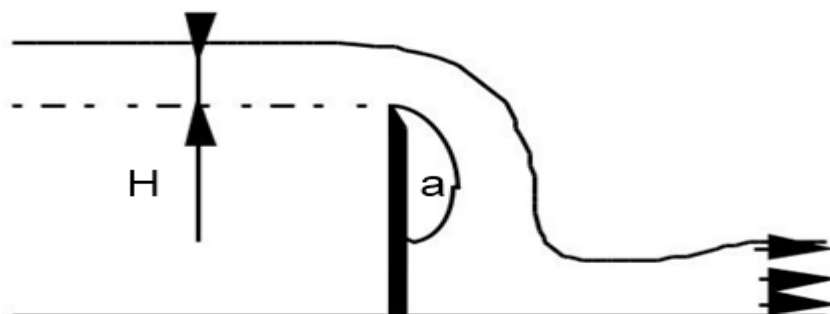
### II.4-PRINCIPAUX TYPES DE NAPPES :

Les différents types de nappes dépendent de la charge et du niveau aval. Pour de très faibles charges, la nappe est adhérente à la paroi car la vitesse horizontale de l'eau n'est pas suffisante pour éloigner la nappe. On parle alors de nappe adhérente, voir figure 2-3 [13] :



Figure( II.13): Nappe adhérente à faible charge [13].

Lorsque la charge augmente, la vitesse croît et la nappe se décolle de la paroi. On parlera alors de nappe libre si l'aération de la zone « a » est possible, voir figure 2-4 [13]:



## Chapitre II : ECOULEMENT A TRAVERS LES DEVERSOIRES

Figure ( II.14) : Nappe libre [13].

Dans le cas où la zone « a » n'est pas facilement aérée, il se produit une dépression et on a alors affaire à une nappe déprimée, voir figure 2-5 [13]:

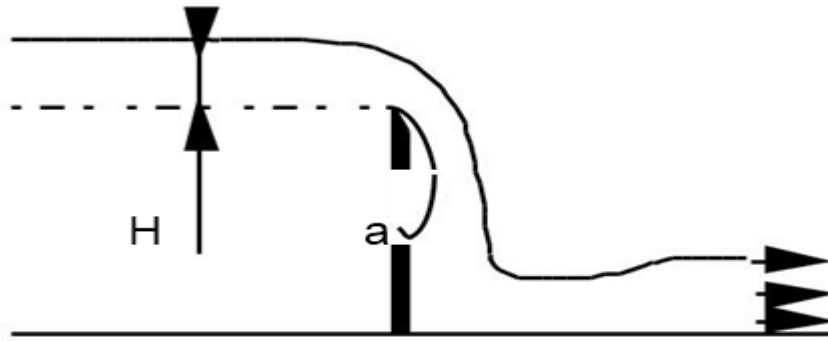


Figure ( II.15): Nappe déprimée [13].

Si le niveau aval augmente, il arrive un moment où il n'y a plus d'air en a ; on parle alors d'une nappe noyée en dessous à ressaut éloigné, voir figure 2-6 [13]:

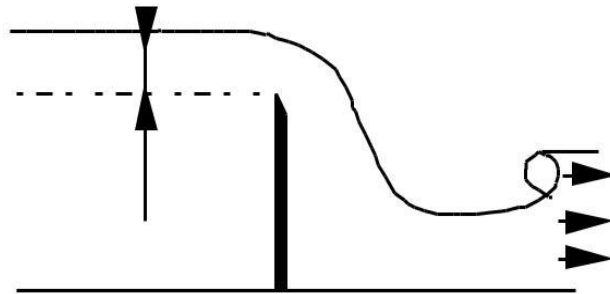


Figure ( II.16): Nappe noyée [13].

Le niveau aval augmentant encore, le ressaut se rapproche de la nappe déversant jusqu'à le recouvrement du pied de la nappe. A ce moment, le débit du déversoir est influencé par le niveau aval. L'augmentation du niveau encore supérieur à celui du seuil, on aura alors le déversoir noyé à nappe ondulée, voir figure 2-7 [13] :

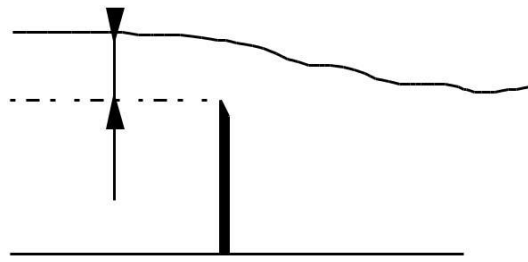


Figure ( II.17): Déversoir noyé à nappe ondulée [13].

### **II.4-conclusion:**

Les déversoirs comptent parmi les plus simples et les plus anciens appareils de mesure du débit. il existe plusieurs type de déversoir chacun utilise dans domaine spécifique et paramètre diffèrent débit, hauteur, longueur.....etc.

Notre étude n'a montré que toutes les relations exprimant le débit transitant à travers ces Déversoirs contiennent des termes correctifs. Le plus important d'entre eux est le coefficient de Débit.

### III. Introduction

Ce chapitre de notre étude se propose de définir la section de contrôle pour des différents déversoirs à des différentes échancrures prismatiques dans un appareil didactique d'étude des déversoirs.

Nous allons également tenter d'établir une approche théorique exprimant les relations de la loi hauteur critique ainsi que l'expression du coefficient de débit, tout en tenant compte des différents paramètres susceptibles d'influencer le coefficient de débit, et d'exprimer ainsi les différentes équations qui régissent l'écoulement et qui y transitent pour chacun des dispositifs étudiés.

Cette partie se propose de présenter dans un premier temps le banc d'essai dans le quel ces dispositifs en été mis en œuvre, les différents appareillages de mesure utilisés lors de l'expérimentation au laboratoire et la procédure suivie dans la mesure de la profondeur et du débit volume, ainsi que la description détaillée de l'écoulement d'amont en aval pour les différents dispositifs testés.

Puis dans un second temps l'ensemble des résultats des essais effectués sur les différents dispositifs, en mince paroi. Ces résultats comportent l'expression du coefficient de débit pour le dispositif en mince paroi, et la vérification des relations exprimées lors du développement théorique. Ensuite ils seront discutés en fonction des résultats obtenus.

#### III.2. Description du banc d'essais

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

Le canal est alimenté en circuit fermé par une pompe axiale. Celle-ci aspire de l'eau d'un réservoir ouvert de récupération et la refoule dans un bassin, également ouvert, alimentant le canal. Le système bassin de récupération pompe bassin d'alimentation est relié par une conduite circulaire en PVC. Le bassin de récupération est doté d'un tranquillisateur d'eau spécialement

aménagé afin d'éviter les perturbations de la surface libre qui peuvent perturber le fonctionnement de la pompe.

Une plaque perforée, insérée dans le bassin d'alimentation, joue également le rôle de tranquillisation de l'écoulement avant son entrée dans le canal principal.

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

Le réglage des débits volumes s'effectue par manipulation de la vanne et sont mesurés

Directement à l'aide d'un débitmètre L'alimentation du canal s'effectue par le moyen d'une pompe débitant jusqu'à 16 l/s.

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

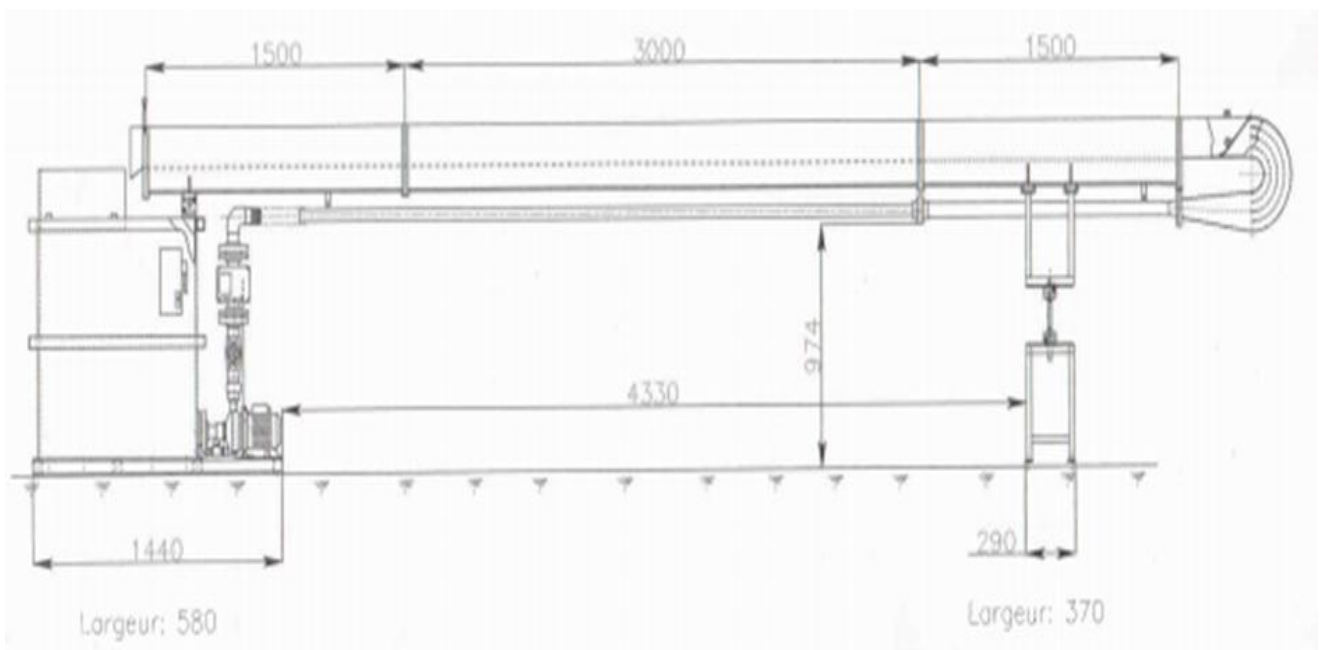


Figure III.1. Schéma simplifié du canal, ayant servi à l'expérimentation.



Photographie III.1. Le banc d'essai mis en expérience

### III.3. Caractéristiques géométriques des dispositifs testes :

La présente partie de notre étude se propose de tester quelques dispositifs, tout en considérant une large gamme de valeurs de l'échancrure  $b$ . Tous ces dispositifs sont insérés dans le même canal, ce qui permet d'obtenir une gamme assez large du taux de contraction  $b$ ,  $\Theta$  ou  $m$ .

En fait, notre étude s'est intéressée à sept (07) dispositifs en mince paroi et nous avons obtenus (14) valeurs pour chaque dispositif utilisé.

### III.4. Description de l'écoulement :

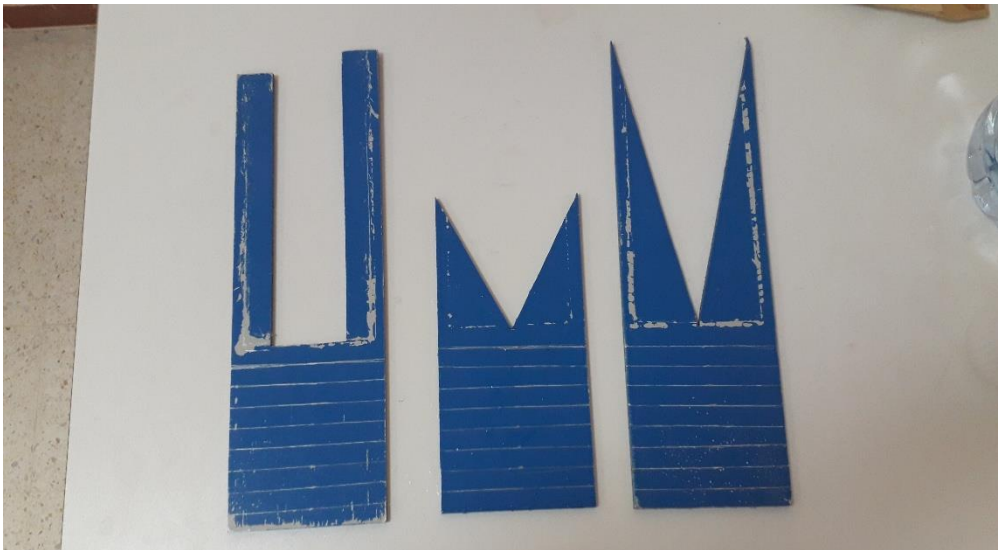
Cette partie de notre étude a pour but de décrire le comportement de l'écoulement d'amont.

Notre attention portera plus particulièrement sur la nature quasi tranquille de l'écoulement à l'amont, grâce à la mise en place des dispositifs testés.

### III.4.1 Dispositif en mince paroi :

Le canal est toujours horizontal. On fixe le déversoir sur le fond du canal, à l'emplacement prévu à cet effet. On règle ensuite le débit maximum comme décrit précédemment. On mesure alors le débit à l'aide du débitmètre. On mesure à l'aide du limnimétrie la hauteur de chute  $h$  au-dessus du déversoir à 3 ou 4 $h$  en amont de celui-ci.

Au cours des mesures, il est important que la face intérieure de la nappe d'eau quittant le seuil du déversoir se décolle de la face aval du déversoir, et il est prévu à cette fin un conduit qui amène de l'air dans cette zone de temps à autre, et surtout quand la hauteur de chute est faible, il faut souffler de l'air dans ce conduit pour assurer la séparation de la nappe. La gamme des débits sur laquelle on peut prendre des mesures s'étend de 2 à 9 m<sup>3</sup>/h environ. La hauteur du déversoir au-dessus du lit du canal (pelle) est de  $a = 85$  mm



Photographie III.2. Les différents dispositifs utilisés

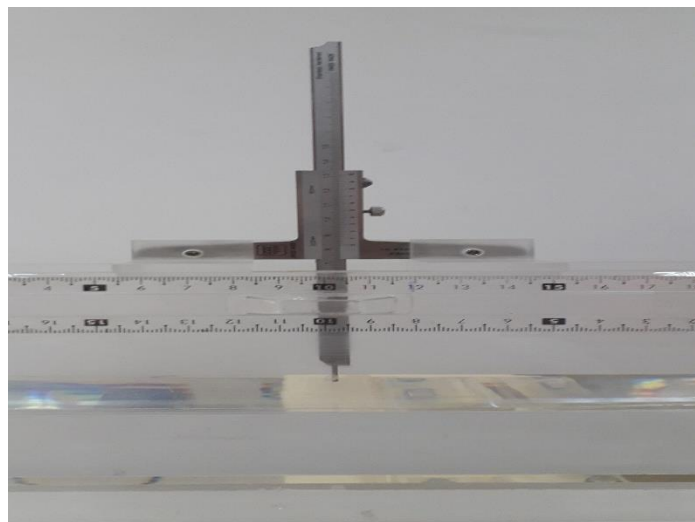


### III.5. Appareillage de mesure :

#### III.5.1. Mesure de la profondeur :

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

Dans le cas des essais que nous avons effectués, nous avons utilisé un limnimétrie, dont la précision est tout à fait requise pour la nature des essais envisagés. De plus, la géométrie des Dispositifs testés a pour particularité de rendre quasi horizontal le plan d'eau à l'amont du dispositif, éliminant toute perturbation de la surface libre. Ceci contribue sans doute à une meilleure précision dans la lecture des profondeurs au moyen du limnimètre.



Photographie III.3. Image d'un limnimétrie de précision

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.



Photographie III.4. photo du limnimétrie et du déversoir mises en expérience

### III.5.2. Mesure du débit $Q$ :

#### III.5.2.1 Méthode volumique :

Cette méthode est très simple ; Elle est applicable aux petits débits de quelques litres ou dizaines de litres par seconde à quelques  $m^3/s$  si l'on utilise des partiteurs de débit.

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

Le procédé consiste à remplir un volume de 5 L d'eau dans le tube de mesure de l'appareil en chronométrant le remplissage Figure.III.6



Photographie III.5. vue du tube de mesure de volume

### III.5.3. Procédure expérimentale :

Avant d'entamer la procédure expérimentale, il est nécessaire de rappeler l'objectif principal de cette partie de notre étude. Il s'agit donc de tester les dispositifs de déversoirs que nous avons décrits précédemment, dans le but de définir l'expression la section de contrôle.

Pour ce faire, nous installons dans le canal de mesures un dispositif de caractéristiques géométriques connues. Après avoir procédé à la meilleure étanchéité possible entre les parois du dispositif et celles du canal, nous faisons fonctionner la pompe à un faible débit par manipulation de la vanne de réglage du débit. Après une certaine durée, l'écoulement peut être considéré comme étant permanent. Ses caractéristiques ne varient ni dans l'espace ni dans le temps.

Après cette première étape, nous procédons à la mesure de la profondeur de l'écoulement à l'amont du dispositif testée la profondeur au point  $b$  qui est l'échancrure du déversoir utilisé dans l'expérience ; du grâce au limnimétrie.

L'analyse des résultats des nombreux essais que nous avons effectués, a montré que la profondeur mesurée correspond une valeur du débit écoulé.

Cette opération se répète en modifiant le débit par manipulation de la vanne de réglage du débit, et en utilisant des différents dispositifs à différentes échancrures prismatiques. Nous obtenons ainsi, pour le même dispositif testé, un échantillon de valeurs des profondeurs critiques mesurées à l'amont du dispositif, et leurs valeurs théoriques ainsi que les valeurs des débits qui leurs correspondent.

### III.6. Caractéristiques géométriques des dispositifs testes :

La présente partie de notre étude se propose de tester quelques dispositifs, tout en considérant une large gamme de valeurs de l'échancrure  $b$ . Tous ces dispositifs sont insérés dans le même canal, ce qui permet d'obtenir une gamme assez large du taux de contraction  $b$ ,  $\Theta$  ou  $m$ .

En fait, notre étude s'est intéressée à sept (07) dispositifs en mince paroi et nous avons obtenus (14) valeurs pour chaque dispositif utilisé.

### III.6.1. Déversoir triangulaire à paroi mince :

Le dispositif est représenté par une plaque verticale mince disposée en travers de l'écoulement dans un canal généralement de forme rectangulaire de largeur B, dont le profil de

L'échancrure est un triangle d'angle d'ouverture  $\varphi = 60^\circ$  :



Photographie III.6. d'un déversoir triangulaire à contraction complète

### III.6.2. Déversoir triangulaire à paroi mince

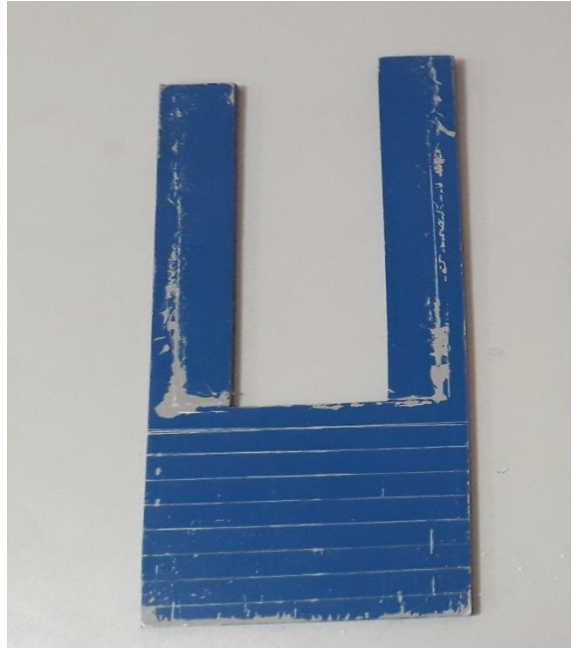
Le dispositif est représenté par une plaque verticale mince disposée en travers de l'écoulement dans un canal généralement de forme rectangulaire de largeur  $B$ , dont le profil de l'échancrure est un triangle d'angle d'ouverture  $\varphi = 30^\circ$



Photographie III.7. d'un déversoir triangulaire à contraction complète

### III.6.3. Déversoir rectangulaire en mince paroi :

Le déversoir rectangulaire est le plus classique, qui à été le mieux étudié, de par sa géométrie simple qui est représentée schématiquement par la figure (III.9), d'où les multiples observations qui ont été effectuées ce qui à permis de donner des valeurs plus exactes du débit.



Photographie III.8. d'un déversoir rectangulaire à contraction complète

### III.7. Description de l'écoulement :

Cette partie de notre étude à pour but de décrire le comportement de l'écoulement d'amont. Notre attention portera plus particulièrement sur la nature quasi tranquille de l'écoulement à l'amont, grâce à la mise en place des dispositifs testés.

### III.8. Résultats et discussion :

La prochaine partie a pour but de présenter les résultats des essais effectués sur les différents dispositifs testés. Ces résultats comportent la relation hauteur critique – débit écoulé.

Lors de nos essais nous avons testés sept (07) dispositifs, nous obtenons 14 valeurs du  $h_{cr}$  théorique,  $h_{cr}$  mesurée correspondant à chaque débit  $Q$

## III.9. Procédure expérimentale :

### 9.1. Application N1 :

#### Déversoir triangulaire $\theta = 30^\circ$

Le 15/05/2019, le sale labo hydraulique,  $T=28^\circ$  e la température de l'eau :  $T=25^\circ C$ .

Les mesures expérimentales effectuées sur un écoulement en amont d'un déversoir triangulaire inséré dans un canal rectangulaire de largeur 7,4 cm. Le dispositif définie par le déversoir qu'est symétrique d'angle d'ouverture  $\phi = 30^\circ$  et de 0.075m de sa base. L'expérimentation a été mené sous 14 position en amont de déversoir : ( $X_1 = 0$  cm,  $X_2 = 10$  cm,  $X_3 = 20$  cm ;  $X_4 = 30$  cm,  $X_4 = 40$  cm,  $X = 50$  cm,  $X = 60$ ,  $X = 70$  cm,  $X = 80$  cm,  $X = 90$  cm,  $X = 100$  cm,  $X = 110$  cm,  $X = 120$  cm,  $X = 130$  cm). Pour chacune des valeurs expérimentalement obtenues de  $Fr$  telles que  $0,73 \leq Fr \leq 0,91$  à la formation complète du ressaut pour toute la gamme des débits  $Q$  utilisés  $0,000444 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 0,00139 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### Q1

X	Y	h=H-Y	X/Y	Fr
0	6.4	0.064	0	0.50775824
10	9.52	0.0648	1.05042017	0.49223149
20	9.48	0.0652	2.10970464	0.48471663
30	9.45	0.0655	3.17460317	0.47918549
40	9.43	0.0657	4.24178155	0.47554705
50	9.41	0.0659	5.31349628	0.47194716
60	9.38	0.0662	6.39658849	0.46661848
70	9.35	0.0665	7.48663102	0.46137366
80	9.32	0.0668	8.58369099	0.456211
90	9.29	0.0671	9.68783638	0.45112886
100	9.27	0.0673	10.7874865	0.4477847
110	9.25	0.0675	11.8918919	0.44447514
120	9.22	0.0678	13.0151844	0.43957469
130	9.18	0.0682	14.16122	0.43315764

h c theo	Q theo	h c r	J	dy/dx
0.05605944	0.0006536	0.064	0.00323077	-0.00435307

Tab III.1.1.a : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir triangulaire  $\phi = 30^\circ$



**Q2**

X	Y	h=H-Y	X/Y	Fr
0	7	0.07	0	0.50730813
10	8.89	0.0711	1.12485939	0.4879136
20	8.85	0.0715	2.25988701	0.48111824
30	8.81	0.0719	3.40522134	0.47445464
40	8.78	0.0722	4.55580866	0.46954144
50	8.75	0.0725	5.71428571	0.46469918
60	8.72	0.0728	6.88073394	0.45992655
70	8.7	0.073	8.04597701	0.45678283
80	8.67	0.0733	9.2272203	0.4521234
90	8.64	0.0736	10.4166667	0.44753024
100	8.62	0.0738	11.6009281	0.44450435
110	8.59	0.0741	12.8055879	0.44001897
120	8.55	0.0745	14.0350877	0.43413644
130	8.53	0.0747	15.2403283	0.43123641

h c theo	Q theo	h c r	J	dy/dx
0.06129327	0.00081772	0.07	0.00361538	-0.0048683

Tab III.1.1.b : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir triangulaire  $\phi = 30^\circ$

**Q3**

X	Y	h=H-Y	X/Y	Fr
0	8.3	0.083	0	0.50007725
10	7.65	0.0835	1.30718954	0.49262465
20	7.61	0.0839	2.62812089	0.48677406
30	7.59	0.0841	3.95256917	0.4838852
40	7.56	0.0844	5.29100529	0.47959673
50	7.53	0.0847	6.64010624	0.47536128
60	7.49	0.0851	8.01068091	0.46979504
70	7.47	0.0853	9.3708166	0.4670461
80	7.44	0.0856	10.7526882	0.46296474
90	7.41	0.0859	12.145749	0.45893314
100	7.39	0.0861	13.5317997	0.45627266
110	7.35	0.0865	14.9659864	0.45101611
120	7.33	0.0867	16.3710778	0.4484196
130	7.3	0.087	17.8082192	0.4445639

h c theo	Q theo	h c r	J	dy/dx
0.07226016	0.00125186	0.083	0.00307692	-0.00410299

Tab III.1.1.c : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir triangulaire  $\phi = 30^\circ$



**Q4**

X	Y	h=H-Y	X/Y	Fr
0	9	0.09	0	0.5462242
10	6.76	0.0924	1.47928994	0.51144306
20	6.75	0.0925	2.96296296	0.5100619
30	6.7	0.093	4.47761194	0.50323385
40	6.69	0.0931	5.97907324	0.50188361
50	6.61	0.0939	7.56429652	0.49126207
60	6.59	0.0941	9.1047041	0.48865591
70	6.57	0.0943	10.6544901	0.48606906
80	6.53	0.0947	12.2511485	0.48095259
90	6.51	0.0949	13.8248848	0.4784226
100	6.48	0.0952	15.4320988	0.47466241
110	6.46	0.0954	17.0278638	0.47217857
120	6.44	0.0956	18.6335404	0.4697129
130	6.41	0.0959	20.2808112	0.46604805

h c theo	Q theo	h c r	J	dy/dx
0.08117025	0.00153273	0.09	0.00453846	-0.00646837

Tab III.1.1.d : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir triangulaire  $\phi = 30^\circ$

**Q5**

X	Y	h=H-Y	X/Y	Fr
0	9.8	0.098	0	0.54886828
10	6.05	0.0995	1.65289256	0.52841559
20	6.01	0.0999	3.32778702	0.52314201
30	5.99	0.1001	5.00834725	0.52053283
40	5.94	0.1006	6.73400673	0.51408907
50	5.91	0.1009	8.46023689	0.51027631
60	5.89	0.1011	10.1867572	0.50775643
70	5.86	0.1014	11.9453925	0.50400917
80	5.83	0.1017	13.7221269	0.5003005
90	5.79	0.1021	15.5440415	0.49541479
100	5.75	0.1025	17.3913043	0.49059561
110	5.72	0.1028	19.2307692	0.48702419
120	5.69	0.1031	21.0896309	0.48348907
130	5.55	0.1045	23.4234234	0.467458

h c theo	Q theo	h c r	J	dy/dx
0.08855627	0.00189638	0.098	0.005	-0.0071557

Tab III.1.1.e : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir triangulaire  $\phi = 30^\circ$

Le paramètre  $(dy/dx) = \frac{I-J}{1-F_r^2}$

I : la pente du canal

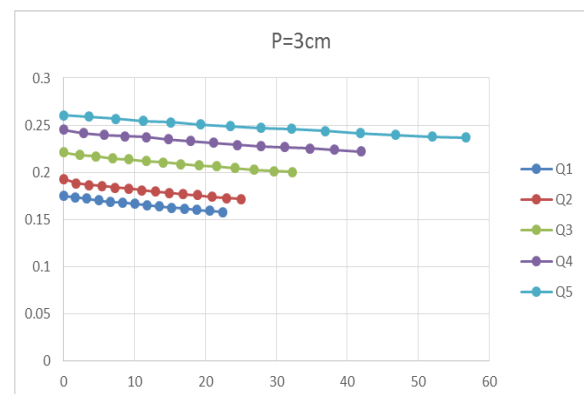
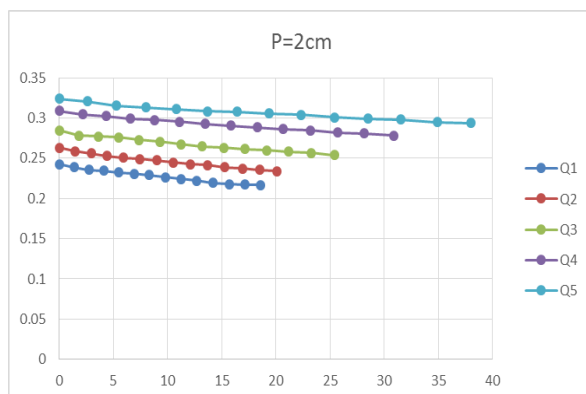
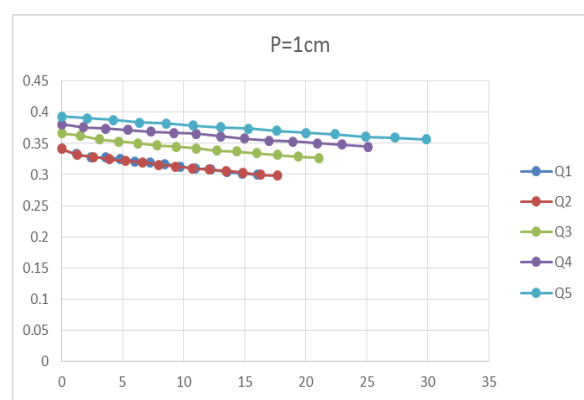
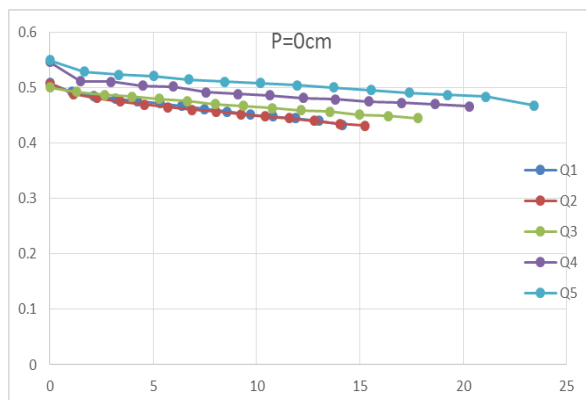
J : gradient de perte de charge ;  $J = \frac{\Delta h}{L}$

$\Delta h$  : La différence entre la charge en amont du déversoir et la charge au-dessus de celui-ci, avec l'exclusion de la vitesse de proche d'écoulement présente par :  $\frac{v^2}{2g}$

Alors  $J = \frac{h_i - h_{cr}}{x_i}$  ;  $J > 0$

### 3.1. La représentation graphique de la variation de Nombre de Froude $F_r$ en fonction de paramètre adimensionnel $x_i/y_i$ :

La représentation graphique de la variation de Nombre de Froude  $F_r$ , en fonction de paramètre adimensionnel  $(x_i/y_i)$  avait un intérêt important, pour montrer l'évaluation de la ligne d'écoulement pour chaque tronçon dans le canal étudié. Le passage entre deux régimes d'écoulement indique l'endroit de passage est connue comme section de contrôle ou la valeur de Nombre de Froude  $F_r$ , est égale à l'unité.



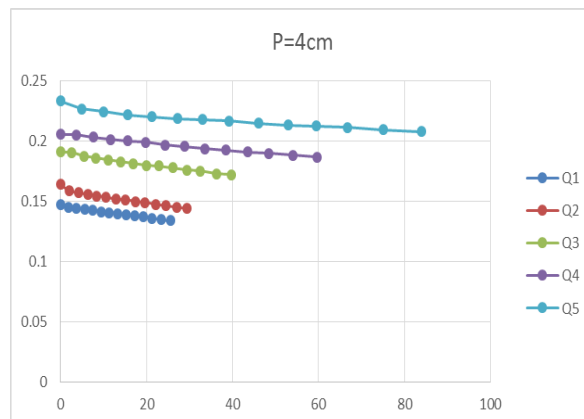


Figure III.2. Variation de nombre de fraude en fonction d'un paramètre en dimensionnement  $\xi_i/h_i$

### Interprétation :

Selon les graphes présente le nombre de Froude  $F_r$  est toujours reste inférieur a l'unité pour toute la gamme des débits testées en fonction de paramètre a dimensionnel  $x/y$  ce qui provoque une formation d'un écoulement fluvial.

Il ressort que la variation de nombre de Froude  $F_r = f(x_i/y_i)$  représente un nuage de point assimilé à des droites légèrement incline cette inclinaison exprime la diminution de la valeur de Froude au fur à mesure la divergente en amont du déversoir pour toute variation de la hauteur de pelle.

Alors le régime d'écoulement est de type fluvial, avec une pente nulle (pente=0).

## 9.2. Application N2 :

### Déversoir triangulaire $\phi = 60^\circ$

Le 22/05/2019, le sale labo hydraulique,  $T=28^\circ$  e la température de l'eau :  $T=25^\circ\text{C}$ .

Les mesures expérimentales effectuées sur un écoulement en amont d'un déversoir triangulaire inséré dans un canal rectangulaire de largeur 7,4 cm. Le dispositif définie par le déversoir qu'est symétrique d'angle d'ouverture  $\phi = 60^\circ$  et de 0.075m de sa base. L'expérimentation a été mené sous 14 position en amont de déversoir : ( $X_1 = 0$  cm,  $X_2 = 10$  cm,  $X_3 = 20$  cm ;  $X_4 = 30$  cm,  $X_4 = 40$  cm,  $X = 50$  cm,  $X = 60$ ,  $X = 70$  cm,  $X = 80$  cm,  $X = 90$  cm,  $X = 100$  cm  $X = 110$  cm,  $X = 120$  cm,  $X = 130$  cm). Pour chacune des valeurs expérimentalement obtenues de  $Fr$  telles que  $0,73 \leq Fr \leq$

## Chapitre III : ETUDE EXPERIMENTALE

0.91 à la formation complète du ressaut pour toute la gamme des débits  $Q$  utilisés  $0,000444 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 0,00139 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### Q1

X	Y	h=H-Y	X/Y	Fr
0	4.6	0.046	0	0.53647289
10	11.22	0.0478	0.8912656	0.487385515
20	11.17	0.0483	1.7905103	0.47486978
30	11.13	0.0487	2.69541779	0.465178846
40	11.11	0.0489	3.60036004	0.460436996
50	11.08	0.0492	4.51263538	0.453450205
60	11.06	0.0494	5.42495479	0.448874555
70	11.04	0.0496	6.34057971	0.444363285
80	11.01	0.0499	7.26612171	0.437714563
90	10.99	0.0501	8.18926297	0.433359224
100	10.98	0.0502	9.10746812	0.431204284
110	10.94	0.0506	10.0548446	0.422732918
120	10.93	0.0507	10.978957	0.420651519
130	10.9	0.051	11.9266055	0.414492732

h c theo	Q theo	h c r	J	dy/dx
0.04118916	0.00061861	0.046	0.00384615	-0.00540041

Tab III.1.2.a : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir triangulaire  $\phi = 60^\circ$

### Q2

X	Y	h=H-Y	X/Y	Fr
0	5	0.05	0	0.54441159
10	10.84	0.0516	0.92250923	0.5031855
20	10.81	0.0519	1.85013876	0.49594553
30	10.8	0.052	2.77777778	0.49356461
40	10.77	0.0523	3.71402043	0.48651715
50	10.74	0.0526	4.65549348	0.47960976
60	10.7	0.053	5.60747664	0.47061168
70	10.68	0.0532	6.55430712	0.4662011
80	10.66	0.0534	7.50469043	0.46184817
90	10.63	0.0537	8.46660395	0.45542478
100	10.6	0.054	9.43396226	0.44912577
110	10.58	0.0542	10.3969754	0.444994
120	10.56	0.0544	11.3636364	0.44091525
130	10.54	0.0546	12.3339658	0.43688865

h c theo	Q theo	h c r	J	dy/dx
0.04503467	0.00076199	0.05	0.00353846	-0.00502897

Tab III.1.2.b: Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir triangulaire  $\phi = 60^\circ$

**Q3**

X	Y	h=H-Y	X/Y	Fr
0	5.9	0.059	0	0.543172465
10	10.06	0.0594	0.99403579	0.534074279
20	10.04	0.0596	1.99203187	0.52960506
30	10.02	0.0598	2.99401198	0.525188026
40	10	0.06	4	0.520822394
50	9.98	0.0602	5.01002004	0.516507399
60	9.94	0.0606	6.0362173	0.508026323
70	9.9	0.061	7.07070707	0.499738936
80	9.88	0.0612	8.09716599	0.495666103
90	9.86	0.0614	9.12778905	0.49163959
100	9.82	0.0618	10.1832994	0.483722833
110	9.78	0.0622	11.2474438	0.475983408
120	9.75	0.0625	12.3076923	0.470292153
130	9.73	0.0627	13.36074	0.466550784

h c theo	Q theo	h c r	J	dy/dx
0.05309249	0.00115253	0.059	0.00284615	-0.00403731

Tab III.1.2.c : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir triangulaire  $\phi = 60^\circ$

**Q4**

X	Y	h=H-Y	X/Y	Fr
0	6.4	0.064	0	0.59273794
10	9.41	0.0659	1.06269926	0.55093343
20	9.38	0.0662	2.13219616	0.54471293
30	9.35	0.0665	3.20855615	0.53859033
40	9.33	0.0667	4.28724544	0.53456199
50	9.28	0.0672	5.38793103	0.52467392
60	9.26	0.0674	6.47948164	0.52079034
70	9.21	0.0679	7.60043431	0.51125577
80	9.19	0.0681	8.70511425	0.50751033
90	9.15	0.0685	9.83606557	0.50013383
100	9.13	0.0687	10.9529025	0.49650179
110	9.1	0.069	12.0879121	0.49112262
120	9.06	0.0694	13.2450331	0.48407648
130	9.01	0.0699	14.4284129	0.47546628

h c theo	Q theo	h c r	J	dy/dx
0.0596391	0.001184	0.064	0.00453846	-0.00699665

**Tab III.1.2.d : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir triangulaire  $\phi = 60^\circ$**

**Q5**

X	Y	h=H-Y	X/Y	Fr
0	7	0.07	0	0.589011358
10	8.93	0.0707	1.11982083	0.574539954
20	8.89	0.0711	2.24971879	0.566493287
30	8.85	0.0715	3.38983051	0.558603516
40	8.82	0.0718	4.53514739	0.552786794
50	8.8	0.072	5.68181818	0.54895599
60	8.76	0.0724	6.84931507	0.541405114
70	8.74	0.0726	8.00915332	0.537684129
80	8.67	0.0733	9.2272203	0.524938992
90	8.62	0.0738	10.4408353	0.516092877
100	8.6	0.074	11.627907	0.512612828
110	8.57	0.0743	12.8354726	0.507454064
120	8.52	0.0748	14.084507	0.49901635
130	8.49	0.0751	15.3121319	0.494047751

h c theo	Q theo	h c r	J	dy/dx
0.06506591	0.00176713	0.07	0.00392308	-0.00600717

**Tab III.1.2.e : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir triangulaire  $\phi = 60^\circ$**

La même remarque pour les autres dispositifs :

Le paramètre  $(dy/dx) = \frac{I-J}{1-F_r^2}$

I : la pente du canal

J : gradient de perte de charge ;  $J = \frac{\Delta h}{L}$

$\Delta h$  : la différence entre la charge en amont du déversoir et la charge au-dessus de celui-ci ,  
avec l'exclusion de la vitesse de proche d'écoulement présente par :  $\frac{v^2}{2g}$

Alors  $J = \frac{h_i - h_{cr}}{x_i}$  ;  $J > 0$

On peut déduire que le type d'écoulement est fluvial d'abaissement.

**3.2. La représentation graphique de la variation de Nombre de Froude  $F_r$  en fonction de paramètre adimensionnel  $x_i / y_i$  :**

## Chapitre III : ETUDE EXPERIMENTALE

La représentation graphique de la variation de Nombre de Froude  $F_r$ , en fonction de paramètre adimensionnel ( $x_i / y_i$ ) avait un intérêt important, pour montrer l'évaluation de la ligne d'écoulement pour chaque tronçon dans le canal étudié. Le passage entre deux régimes d'écoulement indique l'endroit de passage est connue comme section de contrôle ou la valeur de Nombre de Froude  $F_r$ , est égale à l'unité.

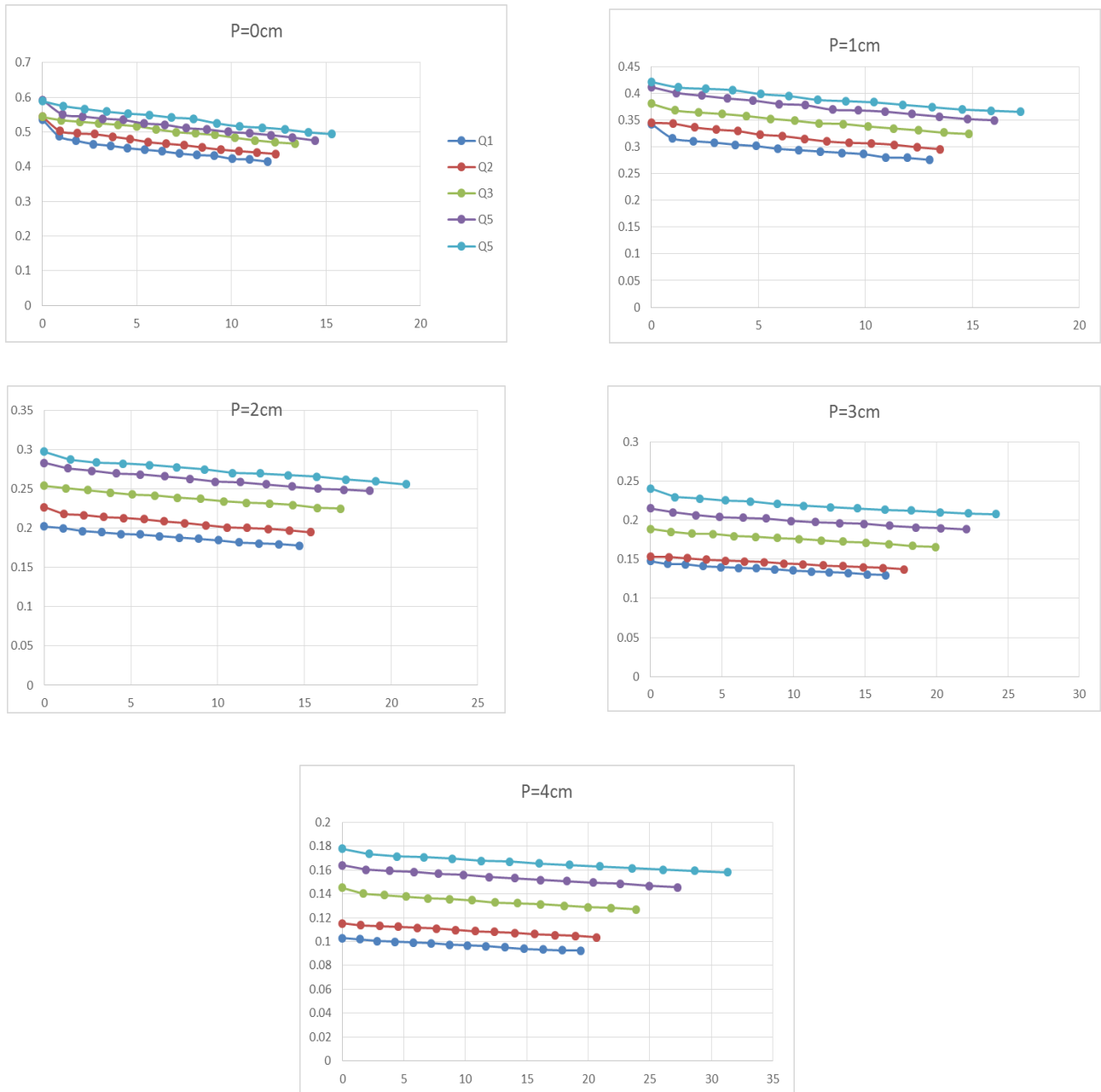


Figure III.3. Variation de nombre de fraude en fonction d'un paramètre en dimensionnement  $x_i / h_i$

### Interprétation :

Selon les graphes présente le nombre de Froude  $F_r$  est toujours reste inférieur à l'unité pour toute la gamme des débits testées en fonction de paramètre a dimensionnel  $x/y$  ce qui provoque une formation d'un écoulement fluvial.

Il ressort que la variation de nombre de Froude  $F_r = f(x_i/y_i)$  représente un nuage de point assimilé à des droites légèrement incline cette inclinaison exprime la diminution de la valeur de Froude au fur à mesure la divergente en amont du déversoir pour toute variation de la hauteur de pelle.

Alors le régime d'écoulement est de type fluvial, avec une pente nulle (pente=0).

### 9.3. Application N3 :

#### Déversoir rectangulaire

Le 22/05/2019, le sale labo hydraulique,  $T=28^\circ$  e la température de l'eau :  $T=25^\circ\text{C}$ .

Les mesures expérimentales du ressaut hydraulique forcé par marche positive ont été effectuées, dans un canal triangulaire symétrique à angle d'ouverture de  $d = 0.042$ , de  $0.075\text{m}$  de longueur. L'expérimentation a été menée sous 14 hauteurs initiales ( $X_1 = 0\text{ cm}$ ,  $X_2 = 10\text{ cm}$ ,  $X = 20\text{ cm}$  ;  $X = 30\text{ cm}$ ,  $X = 40\text{ cm}$ ,  $X = 50\text{ cm}$ ,  $X = 60\text{ cm}$ ,  $X = 70\text{ cm}$ ,  $X = 80\text{ cm}$ ,  $X = 90\text{ cm}$ ,  $X = 100\text{ cm}$ ,  $X = 110\text{ cm}$ ,  $X = 120\text{ cm}$ ,  $X = 130\text{ cm}$ ). Pour chacune des valeurs expérimentalement obtenues de  $Fr$  telles que  $0.65 \leq Fr \leq 1.29$  à la formation complète du ressaut pour toute la gamme des débits  $Q$  utilisés  $0,000444\text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 0,00139\text{ m}^3/\text{s}$ .



**Q1**

X	h cm	H	x/h	fr
0	0.027	0.027	0	0.761531797
10	0.131	0.029	3.44827586	0.684126937
20	0.1306	0.0294	6.80272109	0.67021276
30	0.1307	0.0293	10.2389078	0.67364681
40	0.1303	0.0297	13.4680135	0.660083708
50	0.1301	0.0299	16.722408	0.653471882
60	0.1298	0.0302	19.8675497	0.64375894
70	0.1294	0.0306	22.875817	0.631177557
80	0.129	0.031	25.8064516	0.61900071
90	0.1287	0.0313	28.7539936	0.610122697
100	0.1286	0.0314	31.8471338	0.60721042
110	0.1285	0.0315	34.9206349	0.604321238
120	0.1284	0.0316	37.9746835	0.601454895
130	0.1282	0.0318	40.8805031	0.595789723

hcr exp	Q theo	hcr theo	J	dy/dx
0.03	0.001219	0.02251589	0.003692	-0.00879

**Tab III.1.3.a : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir rectangulaire P=0**

**Q2**

X	h1 mm	h	x/h	fr
0	0.036	0.036	0	0.618
10	0.124	0.036	2.77777778	0.618
20	0.124	0.036	5.55555556	0.618
30	0.1237	0.0363	8.26446281	0.611
40	0.1234	0.0366	10.9289617	0.603
50	0.1231	0.0369	13.5501355	0.596
60	0.1228	0.0372	16.1290323	0.589
70	0.1227	0.0373	18.766756	0.586
80	0.1223	0.0377	21.2201592	0.577
90	0.122	0.038	23.6842105	0.570
100	0.1217	0.0383	26.1096606	0.563
110	0.1215	0.0385	28.5714286	0.559
120	0.1214	0.0386	31.0880829	0.557
130	0.1197	0.0403	32.2580645	0.522

hcr exp	Q theo	hcr theo	J	dy/dx
0.036	0.00188	0.0261	0.003308	-0.00535

**Tab III.1.3.b : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir rectangulaire P=0**

**Q3**

X	h1 mm	h	x/h	fr
0	0.044	0.044	0	0.6864
10	0.1158	0.0442	2.26244344	0.6817
20	0.1155	0.0445	4.49438202	0.6748
30	0.1151	0.0449	6.68151448	0.6658
40	0.1149	0.0451	8.8691796	0.6614
50	0.1145	0.0455	10.989011	0.6527
60	0.1144	0.0456	13.1578947	0.6506
70	0.1143	0.0457	15.3172867	0.6484
80	0.114	0.046	17.3913043	0.6421
90	0.1139	0.0461	19.5227766	0.6400
100	0.1133	0.0467	21.4132762	0.6277
110	0.1132	0.0468	23.5042735	0.6257
120	0.1122	0.0478	25.1046025	0.6062
130	0.1116	0.0484	26.8595041	0.5949

hcr exp	Q theo	hcr theo	J	dy/dx
0.44	0.002535	0.0342	0.003385	-0.0064

**Tab III.1.3.c : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir rectangulaire P=0**

**Q4**

X	h1 mm	h	x/h	fr
0	0.051	0.051	0	0.7334
10	0.1085	0.0515	1.94174757	0.7227
20	0.1079	0.0521	3.83877159	0.7103
30	0.1078	0.0522	5.74712644	0.7082
40	0.1077	0.0523	7.64818356	0.7062
50	0.1075	0.0525	9.52380952	0.7022
60	0.1068	0.0532	11.2781955	0.6883
70	0.1062	0.0538	13.0111524	0.6769
80	0.1058	0.0542	14.7601476	0.6694
90	0.1056	0.0544	16.5441176	0.6657
100	0.1055	0.0545	18.3486239	0.6639
110	0.1053	0.0547	20.1096892	0.6602
120	0.1048	0.0552	21.7391304	0.6513
130	0.1047	0.0553	23.5081374	0.6495

hcr exp	Q theo	hcr theo	J	dy/dx
0.412	0.003	0.041	0.003308	-0.00716

**Tab III.1.3.d : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir rectangulaire P=0**

## Q5

X	h1 m	h	x/h	fr
0	0.06	0.06	0	0.718
10	0.0997	0.0603	1.65837479	0.713
20	0.0992	0.0608	3.28947368	0.704
30	0.099	0.061	4.91803279	0.701
40	0.0987	0.0613	6.52528548	0.696
50	0.0983	0.0617	8.10372771	0.689
60	0.0976	0.0624	9.61538462	0.677
70	0.0973	0.0627	11.1642743	0.672
80	0.0971	0.0629	12.718601	0.669
90	0.0968	0.0632	14.2405063	0.665
100	0.096	0.064	15.625	0.652
110	0.0956	0.0644	17.0807453	0.646
120	0.0955	0.0645	18.6046512	0.645
130	0.0953	0.0647	20.0927357	0.642

hcr exp	Q theo	hcr theo	J	dy/dx
0.6	0.004	0.048	0.003615	-0.00747

**Tab III.1.3.e : Résultats obtenu par voie expérimental du déversoir rectangulaire P=0**

La même remarque pour les autres dispositifs :

Le paramètre  $(dy/dx) = \frac{I-J}{1 - F_r^2}$

I : la pente du canal

J : gradient de perte de charge ;  $J = \frac{\Delta h}{L}$

$\Delta h$  : la différence entre la charge en amont du déversoir et la charge au-dessus de celui-ci, avec l'exclusion de la vitesse de proche d'écoulement présente par :  $\frac{v^2}{2g}$

Alors  $J = \frac{h_i - h_{cr}}{x_i}$  ;  $J > 0$

On peut déduire que le type d'écoulement est fluvial d'abaissement.

## 3.3. La représentation graphique de la variation de Nombre de Froude $F_r$ en fonction de paramètre adimensionnel $x_i / y_i$ :

La représentation graphique de la variation de Nombre de Froude  $F_r$ , en fonction de paramètre adimensionnel ( $x_i / y_i$ ) avait un intérêt important, pour montrer l'évaluation de la ligne d'écoulement pour chaque tronçon dans le canal étudié. Le passage entre deux régimes d'écoulement indique l'endroit de passage est connue comme section de contrôle ou la valeur de Nombre de Froude  $F_r$ , est égale à l'unité.

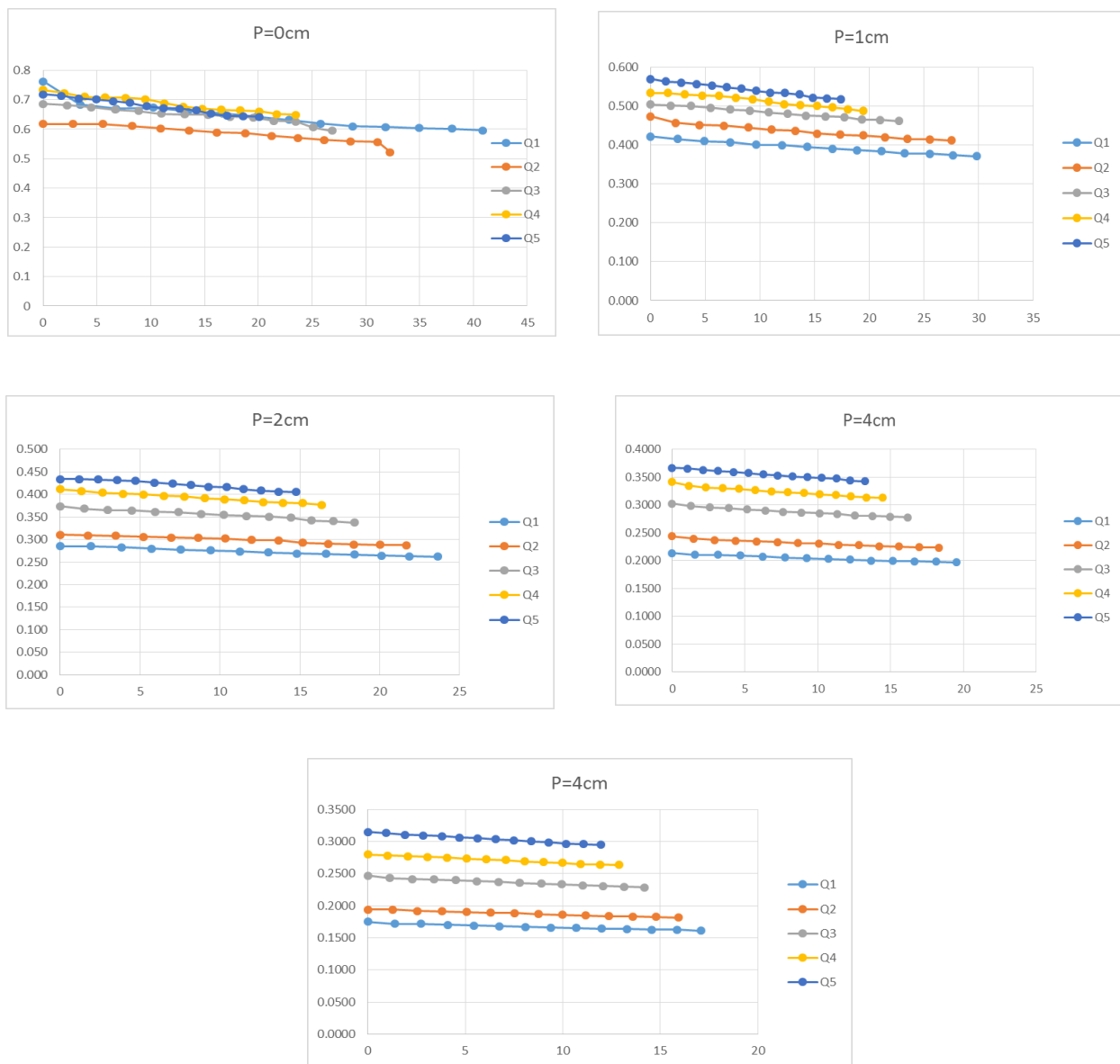


Figure III.4. Variation de nombre de fraude en fonction d'un paramètre en dimensionnement  $x_i/h_i$

### Les remarques :

Le nombre de Froude  $< 1$  le régime d'écoulement indiquer fluvial donc les changements ne pas encore a complètement dans les déversoirs demi circulaire, le régime d'écoulement ne pas réaliser car il n'y a pas de pente (pente=0), selon les valeurs trouvée dans la profondeur critique en dessus de dispositif demi circulaire

### Conclusion

L'étude s'est intéressée à la variation de la longueur  $x_i/y_i$  de l'écoulement en amont d'un dispositif du mesure de débit tels que un déversoir mince paroi de forme rectangulaire a contraction latérale et de forme triangulaire a deux angle d'ouverture  $\varphi = 60^\circ$  et  $30^\circ$  les résultats montre que le nombre de Froude  $Fr$  est toujours reste inférieur a l'unité pour toute la gamme des débits testées en fonction de paramètre a dimensionnel  $x/y$  ce qui provoque une formation d'un écoulement fluvial. Aussi le signe de l'équation de la ligne d'eau est négatif ce qui montre qu'il ya un abaissement progressive et la profondeur au-dessus du déversoir est considérer théoriquement une profondeur critique, en raison que celui-ci est considérer comment un passage vers la chute libre.

A l'Amont du déversoir on remarque selon toutes les expériences quand a fait au laboratoire le régime d'écoulement garde la même nature fluvial, et le seul endroit qui sa complice la section de contrôle est au-dessus du déversoir.

Les expériences montrent que les coefficients des débits

## Chapitre III : ETUDE EXPERIMENTALE

### Cd : Déversoir triangulaire $\phi = 30^\circ$

	Qexp	Qtheo	C	Cmoy
	0.00044	0.0006536	0.67319867	0.69214337
	0.00055	0.00081772	0.67260191	
P=0	0.00083	0.00125186	0.66301503	
	0.00111	0.00153273	0.72419782	
	0.00138	0.00189638	0.7277034	

	Qexp	Qtheo	C	Cmoy
	0.00044	0.00097166	0.45283504	0.48342411
	0.00055	0.00121449	0.4528648	
P=1	0.00083	0.00170875	0.48573452	
	0.00111	0.0022001	0.50452204	
	0.00138	0.00264792	0.52116416	

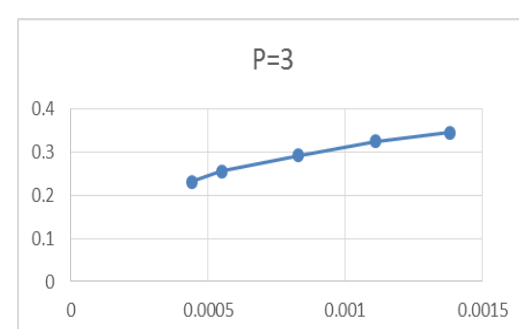
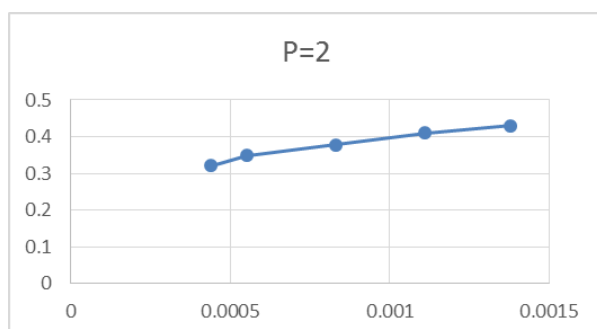
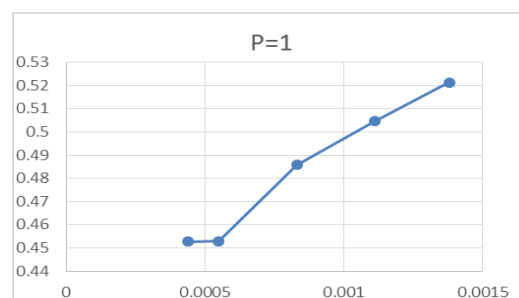
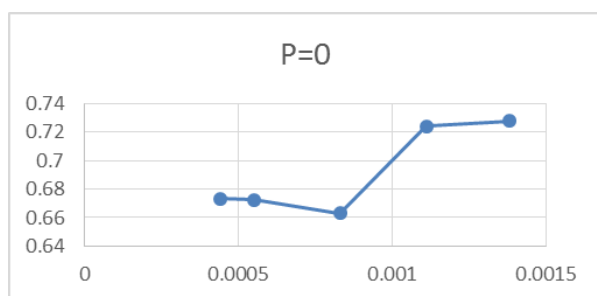
	Qexp	Qtheo	C	Cmoy
	0.00044	0.00136806	0.32162297	0.37750286
	0.00055	0.00157566	0.34905971	
P=2	0.00083	0.0022001	0.37725522	
	0.00111	0.00270742	0.40998444	
	0.00138	0.00321235	0.42959198	

	Qexp	Qtheo	C	Cmoy
	0.00044	0.00189638	0.23202138	0.29043185
	0.00055	0.0021476	0.25610033	
P=3	0.00083	0.00282881	0.29340938	
	0.00111	0.00341518	0.32501939	
	0.00138	0.00399295	0.34560878	

	Qexp	Qtheo	C	Cmoy
	0.00044	0.00225337	0.19526299	0.24954238
	0.00055	0.00253129	0.21728087	
P=4	0.00083	0.00327913	0.25311567	
	0.00111	0.00406901	0.27279373	
	0.00138	0.00446228	0.30925867	

**Cmoy T      0.41860892**

**Tab III.2.1 : Résultats obtenu par voie théorique du déversoir triangulaire  $\phi = 30^\circ$  , P=0**



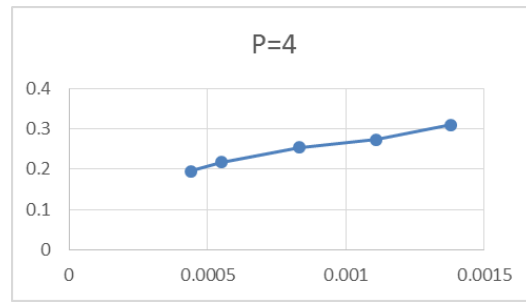


Figure III.5. Variation de coefficient de débit en fonction de

**Remarque :**

Alors d'après la présentation graphique de la valeur de coefficient de débit pour une série de débit pour un angle de  $\phi = 30^\circ$  déversoir triangulaire, présente une droite horizontale :

$$Y = a \approx 0.41 \quad \phi = 30^\circ$$

- Quand  $\phi$  augment le coefficient de débit diminue ce qui explique que Le déversoir à l'angle d'ouverture moins le débit mesure et plus précise

**Cd :**  
**Déversoir triangulaire  $\phi = 60^\circ$**

	Qexp	Qtheo	C	Cmoy
	0.00044	0.00061861	0.71126928	0.77432835
	0.00055	0.00076199	0.72179461	
P=0	0.00083	0.00115253	0.72015175	
	0.00111	0.001184	0.9375	
	0.00138	0.00176713	0.78092611	

	Qexp	Qtheo	C	Cmoy
	0.00044	0.00096701	0.45501101	0.50470339
	0.00055	0.00120199	0.45757314	
P=1	0.00083	0.0016436	0.50498883	
	0.00111	0.0020305	0.54666295	
	0.00138	0.00246745	0.55928101	

	Qexp	Qtheo	C	Cmoy
	0.00044	0.0016436	0.26770492	0.27982451
	0.00055	0.00295645	0.18603408	
P=2	0.00083	0.0033123	0.25058079	
	0.00111	0.00295645	0.3754506	
	0.00138	0.00432125	0.31935215	

	Qexp	Qtheo	C	Cmoy
	0.00044	0.0033123	0.13283801	0.23825099
	0.00055	0.00270532	0.20330283	
P=3	0.00083	0.0033123	0.25058079	
	0.00111	0.00389226	0.28518117	
	0.00138	0.00432125	0.31935215	

	Qexp	Qtheo	C	Cmoy
	0.00044	0.00322106	0.13660092	0.18708739
	0.00055	0.00359527	0.15297881	
P=4	0.00083	0.00431046	0.19255467	
	0.00111	0.00510486	0.21744003	
	0.00138	0.00585087	0.23586252	

**Cmoy T      0.35942145**

**Tab III.2.2 : Résultats obtenu par voie théorique du déversoir triangulaire  $\phi = 60^\circ$ ,  $P=0$**

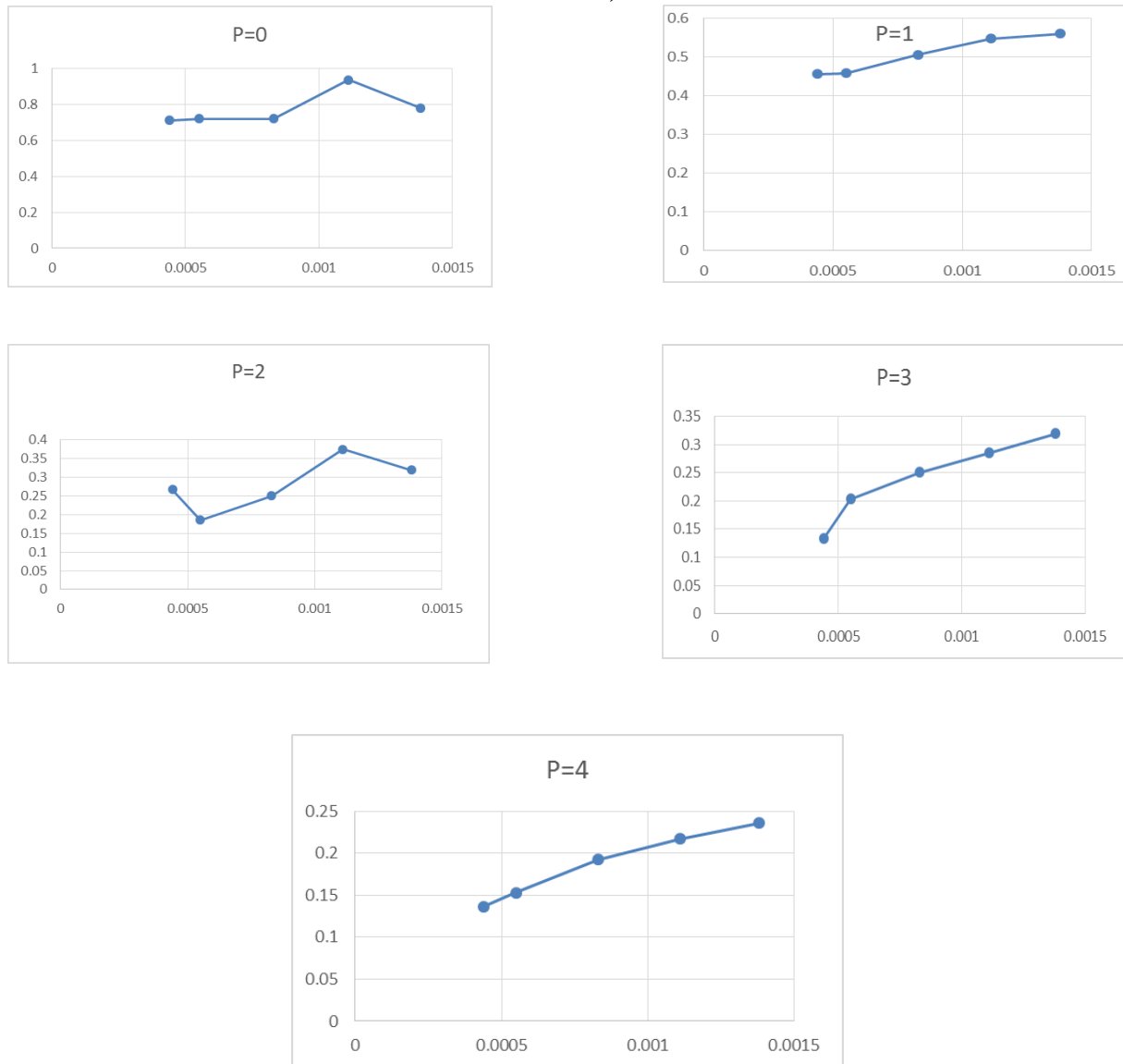


Figure III.6. Variation de coefficient de débit en fonction de

**Remarque :**

Alors d'après la présentation graphique de la valeur de coefficient de débit pour une série de débit pour angle  $\phi = 60^\circ$  de déversoir triangulaire, présente une droite horizontale :

$$Y = b \approx 0.35 \quad \phi = 60^\circ$$

- Quand  $\phi$  augmente le coefficient de débit diminue ce qui explique que le déversoir à l'angle d'ouverture moins le débit mesuré et plus précis



## Chapitre III : ETUDE EXPERIMENTALE

### Cd : Déversoir rectangulaire

	Q exp	Q rec	Cq	Cmoy
	0.000444	0.0012186	0.3647	0.3369567
	0.000556	0.0018762	0.2961	
P=0	0.000833	0.0025352	0.3287	
	0.001111	0.0031636	0.3512	
	0.001389	0.0040370	0.3440	

	Q exp	Q rec	Cq	Cmoy
	0.0004	0.0020	0.2222	0.24124286
	0.0006	0.0025	0.2191	
P=1	0.0008	0.0034	0.2418	
	0.0011	0.0043	0.2558	
	0.0014	0.0052	0.2673	

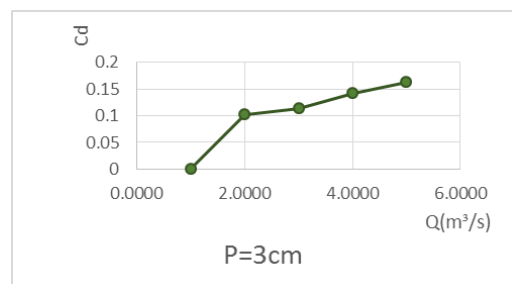
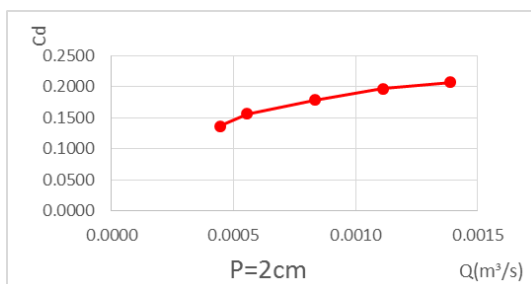
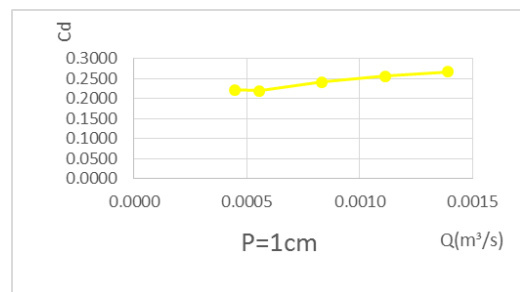
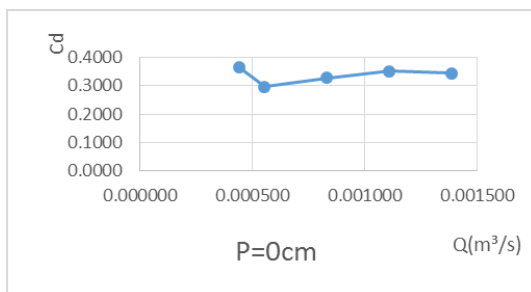
	Q exp	Q rec	Cq	Cmoy
	0.0004	0.0033	0.1365	0.17536388
	0.0006	0.0035	0.1568	
P=2	0.0008	0.0047	0.1789	
	0.0011	0.0056	0.1969	
	0.0014	0.0067	0.2077	

	Q exp	Q rec	Cq	Cmoy
	0.0004	0.0043	0.1023	0.13941073
	0.0006	0.0049	0.1141	
P=3	0.0008	0.0059	0.1420	
	0.0011	0.0068	0.1632	
	0.0014	0.0079	0.1754	

	Q exp	Q rec	Cq	Cmoy
	0.0004	0.0054	0.0820	0.11380938
	0.0006	0.0064	0.0861	
P=4	0.0008	0.0072	0.1162	
	0.0011	0.0083	0.1339	
	0.0014	0.0092	0.1508	

**Cmoy T      0.20135671**

**Tab III.2.3 : Résultats obtenu par voie théorique du déversoir rectangulaire P=0**



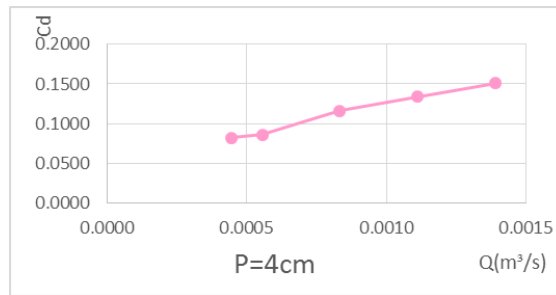


Figure III.7. **Variation de coefficient de débit en fonction de**

**Remarque :**

Alors d'après la présentation graphique de la valeur de coefficient de débit pour une série de débit pour le déversoir rectangulaire, présente une droite horizontale :

$$Y = b \approx 0.20$$

### **Conclusion générale :**

L'étude s'est intéressée à la variation de la longueur  $x_i/y_i$  de l'écoulement en amont d'un dispositif de mesure de débit tels que un déversoir mince paroi de forme rectangulaire a contraction latérale et de forme triangulaire a deux angle d'ouverture  $\varphi = 60^\circ$  et  $30^\circ$  les résultats montre que le nombre de Froude  $Fr$  est toujours reste inférieur a l'unité pour toute la gamme des débits testées en fonction de paramètre dimensionnel  $x/y$  ce qui provoque une formation d'un écoulement fluvial. Aussi le signe de l'équation de la ligne d'eau est négatif ce qui montre qu'il ya un abaissement progressive et la profondeur au-dessus du déversoir est considéré théoriquement une profondeur critique, en raison que celui-ci est considéré comment un passage vers la chute libre.