

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la technologie  
Département : Génie civil et hydraulique  
Ref : .....



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم: الهندسة المدنية والري  
المرجع : .....

Thèse présentée en vue de l'obtention  
du diplôme de

**Doctorat en Sciences**  
Spécialité : **Hydraulique**  
Option : **Sciences Hydrauliques**

Thème

**Etude des déversoirs non rectilignes  
noyés par l'aval**

Présenté par :

**BELAABED Faris**

Maître Assistant-A- Université Mohammed Seddik Ben yahia- Jijel

Soutenue le : 21 /04/ 2019 devant le jury composé de :

BENMEBAREK Naima	Professeur	Présidente	Université de Biskra
OUAMANE Ahmed	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
REMINI Boualem	Professeur	Examineur	Université de Blida
GHOMRI Ali	Maitre de conférences	Examineur	Université de El Oued

## Résumé

Les déversoirs non rectilignes représentent une alternative rentable du point de vue hydraulique et économique. Ils sont recommandés à la fois pour les nouveaux barrages et les barrages existants qui nécessitent la réadaptation de l'évacuateur de crues. Ces types de déversoirs sont caractérisés par une grande capacité d'évacuation sous une charge relativement faible contrairement aux déversoirs rectilignes.

Le déversoir non-rectiligne de type en touches de piano (PK-Weir) a fait l'objet de plusieurs études théoriques et expérimentales pour définir la forme géométrique optimale dans les conditions d'écoulement dénoyé. Par contre, il y a peu de travaux menés sur le déversoir en touches de piano (PK-Weir) dans des conditions d'écoulement submergé. Les quelques travaux réalisés ont eu comme objectif la vérification de l'écoulement noyé sur le PK-Weir et le développement des relations empiriques décrivant les effets de la noyade sur la performance hydraulique obtenue à partir des courbes graphiques.

La présente étude consiste à vérifier l'effet de la noyade sur l'écoulement amont du PK-Weir à l'aide d'une étude théorique validée par des essais sur modèles réduits physiques. Cette étude a montré que la condition aval pouvait affecter l'écoulement en amont du PK-Weir et que l'importance de cette influence est dépendante de la géométrie du modèle.

**Mots-Clés:** Déversoir en touches de piano (PK-Weir); écoulement noyé; écoulement dénoyé; modèle physique; déversoir non rectiligne.

## Abstract

Non-rectilinear spillway is cost effective from a hydraulic and an economic point of view. It is recommended for both new and existing dams that require rehabilitation of the spillway. This type of weir is characterized by high discharge capacity in the relatively low head, unlike the linear weir.

The non-rectilinear spillway type Piano Key Weir (PK-Weir) was the subject of several theoretical and experimental studies designed to define the optimal geometric shape in free-flow conditions. Conversely, there are few works conducted on PK-Weir in submerged flow conditions. These works attempted to verify submerged flow on the PK-Weir and develop empirical relationships describing the effects of submerging on the hydraulic performance obtained from the graphs.

Thus, the present study aims to verify the effect of submerging on the upstream flow of a PK-Weir using a theoretical study and physical-scales models. This study shows that the downstream condition could affect the flow upstream of the PK-Weir and the importance of this influence varies from one model to another.

**Keywords:** Piano Key Weir (PK-Weir); submerged flow; free flow; linear weir; physical model; non-rectilinear spillway.

## ملخص

الهدار غير الخطي هو بديل فعال من حيث الميزات الهيدروليكية والاقتصادية. ويوصى به لكل من السدود الجديدة والسدود الموجودة التي تتطلب إعادة تأهيل مفرغ الفيضانات. يتميز هذا النوع من الهدار بكمية التفريغ الكبيرة مع حمولة منخفضة نسبياً على عكس السدود الخطية.

الهدار غير الخطي ذو شكل مفاتيح البيانو (PK-Weir) كان موضوع العديد من الدراسات النظرية والتجريبية لتحديد الشكل الهندسي الأمثل في ظل شروط الجريان الحر. ومن ناحية أخرى لا يوجد سوى القليل من الأعمال التي أجريت على PK-Weir في شروط الجريان المغمور والغرض من هذا العمل هو التحقق من الجريان المغمور على PK-Weir وتطوير العلاقات التي تصف تأثير الغمر على المردود الهيدروليكي والذي تم الحصول عليها من الرسوم البيانية.

إن هذه الدراسة تساهم في التحقق من تأثير الغمر على الجريان الخلفي للهدار PK-Weir بواسطة دراسة نظرية والنماذج الفيزيائية وقد أظهرت هذه الدراسة أن الشروط الأمامية يمكن أن تؤثر على الجريان الخلفي للهدار PK-Weir وأن أهمية هذا التأثير يختلف من نموذج إلى آخر.

**الكلمات المفتاحية:** هدار على شكل مفاتيح البيانو (PK-Weir); الجريان المغمور; الجريان الحر; الهدار غير الخطي; نموذج مجسم.

# *Remerciement*

*Au terme de cette étude, je tiens à remercier mon Directeur de thèse le Professeur OUAMANE Ahmed pour son aide appréciable, son soutien et ses conseils fructueux qui m'ont facilités la réalisation de ce travail.*

*Je remercie également tous mes professeurs et particulièrement, M<sup>r</sup> LAABADI Abed-Allah, M<sup>r</sup> DEBABECHE Mahmoud, M<sup>r</sup> BOUZIANE Mohamed Toufik et M<sup>r</sup> GUELLOUL Mohamed, ainsi les membres du Laboratoire "Key Laboratory of River and Coastal Engineering – Institute for Hydraulics, River and Coastal Engineering - Hanoi – Vietnam" pour l'aide précieuse, qu'ils m'ont apportée durant l'élaboration de ce modeste travail.*

*Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.*

*Je remercie encore tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'élaboration de cette étude.*

*Merci à tous.*

*BELAABED Faris*

# *Dédicace*

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance envers :*

*Ma mère qui a beaucoup sacrifiée pour moi et pour l'affection qu'elle m'a toujours portée.*

*Mon père qui m'a tout donné pour que j'atteigne mon but dans son sens spirituel.*

*A mon oncle Omar qui m'a orienté vers cette filière noble, encouragé et m'a beaucoup soutenu.*

*Je le dédie également à :*

*Ma future femme.*

*Mes frères et mes sœurs : Sahraoui, Mounir, Hakim Farida, Soria, Kahina et Zahia.*

*En un mot, à toute ma famille, mes amis de l'université Biskra et l'université Jijel et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*

*Pour vous je présente ce travail*

*BELAABED Faris*

## Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

### CHAPITRE I

#### Etude bibliographique

I.1 Introduction.....	3
I.2 Définition des déversoirs non rectilignes .....	3
I.3 Différentes formes des déversoirs non rectilignes .....	4
I.3.1 Déversoir en Labyrinthe.....	4
I.3.1.1 Travaux de recherche et développement hydraulique du labyrinthe .....	4
I.3.1.2 Caractéristiques géométriques.....	5
I.3.1.2.1 Géométrie du déversoir en labyrinthe.....	5
I.3.1.2.2 Profil de la crête .....	8
I.3.1.3 Paramètre du dimensionnement du déversoir labyrinthe .....	9
I.3.1.4 Coefficient de débit.....	11
I.3.1.5 Effets d'échelle du modèle physique du déversoir en labyrinthe.....	14
I.3.1.6 Ecoulement sur un déversoir en labyrinthe.....	15
I.3.1.7 L'interférence de la Nappe.....	16
I.3.1.8 Écoulement submergé.....	19
I.3.1.9 L'effet des conditions d'approche amont sur la performance du déversoir Labyrinthe.....	22
I.3.1.10 Modélisation numérique de l'écoulement sur le déversoir en labyrinthe.....	25
I.3.1.11 Construction du déversoir en labyrinthe.....	27
I.3.2. Déversoir en touches de Piano (PK-Weir).....	30
I.3.2.1 Travaux de recherche et développement hydraulique du PK-Weir..	30
I.3.2.2 Géométrie du déversoir en PK-Weir.....	31
I.3.2.3 Coefficient de débit.....	35
I.3.2.4 Effet des paramètres géométriques sur la performance.....	37
I.3.2.4.1 Effet des paramètres fondamentaux de la géométrie PK-Weir.....	37
I.3.2.4.2 Effet des paramètres géométriques secondaires sur la performance .....	39
I.3.2.5 L'effet des conditions d'approche amont sur la performance du PK-Weir .....	42
I.3.2.6 Dissipation d'énergie.....	44
I.3.2.7 Écoulement submergé.....	46
I.3.2.8 Modélisation numérique de l'écoulement sur le PK-Weir.....	49
I.3.2.9 Construction du déversoir en touches de piano (PK-Weir) .....	51
I.4 Conclusion.....	54

---

## CHAPITRE II

### Etude théorique

---

II.1 Introduction.....	56
II.2 Définition du déversoir.....	56
II.3 Mode d'écoulement sur un déversoir.....	56
II.3.1 Déversoir dénoyé.....	57
II.3.2 Déversoir noyé.....	57
II.3.2.1 Calcul du débit qui transite par le déversoir noyé.....	57
II.4 Conclusion.....	62

---

## CHAPITRE III

### Etude expérimentale

---

III.1 Introduction.....	63
III.2 Description des essais.....	63
III.2.1 Description de la station d'expérimentation.....	63
III.2.2 Appareillage de mesure.....	64
III.2.2.1 Appareillage de mesure des profondeurs d'eau amont et aval des déversoirs.....	64
III.2.2.2 Appareillage de mesure du débit qui transite sur les déversoirs.....	65
III.2.3 Procédure expérimentale.....	66
III.3 Résultats et discussion.....	68
III.3.1 Interprétation et discussion des résultats (Ecoulement dénoyé).....	68
III.3.2 Interprétation et discussion des résultats (Ecoulement noyé).....	72
III.3.2.1 Variation de la charge relative amont $H_u/H_0$ en fonction de la charge relative aval $H_d/H_0$ .....	73
III.3.2.2 Variation de la charge totale amont $H_u$ en fonction de la charge totale aval $H_d$ et le débit $Q$ .....	77
III.3.2.3 Variation d rapport $H_d/H_u$ en fonction de rapport $Z/H_0$ .....	79
III.3.2.4 Variation du rapport $H_0/H_u$ en fonction de facteur de submersion $S$ .....	81
III.3.2.5 Détermination de la nature de l'écoulement et du coefficient de submersion $H_d/H_u$ .....	84
III.3.2.6 Estimation du coefficient $k$ de correction de l'équation théorique.....	86
III.4 Conclusion.....	94
<b>Conclusion générale</b> .....	97
<b>Liste des notations</b> .....	101
<b>Références bibliographiques</b> .....	103

# Liste des figures

## CHAPITRE I

### Etude bibliographique

Figure I.01. Coupe longitudinale d'un déversoir en labyrinthe (Schleiss, 2011).....	3
Figure I.02. Déversoir en labyrinthe de forme rectangulaire en plan (Anderson, 2011).....	4
Figure I.03. Classifications générales des déversoirs en labyrinthe: Triangulaire (a), Trapézoïdal (b) et Rectangulaire (c) (Crookston, 2010).....	5
Figure I.04. Paramètres géométriques de déversoir en labyrinthe : a) Vue en plan, b) formes de crête, c) section AA (Crookston, 2011).....	6
Figure I.05. Quatre exemples de formes de crêtes de déversoir: a) Crête mince ; b) Crête plate ; c) Crête arrondie en amont ; d) Crête arrondie en amont et aval (Falvey, 2003).....	8
Figure I.06. Conditions de l'écoulement sur les crêtes avec le profil arrondie en amont et en aval: a) pression; b) pression atmosphérique; c) cavité; d) sous-atmosphérique(Falvey, 2003).....	9
Figure I.07. Courbes de performance en fonction des paramètres géométriques adimensionnels (Hay et Taylor, 1970).....	10
Figure I.08. Courbe de conception des déversoirs en labyrinthe en fonction de $H/P$ et $L/W$ (a : forme triangulaire, b : forme trapézoïdale) (Hay & Taylor, 1970).....	11
Figure I.09. Coefficients de débit pour des déversoirs en labyrinthe, en fonction d'angle $\alpha$ et de la relation $H/P$ (Tullis et al., 1995).....	13
Figure I.10. Schéma pour les déversoirs avec un seul cycle (Melo et al., 2002).....	13
Figure I.11. Représentation graphique de la variation du paramètre de convergence des parois ( $k_0$ ) (Melo et al., 2002).....	14
Figure I.12. Schémas des déversoirs en labyrinthe isométriques avec différentes échelles de taille (Tullis et al.,2017).....	15
Figure I.13. Géométrie et configuration d'écoulement du déversoir labyrinthe (Hay et Taylor., 1970).....	15
Figure I.14. Hauteur réelle et effective du déversoir (Crookston, 2010).....	17
Figure I.15. Interférence de la nappe sur un labyrinthe trapézoïdal, $H_7/P=0,2$ .....	17
Figure I.16. Nappe interférence et nombre de cycle (Crookston, 2010).....	17
Figure I.17. L'interférence de la nappe telle que définie par Indlekofer & Rouvé (1975) pour les déversoirs en labyrinthe triangulaire.....	18
Figure I.18. Paramètres et nomenclature du déversoir à écoulement libre et noyé (Tullis et al., 2007).....	19
Figure I.19. Rapport sans dimensions décrivant la performance de déversoir en labyrinthe noyé (Tullis et al., 2006).....	20
Figure I.20. Solution graphique pour la submersion du déversoir en labyrinthe (Tullis et al.,2007). 21	
Figure I.21. Rapport sans dimensions, $H^*/H$ en fonction $H_0/H$ pour le déversoir labyrinthe noyé Comparaison entre les données expérimentales du labyrinthe submergé et la formule de Tullis et al., (2007) : a) $\alpha = 30^\circ$ ; b) $\alpha = 12^\circ$ .....	22
Figure I.22. Configurations du cycle labyrinthe linéaire et arqué, entrée droite, entrée arrondie, orientation inverse et normale (Houston, 1983).....	23
Figure I.23. Différents type de la forme d'entrée du déversoir en labyrinthe. a) sans guideaux , b) avec guideaux curviligne, c) avec guideaux droit (Ouamane, 2001).....	23

Figure I.24. Coefficient de débit en fonction des conditions d'approches amont (Forme trapézoïdale) $L/W=3$ ; $W/P=2$ (Ouamane, 2001).....	24
Figure I.25. Coefficient de débit en fonction des conditions d'approches amont (Forme triangulaire) (Ouamane, 2001).....	24
Figure I.26. Modèle labyrinthe arrondi type D : a) Emplacement sur radier du canal, b) Emplacement sur socle arrondi en amont (Belaabed & Ouamane, 2011).....	25
Figure I.27. Coefficients de débit du labyrinthe arrondi en amont en fonction de l'emplacement (Belaabed & Ouamane, 2011).....	25
Figure I.28. Comparaison des résultats numériques pour un labyrinthe dans un canal avec les résultats expérimentaux de Lux et de Tullis (Savage et al., 2006).....	26
Figure I.29. Modèle numérique, y compris le maillage de calcul, les surfaces limites et le fluide simulé.....	27
Figure I.30. $C_d(\alpha^\circ)$ en fonction $H_T/P$ (Crookston et al., 2012).....	27
Figure I.31. Déversoir en labyrinthe réalisé en 1944 au Barrage de Beni Bahdel (Algérie).....	29
Figure I.32. Vue en perspective d'un déversoir PK-Weir (Anderson, 2011).....	30
Figure I.33. Paramètres fondamentaux sur une PK-Weir – Vue 3D (Pralong et al., 2011).....	32
Figure I.34. Paramètres fondamentaux sur un PK-Weir vue en plan (à gauche) et coupe transversale (à droite) (Pralong et al., 2011).....	32
Figure I.35. Détail des coupes transversales des crêtes PK-Weir (Pralong et al., 2011).....	32
Figure I.36. Vue en plan du paramètre $L$ sur une PK-Weir (à gauche) et des sections transversales typiques de la crête (à droite) (Pralong et al., 2011).....	32
Figure I.37. Différents types de déversoir PK-Weir (Epicum et al., 2013b).....	34
Figure I.38. Différents types de PK-Weir a) trapézoïdale, b) rectangulaire (Cicéro et al., 2013b)..	34
Figure I.39. Différents types de PK-Weir trapézoïdale a) position de conception, b) position inverse (Cicéro et al., 2013b).....	34
Figure I.40. Schéma de définition de l'écoulement sur un déversoir PK-Weir type de crête cylindrique (Castro-Orgaz, 2012).....	36
Figure I.41. Coefficient de débit en fonction du rapport de l'aspect vertical $W/P$ (Ouamane, 2006).....	37
Figure I.42. Coefficient de débit en fonction de la largeur des alvéoles (Ouamane, 2006).....	38
Figure I.43. Coefficient de débit en fonction du ratio $L/W$ (Ouamane, 2006).....	38
Figure I.44. Coefficient de débit en fonction de la largeur des alvéoles (Ouamane, 2006b).....	39
Figure I.45. Coefficient de débit en fonction de la présence de la rehausse (Laiadi et al., 2017).....	39
Figure I.46. Modèle PK-Weir A1 avec rehausse amont et aval (Laiadi et al., 2017).....	39
Figure I.47. Différentes forme de rehausse expérimentées (Laiadi et al., 2017).....	40
Figure I.48. Coefficient de débit en fonction de la forme de la rehausse (Laiadi et al., 2017).....	40
Figure I.49. Comparaison des coefficients de débits deux modèles type A1 (2cm et 4cm) (Laiadi et al., 2017).....	40
Figure I.50. Modèles PK-Weir avec élargissement de la partie inférieure des clés de sortie. (A) Sans murs inclinés et (B) avec des murs inclinés (Laiadi et al., 2017).....	41
Figure I.51. Coefficient de débit en fonction de la forme de la partie inférieure des alvéoles sortir (Laiadi et al., 2017).....	41
Figure I.52. Modèle A1m, a) sans socle, b) sur socle (Belaabed & Ouamane, 2014).....	42
Figure I.53. Coefficient de débit en fonction de la position du déversoir (Belaabed & Ouamane, 2014).....	42
Figure I.54. Coefficients de débit en fonction de la forme amont du socle (Belaabed & Ouamane, 2014).....	43
Figure I.55. Modèle de PK-Weir de type A avec des guideaux rectilignes (Bouredji, 2013).....	43
Figure I.56. Coefficient de débit en fonction de la charge relative et l'angle d'inclinaison des guideaux rectilignes (Bouredji, 2013).....	44

Figure I.57. a)- déversoir libre standard, b)- déversoirs PK-Weir 1, c)- déversoirs PK-Weir 2 (Ercicum et al., 2011).....	45
Figure I.58. Comparaison de la position du point de début d'eau blanche (chenal aval dans sa position I, pour $Q = 30$ l/s) - gauche : seuil libre standard, centre : PK-Weir 1 et droite : PK-Weir 2 (Ercicum et al., 2012).....	45
Figure I.59. Barrage Van Phong –Vietnam a), avant inondation b) Sous inondation 16 décembre 2016 (Ho Ta Khanh et al., (2017)).....	46
Figure I.60. Courbes de la charge relative amont en fonction de la charge relative aval (Belaabed & Ouamane, 2012).....	47
Figure I.61. Vue 3D de PK-Weir Type D, du labyrinthe rectangulaire et des déversoirs PK-Weir Type A.....	47
Figure I.62. Comparaison entre les courbes de l'écoulement noyé (Ho Ta Khang, (2012)).....	47
Figure I.63. Comparaison de la sensibilité à la submersion des PK-Weirs (Cicero et al., 2013, 2016).....	48
Figure I.64. Sensibilité à la submersion pour le PKW type A (Belzner et al., 2017).....	48
Figure I.65. Sensibilité à la submersion pour le déversoir à labyrinthe triangulaire (Belzner et al., 2017).....	48
Figure I.66. Facteur de réduction de débit submergé en fonction de $H_d/H^*$ (Karimi et al., 2017)...	49
Figure I.67. Coefficient de débit en fonction de rapport $W_1/W_0$ (Pralong et al., 2011).....	50
Figure I.68. a) Vue en 3D du PK-Weir, b) Modèle physique du PK-Weir (Athmani et al., 2014)...	51
Figure I.69. Coefficient de débit en fonction de la charge relative (Athmani et al., 2014).....	51
Figure I.70. Répartition géographique des PK-Weirs par pays (www.pk-weirs.ulg.ac.be).....	52
Figure I.71. Déversoir en touches de piano réalisé en 2006 au Barrage de Goulours-France (www.pk-weirs.ulg.ac.be).....	53
Figure I.72. Modèle réduit du déversoir en touches de piano PK-Weir - Barrage Ouldjet Mellegue –Algérie (www.pkweirs.ulg.ac.be).....	54

---

## CHAPITRE II

### Etude théorique

---

Figure II.01. Déversoir en touches de piano PK-Weir - Barrage Malarce – France .....	56
Figure II.02. Définition des paramètres du déversoir à écoulement libre.....	57
Figure II.03. Définition des paramètres du déversoir à écoulement noyé.....	57
Figure II.04. Débit qui transite par le déversoir noyé.....	58

---

## CHAPITRE III

### Etude expérimentale

---

Figure III.01. Vue d'ensemble de la station d'expérimentation des modèles réduits.....	64
Figure III.02. Schéma de station d'expérimentation. (Vue en plan).....	64

Figure III.03. Tableaux manométriques de mesure des niveaux d'eau.....	65
Figure III.04. Débitmètre à ultrason Flowmeter 93W2.....	65
Figure III.05. Différentes phases de la procédure expérimentale, a) sans seuil b) avec installation d'un seuil.....	66
Figure III.06. PK-Weir type A1m.....	67
Figure III.07. PK-Weir type A2m.....	67
Figure III.08. PK-Weir type A.....	67
Figure III.09. Déversoir rectiligne.....	67
Figure III.10. Schéma du modèle de PK-Weir type A1m.....	67
Figure III.11. Schéma du modèle de PK-Weir type A2m.....	67
Figure III.12. Schéma du modèle de PK-Weir type A.....	68
Figure III.13. Schéma du modèle de déversoir rectiligne.....	68
Figure III.14. Courbe des débits du PK-Weir type A comparée à celle du déversoir rectangulaire à paroi mince.....	70
Figure III.15. Courbe coefficient des débits du PK-Weir type A comparée à celle du déversoir rectangulaire à paroi mince.....	70
Figure III.16. Coefficient de débit en fonction de type modèle PK-Weir (type A, type A2m et type A1m).....	71
Figure III.17. Différentes phases d'écoulement sur le PK-Weir type A a) Phase d'écoulement libre, b) Phase de transition, c) Phase d'écoulement noyé.....	72
Figure III.18. Définition des paramètres du déversoir à écoulement libre et noyé.....	73
Figure III.19. Variation de la charge relative amont $H_u/H_0$ en fonction de la charge relative aval $H_d/H_0$ - PK-Weir type A.....	75
Figure III.20. Variation de la charge relative amont $H_u/H_0$ en fonction de la charge relative aval $H_d/H_0$ - PK-Weir type A2m.....	75
Figure III.21. Variation de la charge relative amont $H_u/H_0$ en fonction de la charge relative aval $H_d/H_0$ - PK-Weir type A1m.....	76
Figure III.22. Variation de la charge relative amont $H_u/H_0$ en fonction de la charge relative aval $H_d/H_0$ - déversoir rectangulaire à paroi mince.....	76
Figure III.23. Comparaison entre les PKWs (A, A1m et A2m), et le déversoir en labyrinthe (selon les données de Tullis) fonctionnant dans des conditions noyées.....	77
Figure III.24. Charge totale amont $H_u$ en fonction de la charge totale aval $H_d$ et le débit $Q$ PK-Weir type A.....	78
Figure III.25. Charge totale amont $H_u$ en fonction de la charge totale aval $H_d$ et le débit $Q$ PK-Weir type A2m.....	78
Figure III.26. Charge totale amont $H_u$ en fonction de la charge totale aval $H_d$ et le débit $Q$ PK-Weir type A1m.....	78
Figure III.27. Charge totale amont $H_u$ en fonction de la charge totale aval $H_d$ et le débit $Q$ déversoir rectangulaire à paroi mince.....	78
Figure III.28. Variation du rapport $H_d/H_u$ en fonction de rapport $Z/H_0$ - PK-Weir type A.....	80
Figure III.29. Variation du rapport $H_d/H_u$ en fonction de rapport $Z/H_0$ - PK-Weir type A2m.....	80
Figure III.30. Variation du rapport $H_d/H_u$ en fonction de rapport $Z/H_0$ - PK-Weir type A1m.....	80
Figure III.31. Variation du rapport $H_d/H_u$ en fonction de rapport $Z/H_0$ - déversoir linéaire.....	80
Figure III.32. Variation du rapport $H_0/H_u$ en fonction facteur de submersion $S$ - PK-Weir type A.....	82
Figure III.33. Variation du rapport $H_0/H_u$ en fonction facteur de submersion $S$ -PK-Weir type A2m.....	82
Figure III.34. Variation du rapport $H_0/H_u$ en fonction facteur de submersion $S$ -PK-Weir type A1m.....	82
Figure III.35. Variation du rapport $H_0/H_u$ en fonction facteur de submersion $S$ - Déversoir linéaire.....	82
Figure III.36. Sensibilité à la submersion de PK-Weir type A, A2m, A1m et déversoir linéaire.....	83
Figure III.37. Comparaison de la sensibilité de submersion entre le PK-Weir type A et un modèle PK-Weir de LNHE de Chatou - France (EDF, 2013).....	83

Figure III.38. Détermination de la nature de l'écoulement et du coefficient de submersion $H_d/H_u$ de PK-Weir type A1m.....	84
Figure III.39. Détermination de la nature de l'écoulement et du coefficient de submersion $H_d/H_u$ de PK-Weir type A2m.....	85
Figure III.40. Détermination de la nature de l'écoulement et du coefficient de submersion $H_d/H_u$ de PK-Weir type A.....	85
Figure III.41. Détermination de la nature de l'écoulement et du coefficient de submersion $H_d/H_u$ de déversoir rectangulaire à paroi mince.....	86
Figure III.42. Variation de $a$ en fonction de $H_0/P$ pour PK-Weir type A1m (•) Points expérimentaux; (—) Courbes d'ajustement.....	90
Figure III.43. Variation de $b$ en fonction de $H_0/P$ pour PK-Weir type A1m (•) Points expérimentaux; (—) Courbes d'ajustement.....	90
Figure III.44. Variation de $c$ en fonction de $H_0/P$ pour PK-Weir type A1m (•) Points expérimentaux; (—) Courbes d'ajustement.....	91
Figure III.45. Variation du débit expérimental $q_{exp}$ en fonction du débit théorique $q_{th}$ calculée selon la relation (III.40).....	92
Figure III.46. Variation du débit expérimental $q_{exp}$ en fonction du débit théorique $q_{th}$ calculée selon la relation (III.41).....	93
Figure III.47. Variation du débit expérimental $q_{exp}$ en fonction du débit théorique $q_{th}$ calculée selon la relation (III.42).....	94

## Liste des tableaux

### CHAPITRE I

#### Etude bibliographique

Tableau I.01. Résumé des travaux les plus importants menés sur le déversoir en labyrinthe.....	5
Tableau I.02. Caractéristiques géométriques des modèles réduits.....	26
Tableau I.03. Construction de déversoir en labyrinthe sur le monde.....	28
Tableau I.04. Résumé des travaux plus importants menés sur PK-Weir.....	31
Tableau I.05. Nomenclature des paramètres fondamentaux de la géométrie PK-Weir.....	33
Tableau I.06. Propriétés géométriques du modèle PK-Weir type A.....	49
Tableau I.07. Comparaison entre modèle physique et numérique.....	49
Tableau I.08. Caractéristiques géométriques du modèle réduit.....	51
Tableau I.09. Construction de déversoir en touches de piano à travers du monde..	52
Tableau I.10. Caractéristiques géométriques et hydrauliques de déversoir PK-Weir – Barrage Goulours (France 2006).....	53
Tableau I.11. Caractéristiques géométriques et hydrauliques du modèle réduit du PK-Weir, Barrage Ouldjet Mellegue - Algérie.....	54

### CHAPITRE III

#### Etude expérimentale

Tableau III.01. Caractéristiques géométriques des modèles réduits.....	66
Tableau III.02. Coefficients de l'équation (III.04) pour la représentation des courbes $C_w=f(H_u/P)$ dans des conditions d'écoulement libre.....	72
Tableau III.03. Valeurs du coefficient $k$ selon la relation (III.27).....	87
Tableau III.04. Mesures expérimentales ayant servi à déterminer les paramètres 'a', 'b' et 'c' pour les huit valeurs de ratio $H_0/P$ .....	88
Tableau III.05. Valeurs des paramètres $a$ , $b$ et $c$ .....	90

# Introduction Générale

## **Introduction générale**

Le XX<sup>ème</sup> siècle a été marqué par un taux élevé de construction de barrages à travers le monde, le total atteint environ 60000 grands barrages. Actuellement plus de 50% de ces barrages dépassent largement les 50 ans de service (Biener, 1985), cette situation, a permis une meilleure compréhension du comportement et des grandeurs des crues, par conséquent, une réévaluation des critères de sécurité des barrages s'est avérée nécessaire.

Les études contemporaines ont démontré une augmentation de l'intensité des débits des crues maximales par rapport aux crues initialement prévues. Ainsi, la réévaluation des débits des crues maximales a conduit à la nécessité de la réhabilitation d'un grand nombre d'évacuateurs de crues des barrages existants. La recherche de solutions pour augmenter la capacité de ces évacuateurs de crues a montré que les déversoirs non rectilignes (déversoir en touches de piano (PK-Weir), labyrinthe classique et hausses fusibles) offrent des solutions efficaces.

Ces déversoirs de configuration en plan non rectilignes sont caractérisés par un axe de crête discontinu en plan, permettant d'avoir une longueur de crête plus importante que la largeur de l'emprise du déversoir. Ces types de déversoirs représentent une structure idéale pour faire passer des fortes crues à des charges comparativement faibles (Richard et al., 1989). Ils sont souvent utilisés lorsque la largeur de l'emprise est limitée ou dans les conditions de charge maximale réduite.

Les déversoirs non rectilignes peuvent être réalisés à travers les cours d'eau artificiels ou naturels comme un barrage déversoir et dans les retenues ou la limitation du débit ou du niveau d'eau est exigée.

L'écoulement sur les déversoirs non rectilignes est considéré comme noyé lorsque le niveau d'eau aval influe sur le niveau d'eau amont. Cette influence se traduit par un accroissement de la charge amont, pour permettre le passage d'un débit égal au débit évacué dans des conditions d'écoulement libre sous une charge inférieure.

Les travaux de recherche effectués dans le domaine des déversoirs en labyrinthe et du PK-Weir qui fonctionnent dans des conditions noyées se rapportent essentiellement aux travaux de Taylor (1968), Falvey (2003), Tullis et al., (2007), Lopes et al., (2009), Belaabed & Ouamane, (2011), Tullis & Dabling, (2012), Ho Ta Khanh et al., (2012, 2017), Cicero et al., (2013, 2016), Belzner et al., (2017) et Karimi et al., (2017). Ces travaux ont eu comme objectif la vérification et la compréhension de l'écoulement noyé des déversoirs en labyrinthe et en touches de piano et

par conséquent, le développement des relations décrivant les effets de la noyade sur la performance hydraulique.

Ainsi, le présent travail se propose de donner une meilleure compréhension des phénomènes hydrauliques résultants de la noyade, en étudiant l'effet de la variation du niveau aval sur l'écoulement en amont du déversoir non rectiligne type PK-Weir et par conséquent son impact sur la performance hydraulique. Ce travail, qui vise à répondre à cet objectif, s'articule sur trois chapitres :

- Le premier chapitre expose la problématique générale de la thèse et un état de l'art à travers lequel nous passerons en revue les principaux travaux entrepris dans le domaine du déversoir en labyrinthe et PK-Weir qui fonctionnent dans des conditions d'écoulement dénoyé et noyé.
- Le deuxième chapitre décrit notre contribution à l'étude théorique sur le PK-Weir qui fonctionne dans des conditions d'écoulement noyé. Nous tenterons à travers ce chapitre de proposer une relation mathématique de la forme  $q=f(S, Z, P/H_u, g)$ , où  $q$  est le débit,  $S$  est le rapport entre la hauteur d'eau aval et la hauteur d'eau amont,  $Z$  est la différence entre la hauteur d'eau amont et la hauteur d'eau aval ( $Z=H_u - H_d$ ), le ratio  $P/H_u$  et  $g$  (l'accélération de la pesanteur).
- En fin, le dernier chapitre est consacré à l'étude expérimentale de l'écoulement noyé sur modèles réduits physiques de PK-Weir. Les essais expérimentaux ont été réalisés au Laboratoire d'Aménagements Hydrauliques et Environnement de l'université de Biskra. Dans ce chapitre nous décrivons le protocole expérimental ; la procédure expérimentale suivie durant les essais, ainsi que la discussion des résultats obtenus et l'analyse expérimentale pour valider l'équation théorique élaborée au deuxième chapitre.

# Chapitre I

Etude bibliographique

## CHAPITRE I

### Etude bibliographique

#### I.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter un état des connaissances relatif aux déversoirs non rectilignes qui sont souvent installés dans les barrages ou dans les canaux d'irrigation ou à travers les cours d'eau naturels. Ceci est réalisé par un aperçu bibliographique sur les plus importantes recherches et études expérimentales, théoriques et numériques menées sur les déversoirs non rectilignes de type labyrinthe et de déversoir en touches de piano (PK-Weir) qui fonctionnent dans des conditions d'écoulement libre et submergé. En plus de quelques définitions nécessaires que l'on rencontrera au cours de cette étude.

#### I.2 Définition des déversoirs non rectilignes

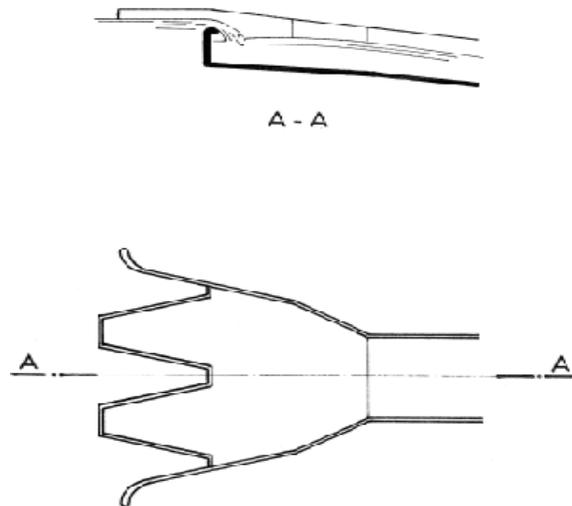


Figure I.01. Coupe longitudinale d'un déversoir en labyrinthe (Schleiss, 2011).

Les déversoirs non rectilignes sont des structures d'évacuation et de contrôle de débit caractérisés par un axe de crête discontinu en plan, ce qui permet d'avoir une longueur de crête plus importante que la largeur de l'emprise du déversoir. Cette conception a pour but d'augmenter le débit par unité de largeur du déversoir pour une charge de fonctionnement donnée.

### I.3 Différentes formes des déversoirs non rectilignes

Les déversoirs non rectilignes les plus répandus sont le déversoir en labyrinthe et le déversoir en touches de piano (Piano Key Weir – PK-Weir).

#### I.3.1 Déversoir en Labyrinthe

Le concept du déversoir en labyrinthe se base essentiellement sur la modification de l'alignement de la crête de forme rectiligne en une forme d'alignement non rectiligne sous forme de lignes discontinues (Richard & Hager, 1989). Ce type de déversoir représente une structure idéale pour faire passer des fortes crues à des charges comparativement faibles; souvent utilisé lorsque la largeur de l'emprise est limitée ou lorsque les conditions de charges maximales sont réduites.

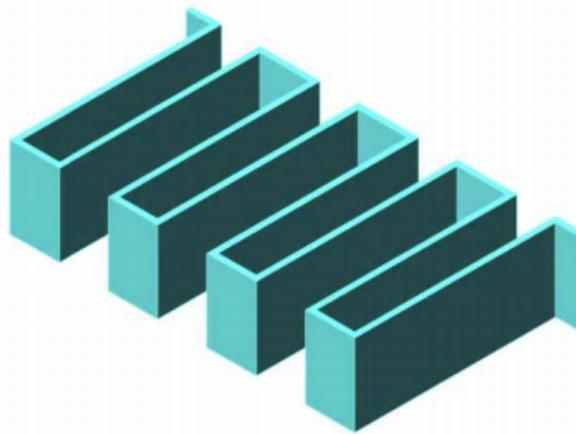


Figure I.02. Déversoir en labyrinthe de forme rectangulaire en plan (Anderson, 2011).

##### I.3.1.1 Travaux de recherche et développement hydraulique du labyrinthe

Selon Magalhaes (1983), les premières recherches liées à ce type de déversoir ont été réalisées par Boileau (1854), qui a présenté une étude expérimentale sur les déversoirs avec une inclinaison disposée obliquement par rapport à l'écoulement et par Aichel (1907) qui a présenté la première étude systématique sur ces structures.

Taylor (1968) et Tullis et al. (1995), ont mené des études approfondies sur le comportement des déversoirs en labyrinthes. Hay & Taylor (1970) ont présenté une procédure qui inclut des critères pour l'estimation des débits de déversoirs labyrinthe trapézoïdale et triangulaire. Darvas (1971) a proposé dans son étude l'utilisation de courbes pour le dimensionnement de ces déversoirs. Lux (1985), Tullis et al. (1995), Tullis et al. (2007) et Lopes et al. (2008) ont évalué la performance hydraulique et ont développé une équation qui estime le débit évacué sur les déversoirs labyrinthe (Tableau I.01).

**Tableau I.01 Résumé des travaux les plus importants menés sur le déversoir en labyrinthe**

N°	Auteurs	Type de cycle de labyrinthe*	Crête**
1	Taylor(1968), Hay & Taylor (1970)	Tri, Trap, Rect	SH, HR
2	Darvas (1971)	Trap	LQR
3	Hinchliff & Houston (1984)	Tri, Trap	SH, QR
4	Lux & Hinchliff (1985)	Tri, Trap	QR
5	Magalhaes & Lorena (1989)	Trap	WES
6	Tullis et al. (1995)	Trap	QR
7	Melo et al. (2002)	Trap	LQR
8	Tullis et al. (2007)	Trap	HR
9	Lopes et al. (2008)	Trap	LDR

Source :Crookston et al. (2011)

\* Tri = Triangulaire, Trap = Trapézoïdal, Rect = Rectangulaire. \*\* Voir la Figure I.04

### I.3.1.2 Caractéristiques géométriques

Selon Magalhaes (1983), la crête du déversoir en labyrinthe est généralement constituée par une série de parois verticales de faible épaisseur disposée dans l'installation selon un type polygonal dont le sommet est circulaire avec la forme d'un type de profil. Typiquement, l'épaisseur de la paroi de la crête est d'environ 0,50 mètres et sa hauteur peut atteindre plus de 5 mètres.

#### I.3.1.2.1 Géométrie du déversoir en labyrinthe

Selon la géométrie de la forme en plan du déversoir en labyrinthe, on distingue plusieurs formes : Trapézoïdales, triangulaires, rectangulaires, curvilignes ou la combinaison de deux de ces formes (Figure I.03). Selon Falvey (2003), la forme trapézoïdale symétrique est la plus utilisée à cause des facilités de construction et de sa performance hydraulique.

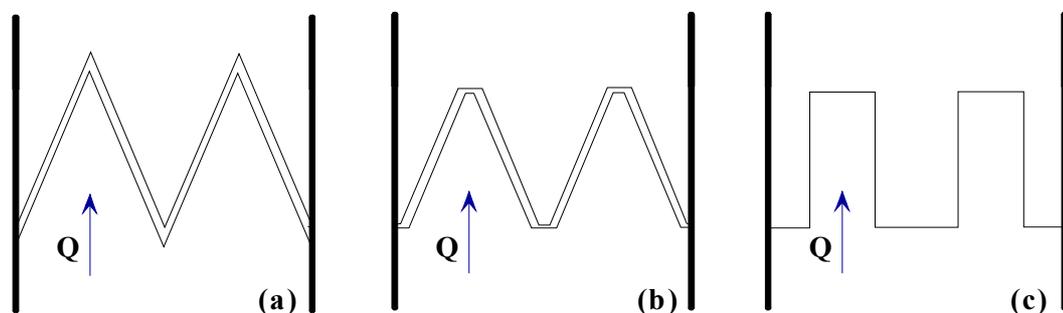


Figure I.03. Classifications générales des déversoirs en labyrinthe: Triangulaire (a), Trapézoïdal (b) et Rectangulaire(c) (Crookston, 2010).

La géométrie du déversoir en labyrinthe a été définie par Tullis et al. (1995), par les paramètres suivants :

- *La hauteur du déversoir (P)*: correspond à la différence entre le sommet de la crête et le fond en amont de déversoir. Ce paramètre influe sur les pertes de charge du canal d'approche et la capacité de déversoir.

- *L'épaisseur de la paroi (t)*: est déterminée à partir d'une analyse structurelle qui vérifie les forces hydrauliques et dépend de la hauteur de la crête et les conditions spécifiques du site de travail et d'implantation. Selon la bibliographie, il est recommandé que ce paramètre soit égal au sixième de la hauteur de la crête ( $t = P/6$ ).

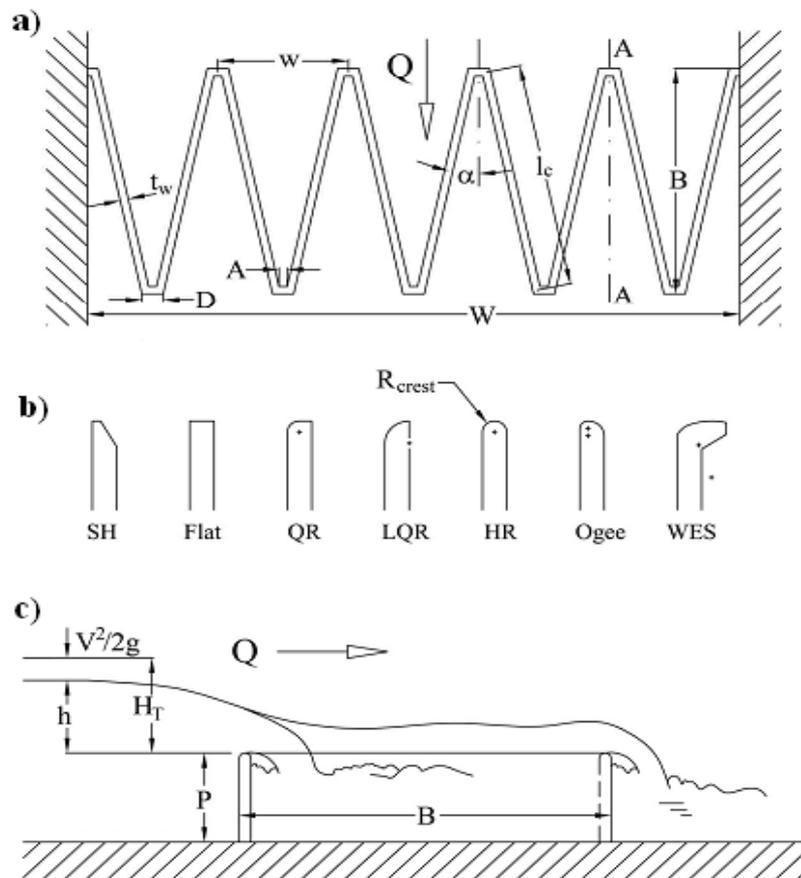


Figure I.04. Paramètres géométriques de déversoir en labyrinthe  
a) Vue en plan, b) formes de crête, c) section AA (Crookston, 2011).

- *L'angle dans la direction d'écoulement ( $\alpha$ )*: C'est l'angle formé entre l'axe du mur et l'axe du canal. Il peut varier de  $6^\circ$  à  $35^\circ$ , mais pour obtenir la longueur la plus efficace du déversoir, en garantissant son efficacité et son coût réduit, il est recommandé de le choisir entre  $7^\circ$  et  $16^\circ$ . Pour des valeurs inférieures à  $7^\circ$  et supérieures à  $16^\circ$ , la largeur du déversoir en labyrinthe  $W$  augmente.

La longueur totale de la crête du déversoir est également un facteur qui devrait être pris en compte dans la réduction des coûts. Lorsque l'angle  $\alpha$  augmente, la longueur de la structure diminue et la réduction des coûts peut ne pas être vérifiée. Les petites valeurs de l'angle  $\alpha$  des déversoirs génèrent plus de capacité dans le cas de faibles charges. Dans ce contexte, Tullis et al. proposent une caractéristique, celle de garder des proportions appropriées entre la longueur et la largeur qui se rapportent à la valeur d'un cycle de la largeur  $W$  et la hauteur de la crête du déversoir  $P$ . Selon Tullis et al. (1995), le paramètre adimensionnel  $W/P$  doit être compris entre les valeurs trois et quatre ( $3 \leq W/P \leq 4$ ).

- *La paroi frontale interne ( $\bar{A}$ )* : La paroi frontale interne doit être aussi petit que possible, car elle peut réduire la capacité du déversoir. Celle-ci diminue la longueur effective de la crête en labyrinthe. Ce paramètre doit être compris entre une à deux fois l'épaisseur des murs ( $t < A < 2t$ ).

- *La paroi frontale externe ( $D$ )* : Elle est obtenue par l'expression suivante:

$$D = A + [2.t.tg(45^\circ - \alpha / 2)] \quad (I.01)$$

- *Le nombre de cycles ( $N$ )* : Ce paramètre dépend de la largeur de canal du déversoir. Le choix de deux paramètres le nombre de cycles  $N$  et l'angle  $\alpha$  influent sur la longueur, la largeur et d'autres détails du déversoir.

- *La longueur effective du déversoir ( $L_e$ )* : est obtenu par l'expression suivante:

$$L_e = 2.N.(A + L_2) \quad (I.02)$$

- *La longueur de la paroi latérale ( $\bar{B}$ )* : est obtenu par l'expression suivante:

$$\bar{B} = \{L / 2.N + [t.tg(45^\circ - \alpha / 2)]\}.cos \alpha + t \quad (I.03)$$

- *La longueur du bras ( $L_1$ )* : est obtenu par l'expression suivante:

$$L_1 = (\bar{B} - t) / cos \alpha \quad (I.04)$$

- *La longueur effective du bras ( $L_2$ )* : est obtenu par l'expression suivante:

$$L_2 = L_1 - [t.tg(45^\circ - \alpha / 2)] \quad (I.05)$$

- *La longueur totale de la crête ( $L$ )* : est obtenu par l'expression suivante:

$$L = N[D + A + (2.L_1)] \quad (I.06)$$

- La largeur d'un cycle ( $w$ ) : est obtenu par l'expression suivante:

$$w = (2.L_1 . \text{sen}\alpha) + D + A \quad (\text{I.07})$$

- La largeur totale du déversoir ( $W$ ) : est obtenu par l'expression suivante:

$$W = N.w \quad (\text{I.08})$$

- La charge sur la crête ( $h$ ) : représente la différence entre le niveau d'eau en amont et la hauteur du déversoir.

- La charge totale ( $H_t$ ) : La charge totale amont sur le déversoir peut être exprimée par la relation de Bernoulli :

$$H_t = h + v^2 / 2g \quad (\text{I.09})$$

### I.3.1.2.2 Profil de la crête

Falvey (2003) présente en détail les types de profil de crête utilisés dans les déversoirs en labyrinthe (Figure I.05):

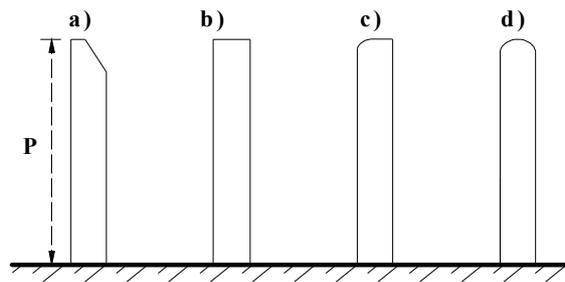


Figure I.05. Quatre exemples de formes de crêtes de déversoir (Falvey, 2003).

a) Crête mince ; b) Crête plate ; c) Crête arrondie en amont ; d) Crête arrondie en amont et aval.

Selon Falvey (2003), il est très important de connaître le comportement du coefficient de débit dans chaque type de profil de crête, en particulier pour les structures qui fonctionnent avec de petites charges. Ces coefficients peuvent être estimés par les équations suivantes, selon chaque type de profil:

- Crête mince et plate :

Les crêtes plates présentent une grande facilité de construction, mais à cause de la turbulence de l'écoulement au sommet amont de la crête, le coefficient de débit peut être réduit. L'équation de Rebock (1929), et Falvey (2003), permet de déterminer le coefficient  $C_d$  :

$$C_d = 0,605 + 0,08 \cdot \frac{h}{P} + \frac{1}{h} \quad (\text{I.10})$$

- *Crête arrondie en amont :*

Tullis et al. (1995) ont développé un ensemble d'équations pour calculer le coefficient de débit dans ce type de profil. En plus de faciliter la construction, le profil en quart de cercle se caractérise par un coefficient de débit plus élevé que celui du déversoir à crête plate ou mince.

- *Crête arrondie en amont et en aval :*

Selon Falvey (2003), le coefficient de débit de ce profil est influencé par l'écoulement sur la crête par quatre conditions d'écoulement possibles (Figure I.06): pression, pression atmosphérique, sous-atmosphérique et cavité. Mathématiquement, elles sont définies comme la pression sur la crête avec le coefficient  $\beta$  ( $\beta = (P_c / \gamma) / Y_0$ ) où  $P_c$  et  $Y_0$  représentent respectivement la pression et la profondeur de l'eau à la crête. Les différentes conditions du coefficient  $\beta$  : pour  $\beta > 0$  pression,  $\beta = 0$  pression atmosphérique et pour  $\beta < 0$  sous-atmosphérique ou cavité. Ces conditions sont illustrées à la figure I.06.

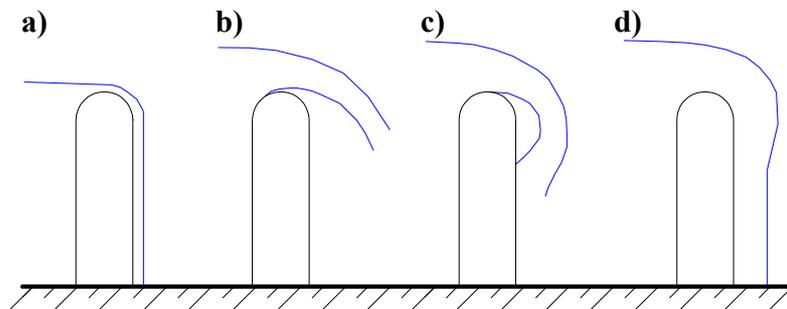


Figure I.06. Conditions de l'écoulement sur les crêtes avec le profil arrondi en amont et en aval  
a) pression; b) pression atmosphérique; c) cavité; d) sous-atmosphérique (Falvey, 2003).

### I.3.1.3 Paramètre du dimensionnement du déversoir labyrinthe

L'étude réalisée par Hay & Taylor (1970) fournit les éléments de base du dimensionnement de déversoir en labyrinthe en se basant sur les paramètres adimensionnels:

-  $Q_L/Q_N$  : Relation entre le débit qui transite sur un déversoir en labyrinthe de longueur de crête  $L$ , sous une charge  $H$  et le débit qui passe sur un déversoir rectiligne de même largeur  $W$  que le déversoir en labyrinthe et sous la même charge  $H$ . Cette expression représente la performance du déversoir en labyrinthe par rapport au déversoir standard.

$$q^* = Q_L / Q_N \quad (\text{I.11})$$

Où :

- $Q_L$  : Débit passant sur un déversoir en labyrinthe de largeur  $W$  ;
- $Q_N$  : Débit sur un déversoir rectiligne de largeur  $W$  ;
- $q^*$ : Performance hydraulique ;
- $Q_L$  et  $Q_N$  les débits sous la même charge  $H$ .

-  $H/P$ : Rapport entre la charge sur le déversoir et la hauteur de pelle du déversoir. Plus ce ratio est faible, plus la valeur  $Q_L/Q_N$  est élevée.

-  $L/W$ : Rapport entre la longueur totale de la crête du déversoir et la largeur totale du canal, est appelé facteur d'amplification de la crête. Plus ce facteur est élevé, plus la valeur  $Q_L/Q_N$  est élevée. Cependant, dans la pratique les valeurs de  $L/W$  supérieur à 8 ne pas justifiée, étant donné que les coûts supplémentaires de la structure ne compensaient pas l'augmentation du ratio obtenu  $Q_L/Q_N$ .

Par contre, l'étude des déversoirs dont l'accroissement de la longueur  $L/W=2$  a montré que ces derniers se comportent presque idéalement pour toute la gamme des valeurs de  $h/P$ .

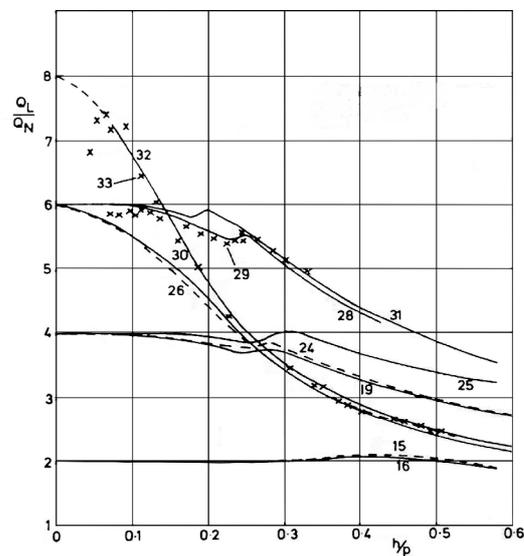


Figure I.07. Courbes de la performance en fonction des paramètres géométriques adimensionnels (Hay et Taylor, 1970).

-  $\alpha/\alpha_{max}$ : Le rapport entre la valeur de l'angle formé entre les parois latérales et la direction principale de l'écoulement et sa valeur maximale. Théoriquement, quand ce paramètre augmente, la valeur du  $Q_L/Q_N$  augmente aussi. Cependant, dans la pratique, cela ne peut pas être vérifiée, il est possible d'avoir des interférences de l'écoulement proches des sommets de la crête, ce qui provoque une diminution de la capacité d'écoulement.

-  $W/P$ : Exprime le rapport entre la largeur d'un cycle du déversoir et la hauteur de ce cycle. Ce ratio ne doit pas atteindre de très faibles valeurs. Quand ce paramètre tend à des valeurs proches de zéro, le déversoir sera constitué par de petits cycles triangulaires qui sont ignorés par l'écoulement, ce qui empêche l'augmentation de la performance par rapport au déversoir rectiligne. Il est recommandé que ce paramètre ne doive pas être inférieur à 2,5.

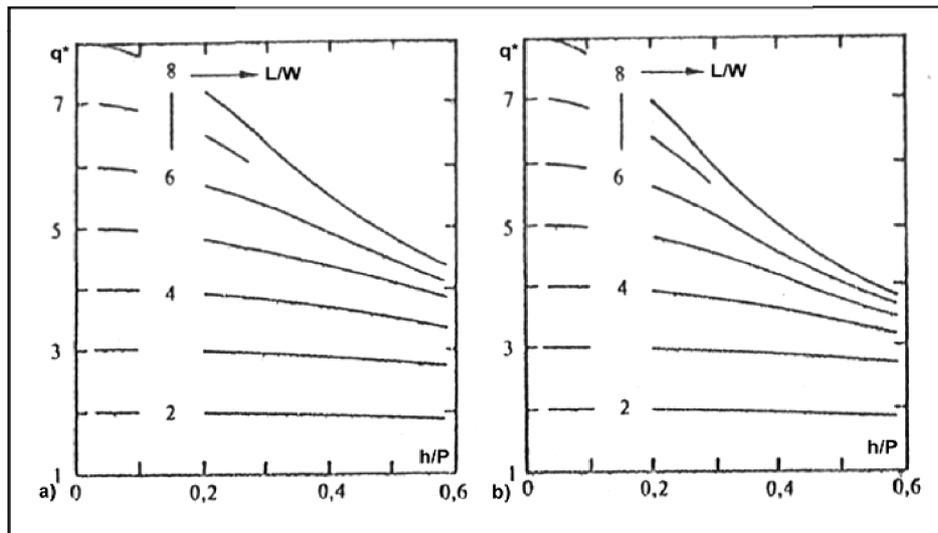


Figure I.08. Courbe de conception des déversoirs en labyrinthe en fonction de  $H/P$  et  $L/W$  (a : forme triangulaire, b : forme trapézoïdale) (Hay & Taylor, 1970).

Hay & Taylor (1970) ont introduit le rapport  $Q_L/Q_N$  et développés des abaques pour des seuils horizontaux (forme trapézoïdale ou triangulaire), dans lesquelles ce rapport est fonction des paramètres  $L/W$  et  $H/P$ . Il est remarqué que, quand la hauteur d'eau déversée s'approche de zéro, le rapport  $Q_L/Q_N$  tend vers la valeur  $L/W$  (Figure I.08).

#### I.3.1.4 Coefficient de débit

Lopes et al., (2006) évoquent dans leurs recherche les méthodes principales trouvées pour estimer le coefficient de débit pour les seuils de forme trapézoïdale et horizontale avec une crête en quart de cercle, le coefficient peut être déterminé par les expressions suivantes :

*Darvas (1970):*

L'expression proposée pour le calcul du coefficient de débit normal calculé en fonction de la largeur  $W=f(C_w)$  est valable pour les paramètres:  $0,2 \leq H_i/P \leq 0,6$  et  $2 \leq L/W \leq 8$ .

$$C_w = \frac{Q}{W \cdot h^{1.5}} \quad (\text{I.12})$$

Avec :  $h$  : hauteur de l'écoulement en amont.

- *Lux & Hinchliff (1985):*

Ils ont introduit le paramètre  $W/P$  directement dans la formule du coefficient de débit  $C_w$ , pour les déversoirs en labyrinthe triangulaire ou trapézoïdal en plan.

$$C_w = \frac{Q}{\left( \frac{w/P}{w/P+k} \right) N \cdot w \cdot H_t \cdot \sqrt{gH_T}} \quad (\text{I.13})$$

Avec : -  $k$  : constante qui dépend de la forme en plan du déversoir:

\* $k$  : 0,18 pour la forme triangulaire ;

\* $k$  : 0,10 pour la forme trapézoïdale ;

-  $Q$  : débit évacué sur le déversoir en labyrinthe;

-  $C_w$  : coefficient de débit;

-  $H_t$  : charge totale en amont mesurée par rapport à la crête du déversoir;

-  $W$  : largeur du canal ;

-  $P$  : hauteur du déversoir.

-Magalhaes& Lorena (1989):

Une équation a été proposée par ces deux auteurs pour déterminer la valeur du coefficient de débit en fonction de la largeur  $W(C_w)$  valable pour:  $0,1 \leq H_t/P \leq 1,0$  ;  $2 \leq L/W \leq 5$  ;  $W/P \geq 2,5$  modèle expérimental avec  $P = 0,15$  m.

$$C_w = \frac{Q}{W \cdot \sqrt{2g} \cdot H_t^{1.5}} \quad (\text{I.14})$$

-Tullis et al., (1995):

Suite à des essais sur modèles réduits et l'analyse par voie de régression, Tullis a proposé les équations (I.15) à (I.22) qui sont dépendantes seulement du paramètre  $H_t/P$ . Ces équations sont valables pour une largeur de la paroi frontale comprise entre  $t < A < 2t$ ; pour  $H/P < 0,9$  et  $t = P/6$ ; la forme de la crête est en quart de cercle sur la face amont; et le rayon de courbure de la crête  $R = P/12$ .

$$- C_d = 0,49 - 0,24 (H_t/P) - 1,20 (H_t/P)^2 + 2,17 (H_t/P)^3 - 1,03 (H_t/P)^4; \quad \text{pour } \alpha = 6^\circ \quad (\text{I.15})$$

$$- C_d = 0,49 + 1,08 (H_t/P) - 5,27 (H_t/P)^2 + 6,79 (H_t/P)^3 - 2,83 (H_t/P)^4; \quad \text{pour } \alpha = 8^\circ \quad (\text{I.16})$$

$$- C_d = 0,49 + 1,06 (H_t/P) - 4,43 (H_t/P)^2 + 5,18 (H_t/P)^3 - 1,97 (H_t/P)^4; \quad \text{pour } \alpha = 12^\circ \quad (\text{I.17})$$

$$- C_d = 0,49 + 1,00 (H_t/P) - 3,57 (H_t/P)^2 + 3,82 (H_t/P)^3 - 1,38 (H_t/P)^4; \quad \text{pour } \alpha = 15^\circ \quad (\text{I.18})$$

$$- C_d = 0,49 + 1,32 (H_t/P) - 4,13 (H_t/P)^2 + 4,24 (H_t/P)^3 - 1,50 (H_t/P)^4; \quad \text{pour } \alpha = 18^\circ \quad (\text{I.19})$$

$$- C_d = 0,49 + 1,51 (H_t/P) - 3,83 (H_t/P)^2 + 3,40 (H_t/P)^3 - 1,05 (H_t/P)^4; \quad \text{pour } \alpha = 25^\circ \quad (\text{I.20})$$

$$- C_d = 0,49 + 1,69 (H_t/P) - 4,05 (H_t/P)^2 + 3,62 (H_t/P)^3 - 1,10 (H_t/P)^4; \quad \text{pour } \alpha = 35^\circ \quad (\text{I.21})$$

$$- C_d = 0,49 + 1,46 (H_t/P) - 2,56 (H_t/P)^2 + 1,44 (H_t/P)^3; \quad \text{pour } H_t/P < 0,7 \text{ et } \alpha = 90^\circ \quad (\text{I.22})$$

Les coefficients de débit observés dans l'étude expérimentale de Tullis et al., (1995) peuvent également être déterminé par l'abaque représenté sur la figure I.09.

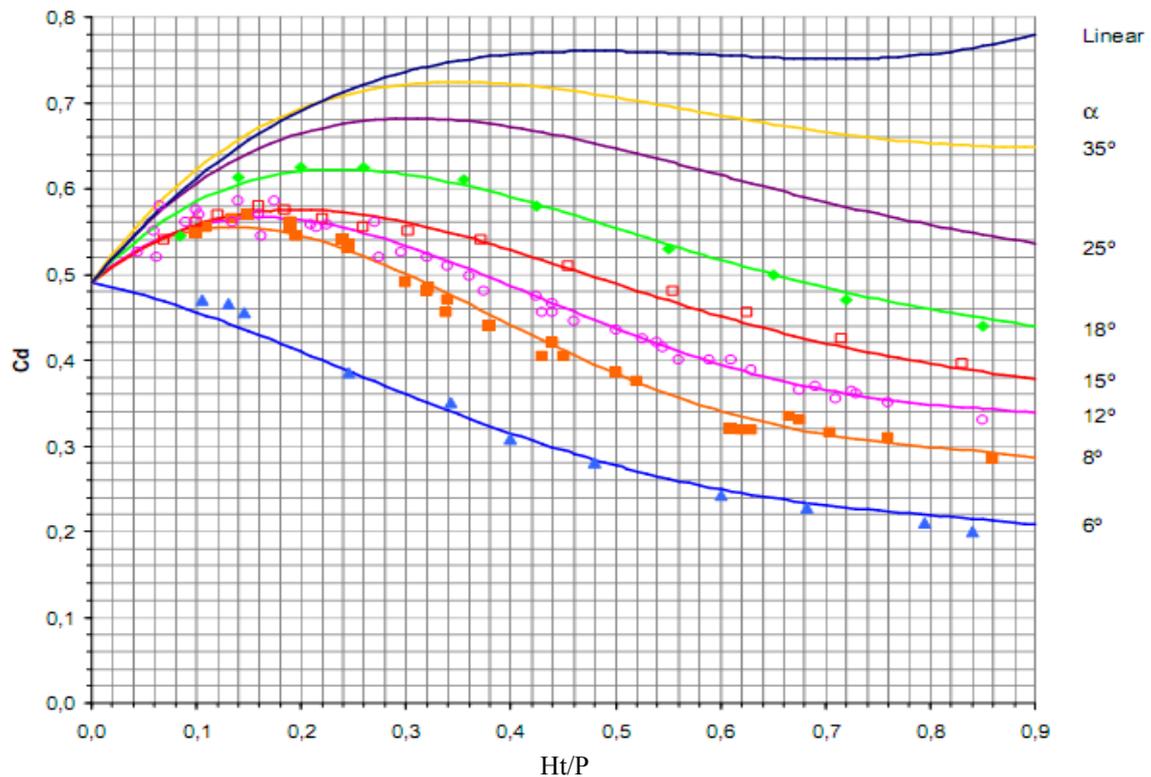


Figure I.09. Coefficients de débit pour des déversoirs en labyrinthe, en fonction d'angle  $\alpha$  et de la relation  $H_t/P$  (Tullis et al., 1995).

- Melo et al., (2002) :

Melo et al, ont mené des études expérimentales pour vérifier l'influence de la convergence des murs, traduit par le coefficient  $k_\theta$ . Dans les structures avec des parois convergentes qui présentent un grand nombre de cycles, la capacité d'écoulement n'est affectée que dans les cycles des extrémités, plus le nombre de cycles est important, plus l'influence de ce coefficient sur l'écoulement est faible.

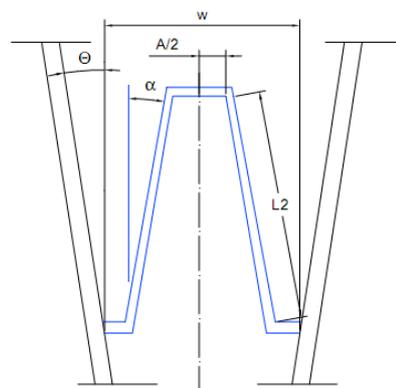


Figure I.10. Schéma pour les déversoirs avec un seul cycle (Melo et al., 2002).

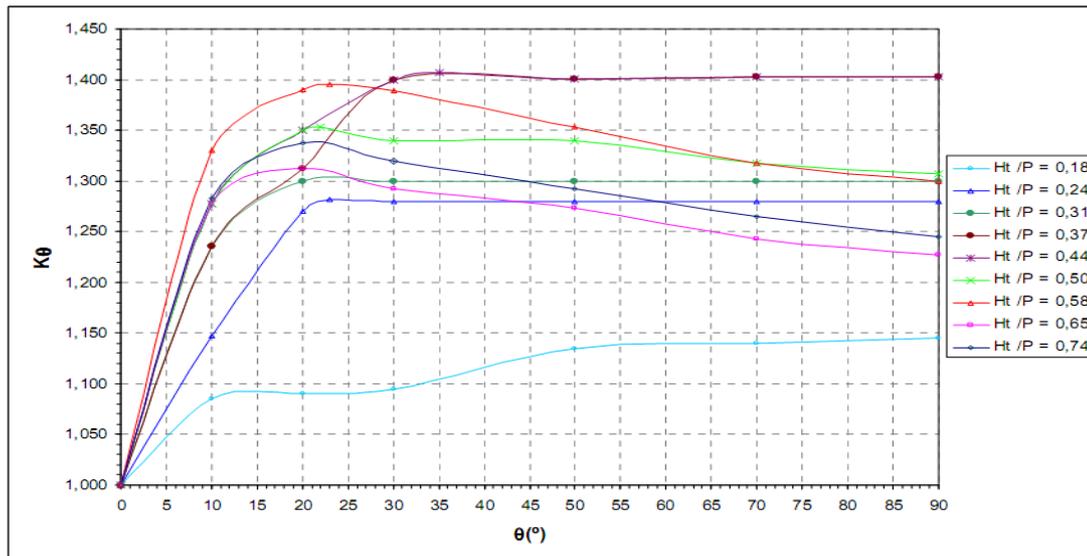


Figure I.11. Représentation graphique de la variation du paramètre de convergence des parois ( $k_\theta$ ) (Melo et al., 2002).

Avec les valeurs  $k_\theta$  en fonction de  $H_t/P$  et  $\theta$ , Melo et al., (2002) a corrigé l'équation proposée par Magalhaes & Lorena (1989):

$$Q = k_\theta \cdot C_W \cdot \sqrt{2g} \cdot H_t^{1.5} \quad (\text{I.23})$$

Les résultats obtenus ont été représentés sous forme graphique (figure I.11). Cette étude montre une réduction de la capacité de décharge de la structure en présence de conditions de noyade en aval pour les valeurs  $H_t/P > 0,44$  et  $\theta > 30^\circ$ .

### I.3.1.5 Effets d'échelle du modèle physique du déversoir en labyrinthe

Les variations de la performance hydraulique entre des prototypes géométriquement similaires et des structures d'échelle de modèle sont souvent associées à des effets de l'échelle de la taille. Pour bien comprendre les effets d'échelle de la taille sur l'écoulement et le comportement de la lame déversante pour les déversoirs en labyrinthe, Tullis et al. (2017) ont présenté une étude expérimentale de trois modèles géométriquement similaires, constitué chacun d'un seul cycle de labyrinthe d'angle  $\alpha=15^\circ$ , similaires aux schémas illustré dans la figure I.12. Le plus grand déversoir en labyrinthe (prototype  $\lambda=1$ ) est d'une hauteur  $P$  de 0,92 m. Les deux autres déversoirs ont respectivement une échelle de longueur  $\lambda=3$  et 6 où  $\lambda$  est défini comme le rapport d'une longueur caractéristique du prototype sur la longueur caractéristique du modèle  $L_p/L_m$ .

Les résultats de mesures de la profondeur d'eau sur le déversoir et les observations du comportement de la lame déversante ont été recueillis pour  $\lambda=1$  et les deux modèles à échelle réduite (1:3 et 1:6). Pour les charges relatives déversées sans dimensions (charge totale amont

rapportée à la hauteur du déversoir)  $> 0,3$ , les effets d'échelle de taille étaient négligeables. Cependant, pour les charges sans dimensions  $< 0,3$ , les effets de taille ont influencé le coefficient de débit et le comportement de la lame déversante. Le coefficient de débit variait jusqu'à  $+ 3\%$  et  $-10\%$ .

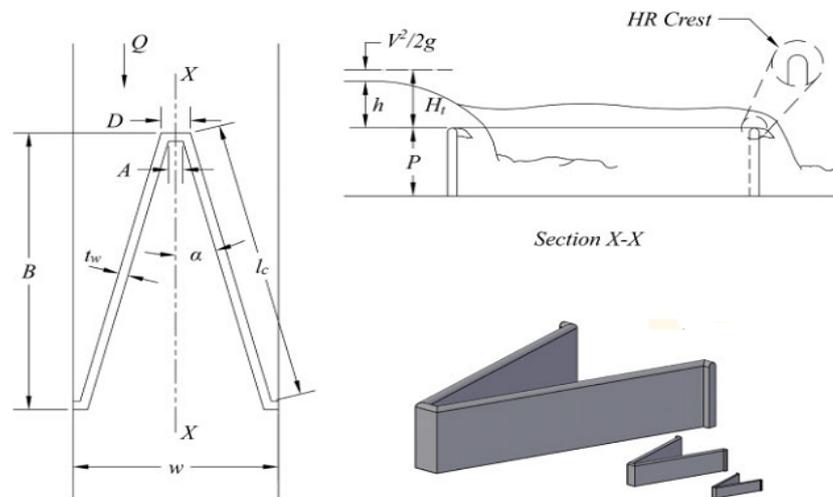


Figure I.12. Schémas des déversoirs en labyrinthe isométriques avec différentes échelles de taille (Tullis et al., 2017).

### I.3.1.6 Ecoulement sur un déversoir en labyrinthe

Selon Yildiz & Uzuçek (1996), l'écoulement complexe observé dans le déversoir en labyrinthe est généré par la forme de la crête qui est non rectiligne. Lux & Hinchliff (1985) ont défini les quatre phases fondamentales de l'écoulement, qui sont liées à l'augmentation de la charge sur le déversoir en labyrinthe:

- Complètement aérée
- Partiellement aérée
- Transition
- Déprimée ou non aérée.

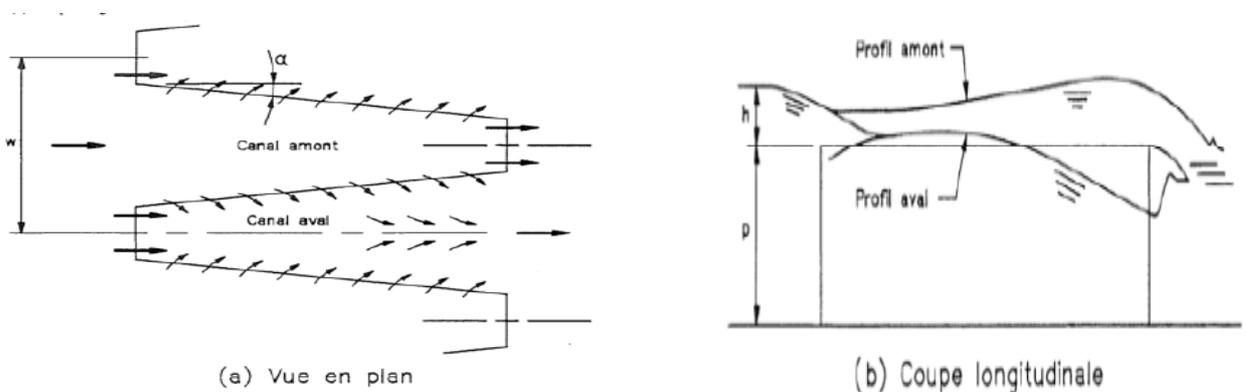


Figure I.13. Géométrie et configuration d'écoulement du déversoir Labyrinthe (Hay et Taylor., 1970).

*a- Phase complètement aérée*

Cette phase est observée sous des conditions de faibles charges amont, quand l'écoulement coule librement sur la crête. La direction de l'approche de l'écoulement et de la vitesse peut toujours influencer le coefficient de débit. Toutefois, l'épaisseur de la lame et le niveau d'eau en aval n'influent pas sur la capacité d'évacuation du déversoir.

*b- Phase partiellement aérée*

L'accroissement de la charge amont sur le déversoir provoque une surélévation du plan d'eau sur le seuil, ceci force les nappes ayant un déversement opposées à converger. Par conséquent, l'aération devient perturbée avec l'apparition d'une dépression sous la nappe déversante frontalement et des poches d'air apparaissent sous la lame déversante le long de chaque paroi latérale. Ceci marque le début de l'écoulement partiellement aéré.

*c- Phase de transition*

La phase de transition est caractérisée par une lame alternée entre l'entraînement intermittent de l'air et l'écoulement ferme. Visuellement, il est difficile de faire la différence entre les phases partiellement aérées et celle de transition, mais la zone de transition peut être identifiée facilement comme une discontinuité dans la courbe du coefficient du débit.

*d- Phase déprimée*

Elle est constatée lorsque, l'écoulement forme une lame non aérée, l'épaisseur de la lame et le niveau d'eau en aval ne permettent pas d'extraire l'air du fond. Avec l'augmentation progressive de la charge en amont, cette condition d'écoulement conduit à la submersion du déversoir en labyrinthe.

**I.3.1.7 Interférence de la nappe**

Elle fait référence à l'interaction d'écoulement passant sur un déversoir dans une situation d'écoulement convergente (par exemple, à proximité du sommet en amont d'un cycle de déversoir en labyrinthe). L'écoulement sur un mur de déversoir est lié potentiellement à l'impact d'efficacité de l'écoulement sur un mur de déversoir adjacent en créant des effets d'immersion localisés. Pour un déversoir en labyrinthe de forme trapézoïdal, les nappes des parois latérales ne se croisent pas seulement entre elles, mais s'intersectent avec la lame déversante frontale. Un exemple d'intersection des nappes près du sommet amont est montré dans la figure I.15. L'intersection des nappes dépend également de l'état d'aération de la nappe et par conséquent, la zone d'interférence de la nappe n'augmente pas linéairement avec l'augmentation de  $H$ .

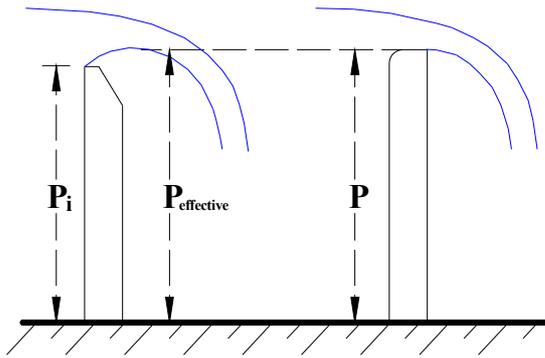


Figure I.14. Hauteur réelle et effective du déversoir (Crookston, 2010).



Figure I.15. Interférence de la nappe sur un labyrinthe trapézoïdal,  $H_T/P=0,2$ .

Pour un déversoir en labyrinthe, l'influence de l'interférence de la nappe dépend de la sélection du nombre  $N$ . Pour une longueur constante, la longueur transversale du déversoir peut être réduite en augmentant le nombre de cycle  $N$ ; Cependant, un labyrinthe à deux cycles devrait être plus efficace qu'un labyrinthe de vingt cycles de même longueur en raison de l'augmentation du nombre de sommet et par conséquent, de la longueur de la crête de déversoir affectée par l'interférence des nappes opposées. Ce concept est montré dans la figure I.16.

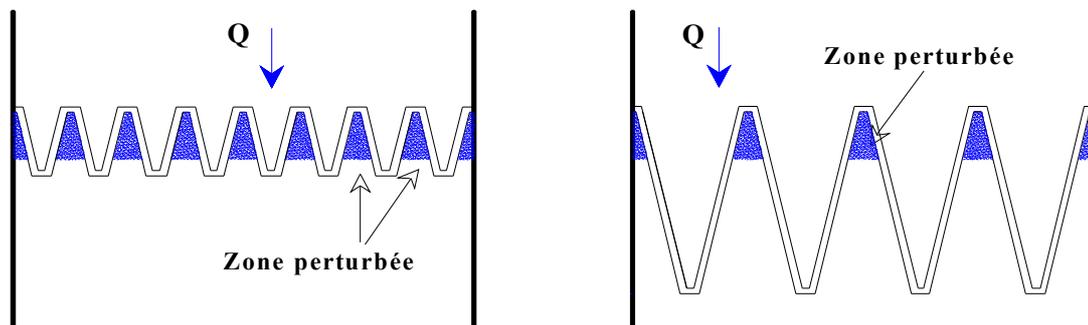


Figure I.16. Nappe interférence et nombre de cycle (Crookston, 2010).

Indlekofer & Rouvé (1975) ont exploré la problématique de l'interférence de la nappe en étudiant les angles de déversoir à crête pointue ( $\alpha = 23,4^\circ ; 31^\circ ; 44,8^\circ ; 61,7^\circ$ ). L'angle du déversoir peut être caractérisé comme un seul cycle de déversoir en labyrinthe triangulaire avec des limites de canal perpendiculaires à chaque paroi latérale. Indlekofer et Rouvé ont divisé le déversoir en labyrinthe triangulaire en deux régions d'écoulement distinct: une région perturbée où l'écoulement des deux parois latérales converge (intersection des deux nappes) et une deuxième région où l'écoulement est perpendiculaire aux parois latérales (c-à-d-écoulement de déversoir rectiligne) (Figure I.17).

La longueur de la crête dans la zone perturbée a été définie comme  $L_d$ . En comparant l'efficacité d'un déversoir en labyrinthe triangulaire à un déversoir linéaire, trois paramètres sont

introduit, un coefficient de débit moyen de la zone perturbée,  $C_{d-m}$ ; une longueur de perturbation théorique,  $L_d$ ; et une relation empirique de débit.  $C_{d-m}$  représente l'efficacité d'un déversoir en labyrinthe par rapport à un déversoir linéaire ( $C_{d-m} = C_{d-md-angle}/C_{d(90^\circ)}$ ).

$$L_d = \left( L_{c(\alpha)} - \frac{3Q}{2C_{d(90^\circ)}\sqrt{2g}\cdot h_m^{3/2}} \right) \cdot \frac{1}{1-C_{d-m}} = L_D \cdot \frac{1}{1-C_{d-m}} \quad (I.24)$$

Dans l'équation (I.24)  $h_m$  est la charge en amont du déversoir comme défini par Indlekofer & Rouvé (1975);  $h_m$  représente une profondeur spécifique en amont et comprend deux composantes de vitesse.

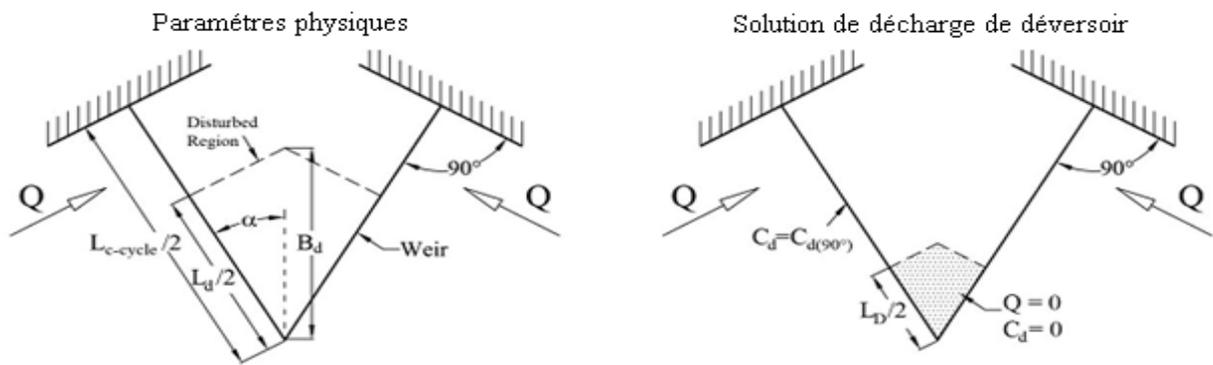


Figure I.17. L'interférence de la nappe telle que définie par Indlekofer & Rouvé (1975) pour les déversoirs en labyrinthe triangulaire.

Falvey (2003) a appliqué cette approche aux résultats expérimentaux de plusieurs modèles de déversoirs en labyrinthe. À l'aide des données de déversoir en labyrinthe triangulaire, Falvey a développé une relation (I.25) comme alternative aux relations polynomiales développées par Indlekofer et Rouvé. Falvey a également développé l'équation (I.26) sur la base d'une analyse des données expérimentales disponibles sur le déversoir en labyrinthe. Cependant, Falvey ne propose pas de recommandation pour l'équation  $L_D$ . Falvey propose une limite de conception de  $L_D/lc \leq 0,35$  (35% au moins de longueur de déversoir est inefficace), où  $lc$  est la longueur de déversoir. Pour les déversoirs en labyrinthe triangulaires,  $lc = L_{c-cycle}/2$ ; Pour les déversoirs en labyrinthe trapézoïdaux,  $L_{c-cycle}/2 = lc + A_c$ . Falvey déclare également que des recherches supplémentaires sont nécessaires, y compris la vérification de la validité de l'équation (I.26). Dans l'équation (I.26),  $H_v/P$  est le rapport de la hauteur d'eau (hauteur totale en amont par rapport à la hauteur du déversoir).

$$\frac{L_D}{h} = 6,1 \cdot e^{-0,052 \cdot \alpha} \quad ; \alpha \geq 10^\circ \quad (I.25)$$

$$L_D = l_C \cdot \left( 0,224 \ln \left( \frac{H_T}{P} \right) + (0,94 - 0,03 \cdot \alpha^\circ) \right) \quad ; \alpha \leq 20^\circ \text{ et } H_T/P \geq 0,1 \quad (\text{I.26})$$

### I.3.1.8 Écoulement submergé

Les premiers investigateurs dans le domaine des déversoirs en labyrinthe ont négligé l'étude détaillée des effets de la noyade en considérant que de telles structures ne doivent pas être conçues pour fonctionner dans de telles conditions (Taylor, 1968).

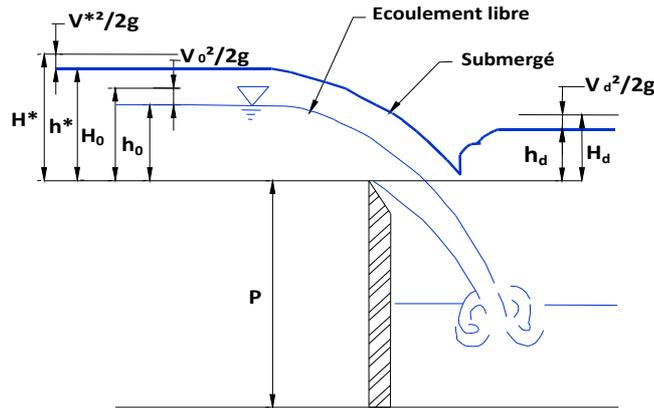


Figure I.18. Paramètres et nomenclature du déversoir à écoulement libre et noyé (Tullis et al., 2007).

La Figure I.18 illustre à la fois l'écoulement libre et les paramètres de déversoir noyé. Tous les paramètres sont définis par rapport au niveau de la crête. Pour les conditions d'écoulement noyé,  $H^*$  est la charge totale amont,  $h^*$  est la charge piézométrique amont,  $H_d$  et  $h_d$  sont respectivement la charge totale et la charge piézométrique aval à partir de niveau du seuil.  $H_0$  et  $h_0$  sont respectivement la charge totale et la charge piézométrique amont dans les conditions d'écoulement libre.

Villemonte (1947) a développé une relation largement acceptée et généralement employée pour les déversoirs rectilignes à crête mince fonctionnant dans les conditions noyées. La relation de Villemonte détermine un facteur de réduction de l'écoulement,  $Q_s/Q_l$ , pour des déversoirs rectilignes à crête mince noyés comme une fonction du rapport de submersion,  $h_d/h^*$ .  $Q_s$  et  $Q_l$  sont respectivement le débit noyé et le débit à écoulement libre, associés à la charge  $h^*$ .

$$K = \frac{Q_s}{Q_l} = \left[ 1 - \left( \frac{h_d}{h^*} \right)^n \right]^{0,385} \quad (\text{I.27})$$

Avec : -  $K$  : coefficient de noyade;  
 -  $Q_s$  : débit pour un écoulement noyé;  
 -  $Q_l$  : débit pour un écoulement libre;  
 -  $h_d$  : charge total aval;  
 -  $h^*$  : charge total amont;

- $n$  : exposant dans l'équation d'écoulement libre et le numérateur de l'équation d'écoulement submergée.
  - déversoir proportionnel :  $n=1$
  - déversoir rectangulaire :  $n=1,5$
  - déversoir parabolique :  $n=2$
  - déversoir triangulaire :  $n=2,5$

Le coefficient  $K$  représente un coefficient de réduction qui doit être appliqué au débit de l'écoulement dénoyé pour obtenir le débit de l'écoulement noyé pour un déversoir donné. Ce coefficient dépend du type de déversoir et ne peut être généralisé comme dans le cas d'un déversoir à crête mince.

Les travaux de recherche effectués dans le domaine des déversoirs en labyrinthe fonctionnant dans des conditions noyées se rapportent essentiellement aux travaux de Taylor (1968), Tullis et al., (2006, 2007) et Lopes et al., (2009).

Le travail de Taylor (1968) fait constaté que l'effet de submersion sur le débit du déversoir en labyrinthe était plus faible que celui constaté pour les déversoirs rectilignes et que le niveau d'eau aval n'affecte pas la performance de déversoir en labyrinthe tant qu'il n'atteint pas le niveau de la crête.

Le travail de Tullis et al., (2006) correspond au développement de graphiques basées sur le rapport de la charge relative de submersion amont ( $H^*/H_0$ ) en fonction du rapport de la charge relative de submersion aval ( $H_d/H_0$ ), ces graphiques sont spécifiques aux déversoirs en labyrinthe.

Ces travaux ont montré que la noyade pour le déversoir en labyrinthe ne se manifeste pas avant que le niveau d'eau aval n'atteint le niveau de la crête. Si le niveau d'eau aval continue à augmenter jusqu'à la crête, le niveau d'eau aval égalise le niveau d'eau amont et la structure ne fonctionnera plus comme un organe de contrôle ( $H_d = H^*$ ).

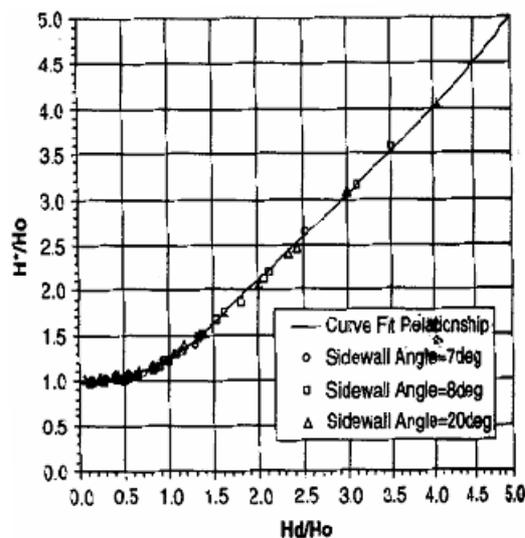


Figure I.19. Rapport sans dimensions décrivant la performance de déversoir en labyrinthe noyé (Tullis et al., 2006).

Selon le travail de Tullis et al., (2007), la performance du déversoir en labyrinthe à écoulement noyé peut être exactement déduite des graphiques correspondants avec une faible erreur par rapport aux données expérimentales. Le rapport qui exprime la charge relative de submersion aval ( $H_d/H_0$ ) semble être relativement indépendant de l'angle d'inclinaison des murs latéraux du déversoir en labyrinthe. Quand l'angle d'inclinaison augmente, la performance de déversoir en labyrinthe submergée s'approche de celui du déversoir linéaire.

Tullis et al. (2007) ont développé une relation de l'écoulement submergé sans dimension pour les déversoirs en labyrinthe qui est simple à résoudre et à une erreur prédictive moyenne de 0,9%, montré par les équations. (I.28) à (I.30). La procédure est itérative; L'auteur de cette dissertation a modifié la présentation pour faciliter les solutions graphiques de cette méthode, illustrées dans la figure I.20.

$$\frac{H^*}{H_T} = 0,0322 \cdot \left(\frac{H_d}{H_T}\right)^4 + 0,2008 \cdot \left(\frac{H_d}{H_T}\right)^2 + 1 \quad ; 0 \leq \left(\frac{H_d}{H_T}\right) \leq 1,53 \quad (\text{I.28})$$

$$\frac{H^*}{H_T} = 0,9379 \cdot \left(\frac{H_d}{H_T}\right)^2 + 0,2174 \quad ; 1,35 < \left(\frac{H_d}{H_T}\right) \leq 3,5 \quad (\text{I.29})$$

$$H^* = H_d \quad ; 3,5 < \left(\frac{H_d}{H_T}\right) \quad (\text{I.30})$$

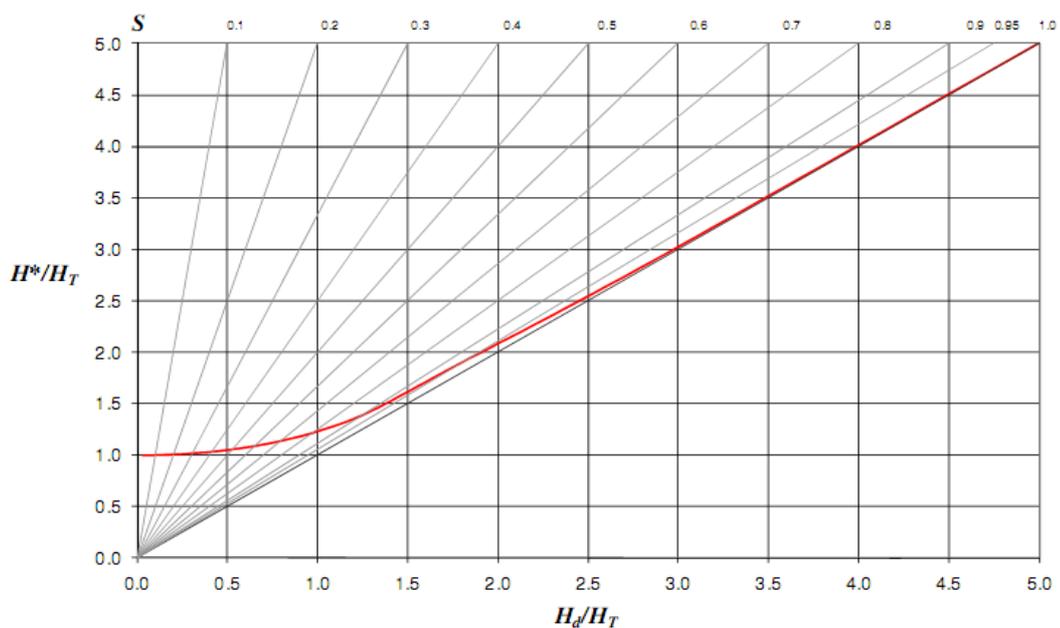


Figure I.20. Solution graphique pour la submersion du déversoir en labyrinthe (Tullis et al, 2007).

Lopes et al. (2009) ont comparé les résultats expérimentaux réalisés sur des déversoirs en labyrinthe avec angle d'inclinaison des parois latérales ( $\alpha = 30^\circ$  et  $\alpha = 12^\circ$ ) avec ceux obtenus par Tullis (2007) dans des conditions d'écoulement submergées. Les différences relatives entre les deux résultats étaient inférieures à 6% pour  $H_d/H_0 < 1,3$ . Ces résultats suggèrent que le rapport sans dimensions ( $H_d/H_0$ ) n'est pas influencé par l'angle d'inclinaison des parois latérales et par les caractéristiques géométriques du canal descendant.

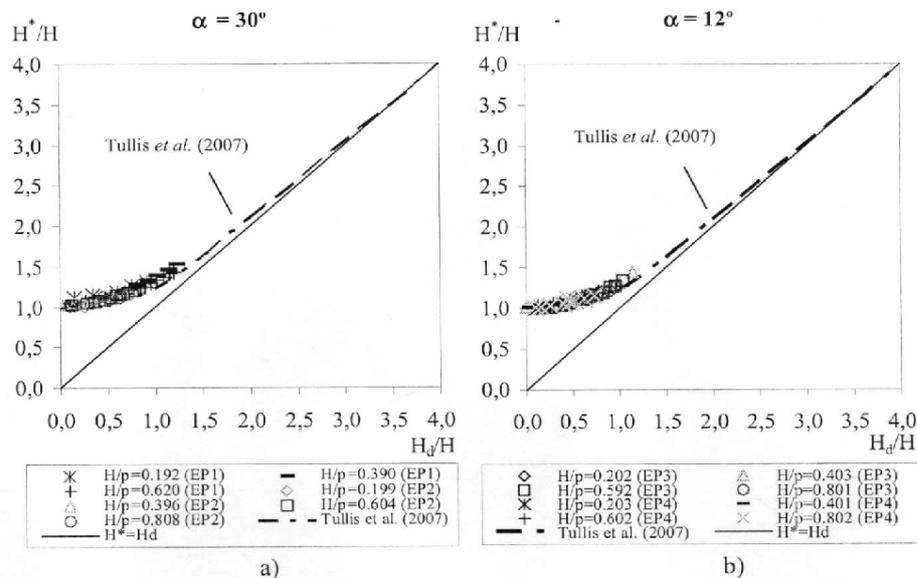


Figure I.21. Rapport sans dimensions,  $H^*/H$  en fonction  $H_d/H$  pour le déversoir labyrinthe noyé. Comparaison entre les données expérimentales du labyrinthe submergé et la formule de Tullis et al., (2007) : a)  $\alpha = 30^\circ$  ; b)  $\alpha = 12^\circ$ .

### I.3.1.9 L'effet des conditions d'approche amont sur la performance du déversoir Labyrinthe

Houston (1983) a mené une étude sur le barrage Hyrum où le programme de test comprenait diverses orientations de déversements et emplacements du déversoir en labyrinthe de deux par rapport au canal de l'évacuateur de crues (normal, inverse, entrée droite et partiellement enfoncé dans le réservoir). Plusieurs configurations de cycles disposés linéairement et en arc, ainsi que quatre orientations et emplacements de déversoir en labyrinthe comme présentés dans la figure I.22.

Houston (1983) a constaté que, pour les conditions d'écoulement d'approche canalisées, l'orientation normale avait un débit de 3,5% supérieure à celle de l'orientation inverse et la disposition partiellement enfoncée dans le réservoir représente une augmentation de 10,4% par rapport à l'entrée droite. On doit noter que les murs courbés (guideaux curviligne) ou une entrée arrondie ont été utilisées immédiatement en amont du labyrinthe et que les résultats de cette étude peuvent être limités car le déversoir se compose seulement de deux cycles. Des recherches supplémentaires sont nécessaires pour fournir des recommandations de conception pour les

orientations et les emplacements du labyrinthe ( $y$  compris  $N \geq 2$ ). Les méthodes de conception actuelles ont été développées dans des conditions d'écoulement canalisées (canaux de laboratoire). Actuellement, il n'y a pas d'information de conception disponibles pour les déversoirs en labyrinthe en alignement arqué.

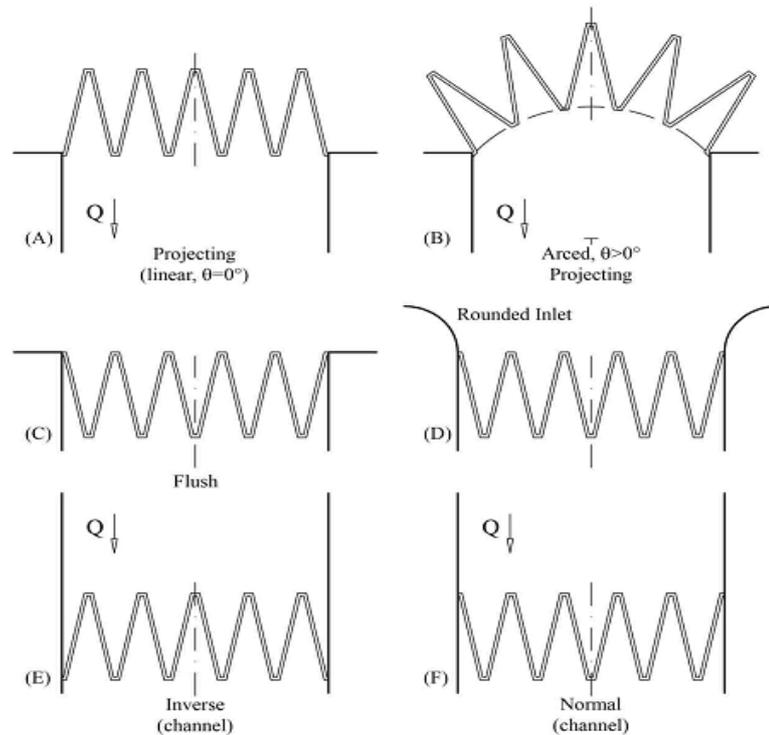


Figure I.22. Configurations du cycle labyrinthe linéaire et arqué, entrée droite, entrée arrondie, orientation inverse et normale (Houston, 1983).

Ouamane (2001) a présenté une étude expérimentale pour trois formes d'entrées amont du déversoir en labyrinthe pour déterminer l'effet de ces formes sur l'écoulement de déversoirs. Le premier cas sans guideaux amont, le second avec des guideaux amont curviligne et le dernier cas avec des guideaux droits parallèles au sens de l'écoulement.



Figure I.23. Différents type de la forme d'entrée du déversoir en labyrinthe. a) sans guideaux, b) avec guideaux curviligne, c) avec guideaux droit (Ouamane, 2001).

La comparaison des résultats obtenus sur les deux types de formes d'entrées amont du déversoir en labyrinthe a montré que le modèle sans guideaux est défini par des valeurs de coefficient de débit supérieures à ceux correspondant au modèle avec guideaux curviligne. Cette

différence est remarquée même pour des valeurs de la charge relative  $H^*/P > 1$ . Selon Ouamane (2001), il est recommandé que le déversoir en labyrinthe doive être dirigé le plus que possible vers l'intérieur de la retenue ce qui favorise un écoulement symétrique sur tous les côtés du déversoir.

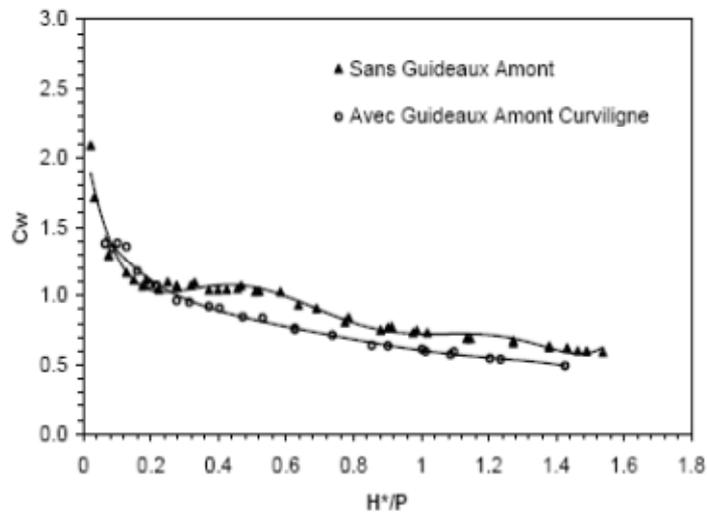


Figure I.24. Coefficient de débit en fonction des conditions d'approches amont (Forme trapézoïdale)  $L/W=3$  ;  $W/P=2$  (Ouamane, 2001).

Le deuxième type d'essais qui a été réalisé par Ouamane (2001) sur un modèle de déversoir en labyrinthe de forme triangulaire en plan de ratio  $L/W=3$  et de rapport d'aspect vertical  $W/P=2$ , composé de deux cycles a montré que la courbe de coefficient de débit qui correspond au déversoir en labyrinthe avec guideaux curvilignes se caractérise par des valeurs légèrement supérieures à celles obtenues sur le modèle de déversoir avec guideaux droit figure I.25.

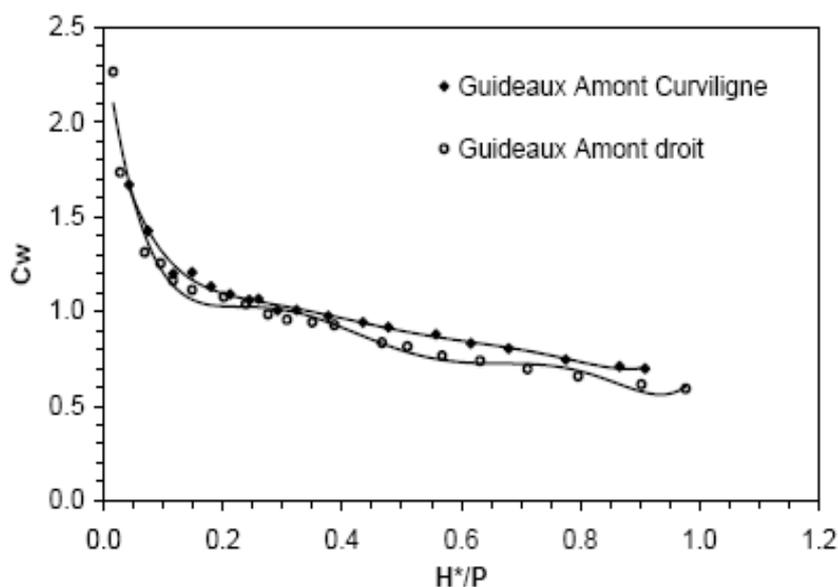


Figure I.25. Coefficient de débit en fonction des conditions d'approches amont (Forme triangulaire) (Ouamane, 2001).

Belaabed & Ouamane (2011b) ont présenté une étude expérimentale pour vérifier l'effet de l'emplacement du déversoir sur la capacité d'évacuation, deux cas ont été étudiés. Le premier cas correspond à l'emplacement du déversoir sur le radier du canal expérimental pour simuler un déversoir dans une rivière ou fleuve et le second cas sur un socle en béton pour simuler un barrage en béton (Figure I.26).

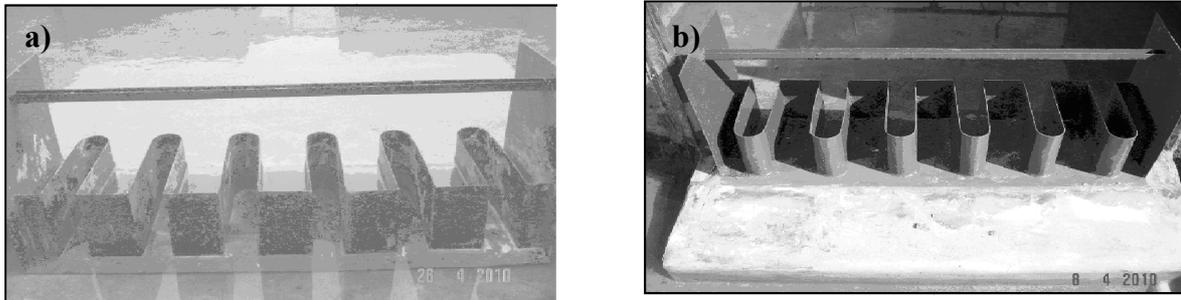


Figure I.26. Modèle labyrinthe arrondi type D : a) Emplacement sur radier du canal, b) Emplacement sur socle arrondi en amont (Belaabed & Ouamane, 2011b).

Cette étude a montré que l'emplacement du déversoir dans un canal permet d'avoir un meilleur rendement. Cela peut être expliqué par l'écoulement au pied amont du déversoir qui est dirigé directement vers les alvéoles amont pour le cas d'emplacement dans un canal, tandis que le cas avec socle montre un écoulement qui transite par le fond et se dirige vers le haut du socle pour atteindre finalement les alvéoles amont du déversoir (Belaabed & Ouamane, 2011b).

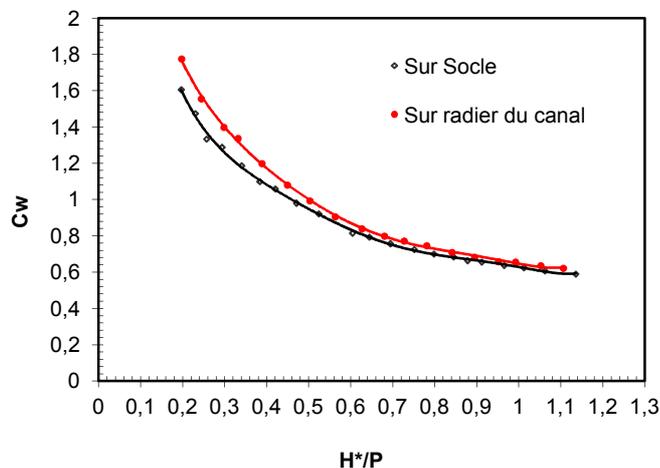


Figure I.27. Coefficients de débit du labyrinthe arrondi en amont en fonction de l'emplacement (Belaabed & Ouamane, 2011b).

### I.3.1.10 Modélisation numérique de l'écoulement sur le déversoir en labyrinthe

Différents travaux expérimentaux et numériques ont été menés pour caractériser l'écoulement complexe sur un déversoir en labyrinthe. Les travaux numériques sont réalisés, dans leur majorité, en utilisant des différents codes de calcul pour la simulation et l'optimisation du processus d'écoulement. Parmi ces codes, le logiciel Computational Fluid

Dynamics "CFD" représente un outil permettant des études numériques, de grande qualité, de la plupart des phénomènes physiques possibles en mécanique des fluides, dans différents domaines industriels et de recherche.

Savage et al. (2006) ont présenté une étude comparative des résultats expérimentaux obtenus par Lux et Tullis par rapport à ceux obtenus par le modèle numérique (déversoir en labyrinthe) dans le but de valider les résultats de code CFD (Flow-3D). Cette étude a montré que les résultats obtenus par la méthode numérique sont compatibles aux méthodes de Tullis et de Lux (Figure I.28).

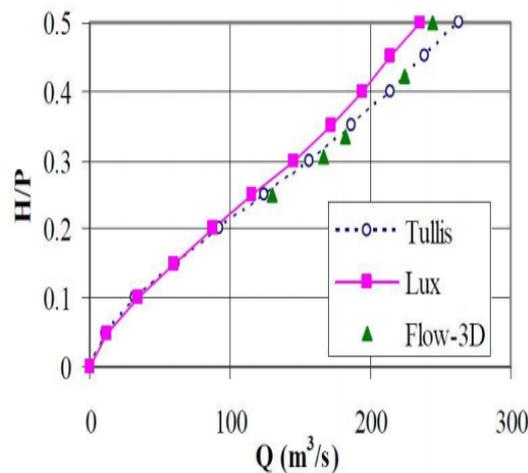


Figure I.28. Comparaison des résultats numériques pour un labyrinthe dans un canal avec les résultats expérimentaux de Lux et de Tullis (Savage et al., 2006).

Crookston et al. (2012) ont réalisé une comparaison entre les résultats expérimentaux obtenus sur deux modèles réduits physiques et les résultats obtenus numériquement par le biais du code Flow-3D, ainsi qu'une comparaison avec celles obtenues dans Crookston et al., (2010).

**Tableau I.02 Caractéristiques géométriques des modèles réduits**

	$\alpha^\circ$	$P$ (mm)	$L_{c-cycle}$ (m)	$w/P$	$N$	$H_T/P$
<b>Modèle 01</b>	15	152,4	0,996	2,0	4	0,32-2,10
<b>Modèle 02</b>	15	304,8	1,991	2,0	2	0,05-0,93

Source : Crookston et al., (2012)

Selon la figure I.30, il existe un bon accord entre les résultats expérimentaux des modèles 1 et 2. Les résultats expérimentaux du modèle 1 valident également l'équation d'ajustement de la courbe  $\alpha = 15^\circ$  présentée dans Crookston (2010). L'accord entre les valeurs  $C_d(\alpha^\circ)$  calculées à partir des simulations numériques, modèle 1, et l'équation d'ajustement de la courbe semble acceptable.

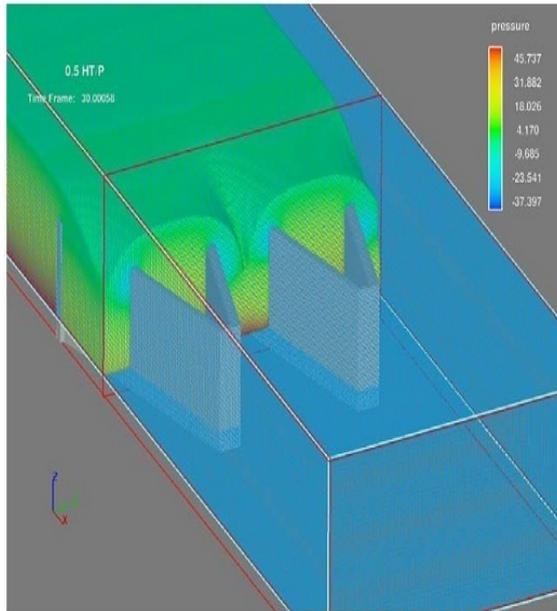


Figure 1.29. Modèle numérique, y compris le maillage de calcul, les surfaces limites et le fluide simulé.

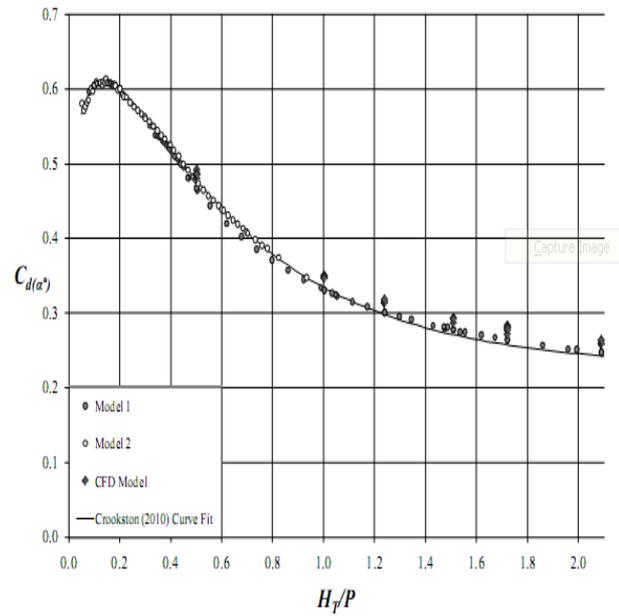


Figure 1.30.  $C_d(\alpha^\circ)$  en fonction  $H_1/P$  (Crookston et al., 2012).

### I.3.1.11 Construction du déversoir en labyrinthe

Le tableau I.03 montre les pays dont un grand nombre de leurs barrages sont dotés d'un déversoir en labyrinthe (Falvey, 2003).

**Tableau I.03 Construction de déversoir en labyrinthe sur le monde**

Nom	Pays	Année de construction	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$H_d$ (m)	$P$ (m)	$W$ (m)	$N$ Cycle	Source
Agua Branca	Portugal	-	124,00	1,65	3,50	12,50	2	Quintel et al (2000)
Alfaiates	Portugal	1999	99,00	1,60	2,50	13,20	1	Quintel et al (2000)
Alijo	Portugal	1991	52,00	1,23	2,50	8,70	1	Magalhaes (1989)
Arcosso	Portugal	2001	85,00	1,25	2,50	13,30	1	Quintel et al (2000)
Avon	Australie	1970	1420,00	2,16	3,00	13,50	10	Darvas (1971)
Barletts Ferry	USA	1983	5920,00	2,19	3,43	18,30	20,5	Mayer (1980)
Belia	Zaïre	-	400,00	2,00	3,00	18,00	2	Magalhaes (1989)
Beni Bahdel	Algérie	1944	1000,00	0,50	-	4,00	20	Afshar (1988)
Boardman	USA	1978	387,00	1,77	2,76	18,30	2	Babb (1976)
Calde	Portugal	2001	21,00	0,60	2,50	7,40	1	Quintel et al (2000)
Carty	USA	1977	387,00	1,80	2,80	18,30	2	Afshar (1988)
Cimia	Italie	1982	1100,00	1,50	15,50	30,00	4	Lux&Hinchliff (1985)
Dungo	Angola	1985	576,00	2,40	4,30	9,70	4	Lux (1989)
Estancia	Vénézuéliens	1967	661,00	3,01	-	32,00	1	Magalhaes (1989)
Foresport	USA	1988	76,00	1,02	2,94	6,10	2	Lux (1989)
Gariand Canal	USA	1982	22,50	0,37	1,40	4,57	3	Lux&Hinchliff (1985)
Gema	Portugal	-	115,00	1,12	3,00	12,50	2	Quintel et al (2000)
Harrezza	Algérie	1983	350,00	1,90	3,50	9,70	3	Lux (1989)
Hyrum	USA	-	256,00	1,68	3,66	9,10	2	Lux (1989)
Influente	Mozambique	1985	60,00	1,00	1,60	4,15	3	Magalhaes (1989)
Juturnaiba	Brésil	1983	862,00	0,70	-	-	-	Afshar (1988)
Keddera	Algérie	1985	250,00	2,46	3,50	8,90	2	Lux (1989)
Kizilcapinar	Turquie	-	2270,00	4,60	4,00	75,40	5	Yildiz (1996)
Mercer	USA	1972	239,00	1,83	4,57	5,49	4	CH2M Hill (1976)
Navet	Trinidad	1974	481,00	1,68	3,05	4,59	10	Phelps (1974)
Ohau C. Canal	Nouvelle-Zélande	1980	540,00	1,08	2,50	6,25	12	Walsh (1980)
Pacoti	Brésil	1980	3400,00	2,72	4,00	8,00	15	Magalhaes (1989)
Pisao	Portugal	-	50,00	1,00	3,50	8,00	1	Quintel et al (2000)
Quincy	USA	1973	26,50	2,13	3,96	13,60	4	Magalhaes (1989)
Ritschard	USA	-	1555,00	2,74	3,05	83,80	9	Vermeyen (1991)
Rollins	USA	-	1841,00	2,74	3,34	-	9	Tullis (1995)
Saco	Brésil	1986	640,00	1,50	-	45,00	-	Quintel et al (1988)
S. Domingos	Portugal	1993	160,00	1,84	3,00	7,50	2	Magalhaes (1989)
Sam RayburnLaki	USA	1996	-	-	6,10	195,10	16	USCOLD Bulletin (1994)
Santa Justa	Portugal	-	285,00	1,35	3,00	10,50	2	Lux (1989)
Sarioglan	Turquie	-	490,70	1,06	3,00	70,00	7	Yildiz (1996)
Sarno	Algérie	1952	368,00	1,50	6,00	-	8	Afshar (1988)
Teja	Portugal	1995	61,00	1,05	2,00	12,00	1	Quintel et al (2000)
Ute	USA	1983	1557,00	5,79	9,14	18,30	14	Lux (1989)
Woronora	Australie	1941	1020,00	1,36	2,13	13,41	11	Afshar (1988)

Source :Falvey. (2003)

En Algérie les barrages équipés d'un déversoir en labyrinthe sont : Bahdel, Harrezza, Keddera, Sarno, Bakhadda, et Fontaines des Gazelles. La figure ci-dessous est une illustration de déversoir en labyrinthe construit sur le Barrage Beni Bahdel en 1944 à Tlemcen en Algérie.



*Figure I.31. Déversoir en labyrinthe réalisé en 1944 au Barrage de Beni Bahdel (Algérie) ([www.anbt-dz.com](http://www.anbt-dz.com)).*

### I.3.2 Déversoir en touches de Piano (PK-Weir)

Le déversoir en touches de piano (PK-Weir) représente une alternative rentable du point de vue hydraulique et économique. Il est recommandé à la fois pour les nouveaux barrages et les barrages existants qui nécessitent la réadaptation de l'évacuateur de crues. Ce type de déversoir est caractérisé par une grande capacité d'évacuation sous une charge relativement faible contrairement aux déversoirs rectilignes. Cet avantage inclut le faible coût de réalisation en comparaison avec les déversoirs rectilignes (Lempérière & Ouamane, 2003). Le déversoir en touches de piano peut être conçu pour fonctionner dans des conditions d'écoulement libre et noyé.

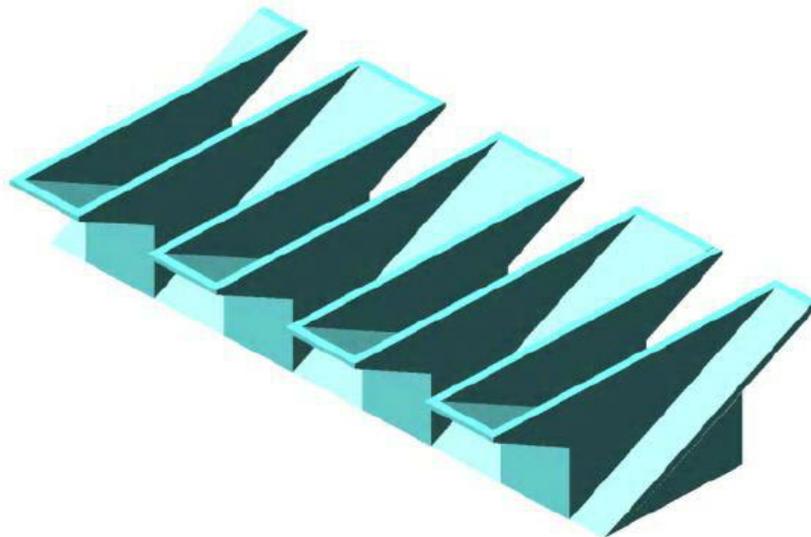


Figure I.32. Vue en perspective d'un déversoir PK-Weir (Anderson, 2011).

#### I.3.2.1 Travaux de recherche et développement hydraulique du PK-Weir

Pendant plus de vingt ans, des travaux de recherche ont été engagés au Laboratoire d'Aménagement Hydraulique et Environnement (LAHE) université de Biskra dans le domaine de l'hydraulique des déversoirs. Les études théoriques sont basées en permanence sur des essais sur modèles réduits physique en utilisant une installation expérimentale spécifique aux essais sur modèles de déversoirs.

Depuis l'année 2000, le Professeur Ahmed Ouamane, du Laboratoire Aménagement Hydrauliques et Environnement de l'Université de Biskra (Algérie) a été profondément impliqué avec François Lempérière d'Hydrocoop (France) dans le développement d'une forme de déversoir qui possède un rendement efficace et un coût faible. Les travaux théoriques et expérimentaux assurés par le laboratoire LAHE de Université de Biskra qui ont été associés à l'approche pratique et structurelle d'Hydrocoop ont été validés par des tests spécifiques coordonnés par Hydrocoop en France, en Chine, en Inde et au Vietnam.

Ces travaux ont été soldés en l'année 2003 par l'innovation d'un nouveau type de déversoir non rectiligne baptisé Déversoir en Touches de Piano (PK-Weir), présentés pour la première fois en septembre 2003 dans le journal international de Hydropower & Dams (Lempérière et Ouamane, 2003).

Trois années après le développement du PK-Weir, plusieurs travaux de recherche et de développement ont été réalisés dans le monde pour comprendre son comportement hydraulique, optimiser sa conception et prouver ses avantages et inconvénients (Barcouda et al., 2006; Ouamane & Lempérière, 2006; Truong Chi et al., 2006; Das Singhal, 2011; De Miranda, 2011; Belaabed & Ouamane, 2011, 2013, 2014a et 2014b; Naoui & Ouamane, 2011; Ouamane, 2011; Machiels et al., 2012; Leite Ribeiro et al., 2012; Anderson; Kabiri-Samani & Javaheri (2012); Cicero & Delise 2013; Ouamane, 2013; et Tullis et al., 2012).

**Tableau I.04 Résumé des travaux plus importants menés sur PK-Weir**

Laboratoire	Pays	Nombre de modèle	Références
Laboratory of Hydraulic Developments and Environment-Biskra University	Algérie	83	Ouamane & Lempérière (2003, 2006); Belaabed & Ouamane (2011, 2013, 2014a, 2014,b)
Ho Chi Minh City University of Technology (HCM)	Vietnam	35	Truong Chi Hien et al., (2006) HCM Internal reports
Water Resources Development & Management Department-Indian Institute of Technology Roorkee	Inde	28	Das Singhal (2011)
Laboratory of Hydraulic Constructions-Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (LCH - EPFL)	Suisse	50	Leite Ribeiro et al., (2011) Leite Ribeiro et al., (2012)
National Hydraulic and Environment Laboratory- Electricité de France (LNHE-EDF)	France	9	De Miranda (2011) ; Cicero & Delise (2013)
Utah Water Research Laboratory- Utah State University	USA	13	Anderson (2011)
Hydraulics in environmental and civil engineering-Liege University (HECE-ULg)	Belgique	52	Machiels (2012)
Department of Civil Engineering- Isfahan University of Technology	Iran	33	Kabiri-Samani & Javaheri (2012)

Source : Leite Ribeiro et al. (2013)

### I.3.2.2 Géométrie du déversoir en PK-Weir

La géométrie du PK-Weir apparaît complexe, car elle comporte plusieurs paramètres. Afin d'unifier les notations, une nomenclature a été spécialement développée par plusieurs laboratoires (Pralong et al. 2011a). Vingt-trois paramètres ont été définis pour décrire la forme générale de la structure globale PK-Weir (Figure I.33 à la Figure I.36 et Tableau I.05).

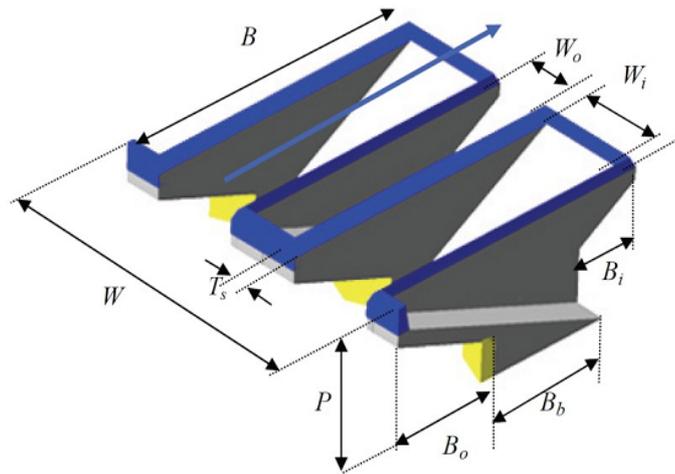


Figure I.33. Paramètres fondamentaux sur une PK-Weir– Vue 3D (Pralong et al. 2011).

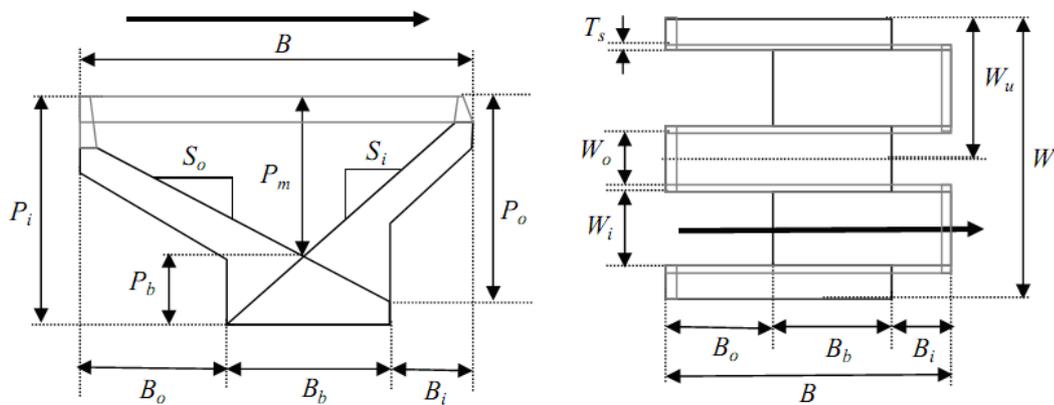


Figure I.34. Paramètres fondamentaux sur un PK-Weir vue en plan (à gauche) et coupe transversale (à droite) (Pralong et al. 2011).

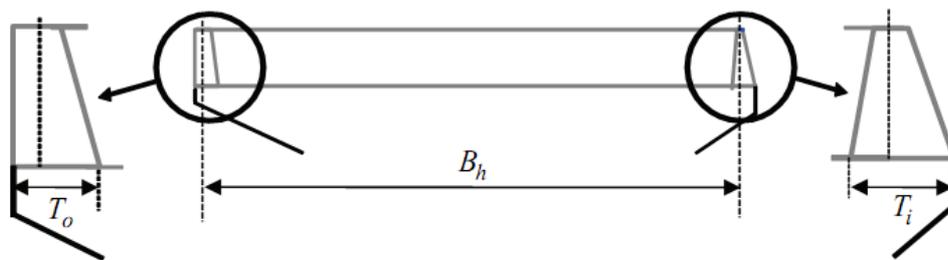


Figure I.35. Détail des coupes transversales des crêtes PK-Weir (Pralong et al. 2011).

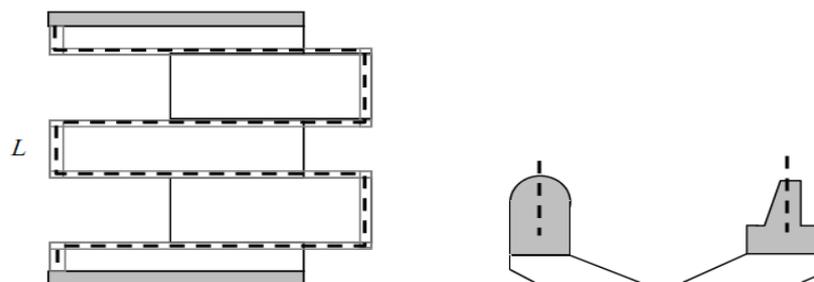


Figure I.36. Vue en plan du paramètre L sur une PK-Weir (à gauche) et des sections transversales typiques de la crête (à droite) (Pralong et al., 2011).

**Tableau I.05 Nomenclature des paramètres fondamentaux de la géométrie PK-Weir**

Symbole de paramètre	Désignation
$B$	Longueur amont-aval de la PK-Weir ( $B = B_b + B_i + B_0$ )
$B_0$	Longueur du porte-à-faux amont
$B_i$	Longueur du porte-à-faux aval
$B_b$	Longueur de base
$B_h$	Longueur de la crête de déversement mesurée depuis l'axe de la crête de la clé de sortie jusqu'à l'axe de la crête de la clé d'entrée (Figure I.35)
$P_i$	Hauteur de l'entrée d'entrée mesurée à partir de la crête PK-Weir
$P_0$	Hauteur de l'entrée de sortie mesurée à partir de la crête PK-Weir
$P_b$	Hauteur du niveau du radier à l'intersection de l'alvéole d'entrée et de l'alvéole de sortie
$P_m$	Différence entre $P_i$ et $P_b$
$S_i$	Pente de la radier de l'alvéole amont
$S_0$	Pente de la radier de l'alvéole aval
$W$	Largeur totale de la PK-Weir
$W_u$	Largeur d'une unité PK-Weir
$W_i$	Largeur de l'alvéole amont
$W_0$	Largeur de l'alvéole aval
$T_s$	Épaisseur de la paroi
$T_i$	Épaisseur de la crête horizontale à l'extrémité de l'alvéole d'entrée
$T_0$	Épaisseur de la crête horizontale à l'extrémité de l'alvéole de sortie
$L$	Longueur total développée du déversoir
$L_u$	Longueur développée de l'unité PK-Weir : $L_u = W_i + W_0 + 2Bh + 2T_s$
$N_u$	Nombre d'unités PK-Weir constituant la structure
$n$	Rapport de longueur développée de la PK-Weir : $n = L / W$
$n_u$	Rapport de longueur développée d'une unité PK-Weir : $n_u = L_u / W_u$

Source : Pralong et al., (2011)

Le PK-Weir peut être classé en quatre types selon la configuration des porte-à-faux (Ouamane & Lempérière, 2003, Truong et al. 2006 et Lempérière et al. 2011): type A avec deux portes à faux symétriques en amont et en aval, type B avec uniquement des portes à faux en amont, type C avec seulement des portes à faux en aval et le type D sans des porte-à-faux (Figure I.37).

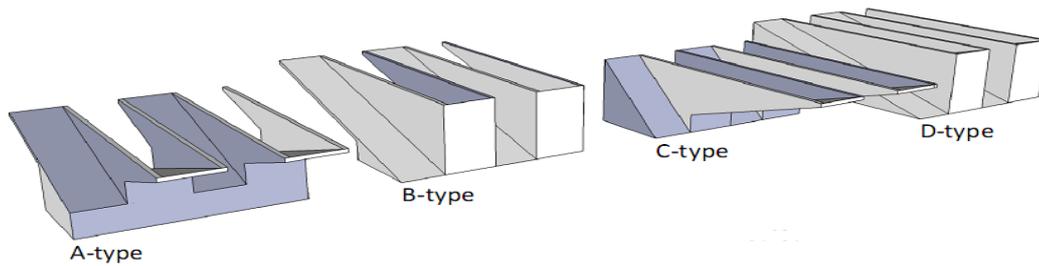


Figure I.37. Différents types de déversoir PK-Weir (Ercicum et al., 2013b).

Comme il peut être classé selon la forme en plan, rectangulaire, trapézoïdale et triangulaire (Figure I.38). Le premier type correspond à la forme rectangulaire ( $W_{i,u} = W_{o,u}$ ) et le second correspond à la forme trapézoïdale ( $W_{i,u} > W_{o,u}$  ou  $W_{i,u} < W_{o,u}$ ) (Cicéro et al. 2013b).



Figure I.38. Différents types de PK-Weir a) trapézoïdale, b) rectangulaire (Cicéro et al., 2013b).

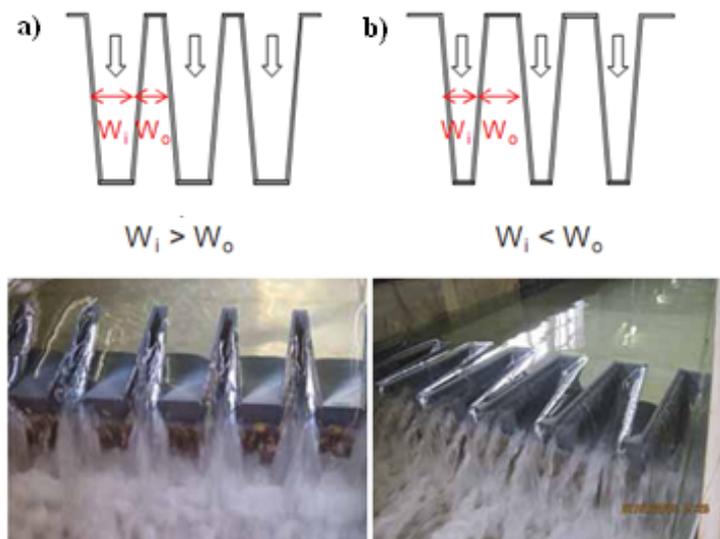


Figure I.39. Différents types de PK-Weir trapézoïdale a) position de conception, b) position inverse (Cicéro et al. 2013b).

Les essais effectués sur les formes rectangulaire et trapézoïdale ont montré que la forme trapézoïdale était plus efficace dans la position de conception (où  $W_{i,u} > W_{o,u}$ ), avec un gain de débit de 5% à 20%. En position inversée (où  $W_{i,d} < W_{o,d}$ ) (Figure I.39), le PK-Weir trapézoïdal

était aussi plus efficace à faible charge, mais il devenait 5% moins efficace que le rectangulaire pour  $H/P > 0,2$ .

### I.3.2.3 Coefficient de débit

Il existe différentes approches pour calculer le débit évacué d'un déversoir de type PK-Weir, qui se base sur la formule classique de Poleni (1683-1761)

$$Q_p = C_d \sqrt{2gH^3} \quad (\text{I.31})$$

L'approche d'Ouamane & Lempérière (2003), qui s'appuie sur des essais systématiques de différentes configurations géométriques, utilise comme longueur déversante la largeur du déversoir  $W$ . Le coefficient de débit  $C_d$  est, par contre, fonction de la charge hydraulique  $H$  et des paramètres géométriques normalisés.

La formulation proposée par Leite Ribeiro et al., (2011) se basent sur des résultats d'essais sur modèle de projets réels. Pour cette formule, le coefficient de débit  $C_d$  reste constant et proche du coefficient de débit d'un déversoir en paroi mince. Avec l'augmentation du niveau d'eau, une réduction continue de la longueur déversant efficace  $L_{eff}$  est prise en compte par un paramètre  $n$ . Les critères influençant ce dernier ne sont pas encore définis quantitativement.

$$Q_p = C_d \sqrt{2gH^3} \quad (\text{I.32})$$

Avec :

$$L_{eff} = W + \left[ 1 / \left( kH + \frac{1}{\sqrt[n]{L-W}} \right)^n \right] \quad (\text{I.33})$$

$$C_{dl} = 0,41 \cdot \left( 1 + \frac{1}{1000H + 1,6} \right) \left[ 1 + 0,5 \cdot \left( \frac{H}{H + P/2} \right)^2 \right] \quad (\text{I.34})$$

Où  $k$  et  $n$  sont des coefficients incluant les effets d'autres paramètres géométriques.

Selon Machiels et al.(2011), Le débit sur une géométrie de PK-Weir peut être divisée en trois parties: (i) le débit évacué sur la crête amont de la sortie, (ii) celui évacué sur le côté aval de l'entrée et (iii) celui évacué sur les crêtes latérales entre l'entrée et la sortie. Le débit unitaire d'une géométrie de PK-Weir pourrait ainsi être calculé comme:

$$q = q_{amont} \frac{W_0}{W_u} + q_{aval} \frac{W_i}{W_u} + q_{lateral} \frac{2B}{W_u} \quad (\text{I.35})$$

Avec :

$$q_{aval} = 0,445 \cdot \left(1 + \frac{l}{1000H + 1,6}\right) \left[1 + 0,5 \cdot \left(\frac{H}{H + P/2}\right)^2\right] \sqrt{2gH^3} \quad (I.36)$$

$$q_{amont} = 0,374 \cdot \left(1 + \frac{l}{1000H + 1,6}\right) \left[1 + 0,5 \cdot \left(\frac{H}{H + P_T}\right)^2\right] \sqrt{2gH^3} \quad (I.37)$$

$$q_{Lateral} = 0,41 \cdot \left(1 + \frac{l}{833H + 1,6}\right) \left[1 + 0,5 \cdot \left(\frac{0,833H}{0,833H + P_e}\right)^2\right] \left[\frac{P_e^\alpha + \beta}{(0,833H + P_e)^\alpha + \beta}\right] \sqrt{2gH^3} \quad (I.38)$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des paramètres dépendant de la géométrie du déversoir et  $P_e$  est la hauteur moyenne de la crête latérale:

$$P_e = P_T \frac{B_0}{B} + \frac{P}{2} \left(1 - \frac{B_0}{B}\right) \quad (I.39)$$

$$\alpha = \frac{0,7}{S_i^2} - \frac{3,58}{S_i} + 7,55 \quad (I.40)$$

$$\beta = 0,029 \cdot e^{-\frac{1,446}{S_i}} \quad (I.41)$$

Selon Castro-Orgaz (2012), Le débit qui transite par le PK-Weir avec une crête arrondie en demi-cercle peut être déterminé directement de la relation suivante :

$$q_p = 0,385 \cdot \left[1 + 0,272 \cdot \left(\frac{H}{R}\right) - 0,045 \cdot \left(\frac{H}{R}\right)^2\right] \sqrt{2gH^3} \quad (I.42)$$

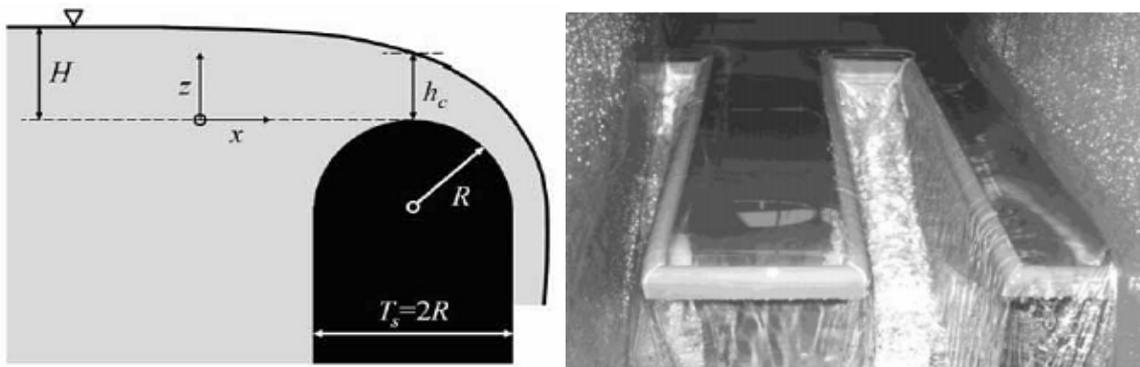


Figure I.40. Schéma de définition de l'écoulement sur un déversoir PK-Weir type de crête cylindrique (Castro-Orgaz, 2012).

### I.3.2.4 Effet des paramètres géométriques sur la performance

L'écoulement sur un déversoir est généralement influencé par les paramètres géométriques, la configuration de PK-Weir est définie par plusieurs paramètres géométriques, par conséquent, le débit évacué peut être affecté par un nombre important de ces paramètres.

#### I.3.2.4.1 Effet des paramètres fondamentaux de la géométrie PK-Weir

Les paramètres affectant particulièrement la performance hydraulique sont :

- Le ratio de l'aspect vertical  $W/P$
- Le ratio  $W_i/W_0$
- Le ratio de la longueur relative  $L/W$
- La largeur relative des alvéoles  $B_0/B_i$

-  $W/P$ : Relation entre la largeur d'un cycle de crête du déversoir et la hauteur de ce cycle.

Selon Ouamane et al. (2006a), le coefficient de débit est dépendant du paramètre  $W/P$ . Autrement dit, la capacité d'évacuation est dépendante de la hauteur du PK-Weir.

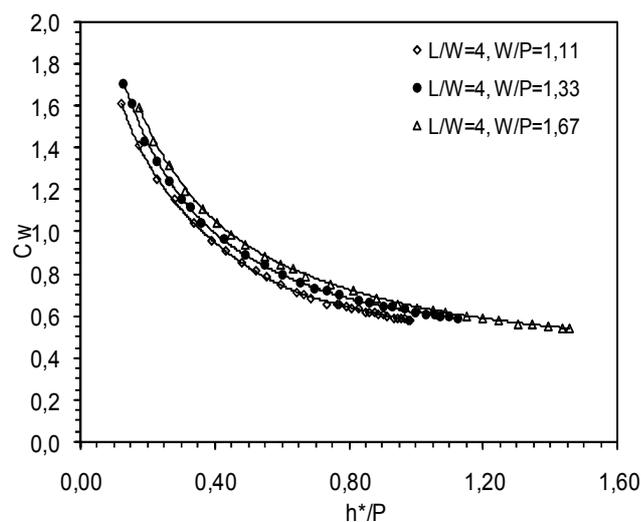


Figure I.41. Coefficient de débit en fonction du rapport de l'aspect vertical  $W/P$  (Ouamane, 2006a).

L'augmentation de 25 % de la hauteur des modèles étudiés, conduit à un gain de 6 % en termes de capacité d'évacuation (Figure I.41) (Ouamane et al. 2006a).

-  $W_i/W_0$ : Relation entre la largeur de l'alvéole amont et la largeur de l'alvéole aval. Ouamane et al. (2006a) ont présenté une étude expérimentale pour déterminer l'effet de le ratio  $W_i/W_0$  sur l'écoulement du PK-Weir. Trois configurations ont été testées : (i) l'entrée est plus large que la sortie  $W_i > W_0$ , (ii) l'entrée et la sortie ont une même largeur  $W_i = W_0$  et (iii) l'entrée est plus petite que la sortie  $W_i < W_0$ . Cette étude a montré que la disposition la plus avantageuse

correspond à une largeur d'entrée supérieure à celle de la sortie (figure I.42). La largeur optimale de l'entrée est comprise entre 1,2 et 1,5 fois la largeur de la sortie (Ouamane et al. 2006a).

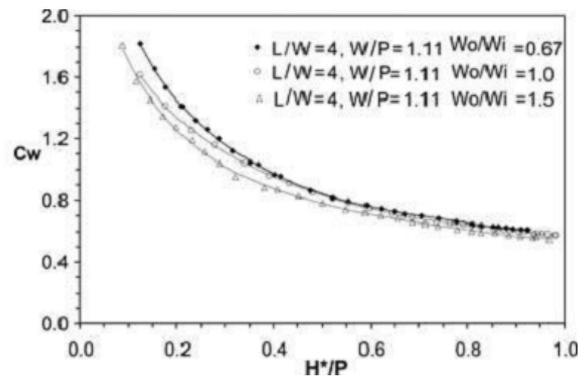


Figure I.42. Coefficient de débit en fonction de la largeur des alvéoles (Ouamane et al. 2006a).

-  $L/W$ : Relation entre la longueur totale de la crête et la largeur du déversoir. Ouamane et al. (2006a) ont présenté une étude expérimentale pour déterminer l'effet du ratio  $L/W$  sur l'écoulement du PK-Weir. Quatre configurations ont été testées ( $L/W=4$ ,  $L/W=6$ ,  $L/W=7$  et  $L/W=8,5$ ). Cette étude a montré que l'augmentation de l'efficacité du PK-Weir diminue avec l'augmentation de la charge, ce qui implique une réduction de la performance qui est plus importante sur les déversoirs avec des grandes valeurs de  $L/W$ . Ces derniers ne sont rentables que pour les charges relatives inférieures à 0,3. Ainsi, le rapport optimal se situe entre  $L/W = 5$  et 6 (Figure I.43).

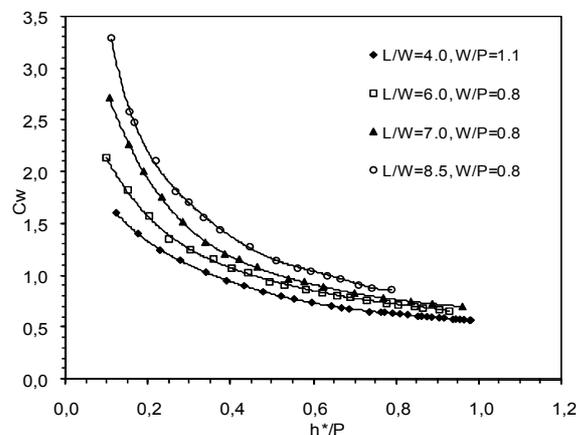


Figure I.43. Coefficient de débit en fonction du ratio  $L/W$  (Ouamane et al. 2006a).

-  $d/c$ : Relation entre la longueur des porte-à-faux amont et la longueur des porte-à-faux aval. Ouamane et al. (2006b) a présenté une étude expérimentale pour déterminer l'effet du ratio  $d/c$  sur la performance du PK-Weir. Trois configurations ont été testées ( $d/c<1$ ,  $d/c=1$  et  $d/c=0$ ). Cette étude a montré que le modèle sans porte-à-faux aval ( $d/c=0$ ) se caractérise par un rendement plus élevé que les modèles avec porte-à-faux aval. Par contre, le rendement du modèle avec porte-à-faux symétriques ( $d/c=1$ ) est plus grand que celui du modèle avec des porte-à-faux

non symétrique, A cet effet, le modèle sans porte-à-faux aval peut être une solution pour les grands débits spécifiques (Ouamane et al. 2006b).

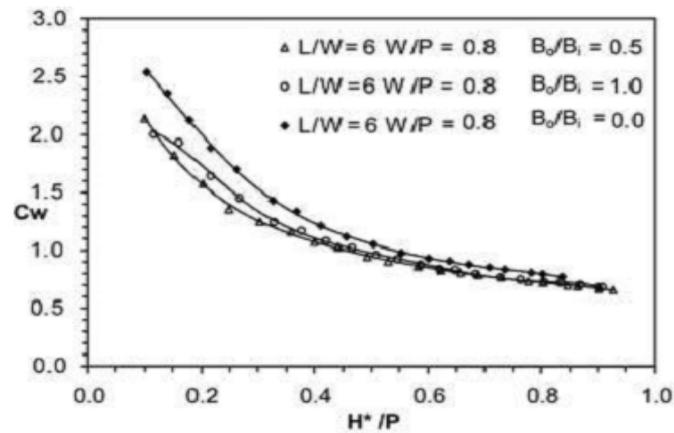


Figure I.44. Coefficient de débit en fonction de la largeur des alvéoles (Ouamane, 2006b).

### I.3.2.4.2 Effet des paramètres géométriques secondaires sur la performance

- *Effet de la rehausse*

Le PK-Weir avec rehausse a fait l'objet d'une étude expérimentale au Laboratoire Aménagements Hydrauliques et Environnement (Université de Biskra) pour déterminer l'effet de la rehausse de la partie supérieure des alvéoles sur la capacité d'évacuation de PK-Weir. Cette étude a montré que la présence de rehausse sur la partie supérieure des alvéoles permet d'avoir un gain modéré supplémentaire en rendement du PK-Weir. Ce gain est plus exprimé pour la rehausse amont (Laiadi et al., 2017).

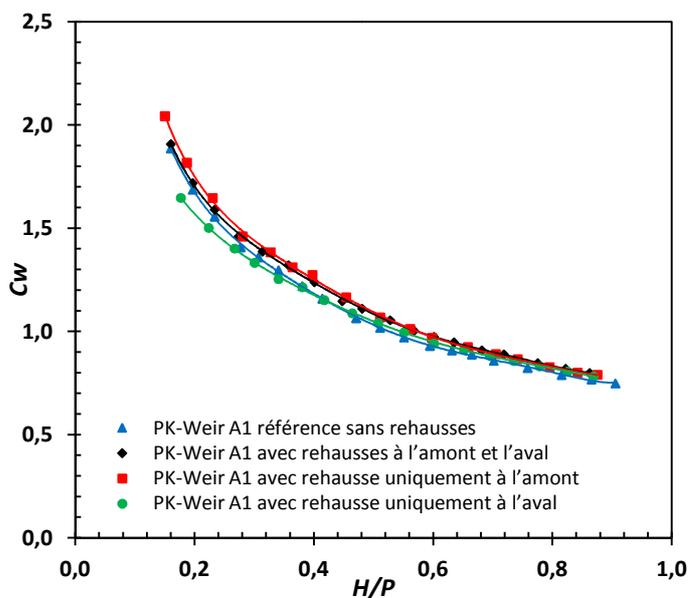


Figure I.45. Coefficient de débit en fonction de la présence de la rehausse (Laiadi et al., 2017).

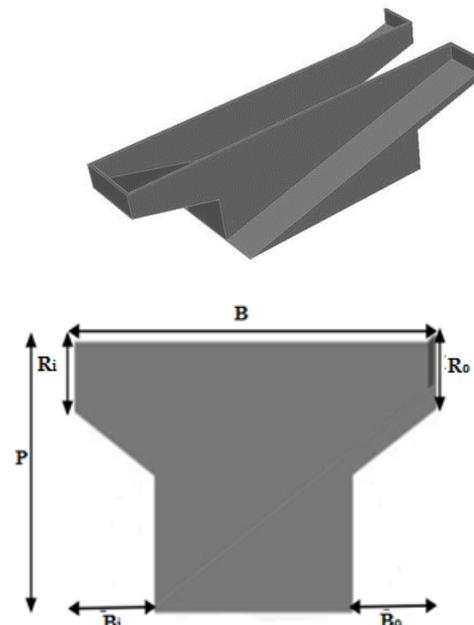


Figure I.46. modèle PK-Weir A1 avec rehausse en amont et en aval (Laiadi et al., 2017).

La rehausse qui représente la forme des parois frontales du PK-Weir peut prendre plusieurs formes. Souvent une forme arrondie et préférée pour faire transiter l'écoulement dans des conditions favorables. Pour vérifier l'incidence de ce paramètre, trois formes de rehausse ont été testées. La première correspond à une paroi verticale peu profonde (de hauteur 1 et 2 cm), la seconde a la forme d'un arc concave et la troisième sous forme de paroi verticale profonde de hauteur 4cm (Figure I.47).

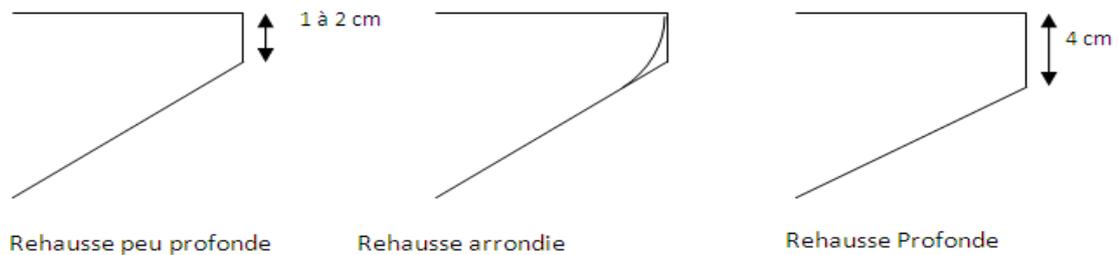


Figure I.47. Différentes forme de rehausse expérimentées (Laiadi et al., 2017).

La forme de la rehausse a été démontré qu'elle n'a pas d'effet important sur la performance du PK-Weir, de ce fait, le choix de la forme de la rehausse dépend essentiellement des particularités de construction (Laiadi et al., 2017).

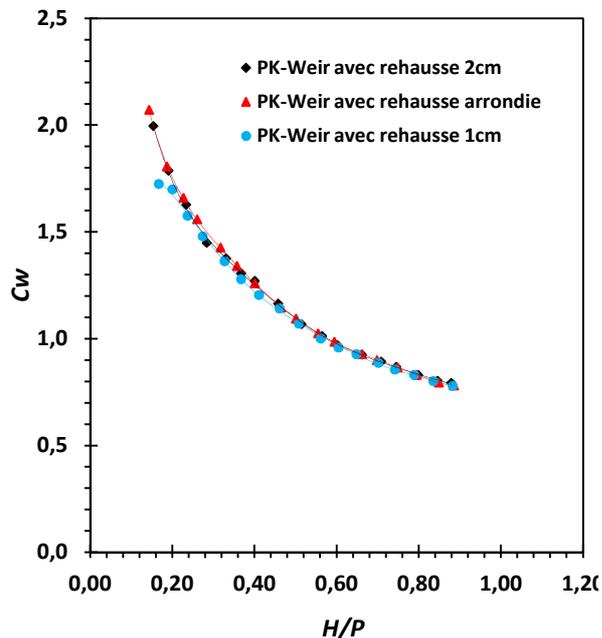


Figure I.48. Coefficient de débit en fonction de la forme de la rehausse (Laiadi et al., 2017).

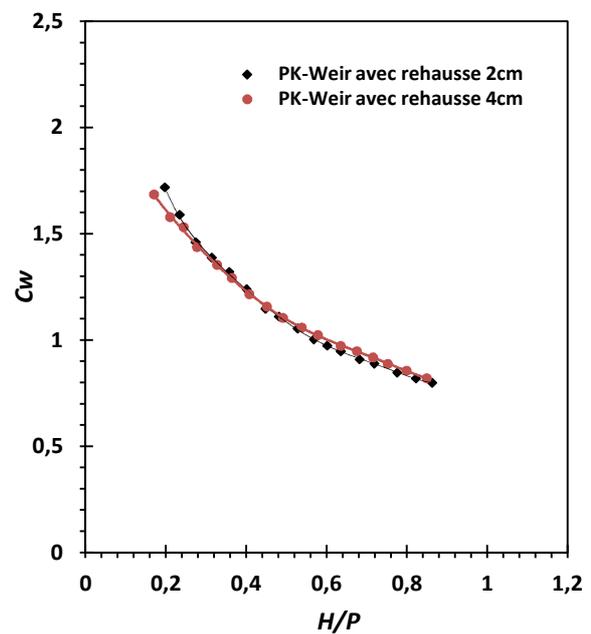


Figure I.49. Comparaison des coefficients de débits des modèles avec rehausse (Laiadi et al., 2017).

- *Effet de la forme de la sortie aval sur l'écoulement*

Souvent le PK-Weir est conçu avec un alignement rectiligne des murs latéraux ce qui engendre une largeur constante de l'alvéole de sortie. Il est possible d'élargir progressivement la

partie aval de l'alvéole, ceci permet d'avoir une sortie qui permet de contenir le débit évacué pour les charges sans saturation de l'alvéole aval.

Pour vérifier l'impact d'élargissement de la partie inférieure aval de l'alvéole de sortie sur le rendement du PK-Weir, trois modèles ayant les mêmes caractéristiques géométriques ont été testés. Le premier modèle étant de la forme standard du PK-Weir type A (modèle de référence), et les deux autres modèles sont caractérisés par des alvéoles de sortie plus large dans la partie inférieure aval avec et sans parois inclinée (Figure I.50).

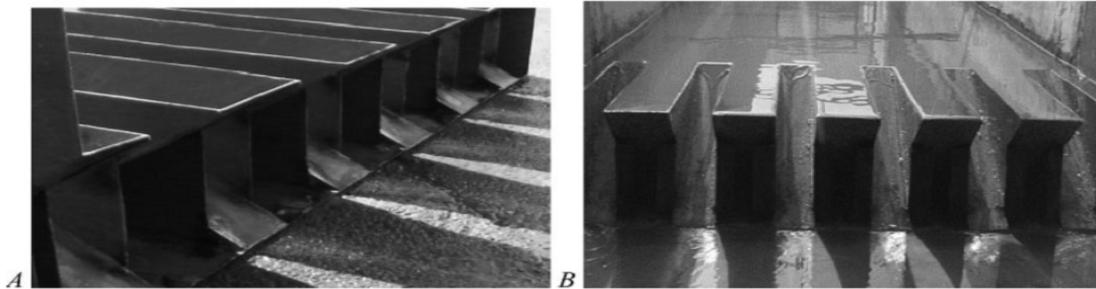


Figure I.50. Modèles PK-Weir avec élargissement de la partie inférieure des clés de sortie. (A) Sans murs inclinés et (B) avec des murs inclinés (Laiadi et al. 2017).

L'élargissement de la partie aval de l'alvéole de sortie n'a pas de grand intérêt pratique puisque son incidence sur le rendement hydraulique est faible et ne fait que croître les dépenses structurelles (Figure I.51). Cependant, l'élargissement de la partie inférieure des alvéoles de sortie sur une grande longueur peut avoir une incidence positive sur la performance de PK-Weir mais peut compromettre la stabilité structurelle de PK-Weir (Laiadi et al., 2017).

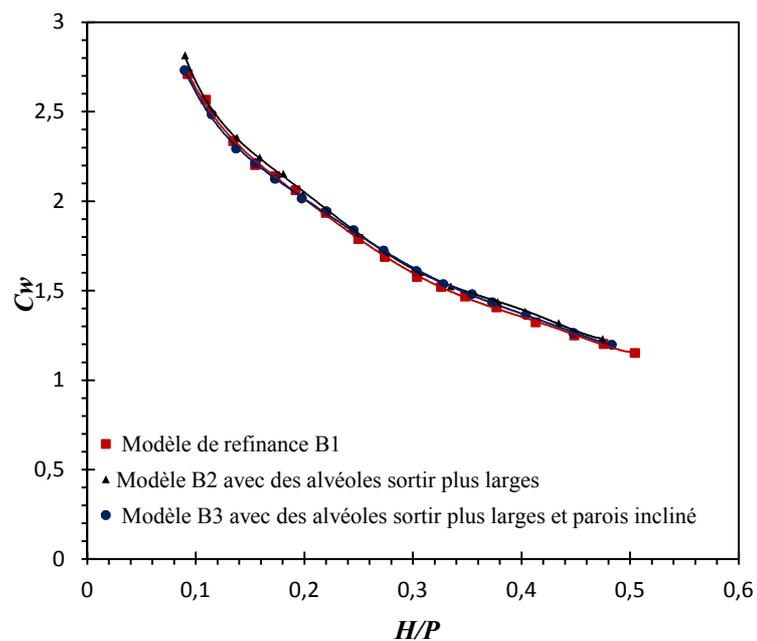


Figure I.51. Coefficient de débit en fonction de la forme de la partie inférieure des alvéoles de sortie (Laiadi et al., 2017).

### I.3.2.5 L'effet des conditions d'approche amont sur la performance du PK-Weir

La performance hydraulique du PK-Weir est souvent liée aux conditions d'approche amont, une mauvaise orientation de l'écoulement amont peut entraîner une réduction de la performance de ces ouvrages. Afin de vérifier l'importance de l'effet des conditions amont sur le rendement du PK-Weir, il était nécessaire de procéder à une campagne expérimentale sur modèles réduits physiques.

Belaabed & Ouamane (2014b) ont présenté une étude expérimentale pour deux type d'emplacement du PK-Weir afin de déterminer l'effet de l'emplacement sur l'écoulement du déversoir. Le premier cas correspond à l'emplacement du déversoir sur le radier du canal et le second cas sur un socle en béton (Figure I.52). Cette étude a montré que l'emplacement du déversoir sur socle peut engendrer une perte de performance. Cette perte de la performance a été justifiée par le fait que les filets liquides du fond butent sur le socle avant de se diriger vers le haut pour pénétrer dans alvéoles amont (Figure I.53).

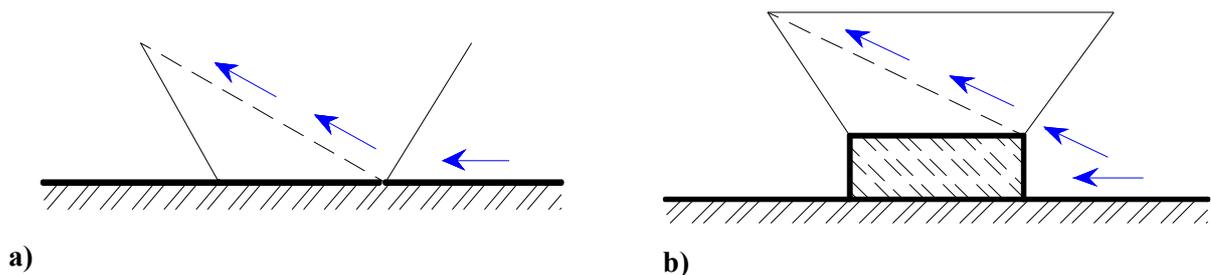


Figure I.52. Modèle A1m, a) sans socle, b) sur socle (Belaabed & Ouamane, 2014b).

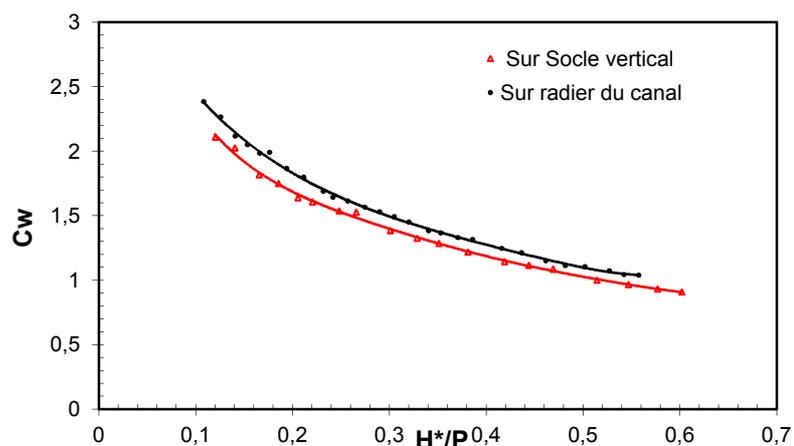


Figure I.53. Coefficient de débit en fonction de la position du déversoir (Belaabed & Ouamane, 2014b).

Belaabed & Ouamane, (2014b) ont fait une étude expérimentale pour déterminer l'effet de la forme d'entrée au pied du déversoir sur l'écoulement de déversoirs. Trois configurations ont été

testées. La première forme avec un socle à parement amont arrondi, la seconde forme avec un socle à parement amont incliné et la dernière forme avec un socle à parement amont vertical. Cette étude a montré que la forme d'entrée au pied amont du déversoir n'influe que faiblement sur la performance du PK-Weir (Figure I.54).

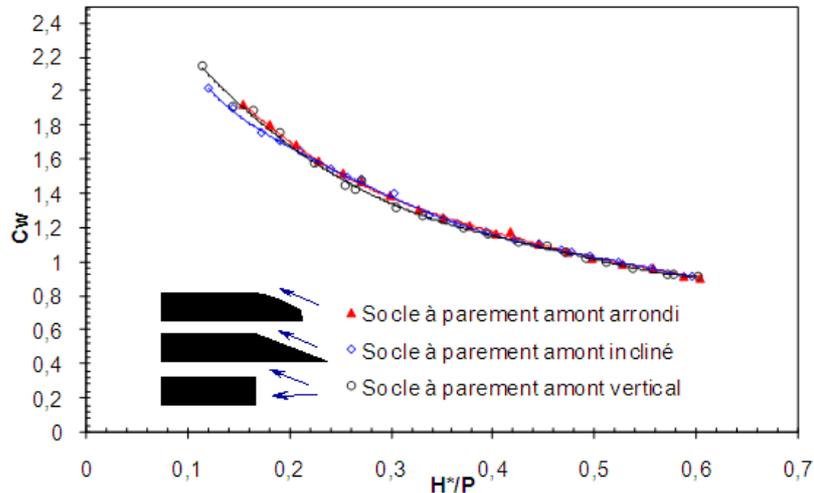


Figure I.54. Coefficients de débit en fonction de la forme amont du socle (Belaabed & Ouamane, 2014b).

Bouredji (2013) a présenté une étude expérimentale pour déterminer l'effet de l'inclinaison des guideaux rectilignes sur l'écoulement du PK-Weir. Plusieurs dispositions des guideaux d'entrée ont été choisies en faisant varier l'angle d'inclinaison des guideaux par rapport au sens de l'écoulement. Les angles qui ont été testés dans un premier temps correspondent à: ( $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  et  $90^\circ$ ) (Figure I.55). Cette étude a montré que l'optimum correspond à un angle d'inclinaison  $\alpha = 30^\circ$  (Figure I.56).

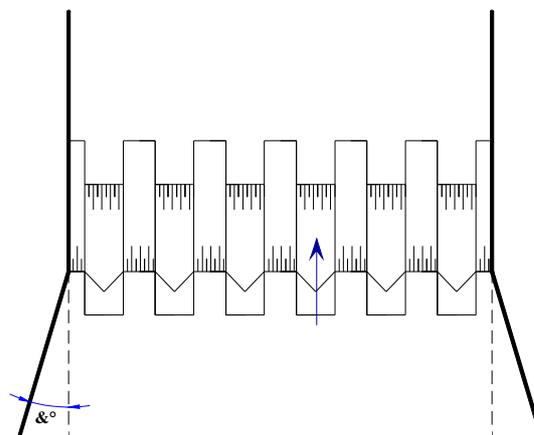


Figure I.55. Modèle de PK-Weir de type A avec des guideaux rectilignes (Bouredji, 2013).

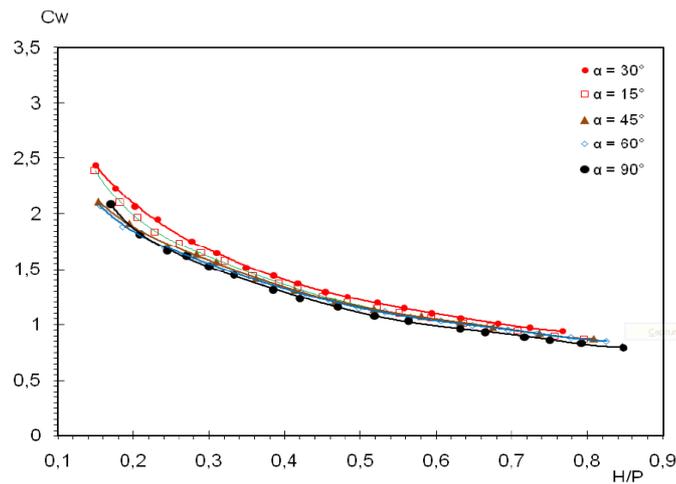


Figure I.56. Coefficient de débit en fonction de la charge relative et l'angle d'inclinaison des guideaux rectilignes (Bouredji, 2013).

### I.3.2.6 Dissipation d'énergie

Évidemment, qui dit accumulation d'eau en amont d'un barrage, dit évacuation et restitution d'une certaine quantité à l'aval de cet ouvrage. Une des nombreuses possibilités d'évacuation des eaux à l'aval est la construction d'un coursier en aval du seuil déversant afin de collecter les débits et les conduire jusqu'au cours d'eau aval. Généralement dans ce cas de figure, étant donné que les hauteurs de chutes en jeu sont relativement importantes, il est nécessaire de dissiper une partie de l'énergie de l'écoulement, avant sa restitution au cours d'eau aval. Une première option est de mettre en place un bassin amortisseur en pied de coursier, qui réalise la transition entre ce dernier et le milieu naturel. Un bassin amortisseur est un lieu, protégé adéquatement, où la dissipation d'énergie de l'écoulement se produit, le plus souvent, via la formation d'un ressaut hydraulique, afin d'obtenir une vitesse d'écoulement convenable pour le lit du cours d'eau naturel. Dans cette voie, afin de provoquer la formation de ce ressaut le plus tôt possible et ainsi réduire la longueur du bassin dissipateur, il existe diverses dispositions constructives (seuil, marche, blocs dissipateurs,...). Une deuxième option est de recourir à l'utilisation de sauts de ski, construits en pied de coursier, afin de dissiper l'énergie de l'écoulement, respectivement, par création d'un rouleau en pied de coursier (fonctionnement noyé de l'auge et dissipation par turbulence) et lors de l'impact du jet loin en aval du pied de l'ouvrage (dissipation par frottement dans l'air et par turbulence dans une fosse d'érosion). Une troisième possibilité est l'utilisation d'un type particulier de coursier à savoir, les coursiers en marches d'escalier. Ceux-ci utilisent le phénomène d'entraînement d'air et de turbulence pour dissiper l'énergie de l'écoulement. Ils offrent les avantages principaux d'une combinaison aisée et économique avec les barrages poids et une réduction du risque de dommage par cavitation.

Une étude expérimentale a été réalisée à l'université de Liège en 2011 pour comparer la dissipation d'énergie sur un coursier en marches d'escalier en aval d'un seuil libre standard (Creager) par rapport à celle de même coursier successivement à deux géométries différentes en aval d'un déversoir en touches de piano (PK-Weir1 et PK-Weir2).



Figure I.57. a)- déversoir libre standard, b)- déversoirs PK-Weir1, c)- déversoirs PK-Weir2 (Ercicum et al., 2011).

Cette étude a mis en évidence une différence en termes de type d'écoulement observé dans le coursier en marche d'escalier (Figure I-58). En effet, le régime d'écoulement uniformément aéré est observé beaucoup plus en amont sur le coursier pour les déversoirs de type PK-Weir, comparé aux observations faites pour le seuil standard. Ces dernières observations laissent alors supposer que la dissipation d'énergie et l'aération de l'écoulement sont plus importantes pour les seuils de type PK-Weir, du fait de l'apparition du régime d'écoulement uniforme plus en amont sur le coursier. Cependant, l'écoulement uniforme aéré étant atteint avant la fin du coursier pour l'ensemble des configurations étudiées, aucune différence entre les PK-Weir et le seuil standard n'a pu être faite en pied de coursier (Ercicum et al., 2011).



Figure I.58. Comparaison de la position du point de début d'eau blanche (chenal aval dans sa position I, pour  $Q = 30 \text{ l/s}$ ) - gauche : seuil libre standard, centre : PK-Weir1 et droite : PK-Weir2 (Ercicum et al., 2011).

### I.3.2.7 Écoulement submergé

Les études contemporaines dans le domaine de l'hydrologie ont fait remarquer un important accroissement de l'intensité des débits des crues maximales par rapport aux crues initialement prévues. Cet accroissement de l'importance des crues est dû à plusieurs facteurs, entre autres, le facteur humain, l'urbanisation des sols et l'effet du changement climatique. La conséquence de cette augmentation de débit des crues sur les barrages existants est la submersion du déversoir, qui agit directement sur la capacité d'évacuation de la crue. Le PK-Weir est connu par sa grande capacité d'évacuation des crues dans des conditions d'écoulement libre, il s'adapte aussi aux conditions d'écoulement noyé. La figure (I.59) montre la submersion du PK-Weir du barrage Van Phong en Vietnam le 16 décembre 2016).

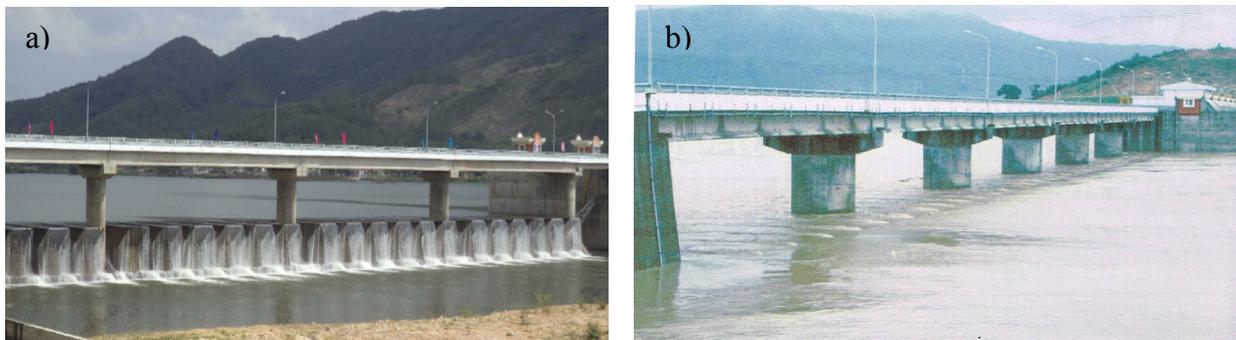


Figure I.59. Barrage Van Phong –Vietnam : a) avant inondation, b) Sous inondation 16 décembre 2016 (Ho Ta Khanh et al.,2017).

La submersion du PK-Weir a été étudiée principalement en utilisant l'expérimentation sur modèle réduit. Il a été remarqué que le PK-Weir est très sensible à la submersion à cause de sa géométrie. Les travaux de recherche effectués dans le domaine du PK-Weir fonctionnant dans des conditions noyées se rapportent essentiellement aux travaux de Belaabed & Ouamane, (2011a, 2011b, 2013, 2014a, 2014b, 2017), Dabling & Tullis, (2012), Ho Ta Khanh et al., (2012, 2017), Cicero et al., (2013, 2016), Belzner et al., (2017) et Karimi et al, (2017).

Des travaux expérimentaux ont été menés à l'Université de Biskra (Algérie) (Belaabed & Ouamane, 2011a) pour déterminer l'effet de la submersion sur la performance de deux types de PK-Weir. Ces travaux ont montré que la condition aval pouvait affecter l'écoulement en amont du PK-Weir. Cette influence est induite par une variation proportionnelle entre l'amont et l'aval et l'importance de cette variation dépend de la géométrie du modèle (Figure I.60).

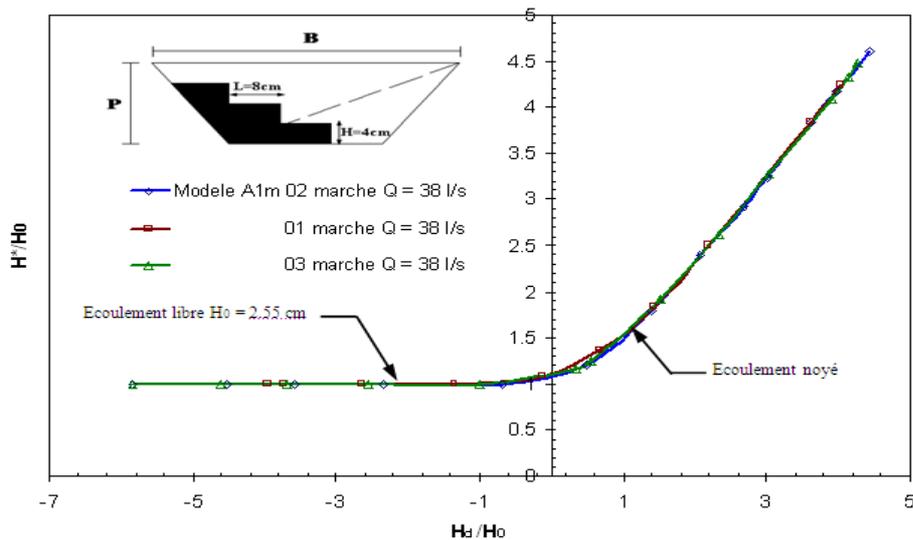


Figure I.60. Courbes de la charge relative amont en fonction de la charge relative aval (Belaabed & Ouamane, 2011a).

Tullis & Dabbling (2012) ont présenté une étude expérimentale du modèle de PK-Weir pour déterminer l'effet de noyade sur l'écoulement de ce type de déversoir. Les résultats obtenus ont montré que la gamme de submersion modulaire de PK-Weir correspondait à  $S < \sim 0,48$  où  $S$  représente la charge aval  $H_d$  rapportée à la charge amont  $H_u$  ( $S = \frac{H_d}{H_u}$ ).

Ho Ta Khanh et al. (2012) ont présenté une comparaison de trois modèles de déversoirs (labyrinthe rectangulaire, le PK-Weir de types A et D) pour déterminer l'effet de noyade sur l'écoulement de ces déversoirs. Ils ont montré, d'un point de vue hydraulique, que la différence entre le déversoir en labyrinthe rectangulaire et les PK-Weir de types A et D n'était pas très importante et que le PK-Weir de type D a un léger avantage pour les grands débits (Figures I.61 et I.62).

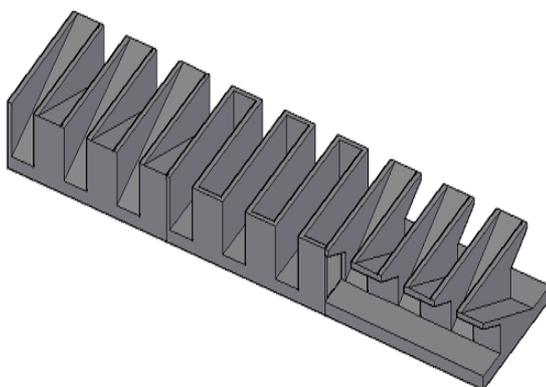


Figure I.61. Vue 3D de PK-Weir Type D, du labyrinthe rectangulaire et du PK-Weir Type A.

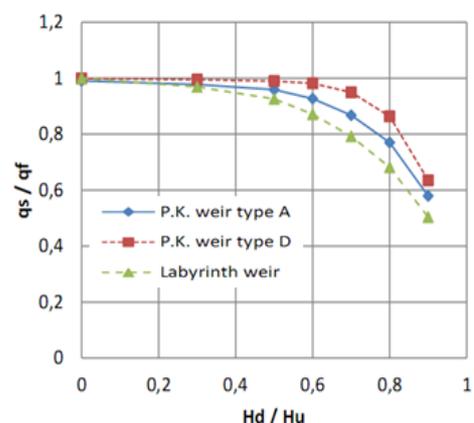


Figure I.62. Comparaison entre les courbes de l'écoulement noyé (Ho Ta Khanh, (2012)).

Cicero et al., (2013a, 2016) ont fait une étude expérimentale pour déterminer le coefficient de submersion  $S$  pour trois types de PK-Weir type (A, B et C). Cette étude a montré que le type C

était moins efficace que le type A, qui est à son tour moins efficace que le type B pour  $S > 0,6$  (Cicero et al. 2013a, 2016) (Figure I.63).

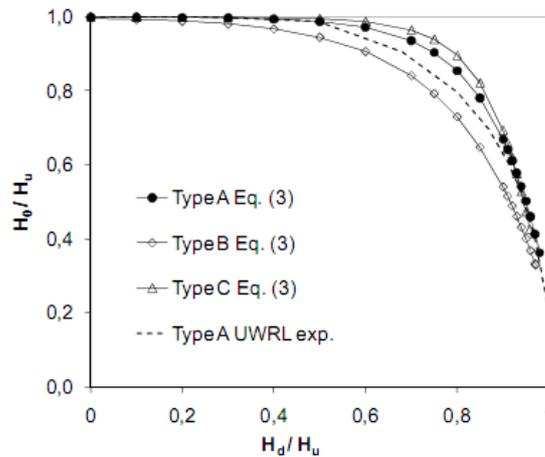


Figure I.63. Comparaison de la sensibilité à la submersion des PK-Weirs (Cicero et al., 2013a, 2016).

Belzner et al. (2017) ont procédé à une étude pour déterminer le début de l'influence de la submersion  $S$  pour deux modèles de déversoirs (labyrinthe triangulaire et PK-Weir type A). Les résultats obtenus ont montré qu'ils ont la même influence sur la submersion et que cette influence commence avec la valeur  $S \approx 0,5$  (Figures I.64 et I.65).

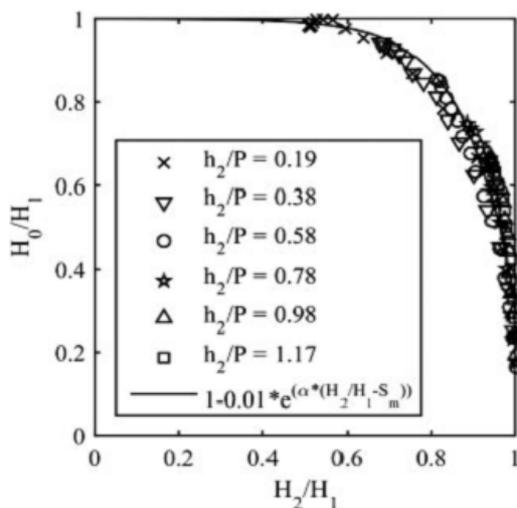


Figure I.64. Sensibilité à la submersion pour le PK-Weir de type A (Belzner et al., 2017).

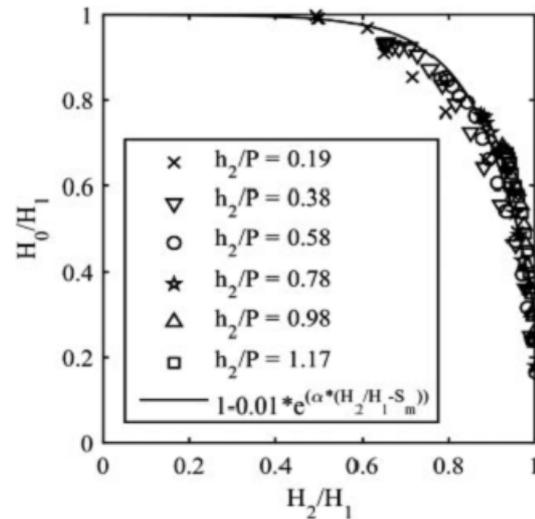


Figure I.65. Sensibilité à la submersion pour le déversoir en labyrinthe triangulaire (Belzner et al. 2017).

Karimi et al. (2017) ont présenté une étude expérimentale du modèle de PK-Weir type C; ( $L/W=2,7$ ) en disposition latérale pour déterminer l'effet de la submersion sur l'écoulement de ce type de déversoir. Les résultats obtenus ont montré que la capacité d'évacuation de ce modèle diminue de façon significative pour un taux de submersion élevé ( $H_d/H_u > 0,5$ ). Pour les faibles valeurs de  $S$ , le  $DRF$  (Facteur de Réduction de Débit =  $Q_{ws}/Q_w$ ) est proche de 1 et la submersion n'a pratiquement aucun effet sur le coefficient de débit.

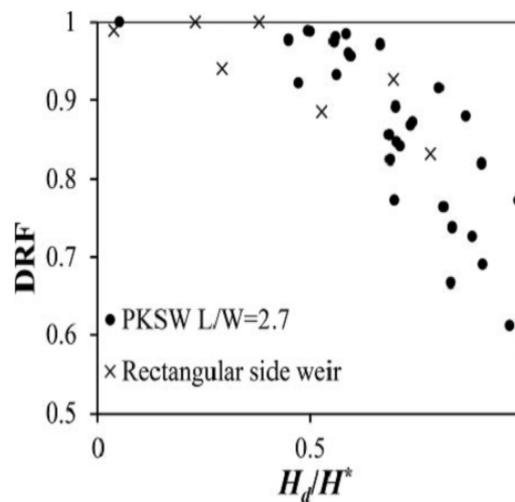


Figure I.66. Facteur de réduction de débit submergé en fonction de  $H_d/H^*$  (Karimi et al., 2017).

### I.3.2.8 Modélisation numérique de l'écoulement sur le PK-Weir

Le développement de PK-Weir a conduit à de nombreux travaux de modélisation numériques 3D qui se sont basées sur les données obtenues des essais hydrauliques sur modèles réduits physiques réalisés par plusieurs laboratoires.

Les travaux de recherche effectués dans le domaine de la simulation numérique du PK-Weir se rapportent essentiellement aux travaux de Laugier et al., (2009, 2011), Pralong et al., (2011), Cicero et al., (2013b) et Athmani et al., (2014a, 2014b).

Laugier et al. (2009) ont fait une étude de comparaison des résultats expérimentaux obtenus sur le modèle PK-Weir type A (Ouamane & Lempérière, 2003) avec les résultats du modèle numérique dans le but de valider les résultats de code Flow-3D.

**Tableau I.06 Propriétés géométriques du modèle PK-Weir type A**

PK-Weir Type A modélisé			
Paramètre géométrique	Valeur (m)	Paramètre géométrique	Valeur (m)
$W_i$	2,4	$B$	12
$W_o$	2,4	$B_i$	3
$T_S$	0,02	$B_o$	3
$P$	4	$B_b$	6
$P_P$	0	$B_n$	0

Source : Ouamane & Lempérière. (2003)

Les résultats de calcul des débits  $qs$  pour les deux modèles physique et numérique, sont donnés dans le tableau I.07.

**Tableau I.07 Comparaison entre modèle physique et numérique**

PK-Weir Type A modélisé				
Charge amont $H$ (m)	Ratio $H/P$	Modèle physique ( $q/m^3/s/m$ )	Modèle numérique ( $q/m^3/s/m$ )	Ecart (%)
0,5	0,125	3,5	3,6	+2,9
1,0	0,250	8,2	7,7	-6,1
1,5	0,375	11,5	12,5	-8,3
2,0	0,500	15,6	14,9	-4,5
4,0	1,000	28,7	28,3	-1,4

Source : Laugier et al., (2009)

Les résultats numériques semblent cohérents puisque les écarts en débit sont inférieurs à 5 % en moyenne par rapport aux valeurs des modèles réduits (Tableau I.07).

Pralong et al. (2011) ont présenté une étude numérique pour vérifier l'effet du rapport  $W_i/W_0$  sur la capacité d'évacuation du PK-Weir, sept cas ont été étudiés ( $W_i/W_0 = 0,54 ; 0,82 ; 1 ; 1,25 ; 1,50 ; 1,75$  et  $2$ ).

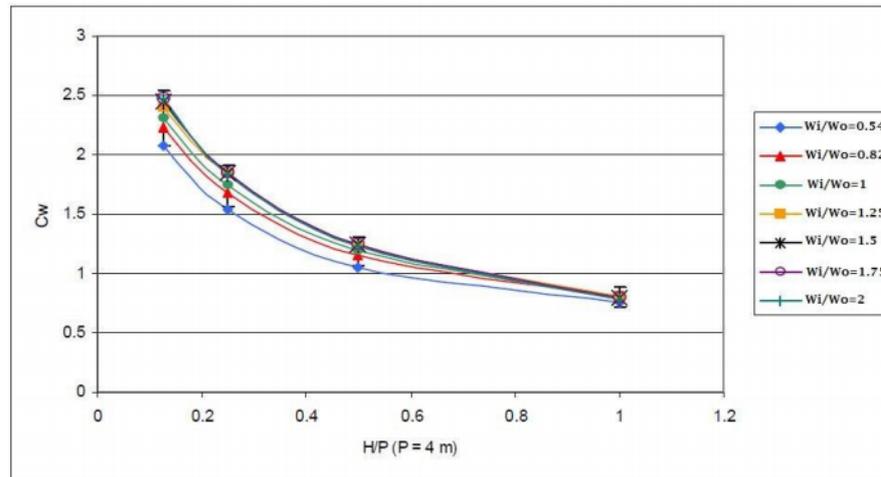


Figure I.67. Coefficient de débit en fonction de rapport  $W_i/W_0$  (Pralong et al., 2011).

A partir du graphique on peut remarquer clairement l'effet de la variation de la largeur des alvéoles. Ce résultat montre que l'optimum se situe autour de la valeur de  $W_i/W_0 = 1,5$  (Figure I.67). (Pralong et al., 2011).

Les simulations numériques du type rectangulaire A et des deux trapézoïdes 1 et 2 ont été présentées au LNH de Chatou (Cicero et al. 2013b). Pour le rectangle et le trapézoïdale 1, les résultats numériques des simulations FLOW-3D étaient en bon accord avec les résultats du modèle physique: l'écart moyen entre les deux modèles était d'environ 8% pour le PK-Weir rectangulaire, 1% pour la position de conception et 8% dans la position inverse. Cependant, le gain de débit pourrait être sous-estimé de plus de 5% en raison des erreurs de calcul (~ 5% pour le rectangle et 15% pour le trapézoïdale 1).

Athmani et Ouamane, (2014a) ont présenté une étude numérique pour vérifier l'effet du paramètre adimensionnel  $W_i/W_0$  sur le rendement du déversoir en touche de piano (PK-Weir), quatre modèles numériques ont été testés ( $a_i/b = 1,2 ; 1 ; 1,4$  et  $1,50$ ).



Figure I.68. a) Vue en 3D du PK-Weir, b) Modèle physique du PK-Weir (Athmani et al. 2014a).

Les caractéristiques géométriques du modèle PK-Weir sont mentionnées dans le tableau I.08.

**Tableau I.08 Caractéristiques géométriques du modèle réduit**

Modèle	n	P (m)	B (m)	a (m)	b (m)	$B_i$ (m)	$B_o$ (m)
PK-Weir type A	6	3	8,2	1,8	1,5	2,05	2,05

Source : Athmani et al., (2014a)

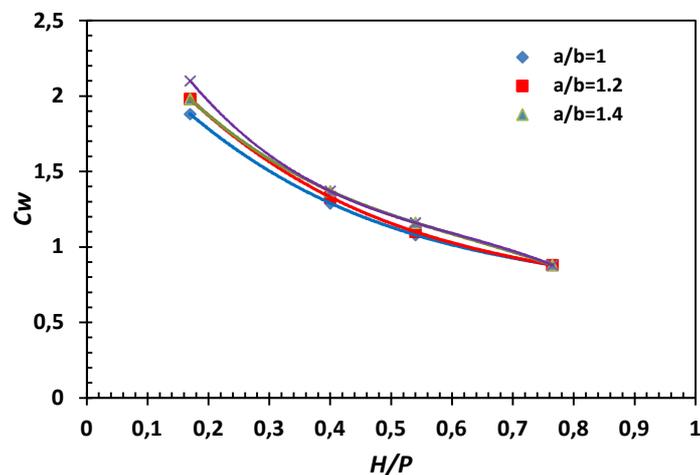


Figure I.69. Coefficient de débit en fonction de la charge relative (Athmani et al., 2014a).

L'analyse des résultats obtenus par les quatre modèles numériques a montré que la largeur des alvéoles la plus efficace correspond à une largeur de l'alvéole amont égale à 1,5 fois la largeur de l'alvéole aval (Figure I.69). Ceci peut être intéressant de point de vue pratique et économique puisque le volume de béton reste le même et les modifications ne concernent que la disposition des murs latéraux.

### I.3.2.9 Construction du déversoir en touches de piano (PK-Weir)

Pendant les dix dernières années, plusieurs déversoirs en touches de piano ont été construits à travers le monde, essentiellement, pour augmenter la capacité des déversoirs existants pour assurer des conditions favorables à la sécurité des barrages existants. L'utilisation de PK-Weir comme une solution a été amorcée par EDF- France en 2006 par la réhabilitation de l'évacuateur de crues du barrage Goulours et à partir de l'année 2007 plusieurs autres PK-Weir ont été réalisés

sur d'autres barrages tels que, barrage St-Marc, le barrage Gloriettes, le barrage Etroit, et le barrage Malarce) (Laugier, 2009). D'autres pays, comme le Vietnam, l'Inde, l'Algérie ont opté pour la réalisation de barrages nouveaux équipés par des PK-Weir (Figure I.70).

Le tableau I.09 ci-dessous représente les déversoirs en touches de piano qui ont été construits à travers le monde.

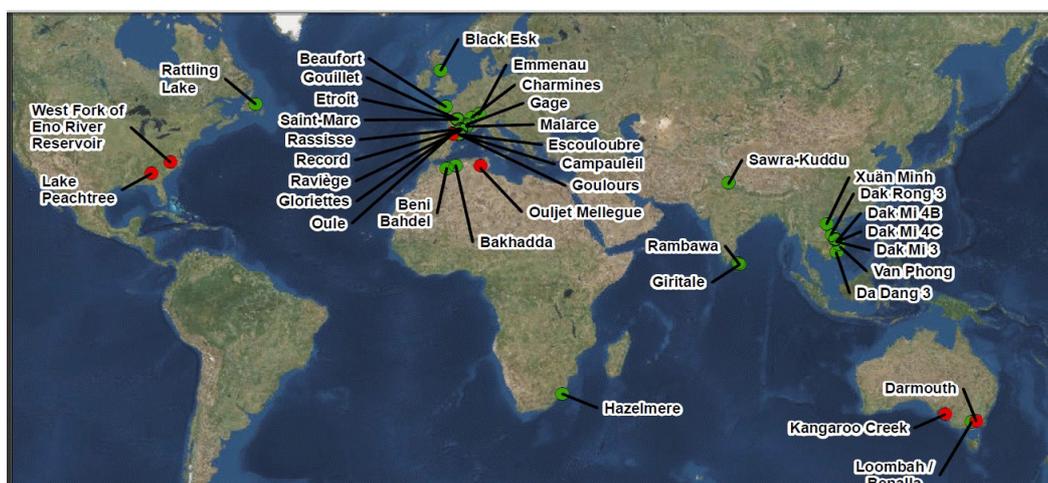


Figure I.70. Répartition géographique des PK-Weirs par pays (www.pk-weirs.ulg.ac.be).

**Tableau I.09 Construction de déversoir en touches de piano à travers du monde**

N°	Nom du barrage	Pays	Date de construction PK-Weir
01	Goulours	France	2006
02	Saint-Marc	France	2008
03	Etroit	France	2009
04	Glorittes	France	2010
05	Rattling Lake	Canada	2011
06	Escouloubre	France	2011
07	Gouillet	France	2011
08	Malarce	France	2012
09	Beaufort	France	2013
10	Black Esk	Royaume-Uni	2013
11	Dak M1 4B	Vietnam	2013
12	DakRong 3	Vietnam	2013
13	Giritale	Sri Lanka	2013
14	Loombah	Australie	2013
15	SawraKuddu	Inde	2013
16	Emma	Suisse	2013
17	Campauleil	France	2014
18	Charmines	France	2015
19	Rambawa Tank	Sri Lanka	2015
20	Rassisse	France	2015
21	Raviege	France	2015
22	Van Phong	Vietnam	2015
23	Da Dang 3	Vietnam	2016
24	Dak Mi 3	Vietnam	2016
25	Record	France	2016
26	Xuan Minh	Vietnam	2016
27	Gage	France	2017
28	Hazelmere	Afrique du Sud	2017
29	Oule	France	En cours de réalisation
30	Ouljet Mellegue	Algérie	En cours de réalisation

Source : www.pk-weirs.ulg.ac.be

D'après Tableau I.09, le premier déversoir en touches de piano a été construit en 2006 au barrage de Goulours dans le sud-ouest de la France. La Figure I.71 montre une vue du barrage des Goulours en France, équipé d'un déversoir en touches de piano associé à un coursier en marches d'escalier. Le tableau I.10 ci-dessous représente les caractéristiques géométriques et hydrauliques de ce déversoir.

**Tableau I.10** Caractéristiques géométriques et hydrauliques de déversoir PK-Weir – Barrage Goulours (France 2006).

Avancement du travail	Construit
Construction et laboratoire de modèle physique	EDF-LNHE
Capacité de décharge de PKW ( $m^3/s$ )	68
Dispositifs de surveillance (présence et type)	Non
Aération (type et diamètre du tuyau)	Tuyau en PVC de 150mm de diamètre
Fréquence d'évacuation	>10 ans
Nombre de déversent connus	0
Matériel de la PKW	Béton armé
Type de modèle utilisé	Physique
$B$ (m)	9,28
$P$ (m)	3,05
$W$ (m)	14,10
$L$ (m)	59,05
Nombre d'entrée	2+1/2
$W_i$ (m)	2,25 à 2,45
Nombre de sortie	3
$W_0$ (m)	1,50 à 1,80
$T_s$ (m)	0,20

Source : [www.pk-weirs.ulg.ac.be](http://www.pk-weirs.ulg.ac.be)



Figure I.71. Déversoir en touches de piano réalisé en 2006 au Barrage de Goulours-France ([www.pk-weirs.ulg.ac.be](http://www.pk-weirs.ulg.ac.be)).

Selon le tableau I.09 le projet Ouldjet Mellegue en Algérie concerne la construction d'un barrage de 50 m de hauteur équipé d'un déversoir à surface libre. La structure doit évacuer un débit jusqu'à  $3500 m^3 / s$ , correspondant à une crue de 10000 ans, sous une hauteur de 4,5 m, tandis que la longueur disponible sur la crête du barrage est limitée à 100 m. Le PK-Weir est donc la seule solution possible. Le tableau I.11 ci-dessous représente les caractéristiques géométriques et hydrauliques de ce déversoir.

**Tableau I.11** Caractéristiques géométriques et hydrauliques du modèle réduit du PK-Weir, Barrage Ouldjet Mellegue - Algérie.

Avancement du travail	Achévé
Construction et laboratoire de modèle physique	SHEM (Études) ULg-HELCE (Modèle physique)
Capacité de décharge de PKW ( $m^3/s$ )	72
Dispositifs de surveillance (présence et type)	Non
Aération (type et diamètre du tuyau))	Non
Fréquence d'évacuation	Annuel
Nombre de déversent connus	0
Type de modèle utilisé	-
$B$ (m)	2,4
$P$ (m)	1
$W$ (m)	33
$L$ (m)	84,29
Nombre d'entrée	22+1/2
$W_i$ (m)	0,65
Nombre de sortie	22+1/2
$W_o$ (m)	0,55



Figure I.72. Modèle réduit du déversoir en touches de piano PK-Weir - Barrage Ouldjet Mellegue –Algérie ([www.pk-weirs.ulg.ac.be](http://www.pk-weirs.ulg.ac.be)).

## I.4 Conclusion

Ce chapitre a eu pour but de présenter les principaux travaux de recherche effectués dans le domaine de deux types de déversoir non rectiligne le labyrinthe et le PK-Weir, cette étude a montré que la géométrie des déversoirs non rectilignes se caractérise par une crête à axe discontinu en plan, permettant d'avoir une crête plus longue que la largeur du déversoir.

L'étude bibliographique a permis d'examiner dans un premier temps, les travaux entrepris dans le domaine du déversoir en labyrinthe, fonctionnant dans des conditions d'écoulement à surface libre et noyé. Il a été montré que la première étude approfondie de la performance et du coefficient de débit du déversoir en labyrinthe était celle de Hay & Taylor (1970), qui ont évoqué dans leur étude, la performance exprimée par le rapport aux débits entre le déversoir en labyrinthe et le déversoir rectiligne qui est dépendante des paramètres géométriques. Selon la

géométrie de la forme en plan du déversoir en labyrinthe en distingue plusieurs formes : trapézoïdales, triangulaires, rectangulaires, curvilignes ou la combinaison des deux de ces formes. Selon Falvey (2003), la forme trapézoïdale symétrique est la plus utilisée à cause des facilités de construction et de sa performance hydraulique. Taylor (1968), Tullis et al., (2007) et Lopes et al., (2009) ont étudié le déversoir en labyrinthe fonctionnant dans des conditions noyées. Ce dernier a déterminé une courbe unique qui représente la variation de la charge relative amont en fonction de la charge relative aval pour deux déversoirs en labyrinthe de différentes configurations géométriques avec des caractéristiques géométriques du canal descendant. La synthèse bibliographique effectuée a montré aussi les principaux résultats de recherche expérimentale sur modèle physique et numérique par le biais du code Flow-3D.

La bibliographie a abordé dans un second temps, les travaux entrepris dans le domaine de déversoir en touches de piano appelé souvent PK-Weir, fonctionnant dans des conditions d'écoulement à surface libre et noyé. Le PK-Weir est un déversoir de type labyrinthe développé par Ahmed Ouamane de l'université de Biskra (Algérie) et François Lempérière d'Hydrocoop (France). Ce type de déversoir se caractérise par des éléments de forme rectangulaire en plan. Sa structure est constituée essentiellement par des porte-à-faux amont et aval, ceci lui donne une longueur transversale de crête supérieure à la base d'appui. Les radiers amont et aval sont inclinés (Lempérière & Ouamane, 2003). Ce type de déversoir est sensible à de nombreux facteurs dépendant des paramètres géométriques (la hauteur de pelle, la largeur des alvéoles, la longueur des porte-à-faux, la rehausse, ...etc) ainsi que des conditions d'approche amont (l'emplacement du déversoir, la forme d'entrée au pied du déversoir, la forme d'entrée amont du déversoir, ...etc). Belaabed & Ouamane, (2011a, 2011b, 2013, 2014a, 2014b, 2017), Tullis & Dabling, (2012), Ho Ta Khanh et al., (2012, 2017), Cicero et al., (2013, 2016), Belzner et al., (2017) et Karimi et al., (2017) ont étudié le PK-Weir fonctionnant dans des conditions noyées. Ces auteurs confirment que les conditions aval peuvent avoir un effet sur l'écoulement à l'amont du PK-Weir. Il a été remarqué que cette influence se manifeste par une variation proportionnelle entre l'amont et l'aval. L'importance de cette variation diffère d'un modèle à l'autre. La synthèse bibliographique effectuée a montré aussi que le déversoir en touches de piano a fait l'objet de plusieurs études expérimentales pour définir la forme optimale et le mode d'écoulement. Par contre, l'étude de la modélisation numérique du PK-Weir n'a fait l'objet que de quelques travaux à citer : Laugier et al., (2009), Pralong et al., (2011), Cicero et al., (2013c) et Athmani et Ouamane (2014). L'objectif recherché est la validation du modèle numérique ainsi que le développement de la forme optimale et le mode d'écoulement.

# Chapitre II

Etude théorique

## CHAPITRE II

### Etude théorique

#### II.1 Introduction

Après avoir mis en évidence l'état des connaissances actuelles sur les déversoirs non rectilignes de type labyrinthe et touches de piano (PK-Weir), le présent chapitre aborde l'aspect théorique correspondant à la compréhension des phénomènes liés à l'écoulement noyé sur le déversoir non rectiligne de type PK-Weir, dans le but d'aboutir à une formulation théorique de ce type d'écoulement en se basant sur l'étude de Gaylord V. Skogerboe et al (1967) qui utilise l'équation de quantité de mouvement.

#### II.2 Définition du déversoir

Un déversoir est un ouvrage hydraulique réalisé à travers les cours d'eau artificiels ou naturels et dans les retenues où la limitation d'un débit est exigée. Il est également utilisé en combinaison avec des organes mobiles, en particulier les vannes installées sur son sommet.

- A l'amont, le niveau d'eau supposé constant s'abaisse sensiblement au-dessus du seuil.
- A l'aval du seuil, la lame déversant peut prendre différentes formes, en liaison avec la charge et la hauteur d'eau à l'aval (Carlier, 1980).



Figure II.01. Déversoir en touches de piano - Barrage Malarce – France  
([www.pk-weirs.ulg.ac.be](http://www.pk-weirs.ulg.ac.be)).

#### II.3 Mode d'écoulement sur un déversoir

Il existe deux types de déversoirs selon le mode d'écoulement, le premier correspond au déversoir à écoulement dénoyé quand l'écoulement est libre et le second correspond au déversoir à écoulement noyé lorsque le niveau d'eau aval influe sur le niveau amont.

### II.3.1 Déversoir dénoyé :

Un écoulement est dit dénoyé quand la hauteur d'eau à l'aval est inférieure à la hauteur du déversoir et le niveau aval n'influe pas sur l'écoulement à l'amont. (Figure II.02).

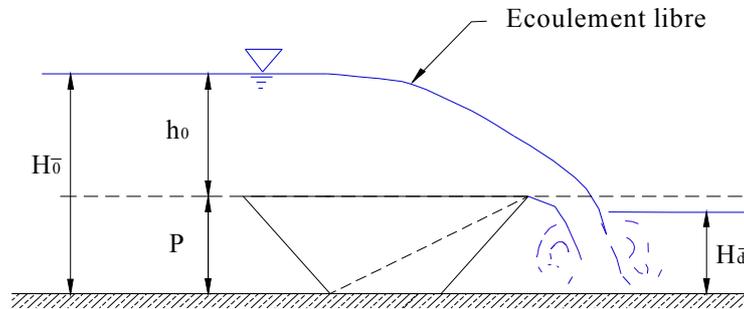


Figure II.02. Définition des paramètres du déversoir à écoulement libre.

### II.3.2 Déversoir noyé

Dans le cas où le niveau d'eau aval est supérieur à la hauteur de la crête cela n'indique pas que le déversoir est noyé mais on peut dire que celui-ci est noyé lorsque le niveau d'eau aval est influé sur le niveau d'eau amont (Figure II.03).

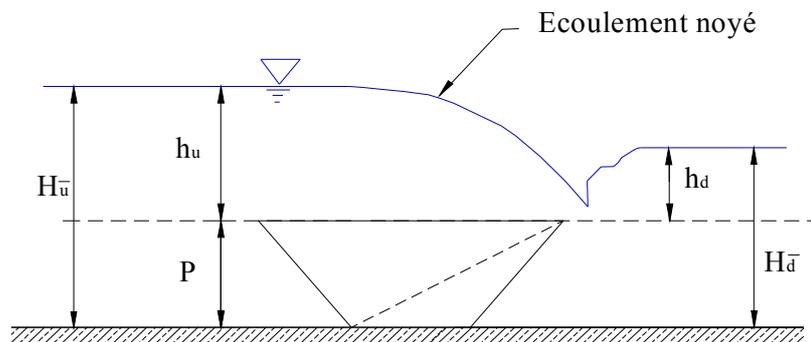


Figure II.03. Définition des paramètres du déversoir à écoulement noyé.

#### II.3.2.1 Calcul du débit qui transite par le déversoir noyé

Le calcul du débit qui transite par un déversoir noyé, se base sur l'application de l'équation de quantité de mouvement entre les sections initiale et finale dans des conditions d'écoulement noyé. Le déversoir est considéré être installé dans un canal à ciel ouvert, de sections rectangulaire et avec une pente longitudinale égale à zéro.

À partir de la figure 04, l'équation de la quantité de mouvement appliquée entre les sections 1-1 et 2-2 s'écrit :

$$\Sigma F_x = \rho q (V_2 - V_1) \quad (\text{II.01})$$

$\sum \vec{F}_{\text{ext}}$  : représente la somme des forces extérieures. Ces forces sont :

- $F_1$  : la force de pression exercée sur la face amont (section 1-1) ;
- $F_2$  : la force de pression exercée sur la face aval (section 2-2) ;
- $F_3$  : la force de réaction de la paroi du déversoir sur la masse liquide;
- $F_f$  : la force de frottement du liquide avec la paroi de déversoir.

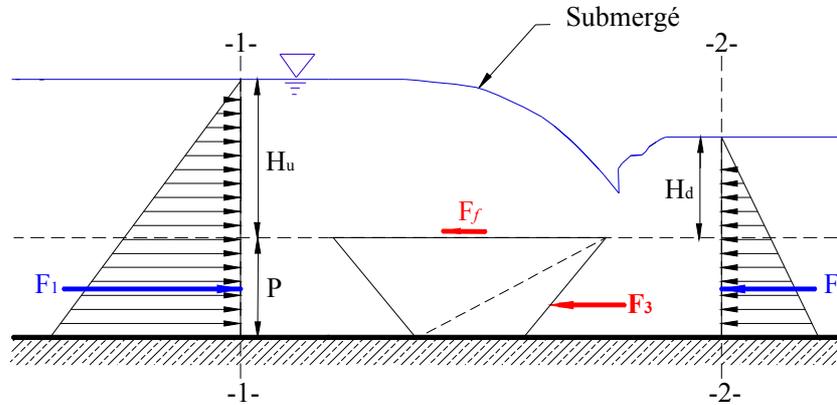


Figure II.04. Débit qui transite par le déversoir noyé.

Sachant que :

$$\sum F_x = F_1 - F_2 - F_3 - F_f \quad (\text{II.02})$$

Pour simplifier le calcul, on peut représenter la projection des forces de pressions agissant sur les murs de PK-Weir incliné comme celles sur un mur vertical.

Les forces  $F_1$  et  $F_2$  sont appliquées, selon la figure 04, respectivement aux centres de gravité des sections 1-1 et 2-2 ; la force  $F_3$  est appliquée au centre de gravité de la paroi, en appliquant les lois de l'hydrostatique :

- *Calcul de la force de réaction exercée sur la paroi du déversoir*

Soit  $F_u$  et  $F_d$  les forces de la masse liquide exercées sur les parois amont et aval du déversoir, donc la réaction du déversoir sur la masse liquide est égale aux valeurs  $F_u$  et  $F_d$  qui sont de sens opposés.

$$F_3 = F_u - F_d \quad (\text{II.03})$$

$$F_u = \gamma P \left( H_u + \frac{P}{2} \right) \quad (\text{II.04})$$

$$F_d = \gamma P \left( H_d + \frac{P}{2} \right) \quad (\text{II.05})$$

Avec :

- $F_u$  : la force de pression exercée sur la paroi amont du déversoir ;
- $F_d$  : la force de pression exercée sur la paroi aval du déversoir ;
- $\gamma$  : le poids spécifique du liquide en écoulement.

Donc ; l'équation (II.03) s'écrit :

$$F_3 = \gamma P \left( H_u + \frac{P}{2} \right) - \gamma P \left( H_d + \frac{P}{2} \right)$$

$$F_3 = \gamma P (H_u - H_d) \quad (\text{II.06})$$

- Calcul de la force de pression exercée sur la face amont

$$F_1 = \gamma \frac{1}{2} (H_u + P)^2 \quad (\text{II.07})$$

- Calcul de la force de pression exercée sur la face aval

$$F_2 = \gamma \frac{1}{2} (H_d + P)^2 \quad (\text{II.08})$$

Etant donné que la paroi du déversoir est considérée mince, alors, la force de frottement peut être négligée ( $f_F \approx 0$ ), l'équation (II.02) s'écrit donc:

$$\Sigma F_x = F_1 - F_2 - F_3 \quad (\text{II.09})$$

$$= \gamma \frac{1}{2} (H_u + P)^2 - \gamma \frac{1}{2} (H_d + P)^2 - \gamma P (H_u - H_d)$$

$$= \gamma \frac{1}{2} (H_u^2 - H_d^2) \quad (\text{II.10})$$

En remplaçant les expressions de  $\Sigma F_x$  dans la relation (II.01), on obtient :

$$\gamma \frac{1}{2} (H_u^2 - H_d^2) = \rho q (V_2 - V_1) \quad (\text{II.11})$$

L'équation de continuité indique que la vitesse moyenne de l'écoulement s'écrit, en fonction du débit unitaire  $q$  ( $q = Q$  (Débit volume) /  $W$  (largeur de déversoir)) et de l'aire de la section mouillée  $A$  :  $V = q/A$ , avec  $A = H.W$  et  $W = 1$  m. Par conséquent, les vitesses moyennes de l'écoulement  $V_1$  et  $V_2$  respectivement aux sections amont et aval d'écoulement sur le déversoir s'expriment :  $V_1 = q/A_1$  et  $V_2 = q/A_2$ .  $A_1$ ,  $A_2$  représentent respectivement l'aire de la section mouillée 1-1 et 2-2.

En remplaçant les expressions de  $V_1$  et  $V_2$  dans la relation (II.11), on obtient :

$$\gamma \frac{1}{2} (H_u^2 - H_d^2) = \frac{\gamma q_{th}}{g} \left( \frac{q_{th}}{H_{\bar{d}}} - \frac{q_{th}}{H_{\bar{u}}} \right) \quad (\text{II.12})$$

$$\gamma \frac{1}{2} (H_u^2 - H_d^2) = \frac{\gamma q_{th}^2}{g} \left( \frac{1}{H_{\bar{d}}} - \frac{1}{H_{\bar{u}}} \right) \quad (\text{II.13})$$

$$(H_u^2 - H_d^2) = \frac{2q_{th}^2}{g} \left( \frac{H_u^- - H_d^-}{H_d^- H_u^-} \right) \quad (II.14)$$

$$(H_u + H_d)(H_u - H_d) = \frac{2q_{th}^2}{g} \left( \frac{H_u^- - H_d^-}{H_d^- H_u^-} \right) \quad (II.15)$$

Avec :  $H_u^- - H_d^- = H_u - H_d$ , Donc ; l'équation (II.15) s'écrit :

$$(H_u + H_d) = \frac{2q_{th}^2}{g} \left( \frac{1}{H_d^- H_u^-} \right) \quad (II.16)$$

$$q_{th}^2 = \frac{g}{2} (H_d^- H_u^-) (H_u + H_d) \quad (II.17)$$

$$q_{th} = \frac{\left( \frac{g}{2} \right)^{1/2}}{\sqrt{\frac{1}{H_d^- H_u^- (H_u + H_d)}}} \quad (II.18)$$

Multipliant le numérateur et le dénominateur par  $(H_u^- - H_d^-)^{3/2}$

$$q_{th} = \frac{1}{\sqrt{\frac{(H_u^- - H_d^-)^3}{H_d^- H_u^- (H_u + H_d)}}} \left( \frac{g}{2} \right)^{1/2} (H_u^- - H_d^-)^{3/2} \quad (II.19)$$

$$a = \frac{(H_u^- - H_d^-)^3}{H_d^- H_u^- (H_u + H_d)} \quad (II.20)$$

Multipliant le numérateur et le dénominateur par  $H_u^2$

$$a = \frac{(H_u^- - H_d^-)^3}{H_d^- H_u^- (H_u + H_d)} \times \frac{H_u^2}{H_u^2} \quad (II.21)$$

$$a = \frac{(H_u^- - H_d^-)^2 (H_u^- - H_d^-)}{H_d^- H_u^- (H_u + H_d)} \times \frac{H_u^2}{H_u^2} \quad (II.22)$$

Avec :  $H_u + H_d = H_u^- + H_d^- - 2P$ , Donc ; l'équation (II.22) s'écrit :

$$a = \frac{(H_u^2 + H_d^2 - 2H_u H_d)(H_u^3 - H_d H_u^2)}{H_d H_u (H_u^3 + H_d H_u^2 - 2PH_u^2)} \quad (\text{II.23})$$

Diviser le numérateur et le dénominateur par  $H_u^2$ , Donc ; l'équation (II.23) s'écrit :

$$a = \frac{\left(1 + \frac{H_d^2}{H_u^2} - \frac{2H_d}{H_u}\right)(H_u^3 - H_d H_u^2)}{\frac{H_d}{H_u} (H_u^3 + H_d H_u^2 - 2PH_u^2)} \quad (\text{II.24})$$

Diviser le numérateur et le dénominateur par  $H_u^3$ , Donc ; l'équation (II.24) s'écrit :

$$a = \frac{\left(1 + \frac{H_d^2}{H_u^2} - \frac{2H_d}{H_u}\right)\left(\frac{H_u^3 - H_d H_u^2}{H_u^3}\right)}{\frac{H_d}{H_u} \left(\frac{H_u^3 + H_d H_u^2 - 2PH_u^2}{H_u^3}\right)} \quad (\text{II.25})$$

$$a = \frac{\left(1 + \frac{H_d^2}{H_u^2} - \frac{2H_d}{H_u}\right)\left(\frac{H_u^3}{H_u^3}\right)\left(1 - \frac{H_d}{H_u}\right)}{\frac{H_d}{H_u} \left(\frac{H_u^3}{H_u^3}\right)\left(1 + \frac{H_d}{H_u} - 2\frac{P}{H_u}\right)} \quad (\text{II.26})$$

$$a = \frac{\left(1 - \frac{H_d}{H_u}\right)^2 \left(1 - \frac{H_d}{H_u}\right)}{\frac{H_d}{H_u} \left(1 + \frac{H_d}{H_u} - 2\frac{P}{H_u}\right)} \quad (\text{II.27})$$

$$a = \frac{\left(1 - \frac{H_d}{H_u}\right)^3}{\frac{H_d}{H_u} \left(1 + \frac{H_d}{H_u} - 2\frac{P}{H_u}\right)} \quad (\text{II.28})$$

$$q_{th} = \frac{1}{\sqrt{\frac{\left(1 - \frac{H_d}{H_u}\right)^3}{\frac{H_d}{H_u} \left(1 + \frac{H_d}{H_u} - 2\frac{P}{H_u}\right)}}} \left(\frac{g}{2}\right)^{1/2} (H_u - H_d)^{3/2} \quad (\text{II.29})$$

Pour simplifier la formule, On prend  $S$  égal à la hauteur de la ligne d'eau aval  $H_d$  rapportée à la hauteur de la ligne d'eau amont  $H_u$  ( $S = H_d/H_u$ ) et  $Z$  égal à la différence entre la ligne d'eau amont et la ligne d'eau aval ( $Z = H_u - H_d$ ).

L'équation (II.29) prendra alors la forme suivante :

$$q_{th} = \frac{I}{\sqrt{\frac{(1-S)^3}{S \left( 1 + S - 2 \frac{P}{H_u} \right)}}} \left( \frac{g}{2} \right)^{1/2} Z^{3/2} \quad (\text{II.30})$$

## II.4 Conclusion

Dans ce chapitre, réservé à l'étude théorique, nous avons décrit dans un premier temps les différents types des déversoirs en fonction du mode d'écoulement à savoir dénoyé et noyé. Le déversoir noyé ne représente pas seulement le cas où le niveau d'eau aval est supérieur à la hauteur de la crête, l'appellation noyée est conditionné par l'influence du niveau d'eau aval sur l'écoulement amont.

Dans un second temps, nous avons proposé dans cette étude également un développement théorique exprimant la relation fonctionnelle  $q = f(S, Z, P/H_u, g)$  pour l'écoulement noyé sur un déversoir installé dans un canal à ciel ouvert, de section rectangulaire avec une pente longitudinale nulle. L'approche développée a conduit à l'établissement d'une relation théorique. Ceci a été rendu possible par application de l'équation de la quantité de mouvement entre les sections amont et aval du déversoir en condition noyée. Vu la complexité de la forme géométrique de PK-Weir, il est difficile d'aborder directement l'application du théorème de la quantité de mouvement, pour ce faire, le frottement a été supposé négligeable et la projection des forces de pressions agissant sur les murs de PK-Weir incliné ont été considérées comme celles appliquées sur un mur vertical.

Le résultat de ce développement théorique a permis de présenter une relation mathématique qui permet le calcul du débit de déversoir en connaissant les hauteurs d'eau amont et aval avant et après la submersion et la hauteur de déversoir. Cette relation n'est pas en réalité parfaitement correcte, ceci peut s'expliquer par l'influence probable des caractéristiques du canal et de la force du frottement qui a été négligée ( $f_F \approx 0$ ). Pour cela, il est nécessaire de corriger cette relation par l'insertion d'un coefficient  $k$ . Ceci a fait l'objet dans le chapitre suivant en se basant sur les résultats des essais sur modèles réduits.

# Chapitre III

Etude expérimentale

## CHAPITRE III

### Etude expérimentale

#### III.1 Introduction

L'expérimentation sur modèle réduit physique représente le moyen le plus efficace pour simuler un phénomène hydraulique ou valider un résultat théorique ou une modélisation numérique. A cet effet, ce chapitre traite une étude expérimentale qui est réalisée sur trois modèles de déversoirs non-rectilignes type PK-Weir et un déversoir rectiligne à paroi mince. L'objectif est d'évaluer la performance des déversoirs qui fonctionnent dans des conditions d'écoulement dénoyé et de déterminer l'effet de la noyade sur la performance du déversoir non rectiligne, ainsi que l'estimation la vérification de l'approche théorique proposée dans le chapitre précédent en particulier la relation (II.30).

#### III.2 Description des essais

##### III.2.1 Description de la station d'expérimentation

Afin d'atteindre les objectifs cités ci-dessus, des essais sur des modèles réduits ont été réalisés au Laboratoire d'Aménagements Hydrauliques et Environnement (LAHE) de l'Université de Biskra. Ces essais ont été réalisés dans une station expérimentale qui représente un dispositif de simulation d'un canal à ciel ouvert permettant de simuler les écoulements dans les cours d'eau en amont et en aval des ouvrages hydrauliques. La station d'expérimentation est équipée d'une unité de pompage regroupant deux pompes qui débitent 180 l/s et d'un canal de forme rectangulaire de 1m de largeur et avec une pente longitudinale égale à zéro (Figure III.01 et III.02).

Le canal est équipé d'un réseau de prise de pression permettant de déterminer les profondeurs d'eau aux différents endroits du canal. Ces prises de pression sont raccordées à un tableau manométrique (Figure III.03) qui permet la lecture directe de la profondeur d'eau en ces points. Le débit qui transite par le dispositif expérimental est mesuré par un débitmètre à ultrason (Figure III.04) installé sur les deux conduites d'adduction.

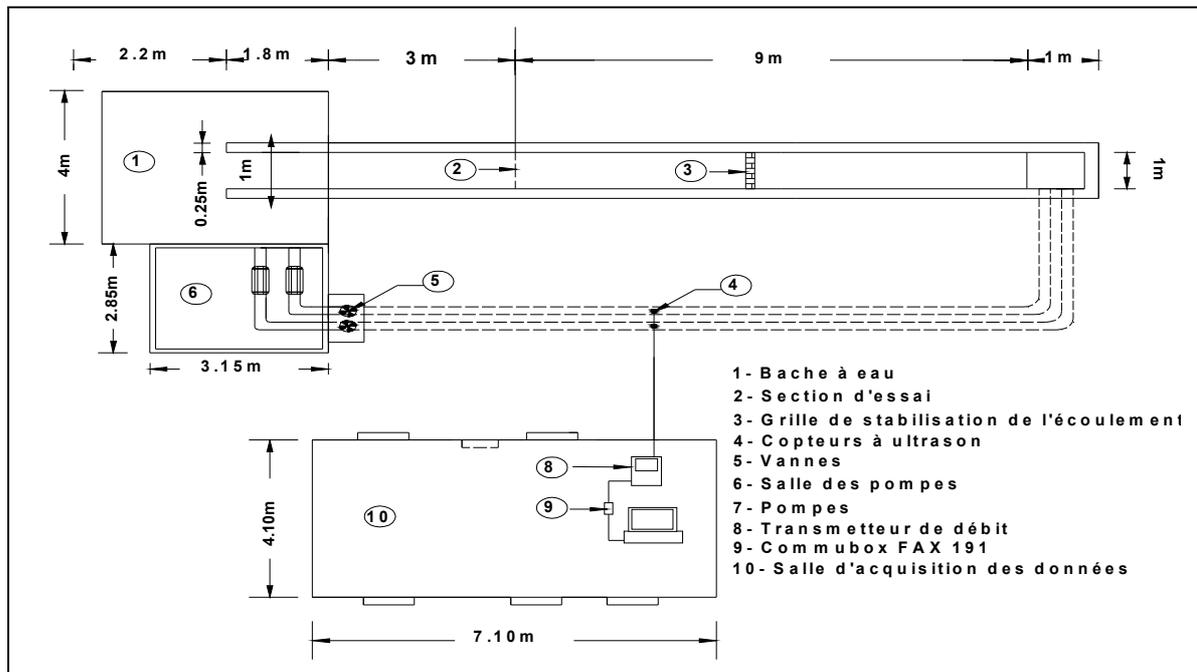


Figure III.01. Schéma de station d'expérimentation. (Vue en plan).

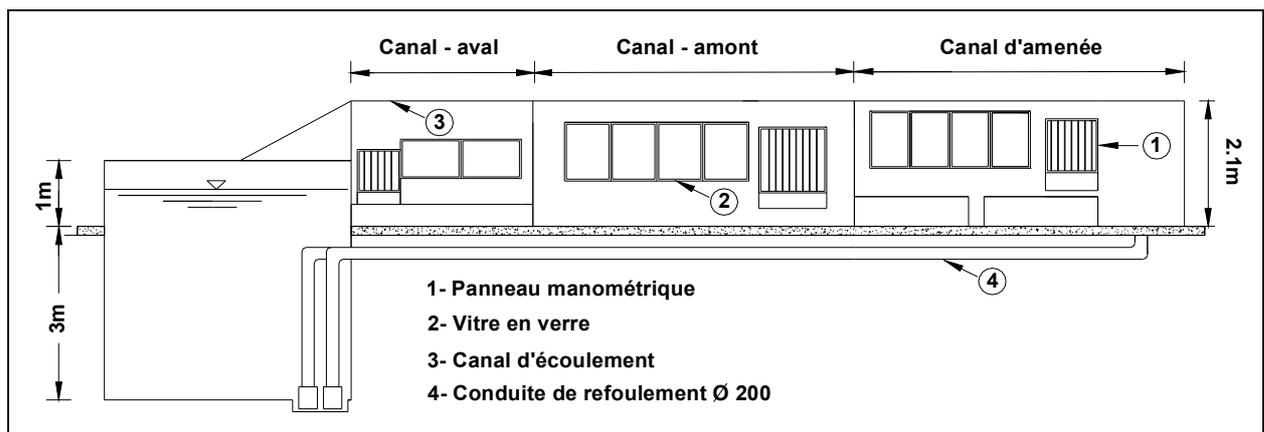


Figure III.02. Schéma du dispositif expérimental (Vue de profil)

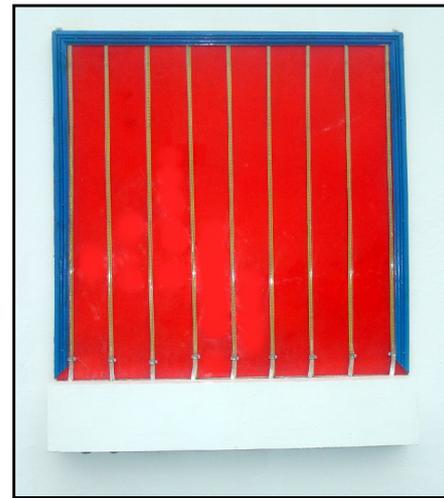
### III.2.2 Appareillage de mesure

#### III.2.2.1 Appareillage de mesure des profondeurs d'eau amont et aval des déversoirs

Les profondeurs d'eau dans les différentes parties du canal sont mesurées à l'aide de deux séries de tubes piézométriques raccordés aux prises de pressions installées au fond du canal. Chaque série de piézomètres est raccordée à un tableau piézométrique contenant des tubes en plexiglas de faibles diamètres et des règles graduées permettant la lecture des différents niveaux d'eau dans le canal (Figure III.03).



*a - Tableau manométrique en amont*



*b - Tableau manométrique en aval*

*Figure III.03. Tableaux manométriques de mesure des niveaux d'eau.*

### III.2.2.2 Appareillage de mesure du débit qui transite sur les déversoirs

Les débits transités par le modèle sont mesurés par un débitmètre à ultrason de type Flowmeter. Ce dernier est raccordé à un PC par le biais de Commubox FXA 191. L'enregistrement et le traitement des données des débits mesurés est assuré par le logiciel Commuwin II.



*Figure III.04. Débitmètre à ultrason Flowmeter 93W2.*

Le débitmètre à ultrason est constitué de deux parties distinctes :

- Deux sondes identiques (transducteurs), fixées par une chaînette sur la conduite d'alimentation du système, les deux sondes jouent le rôle d'émetteur et de récepteur des ondes ultrasonores.
- Un transmetteur à écran en cristaux liquides qui permet l'affichage de débit passant dans la conduite d'alimentation. L'appareil permet aussi l'affichage de la vitesse moyenne de l'écoulement dans la conduite d'alimentation (Figure III.04).

### III.2.3 Procédure expérimentale

La procédure expérimentale a été comme suit :

Après avoir fixé le débit qui transite par les canaux, on mesure le niveau d'eau amont dans les conditions d'écoulement libre (Figure III.05a). Tout en maintenant le débit constant, on fait augmenter le niveau d'eau à l'aval du déversoir par l'installation d'un seuil ou la fermeture d'une vanne qui se situe à l'extrémité aval du canal de réception. Après stabilisation de l'écoulement, on prend les mesures des profondeurs d'eau en amont et à l'aval du modèle expérimenté. Une fois cette opération est réalisée, on fait augmenter une autre fois la hauteur du seuil ou on ferme d'avantage la vanne aval pour faire augmenter le niveau aval et on opère de la même manière que précédemment (Figure III.05b).

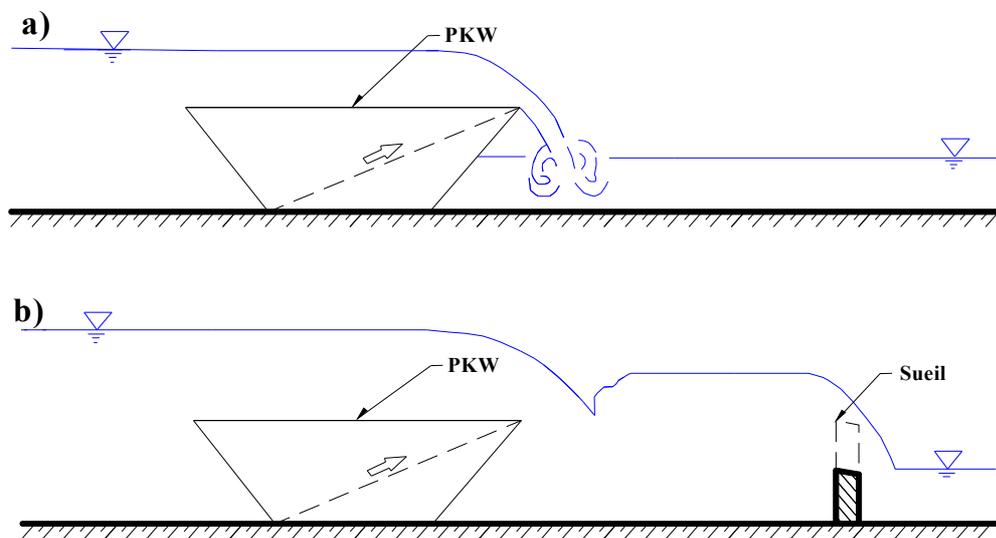


Figure III.05. Différentes phases de la procédure expérimentale  
a) sans seuil b) avec installation d'un seuil.

L'étude expérimentale a été réalisée sur quatre modèles de déversoirs de configuration différente, confectionnés en plaques métalliques  $e = 2\text{mm}$ . Les caractéristiques géométriques de ces modèles sont mentionnées dans le tableau (III.01).

Tableau III.01 Caractéristiques géométriques des modèles réduits

Model de déversoir	$N$ (-)	$W$ (cm)	$W_0$ (cm)	$W_i$ (cm)	$B$ (cm)	$B_0$ (cm)	$B_i$ (cm)	$B_b$ (cm)	$W_0/W_i$ (-)	$P_0=P_i$ (cm)
PK-Weir type A1m	4	100	13,50	11,3	53	12	12	24,5	1,20	20
PK-Weir type A2m	3	100	18	15	51,5	12	12	23	1,20	20
PK-Weir type A	6	100	9	7,50	41	10,25	10,25	20,5	1,20	15
Déversoir rectiligne	-	100	-	-	-	-	-	-	-	26,50

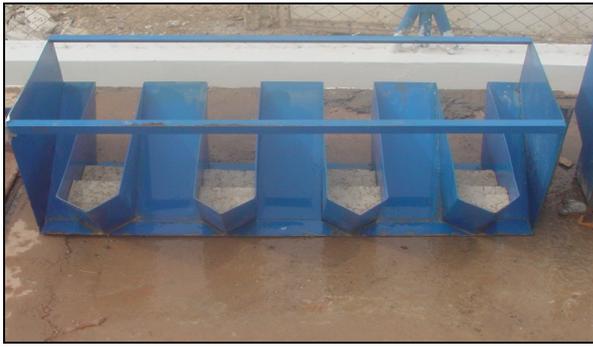


Figure III.06. PK-Weir type A1m.



Figure III.07. PK-Weir type A2m.

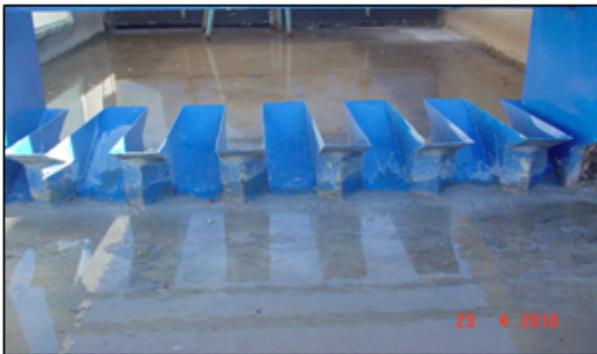


Figure III.08. PK-Weir type A.

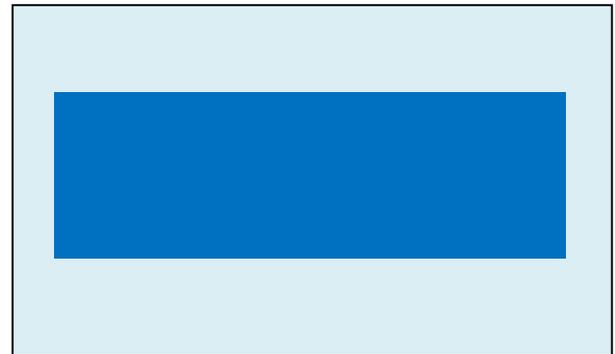
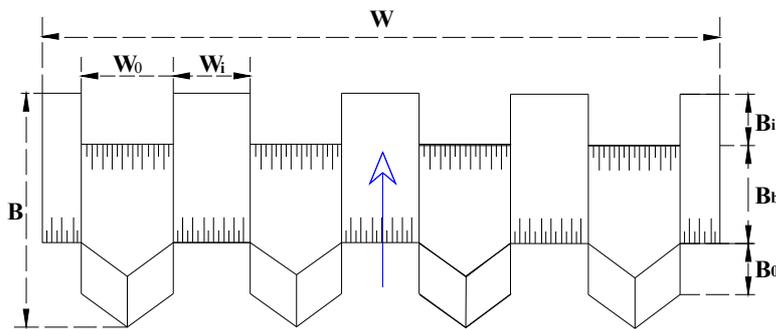
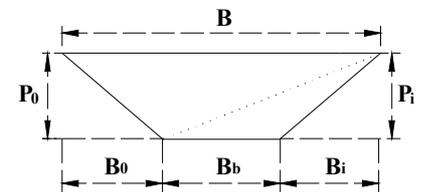


Figure III.09. Déversoir rectiligne.

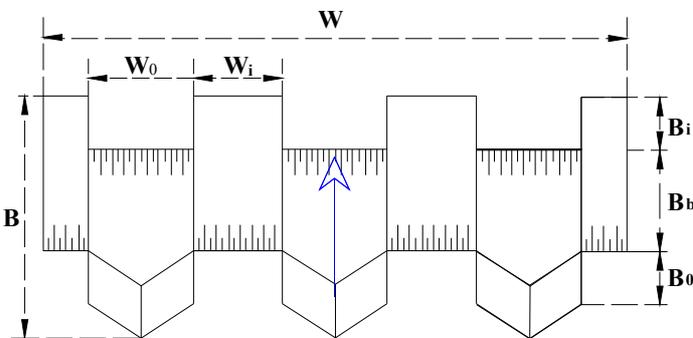


a)- Vue en plan

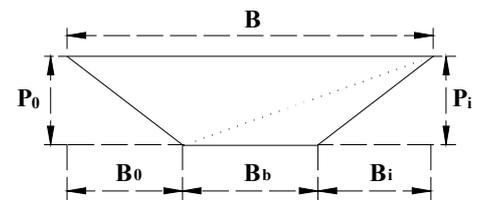


b)- Coupe transversale

Figure III.10. Schéma du modèle de PK-Weir type A1m.

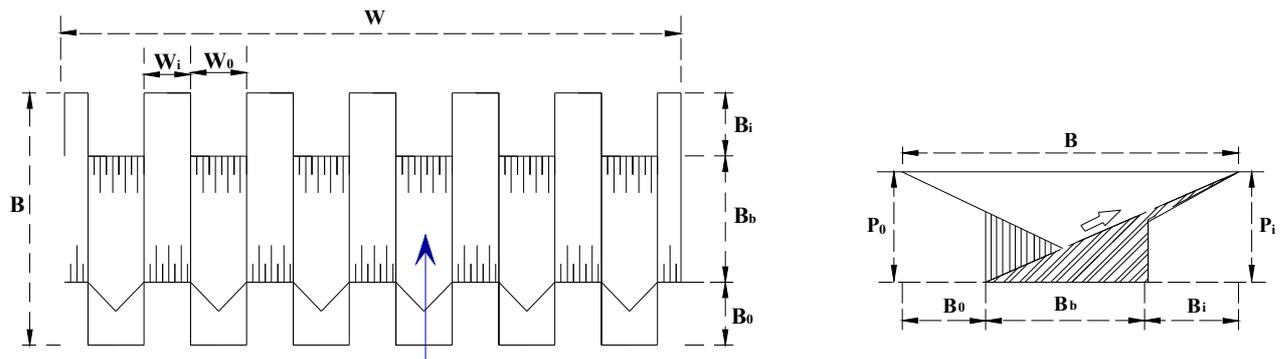


a)- Vue en plan



b)- Coupe transversale

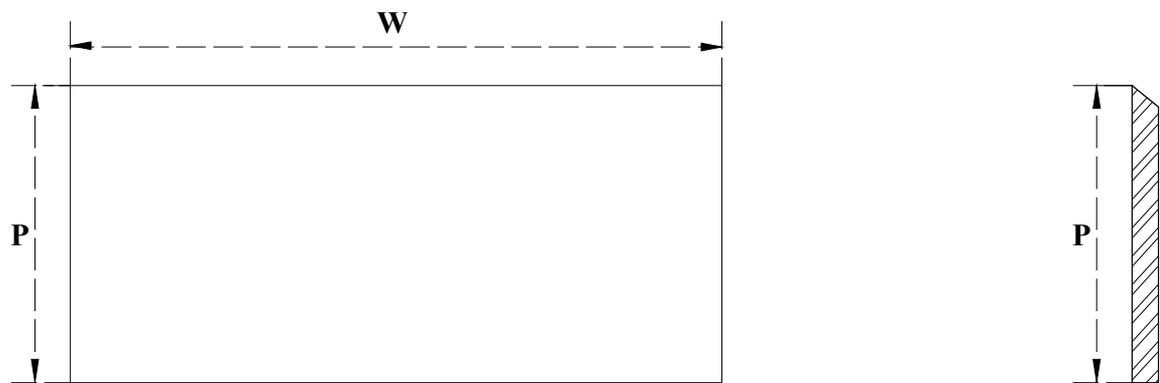
Figure III.11. Schéma du modèle de PK-Weir type A2m.



a)- Vue en plan

b)- Coupe transversale

Figure III.12. Schéma du modèle de PK-Weir type A.



a)- Vue en plan

b)- Coupe transversale

Figure III.13. Schéma du modèle de déversoir rectiligne.

### III.3 Résultats et discussion

Les expérimentations sur les modèles réduits étaient basées sur plusieurs débits fixes pour des hauteurs d'eau variables. Les résultats sont exprimés de différentes manières par :

- Le débit en fonction de la charge totale sur le déversoir  $Q=f(H_0)$
- Le coefficient de débit en fonction de la charge relative  $C_w=f(H_u/P)$
- La charge relative amont en fonction de la charge relative aval  $H_u/H_0=f(H_d/H_0)$
- La charge totale amont ( $H_u$ ) en fonction de la charge totale aval ( $H_d$ )
- Le ratio ( $H_d/H_u$ ) en fonction de ratio ( $Z/H_0$ )
- Le ratio ( $H_0/H_u$ ) en fonction de ratio ( $S$ )
- Le ratio ( $H_u/P$ ) en fonction des ratios ( $Z/P$ ), ( $H_d/H_u$ ) et ( $H_0/P$ ).

#### III.3.1 Interprétation et discussion des résultats (Ecoulement dénoyé)

La première phase des essais a concerné l'étude de l'écoulement sur les différents modèles cités ci-dessus dans des conditions dénoyé.

Pour ce faire, quatre modèles expérimentaux de différents géométrie sont été testés ;

- Le modèle A se caractérisé par des porte-à-faux amont et aval suspendus sur le tiers supérieur de la hauteur du déversoir.
- Le modèle A2m se caractérisé par des porte-à-faux amont et aval continue jusqu'à la base.
- Le modèle A1m se caractérisé par des porte-à-faux amont et aval continue jusqu'à la base.
- Le modèle linéaire caractérisé par la géométrie simple sous forme de paroi verticale qui est représentée schématiquement par la figure II.13.

Afin d'interpréter les résultats obtenus sur les quatre modèles de déversoirs il a été nécessaire de faire appel aux relations théoriques qui régissent l'écoulement libre sur les déversoirs. Tel que la relation qui exprime le coefficient de débit  $C_W$  lié à l'équation classique (III.01)

$$C_W = \frac{Q}{W \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}} \quad (\text{III.01})$$

Où : -  $C_W$  : Coefficient de débit du déversoir testé ;  
 -  $W$  : Largeur totale amont du déversoir ;  
 -  $H_0$  : Charge totale sur le seuil du déversoir.

Avec :

$$H_0 = h_0 + h_c \quad (\text{III.02})$$

Où : -  $H_0$  : Charge totale sur le seuil du déversoir dans les conditions dénoyées ;  
 -  $h_0$  : Charge piézométrique mesurée dans les conditions dénoyées ;  
 -  $h_c$  : Charge cinétique.

$$h_c = \frac{Q^2}{2gA^2} = \frac{Q^2}{2g[l(P + h_0)]^2} \quad (\text{III.03})$$

Où : -  $Q$  : Débit mesuré ;  
 -  $A$  : Section de l'écoulement dans le canal ;  
 -  $l$  : Largeur du canal ;  
 -  $P$  : Hauteur du déversoir ;  
 -  $h_0$  : Profondeur d'eau sur le seuil du déversoir mesurée à deux mètres en amont du seuil.

La comparaison entre le modèle de PK-Weir de type A et le déversoir rectiligne pour des conditions d'écoulement libre a fait apparaître l'intérêt en performance du PK-Weir, selon les graphiques (Figure III.14 et Figure III.15) qui représentent les courbes de débit en fonction de la charge et le coefficient de débit en fonction de la charge relative montrent que les valeurs des débits et les valeurs des coefficients de débit du PK-Weir de type A sont largement supérieures aux valeurs correspondant au déversoir à paroi mince.

Ce résultat montre que le modèle PK-Weir se caractérise par un rendement plus grand que le modèle linéaire. Cette amélioration de la capacité d'évacuation est de l'ordre de 2,5 fois pour les charges inférieures à la hauteur du déversoir. Ceci montre que le PK-Weir peut être une solution pour faire évacuer des grands débits sous des faibles charges. Ce résultat confirme ce qui a été présenté par Ouamane et al. (2006a).

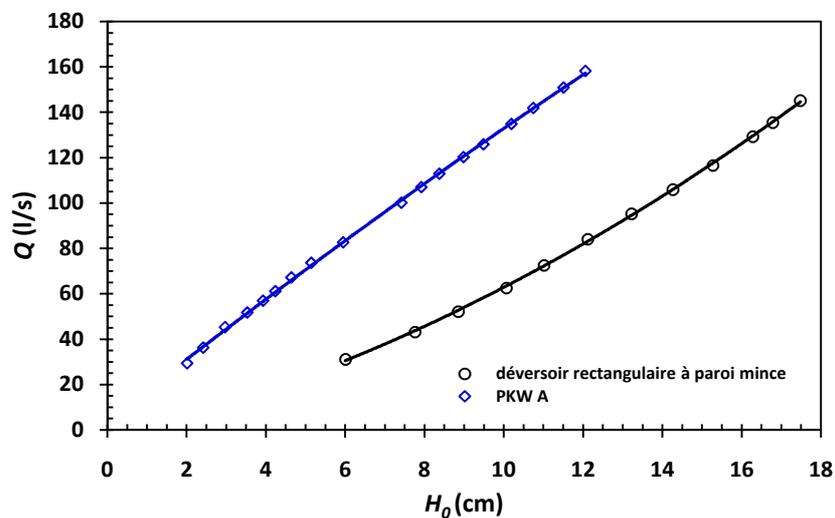


Figure III.14. Courbe des débits du PK-Weir de type A comparée à celle du déversoir rectiligne à paroi mince.

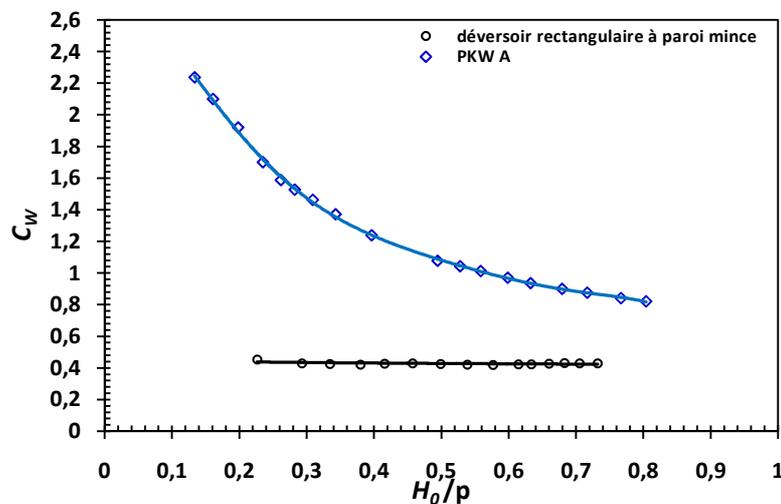


Figure III.15. Courbe du coefficient de débit du PK-Weir de type A comparée à celle du déversoir rectiligne à paroi mince.

La configuration géométrique du déversoir en touche de piano peut avoir une incidence remarquable sur la performance hydraulique, c'est ainsi que trois types de modèles de PK-Weir ont été comparés. Le premier modèle de PK-Weir est de type A, avec  $L/W=5,91$ , le deuxième modèle de A1m, avec  $L/W=5,27$  et le troisième modèle de type A2m avec  $L/W=4,12$  (Figure III.06 à III.08).

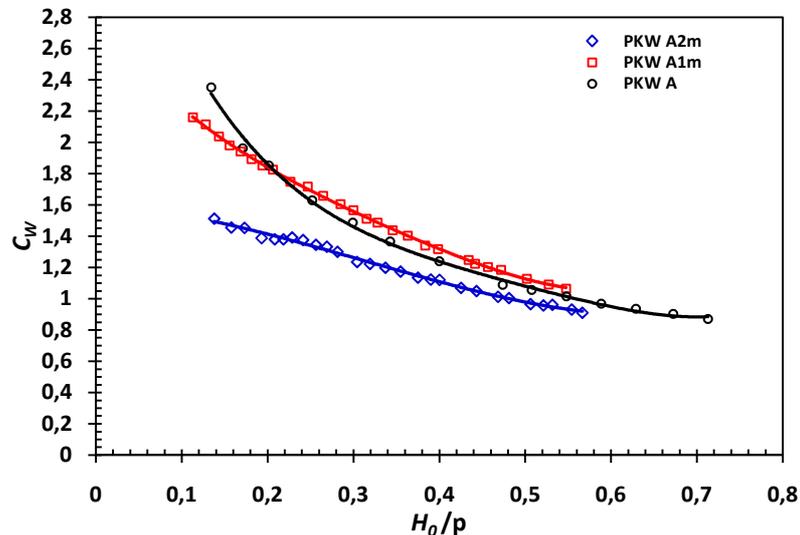


Figure III.16. Coefficient de débit en fonction de type de PK-Weir (Type A, type A2m et type A1m).

Les résultats expérimentaux obtenus sur ces modèles ont montré une différence entre les courbes de coefficient de débit des trois modèles. Le modèle A1m qui est caractérisé par des porte-à-faux amont et aval continus jusqu'à la base paraît être plus rentable que le modèle A et le modèle A2m, malgré que le modèle A possède un ratio  $L/W$  supérieur à celui du modèle A1. Cependant cet avantage du modèle A1m diminue quand la charge relative devient supérieure à 0,5. Tandis que le modèle A2m qui se caractérise par un faible ratio  $L/W$  donne un rendement plus faible par rapport aux deux modèles A et A1m, sur toute la gamme des charges, ce qui est logique.

La performance du modèle A1m est d'environ 07% plus grande que celle du modèle A pour des charges relatives  $0,22 \leq H_0/P \leq 0,5$  et de l'ordre de 27% plus grande que celle du modèle A2m pour des charges relatives  $H_0/P=0,14$  et de l'ordre de 17% pour des charges relatives  $H_0/P=0,35$  (Figure III.16).

L'analyse statistique des données expérimentales a donné une bonne corrélation ( $R^2 > 0,999$ ) par les interpolations polynomiales exprimées par l'équation (III.04) avec les coefficients ( $\alpha_i$ ) du tableau III.02. Ces équations donnent des valeurs proches aux valeurs mesurées avec une erreur ne dépassant pas les 3,65% pour le type A, 2,50% pour le type A2m et 1,20% pour le type A1m.

$$C_w = \alpha_0 + \alpha_1(H_0/P) + \alpha_2(H_0/P)^2 + \alpha_3(H_0/P)^3 + \alpha_4(H_0/P)^4 \quad (\text{III.04})$$

**Tableau III.02 Coefficients de l'équation (III.04) pour la représentation des courbes  $C_w=f(H_0/P)$  dans des conditions d'écoulement libre**

Type de modèle	$\alpha_0$	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	Validité	$Er_{max}$
PK-Weir type A	4,042	-18,41	49,03	-64,17	32,14	$0,1340 < H_u/P < 0,7180$	3,65%
PK-Weir type A1m	2,822	-7,652	19,77	-35,56	26,12	$0,1128 < H_u/P < 0,5473$	1,20%
PK-Weir type A2m	1,608	-0,418	-3,419	2,885	1,178	$0,1378 < H_u/P < 0,5668$	2,50%

### III.3.2 Interprétation et discussion des résultats (Ecoulement noyé)

Le déversoir peut être en état de submersion dans plusieurs cas tels que son utilisation dans les canaux d'irrigation pour la dérivation des eaux, dans les cours d'eau naturels ou dans les barrages. L'écoulement sur un déversoir est caractérisé par trois phases des conditions d'écoulement à savoir : la première phase caractérisée par un écoulement libre, le niveau d'eau aval n'influe pas sur le niveau d'eau amont, la seconde phase qui représente la transition de l'écoulement libre à l'écoulement noyé et la dernière phase celle de l'écoulement noyé ou l'écoulement aval peut influencer sur l'écoulement amont (i.e. déversoir complètement submergé) (Figure III.17).

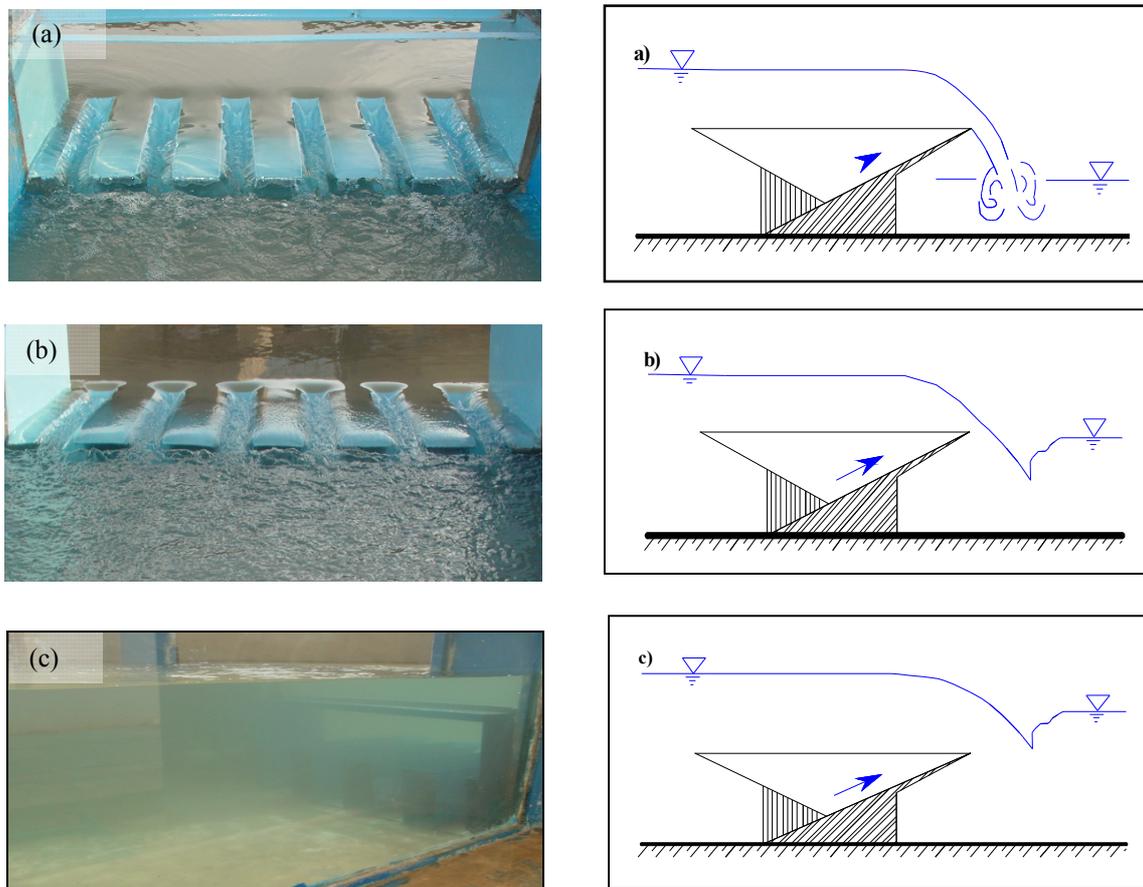


Figure III.17. Différentes phases d'écoulement sur le PK-Weir type A  
 a) Phase d'écoulement libre, b) Phase de transition, c) Phase d'écoulement noyé.

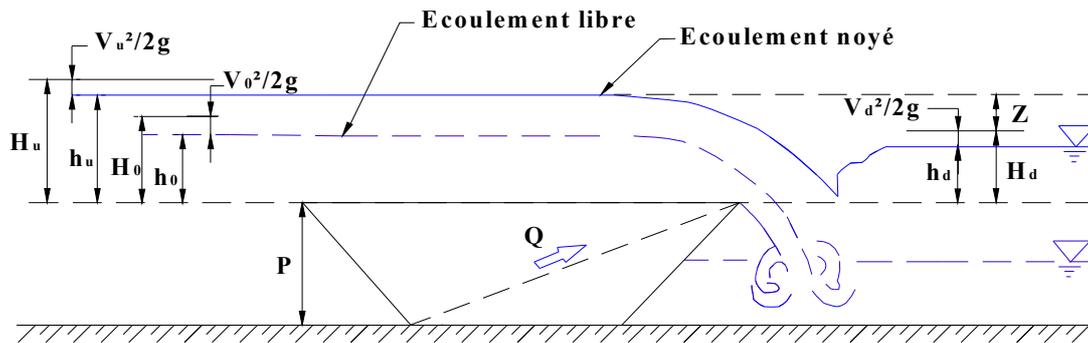


Figure III.18. Définition des paramètres du déversoir à écoulement libre et noyé.

- Condition d'écoulement noyé

- $H_u$  : la charge total amont;
- $H_d$  : la charge total aval;
- $Z$  : la différence entre la charge totale amont et la charge totale aval ( $Z=H_u-H_d$ );
- $h_u$  : la charge piézométrique amont ;
- $h_d$  : la charge piézométrique aval ;

- Conditions d'écoulement libre

- $H_0$  : la charge total amont;
- $h_0$  : la charge piézométrique amont.

### III.3.2.1 Variation de la charge relative amont $H_u/H_0$ en fonction de la charge relative aval $H_d/H_0$

La représentation graphique des résultats obtenus a montré que pour chaque débit choisi correspond une courbe adimensionnelle représentée par la charge relative amont ( $H_u/H_0$ ) en fonction de la charge relative aval ( $H_d/H_0$ ) (Figure III.19). Ces courbes sont identiques et représentent une seule courbe unique. Ceci indique que l'effet de la noyade dépend essentiellement de la charge d'eau sur le déversoir. Ce constat peut être remarqué également pour les résultats obtenus sur les trois modèles de PK-Weir de type A2m et A1m et le déversoir rectiligne à paroi mince (Figure III.20 à III.22).

Les courbes des figures III.19 à III.22 montrent également que l'effet du niveau d'eau aval sur l'écoulement en amont de déversoir commence quand la charge relative  $H_d/H_0$  devient supérieure à 0,6 pour le modèle de PK-Weir de type A. Tandis que pour les modèles A1m et A2m l'effet de la noyade se manifeste pour une valeur de  $H_d/H_0$  supérieure à zéro. Cependant, pour le cas du déversoir rectiligne à paroi mince l'effet de la noyade commence quand la valeur  $H_d/H_0$  devient supérieure à 0,25. A partir de ces limites, la profondeur d'eau aval augmente de manière proportionnelle avec la profondeur d'eau amont jusqu'à une valeur de la charge relative  $H_d/H_0= 2,6$  pour le modèle de PK-Weir de type A,  $H_d/H_0= 3$  pour le modèle de PK-Weir de type A2m,  $H_d/H_0= 4,6$  pour le modèle de PK-Weir de type A1m et  $H_d/H_0= 2,7$  pour le déversoir rectiligne à paroi mince. A partir de ces limites (successivement,  $H_d/H_0= 2,6, 3, 4,6$  et  $2,7$ ), la charge aval,  $H_d$  égalise celle de l'amont,  $H_u$  ( $H_d \approx H_u$ ).

Les équations de la courbe de délimitation pour chaque déversoir fonctionnant dans des conditions d'écoulement submergée sont données ci-dessous :

- PK-Weir de type A :

$$\frac{H_u}{H_0} = 1 \quad ; \quad 0 \leq \left( \frac{H_d}{H_0} \right) < 0,6 \quad (\text{III.05})$$

$$\frac{H_u}{H_0} = 1,025 \left( \frac{H_d}{H_0} \right)^{0,98121} + 1,0454 * e^{-1,79521 (H_d / H_0)} \quad ; \quad 0,6 \leq \left( \frac{H_d}{H_0} \right) \leq 2,6 \quad (\text{III.06})$$

$$H_u = H_d \quad ; \quad \left( \frac{H_d}{H_0} \right) > 2,6 \quad (\text{III.07})$$

- PK-Weir de type A2m :

$$\frac{H_u}{H_0} = 1 \quad ; \quad \left( \frac{H_d}{H_0} \right) \geq 0 \quad (\text{III.08})$$

$$\frac{H_u}{H_0} = 1,079 \left( \frac{H_d}{H_0} \right)^{0,92521} + 0,9899 * e^{-1,40521 (H_d / H_0)} \quad ; \quad 0 < \left( \frac{H_d}{H_0} \right) \leq 3 \quad (\text{III.09})$$

$$H_u = H_d \quad ; \quad \left( \frac{H_d}{H_0} \right) > 3 \quad (\text{III.10})$$

- PK-Weir de type A1m :

$$\frac{H_u}{H_0} = 1 \quad ; \quad \left( \frac{H_d}{H_0} \right) \geq 0 \quad (\text{III.11})$$

$$\frac{H_u}{H_0} = 1,105 \left( \frac{H_d}{H_0} \right)^{0,93221} + 0,9899 * e^{-1,210 (H_d / H_0)} \quad ; \quad 0 < \left( \frac{H_d}{H_0} \right) \leq 4,6 \quad (\text{III.12})$$

$$H_u = H_d \quad ; \quad \left( \frac{H_d}{H_0} \right) > 4,6 \quad (\text{III.13})$$

- Déversoir rectiligne à paroi mince :

$$\frac{H_u}{H_0} = 1 \quad ; \quad 0 \leq \left( \frac{H_d}{H_0} \right) < 0,25 \quad (\text{III.14})$$

$$\frac{H_u}{H_0} = 1.016 \left( \frac{H_d}{H_0} \right)^{0.97621} + 0.9989 * e^{-1.27(H_d/H_0)} \quad ; \quad 0,25 \leq \left( \frac{H_d}{H_0} \right) \leq 2,7 \quad (\text{III.15})$$

$$H_u = H_d \quad ; \quad \left( \frac{H_d}{H_0} \right) > 2,7 \quad (\text{III.16})$$

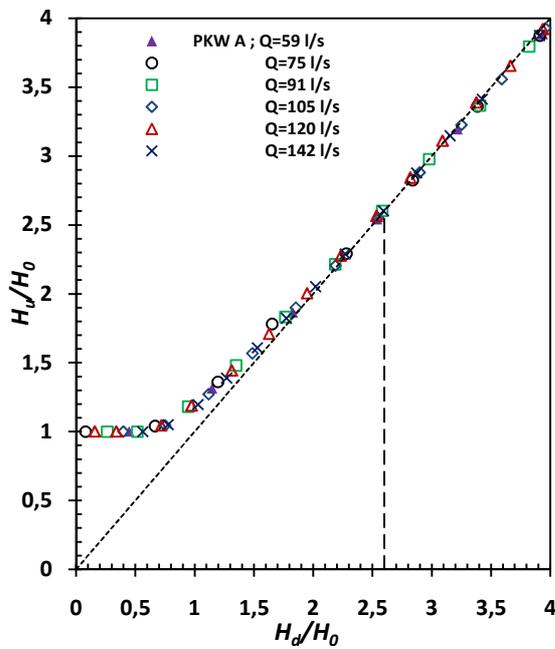


Figure III.19. Variation de la charge relative amont  $H_u/H_0$  en fonction de la charge relative aval  $H_d/H_0$  PK-Weir type A.

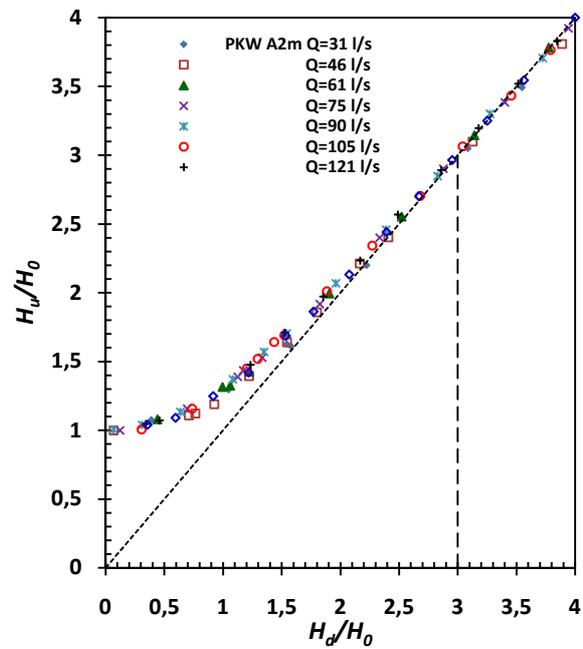


Figure III.20. Variation de la charge relative amont  $H_u/H_0$  en fonction de la charge relative aval  $H_d/H_0$  PK-Weir type A2m.

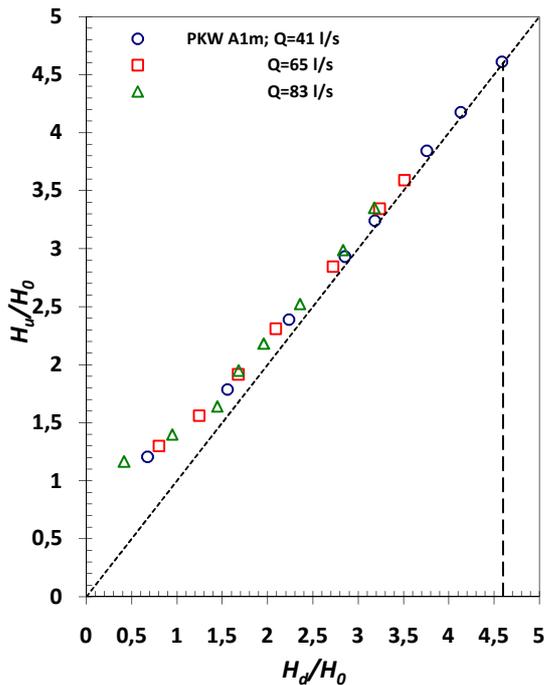


Figure III.21. Variation de la charge relative amont  $H_u/H_0$  en fonction de la charge relative aval  $H_d/H_0$  PK-Weir type A1m.

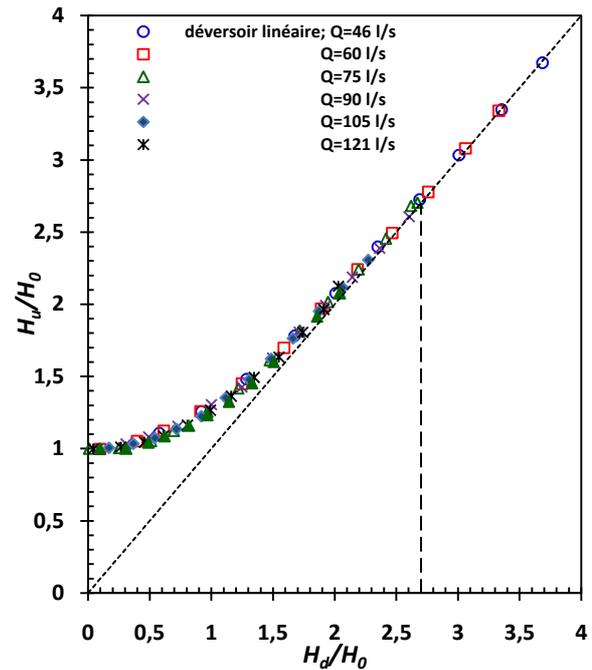


Figure III.22. Variation de la charge relative amont  $H_u/H_0$  en fonction de la charge relative aval  $H_d/H_0$  Déversoir rectiligne à paroi mince.

Selon la bibliographie, une étude a été réalisée par Tullis (2006) pour comparer l'effet de la noyade entre le déversoir rectiligne et le déversoir en labyrinthe. Les résultats obtenus ont montré que les deux déversoirs se comportent de la même manière quand ces deux derniers sont noyés.

Il est intéressant donc de procéder à une comparaison entre le déversoir en labyrinthe et les différents modèles de PK-Weir. Ainsi, les résultats expérimentaux obtenus sur les trois modèles de PK-Weir (A, A2m et A1m) dans des conditions d'écoulement noyé ont été comparés avec la courbe de référence du déversoir en labyrinthe obtenue par Tullis (2006). Les résultats expérimentaux obtenus sur ces trois modèles de PK-Weir et le déversoir en labyrinthe montrent que les courbes représentant le déversoir en labyrinthe et les PK-Weirs de type A et de type A2m sont presque les mêmes avec un faible écart pour des charges relatives aval ( $H_d/H_0$ ) inférieures à 1,7. Donc, nous concluons que pour un débit donné l'évolution de la charge amont par rapport à la charge aval est presque la même pour le déversoir en labyrinthe et le PK-Weir de type A et type A2m.

Cependant, la comparaison entre les deux courbes qui représentent le PK-Weir de type A1m et celui de type A (Figure III.23) montre un décalage de l'ordre de 13% pour des charges relatives aval ( $H_d/H_0$ ) inférieures à 1,8 et de l'ordre de 4% pour des charges relatives aval 1,

$8 \leq H_d/H_0 \leq 4,6$ . Par contre, elles sont identiques et représentent une seule courbe unique pour des charges relatives aval ( $H_d/H_0$ ) supérieures à 4,6. A partir de ce résultat, on peut dire que pour les faibles  $H_d/H_0 \leq 4,6$  l'effet de la noyade est plus exprimé pour le PK-Weir de type A1m que pour le PK-Weir type A. Tandis que pour les valeurs  $H_d/H_0 > 4,6$  l'évolution de la charge amont par rapport à la charge aval est la même pour tous les modèles.

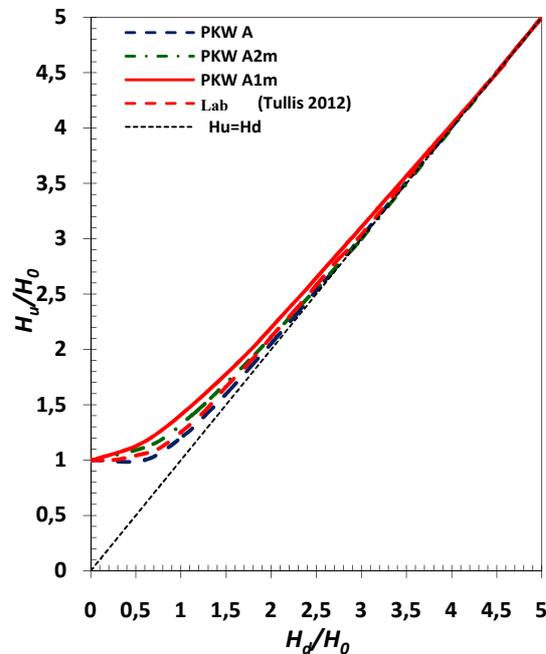


Figure III.23. Comparaison entre les PK-Weirs (A, A1m et A2m), et le déversoir en labyrinthe (selon les données de Tullis) fonctionnant dans des conditions noyées.

### III.3.2.2 Variation de la charge totale amont $H_u$ en fonction de la charge totale aval $H_d$ et le débit $Q$

La Figure III.24 qui exprime la charge totale amont  $H_u$  en fonction de la charge totale aval  $H_d$  pour une série de débit, fait remarquer que pour les faibles débits, l'influence du niveau aval sur l'amont est plus significative. A titre indicatif, pour un faible débit de l'ordre de 75 l/s, et pour une charge  $H_d = 9$  cm, la variation de la charge totale amont est de 4,4 cm. Par contre, pour un débit plus grand d'environ 142 l/s et avec la même charge  $H_d$ , la variation de la charge totale amont est de 0,9 cm, soit 20,5% de la valeur correspondante au faible débit. Ce constat, n'est pas vrai pour les grandes charges  $H_d$  ( $H_d > 12$  cm) où la variation de la charge totale amont  $H_u$  est proportionnelle à la variation de la charge totale aval  $H_d$ .

Finalement, on peut dire que pour les faibles débits l'effet de la noyade est très important. Cependant, cet effet diminue progressivement avec l'augmentation de débit ce qui implique un accroissement de la charge amont  $H_u$ . Ceci peut être remarqué aussi pour les résultats obtenus sur les trois modèles de PK-Weir de type A2m, A1m et le déversoir rectiligne à paroi mince (Figure III.25 à III.27).

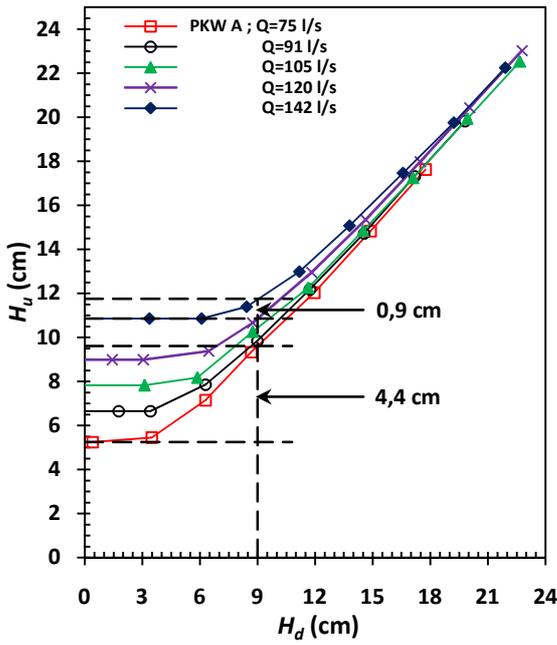


Figure III.24. Charge totale amont  $H_u$  en fonction de la charge totale aval  $H_d$  et le débit PK-Weir type A.

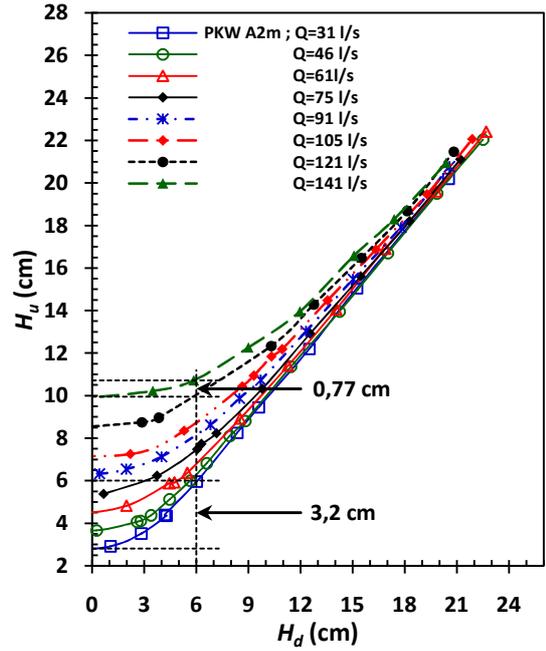


Figure III.25. Charge totale amont  $H_u$  en fonction  $Q$  de la charge totale aval  $H_d$  et le débit  $Q$  PK-Weir type A2m.

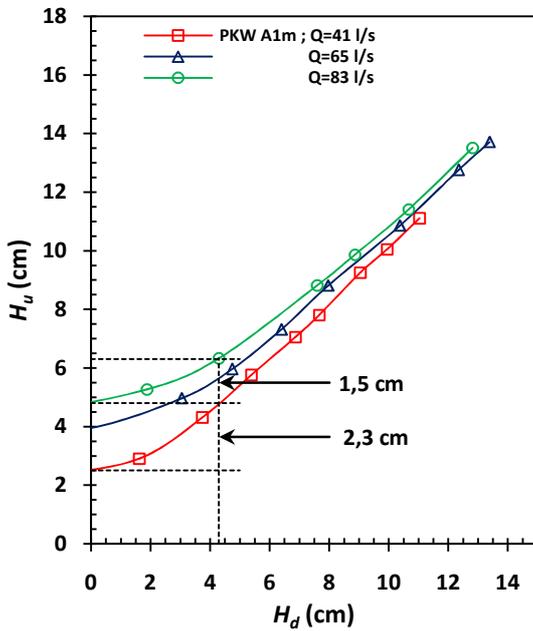


Figure III.26. Charge totale amont  $H_u$  en fonction de la charge totale aval  $H_d$  et le débit  $Q$  PK-Weir type A1m.

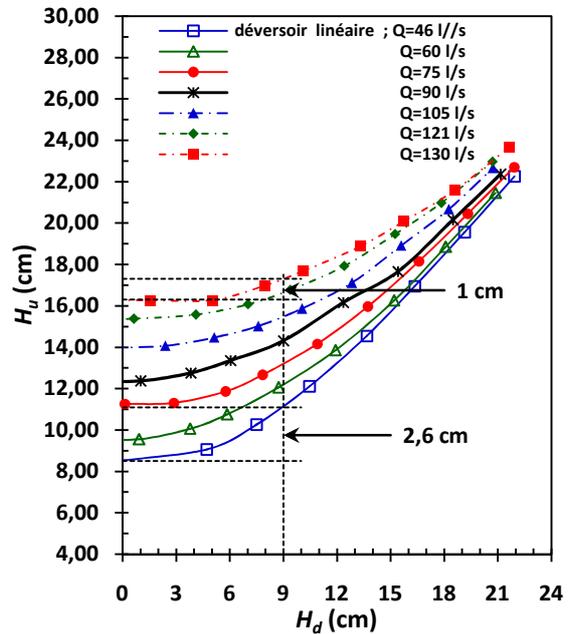


Figure III.27. Charge totale amont  $H_u$  en fonction de la charge totale aval  $H_d$  et le débit  $Q$  déversoir rectiligne à paroi mince.

### III.3.2.3 Variation du rapport $H_d/H_u$ en fonction de rapport $Z/H_0$

La représentation graphique du rapport de la charge totale aval et la charge total amont ( $H_d/H_u$ ) en fonction de  $Z/H_0$  (Figure III.28) fait remarquer que le rapport adimensionnel  $Z/H_0$  tend vers 1 quand le niveau d'eau aval s'approche du niveau de crête du PK-Weir type A, autrement dit, quand la charge amont dans les conditions noyées s'approche de la charge amont dans la condition d'écoulement libre (c'est-à-dire,  $H_u \approx H_0$ ), le rapport  $Z/H_0$  tend vers 1. Par contre, si le rapport  $Z/H_0$  diminue, la valeur de  $H_d/H_u$  s'approche de la condition d'écoulement complètement noyé. Cela peut également être observé pour les résultats des modèles PK-Weir type A2m, A1m et le déversoir rectiligne à paroi mince (Figure III.29 à III.31).

L'équation de la courbe qui représente le rapport  $H_d/H_u$  en fonction de rapport  $Z/H_0$  pour chaque déversoir en condition d'écoulement submergée, est donné ci-dessous :

- PK-Weir type A :

$$\frac{H_0}{H_u} = \left[ 1 - \left( \frac{Z}{H_0} \right)^{1,207} \right]^{1,178} ; 0,001 \leq \frac{Z}{H_0} \leq 0,922 \quad (\text{III.17})$$

- PK-Weir type A2m :

$$\frac{H_0}{H_u} = \left[ 1 - \left( \frac{Z}{H_0} \right)^{1,311} \right]^{1,147} ; 0,004 \leq \frac{Z}{H_0} \leq 1 \quad (\text{III.18})$$

- PK-Weir type A1m :

$$\frac{H_0}{H_u} = \left[ 1 - \left( \frac{Z}{H_0} \right)^{1,514} \right]^{0,938} ; 0,062 \leq \frac{Z}{H_0} \leq 0,901 \quad (\text{III.19})$$

- Déversoir rectiligne à paroi mince :

$$\frac{H_0}{H_u} = \left[ 1 - \left( \frac{Z}{H_0} \right)^{1,297} \right]^{1,161} ; 0,011 \leq \frac{Z}{H_0} \leq 0,959 \quad (\text{III.20})$$

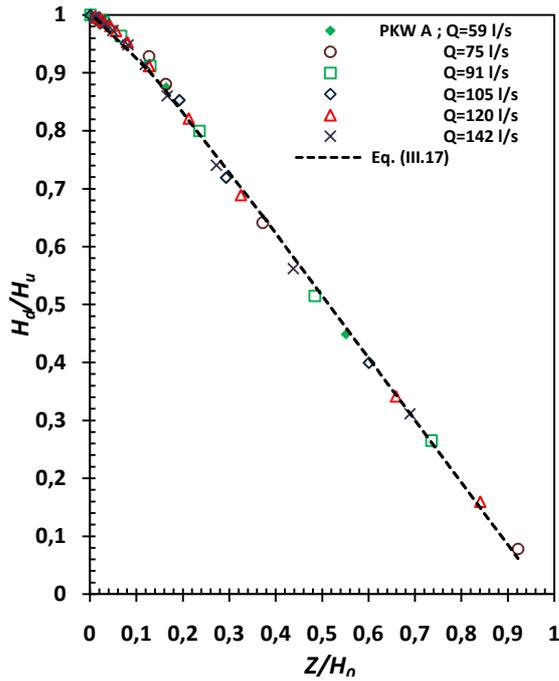


Figure III.28. Variation du rapport  $H_d/H_u$  en fonction de rapport  $Z/H_0$  PK-Weir type A.

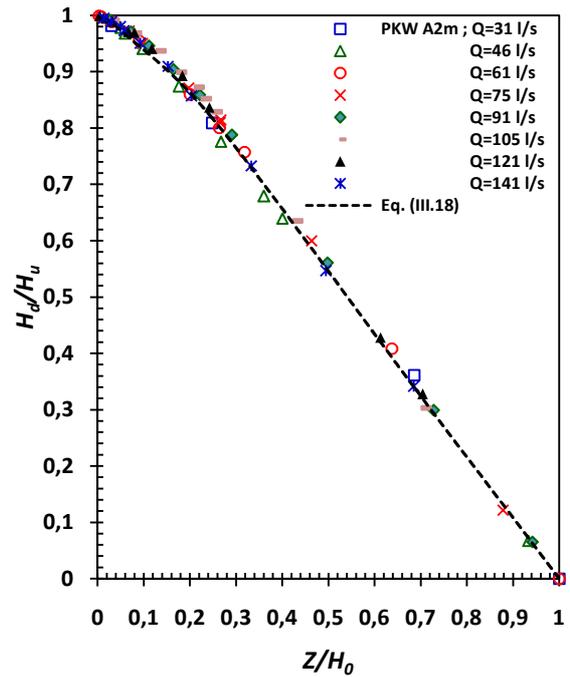


Figure III.29. Variation du rapport  $H_d/H_u$  en fonction de rapport  $Z/H_0$  PK-Weir type A2m.

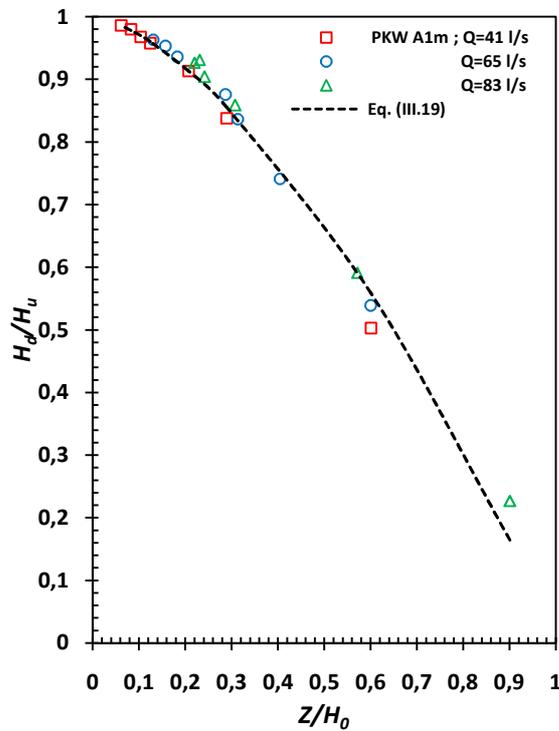


Figure III.30. Variation du rapport  $H_d/H_u$  en fonction de rapport  $Z/H_0$  PK-Weir type A1m

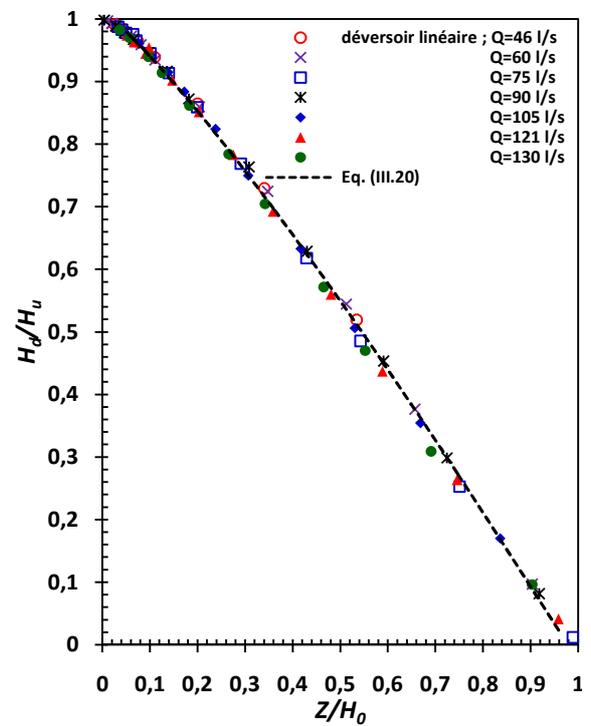


Figure III.31. Variation du rapport  $H_d/H_u$  en fonction de rapport  $Z/H_0$  déversoir linéaire

Les équations citées ci-dessus, donnent des valeurs proches aux valeurs mesurées avec une erreur moyenne égale 1,63% pour le type A, 1,8% pour le type A2m, 3,1% pour le type A1m et 1,76% pour le déversoir rectiligne à paroi mince.

### II.3.2.4 Variation du rapport $H_0/H_u$ en fonction de facteur de submersion $S$

Pour étudier la variation du rapport  $H_0/H_u$  en fonction du facteur de submersion  $S$ . Cicero et al., (2013a) ont développé l'équation (III.21) qui permet de déterminer le rapport de la charge relative de submersion amont ( $H_u/H_0$ ) en fonction  $S$  et  $S_m$ .

$$\frac{H_0}{H_u} = [1 - 0,01 \cdot e^{\alpha \cdot (S - S_m)}]^\beta \quad (\text{III.21})$$

Où :

- $S$  :  $H_d/H_u$  est le facteur de submersion,
- $S_m$  : la limite de submersion qui peut être définie, selon cette équation, par  $H_0 < 0,99H_u$  pour  $S > S_m$ .

En se basant sur la relation (III.21) et les données obtenues des essais sur les quatre modèles, une équation a été développée pour chacun des modèles. L'équation développée qui permet le calcul du rapport  $H_0/H_u$  en fonction du facteur de submersion  $S$  et la limite de submersion  $S_m$  en condition noyé s'écrit pour chaque modèle:

- *PK-Weir type A* :

$$\frac{H_0}{H_u} = 1 - 0,01 \cdot e^{11,13 \cdot (S - 0,59)} \quad ; \quad 0 < S < 0,929 \quad (\text{III.22})$$

- *PK-Weir type A2m* :

$$\frac{H_0}{H_u} = 1 - 0,01 \cdot e^{4,188 \cdot S} \quad ; \quad 0 < S < 0,988 \quad (\text{III.23})$$

- *PK-Weir type A1m* :

$$\frac{H_0}{H_u} = [1 - 0,01 \cdot e^{3,58 \cdot S}]^{3,9} \quad ; \quad 0 < S < 0,959 \quad (\text{III.24})$$

- *Déversoir rectiligne à paroi mince* :

$$\frac{H_0}{H_u} = [1 - 0,01 \cdot e^{3,9 \cdot (S - 0,065)}]^{1,6} \quad ; \quad 0 < S < 0,970 \quad (\text{III.25})$$

Ces équations donnent des valeurs proches aux valeurs mesurées avec une erreur moyenne égale 2,34% pour le type A, 3,54% pour le type A2m, 6,38% pour le type A1m et 2,82% pour le déversoir rectiligne à paroi mince.

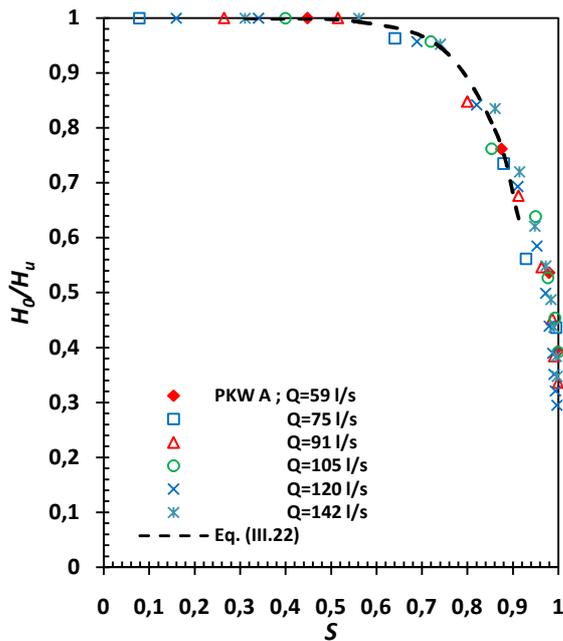


Figure III.32. Variation du rapport  $H_0/H_u$  en fonction facteur de submersion  $S$  PK-Weir type A.

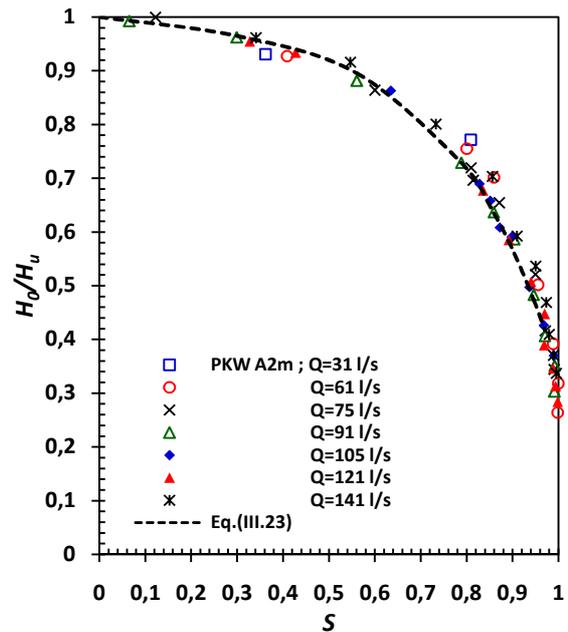


Figure III.33. Variation du rapport  $H_0/H_u$  en fonction facteur de submersion  $S$  PK-Weir type A2m.

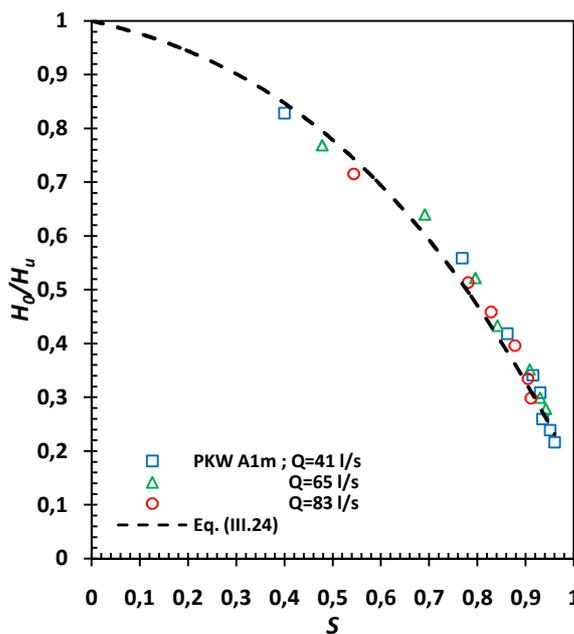


Figure III.34. Variation du rapport  $H_0/H_u$  en fonction facteur de submersion  $S$  PK-Weir type A1m.

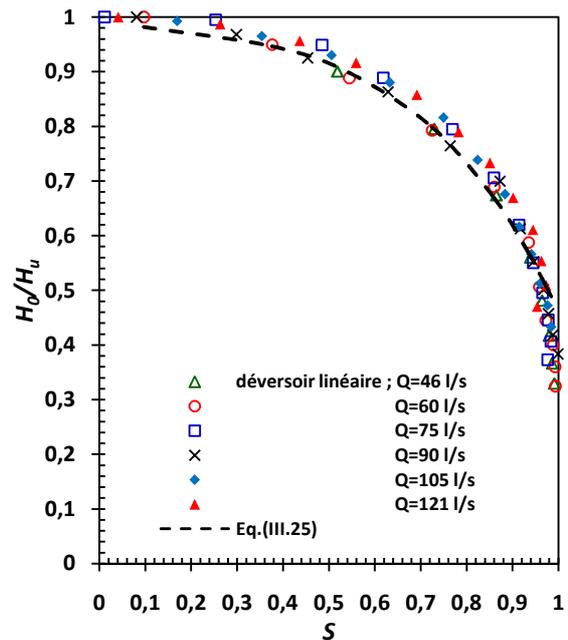


Figure III.35. Variation du rapport  $H_0/H_u$  en fonction facteur de submersion  $S$  Déversoir linéaire.

La figure III.36 montre la comparaison entre la sensibilité à la submersion des trois types de PK-Weir (A, A2m et A1m) et le modèle de déversoir rectiligne. On remarque que pour une valeur de  $S$  constante, le rapport  $H_0/H_u$  du PK-Weir de type A est plus grand que celui des autres déversoirs. Par contre, les rapports  $H_0/H_u$  du modèle PK-Weir type A2m et le déversoir rectiligne sont presque les mêmes et sont plus grands que celui de type A1m. A titre indicatif, pour un facteur de submersion  $S=0,7$ , le rapport  $H_0/H_u$  est égale à 0,97 pour le modèle de type A, 0,81

pour les deux types A2m et déversoir rectiligne et 0,6 pour le type A1m. Ceci implique que le type A est moins sensible à la submersion que le type A2m et le déversoir linéaire et ces derniers sont moins sensibles que le type A1m pour les valeurs  $0 < S < 0,95$ .

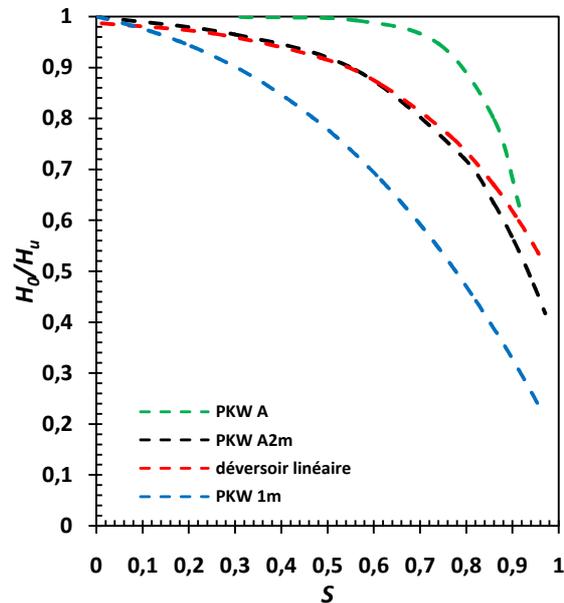


Figure III.36. Sensibilité à la submersion du PK-Weir type A, A2m, A1m et du déversoir rectiligne.

Les résultats expérimentaux obtenus pour le modèle PK-Weir type A ont été comparés à ceux obtenus au Laboratoire National Hydraulique et Environnement de l'Electricité de France (LNHE-EDF) de Chatou (France) en 2013. La représentation graphique de ces deux résultats montrent que les deux courbes sont presque les mêmes (figure III.37). En concluant que pour un débit donné, l'évolution de la charge amont par rapport à la charge aval est la même pour les deux séries de résultats (Université de Biskra et LNHE -EDF).

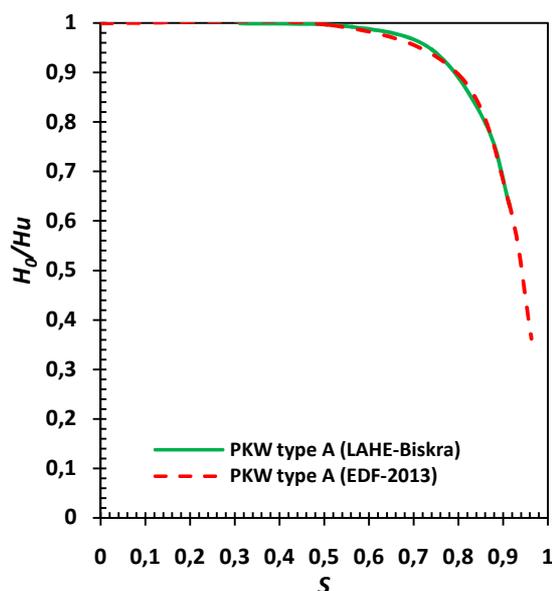


Figure III.37. Comparaison de la sensibilité de submersion entre le PK-Weir type A et un modèle PK-Weir de LNHE de Chatou - France (EDF, 2013).

### III.3.2.5 Détermination de la nature de l'écoulement et du coefficient de submersion $H_d/H_u$

La détermination de la nature de l'écoulement et du coefficient de submersion  $H_d/H_u$  pour les quatre modèles (PK-Weir type A, A2m, A1m et déversoir linéaire) peut être effectuée par les courbes qui représentent la charge relative amont  $H_u/P$  en fonction du rapport  $Z/P$  et du rapport  $H_0/P$ .

Pour obtenir ces courbes, nous suivons les étapes suivantes :

- On représente les courbes  $H_u/P$  en fonction de  $Z/P$  pour les différents rapports  $H_0/P$ .
- On détermine le taux de coefficient de submersion  $H_d/H_u$  pour toutes les coordonnées ( $H_u/P$  ;  $Z/P$ ).
- On relie toutes les coordonnées qui ont le même taux de coefficient de submersion  $H_d/H_u$ .

Les figures III.38 à III.39 peuvent être exploitées de deux manières : d'une part, la détermination du type de l'écoulement selon le rapport  $H_d/H_u$ . L'écoulement est considéré libre pour le ratio  $H_d/H_u$  égal à zéro pourcent ( $H_d/H_u=0\%$ ) et l'écoulement est noyé pour le ratio  $H_d/H_u$  qui varie entre zéro et cent pourcent ( $0\% < H_d/H_u \leq 100\%$ ). Et d'autre part, pour extraire tous les paramètres d'écoulement, à savoir  $H_d/H_u$ ,  $H_u/P$ ,  $H_0/P$  et  $Z/P$ . A titre indicatif, les paramètres du point A ( $H_d/H_u=17\%$  ;  $H_u/P=0,263$  ;  $H_0/P=0,226$  et  $Z/P=0,219$ ).

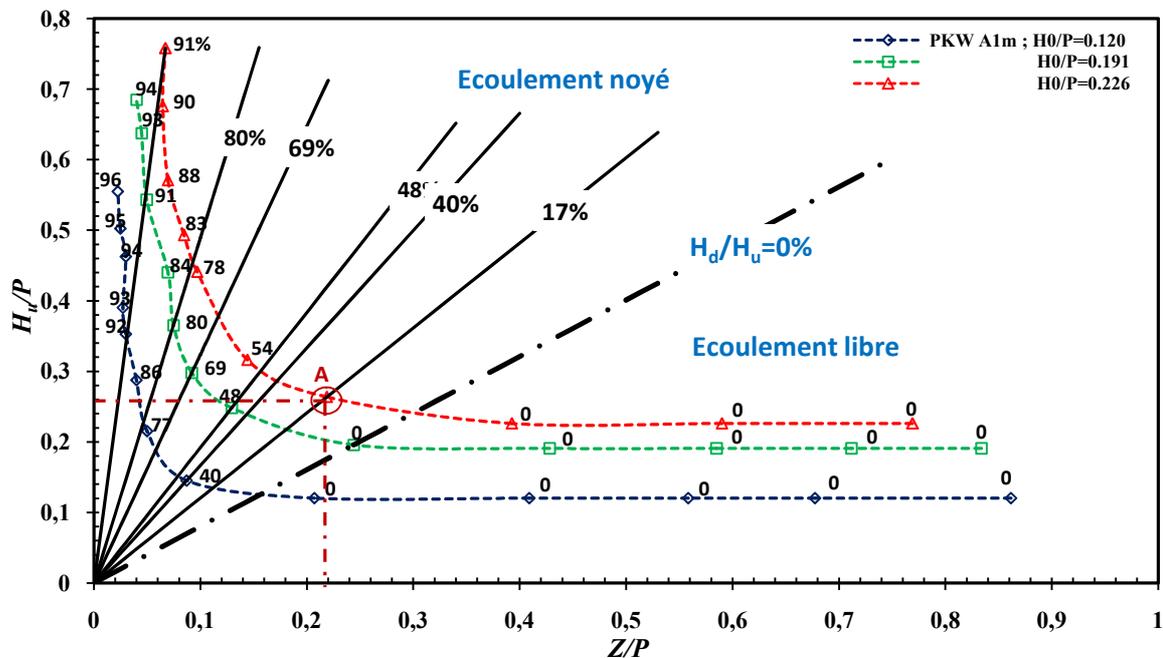


Figure III.38. Détermination de la nature de l'écoulement et du coefficient de submersion  $H_d/H_u$  de PK-Weir type A1m.

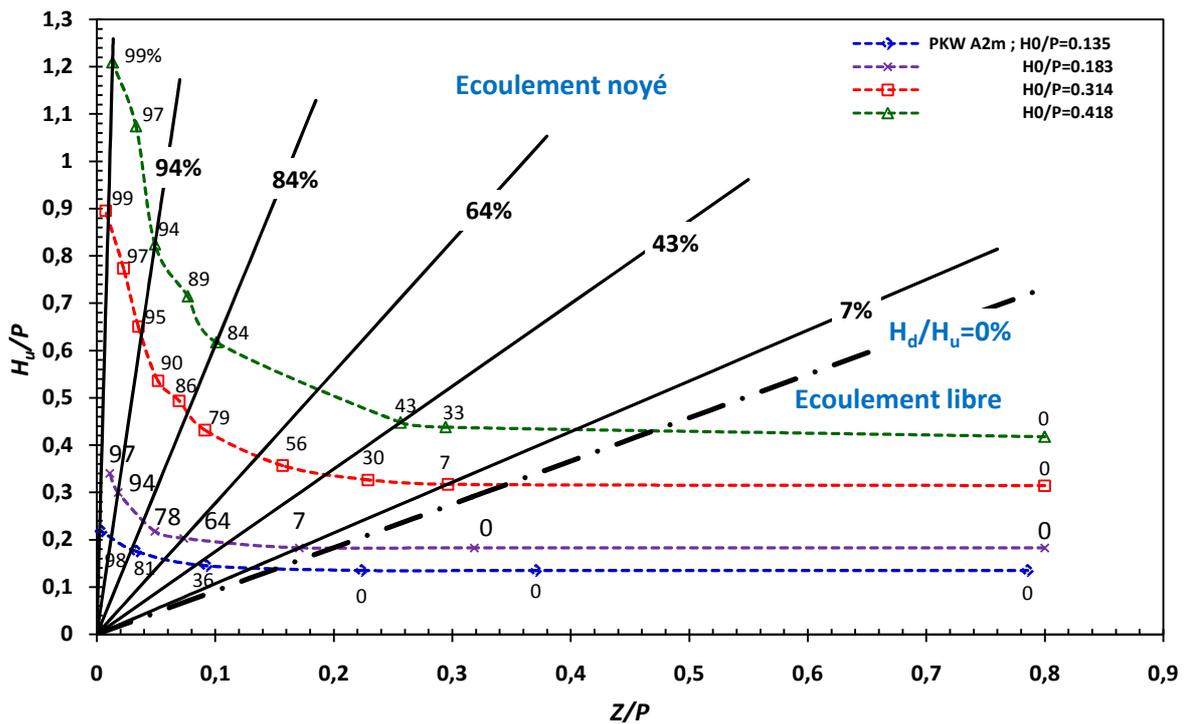


Figure III.39. Détermination de la nature de l'écoulement et du coefficient de submersion  $H_d/H_u$  de PK-Weir type A2m.

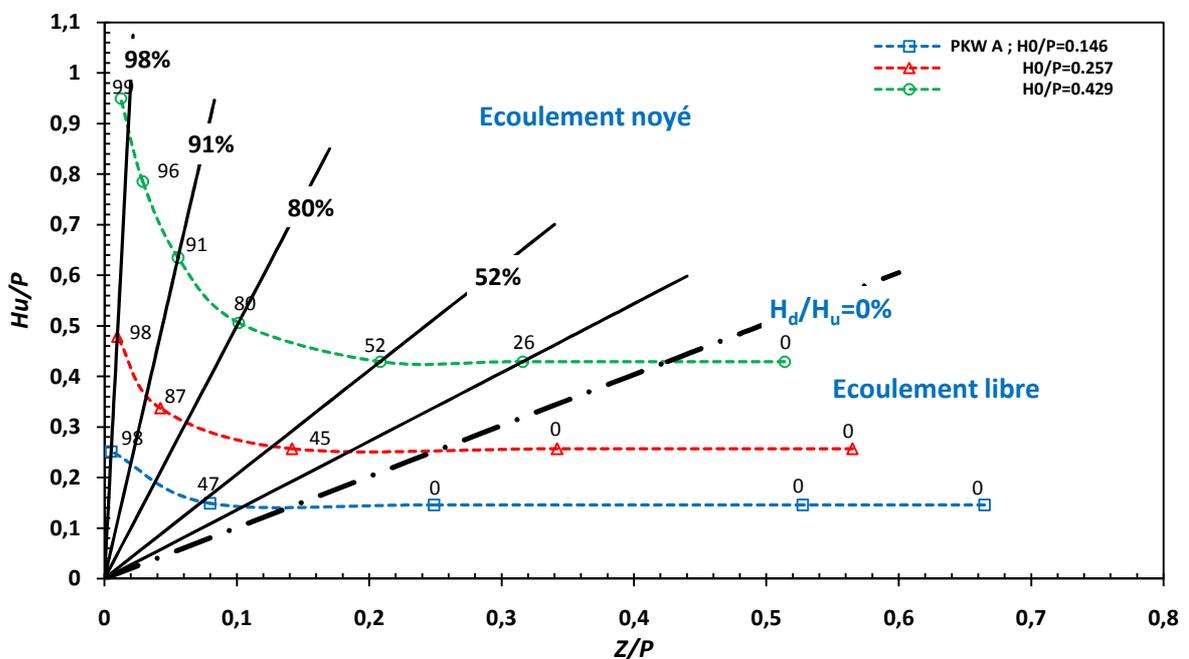


Figure III.40. Détermination de la nature de l'écoulement et du coefficient de submersion  $H_d/H_u$  de PK-Weir type A.

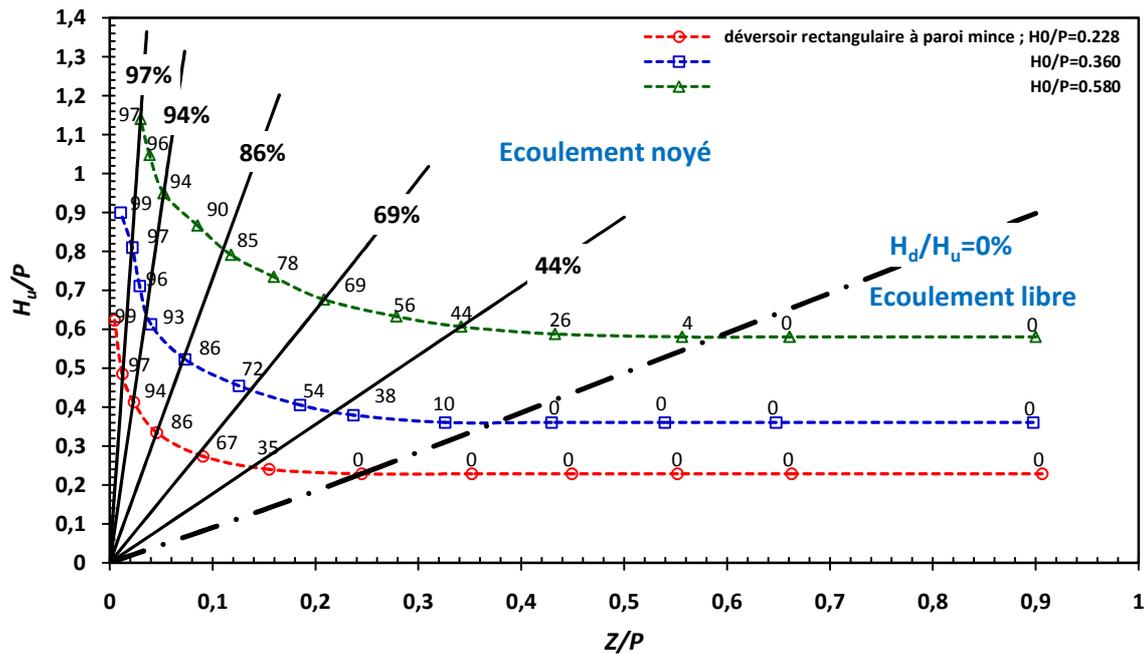


Figure III.41. Détermination de la nature de l'écoulement et du coefficient de submersion  $H_d/H_u$  de déversoir rectiligne à paroi mince.

### III.3.2.6 Estimation du coefficient $k$ de correction de l'équation théorique

Comme montré au chapitre II, une équation théorique a été développée (II.30) suite à l'application de l'équation de la quantité de mouvement entre les sections initiale et finale de l'écoulement sur un déversoir dans des conditions d'écoulement noyé.

$$q_{th} = \frac{I}{\sqrt{\frac{(I-S)^3}{S \left( I + S - 2 \frac{P}{H_u} \right)}}} \left( \frac{g}{2} \right)^{1/2} Z^{3/2} \tag{II.30}$$

L'application de cette dernière relation aux différents modèles de déversoirs expérimentés a montré un écart entre les débits calculés par la relation (II.30) et les débits obtenus expérimentalement sur ces modèles physiques, ceci peut s'expliquer par l'influence de plusieurs paramètres tels que la force de frottement qui a été négligée lors du développement théorique.

Pour rapprocher les résultats obtenus par la relation théorique (II.30) aux résultats expérimentaux, un coefficient de correction a été introduit dans cette relation. Le coefficient de correction est désigné par le coefficient  $k$ . Alors l'équation (II.30) devient :

$$q_{th} = k \frac{I}{\sqrt{\frac{(I-S)^3}{S \left( I + S - 2 \frac{P}{H_u^-} \right)}}} \left( \frac{g}{2} \right)^{1/2} Z^{3/2} \quad (\text{III.26})$$

Où :

- $q_{th}$  : Débit évacué (m<sup>3</sup>/s.m) ;
- $k$  : Coefficient de correction;
- $S$  : Rapport entre la ligne d'eau amont et la ligne d'eau aval;
- $Z$  : Différence entre la ligne d'eau amont et la ligne d'eau aval (m);
- $P$  : la hauteur de déversoir (m);
- $H_u^-$  : la ligne d'eau amont (m);
- $g$  : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

Le coefficient  $k$  représente le rapport entre le débit expérimental et le débit théorique, la relation (III-26) peut être reformulée comme suit :

$$k = \frac{q \sqrt{\frac{(I-S)^3}{S \left( I + S - 2 \frac{P}{H_u^-} \right)}}}{\left( \frac{g}{2} \right)^{1/2} Z^{3/2}} \quad (\text{III-27})$$

Les valeurs du coefficient  $k$  sont obtenues en introduisant les données expérimentales dans l'équation (III.27), les résultats sont présentés dans les tableaux suivants pour les différents modèles présentés dans cette étude.

- *PK-Weir type Alm* :

**Tableau III.03 Valeurs du coefficient  $k$  selon la relation (III.27)**

$q=39$ (l/s)				$q=50$ (l/s)				$q=61$ (l/s)			
$S$ (-)	$Z$ (m)	$P/H_u^-$	$k$ (-)	$S$ (-)	$Z$ (m)	$P/H_u^-$	$k$ (-)	$S$ (-)	$Z$ (m)	$P/H_u^-$	$k$ (-)
0,9382	0,0140	0,8829	0,4017	0,9149	0,0197	0,8640	0,4915	0,9202	0,0196	0,8155	0,4371
0,9798	0,0051	0,7837	0,2126	0,9595	0,0100	0,8092	0,3219	0,9754	0,0071	0,6960	0,2357
0,9824	0,0052	0,6794	0,1393	0,9690	0,0081	0,7694	0,2645	0,9841	0,0051	0,6204	0,1750
0,9832	0,0052	0,6497	0,1244	0,9819	0,0051	0,7027	0,1981	0,9851	0,0052	0,5787	0,1493
0,9841	0,0052	0,6140	0,1086	0,9828	0,0051	0,6701	0,1747	0,9863	0,0052	0,5321	0,1246
0,9853	0,0052	0,5688	0,0914	0,9857	0,0052	0,5540	0,1122	0,9869	0,0052	0,5060	0,1124
0,9860	0,0052	0,5383	0,0812	0,9863	0,0052	0,5292	0,1018				
				0,9867	0,0052	0,5156	0,0965				
$q=70$ (l/s)				$q=80$ (l/s)				$q=91$ (l/s)			
$S$ (-)	$Z$ (m)	$P/H_u^-$	$k$ (-)	$S$ (-)	$Z$ (m)	$P/H_u^-$	$k$ (-)	$S$ (-)	$Z$ (m)	$P/H_u^-$	$k$ (-)
0,8717	0,0317	0,8088	0,5452	0,9203	0,0213	0,7495	0,4219	0,8394	0,0420	0,7644	0,6034
0,9224	0,0200	0,7769	0,4142	0,9480	0,0147	0,7084	0,3403	0,9163	0,0229	0,7299	0,4445
0,9538	0,0129	0,7185	0,3060	0,9713	0,0090	0,6380	0,2511	0,9394	0,0174	0,6958	0,3730
0,9631	0,0110	0,6736	0,2532	0,9725	0,0090	0,6113	0,2267	0,9694	0,0099	0,6169	0,2645
0,9844	0,0051	0,6081	0,1924	0,9739	0,0090	0,5783	0,1996	0,9709	0,0100	0,5835	0,2325
0,9860	0,0051	0,5458	0,1515	0,9838	0,0061	0,5286	0,1630	0,9700	0,0110	0,5460	0,2015

$q=100$ (l/s)				$q=111$ (l/s)			
$S$ (-)	$Z$ (m)	$P/H_u$ -	$k$ (-)	$S$ (-)	$Z$ (m)	$P/H_u$ -	$k$ (-)
0,8531	0,0400	0,7342	0,5560	0,8068	0,0533	0,7246	0,6457
0,8744	0,0347	0,7241	0,5111	0,8424	0,0440	0,7173	0,5829
0,8960	0,0293	0,7095	0,4629	0,8969	0,0300	0,6872	0,4679
0,9328	0,0202	0,6645	0,3654	0,9212	0,0237	0,6635	0,4107
0,9704	0,0099	0,5991	0,2713	0,9553	0,0157	0,5708	0,2750
0,9583	0,0148	0,5630	0,2395	0,9508	0,0187	0,5269	0,2329
0,9715	0,0110	0,5200	0,1996	0,9627	0,0159	0,4688	0,1817
0,9755	0,0100	0,4888	0,1754				

Le tableau III.03 montre que le coefficient de correction  $k$  est variable, ce qui induit que le coefficient de correction du débit n'est pas une valeur unique.

Dans le but d'aboutir à une équation adimensionnelle, on cherche à exprimer la variation du coefficient de correction  $k$  en fonction des paramètres adimensionnels qui sont, le rapport  $H_0/P$ , le rapport  $H_u/P$  et le rapport  $H_d/P$ , ces paramètres adimensionnels sont tabulé dans le tableau III.04.

**Tableau III.04 Mesures expérimentales ayant servi au déterminent les paramètres 'a', 'b' et 'c' pour les huit valeurs de ratio  $H_0/P$**

$H_0/P=0,098$			$H_0/P=0,133$			$H_0/P=0,173$		
$k$	$H_u/P$	$H_d/P$	$k$	$H_u/P$	$H_d/P$	$k$	$H_u/P$	$H_d/P$
0,4017	1,1326	1,0627	0,4915	1,1574	1,0589	0,4371	1,2263	1,1284
0,2126	1,2760	1,2502	0,3219	1,2358	1,1858	0,2357	1,4367	1,4013
0,1393	1,4720	1,4461	0,2645	1,2998	1,2594	0,1750	1,6118	1,5861
0,1244	1,5391	1,5132	0,1981	1,4231	1,3974	0,1493	1,7281	1,7023
0,1086	1,6286	1,6028	0,1747	1,4924	1,4666	0,1246	1,8793	1,8535
0,0914	1,7581	1,7322	0,1122	1,8050	1,7792	0,1124	1,9761	1,9503
0,0812	1,8578	1,8319	0,1018	1,8896	1,8637			
			0,0965	1,9393	1,9135			
$H_0/P=0,208$			$H_0/P=0,229$			$H_0/P=0,270$		
$k$	$H_u/P$	$H_d/P$	$k$	$H_u/P$	$H_d/P$	$k$	$H_u/P$	$H_d/P$
0,5452	1,2364	1,0777	0,4219	1,3343	1,2280	0,6034	1,3082	1,0981
0,4142	1,2872	1,1873	0,3403	1,4116	1,3381	0,4445	1,3701	1,2553
0,3060	1,3917	1,3274	0,2511	1,5673	1,5224	0,3730	1,4372	1,3500
0,2532	1,4846	1,4298	0,2267	1,6359	1,5908	0,2645	1,6211	1,5715
0,1924	1,6444	1,6187	0,1996	1,7292	1,6840	0,2325	1,7138	1,6640
0,1515	1,8320	1,8063	0,1630	1,8918	1,8612	0,2015	1,8314	1,7764
$H_0/P=0,306$			$H_0/P=0,343$					
$k$	$H_u/P$	$H_d/P$	$k$	$H_u/P$	$H_d/P$			
0,5560	1,3621	1,1620	0,6457	1,3801	1,1134			
0,5111	1,3810	1,2075	0,5829	1,3941	1,1743			
0,4629	1,4094	1,2628	0,4679	1,4551	1,3051			
0,3654	1,5049	1,4038	0,4107	1,5072	1,3885			
0,2713	1,6691	1,6196	0,2750	1,7520	1,6737			
0,2395	1,7761	1,7021	0,2329	1,8978	1,8044			
0,1996	1,9229	1,8681	0,1817	2,1330	2,0534			
0,1754	2,0458	1,9956						

Dans le but d'exprimer la variation du coefficient  $k$  par voie numérique, les résultats expérimentaux du tableau III.04 ont fait l'objet d'une régression multiple, ce qui nous permet donc d'exprimer le coefficient de correction  $k$  en fonction de ratio  $H_u^-/P$  et ratio  $H_d^-/P$  pour chaque valeur de la charge relative amont en écoulement libre ( $H_0/P$ ). L'équation (III.28) a été proposée pour exprimer cette variation.

$$k = a \cdot \left( \frac{H_u^-}{P} \right)^b \left( \frac{H_d^-}{P} \right)^c \quad (\text{III.28})$$

La relation mathématique qui exprime le coefficient  $k$  en fonction des rapports adimensionnelles ( $H_u^-/P$  ;  $H_d^-/P$ ) pour chaque valeur de ( $H_0/P$ ) sont données ci-dessous:

$$\text{- pour } H_0/P=0,098 \rightarrow k = 0,2973 \cdot \left( \frac{H_u^-}{P} \right)^{6,9473} \left( \frac{H_d^-}{P} \right)^{-9,2698} ; R^2=0,998 \quad (\text{III.29})$$

$$\text{- pour } H_0/P=0,133 \rightarrow k = 0,3936 \cdot \left( \frac{H_u^-}{P} \right)^{4,0180} \left( \frac{H_d^-}{P} \right)^{-6,2831} ; R^2=0,999 \quad (\text{III.30})$$

$$\text{- pour } H_0/P=0,173 \rightarrow k = 0,4514 \cdot \left( \frac{H_u^-}{P} \right)^{2,7348} \left( \frac{H_d^-}{P} \right)^{-4,8790} ; R^2=0,999 \quad (\text{III.31})$$

$$\text{- pour } H_0/P=0,208 \rightarrow k = 0,5138 \cdot \left( \frac{H_u^-}{P} \right)^{1,6128} \left( \frac{H_d^-}{P} \right)^{-3,7139} ; R^2=0,999 \quad (\text{III.32})$$

$$\text{- pour } H_0/P=0,229 \rightarrow k = 0,5566 \cdot \left( \frac{H_u^-}{P} \right)^{1,6974} \left( \frac{H_d^-}{P} \right)^{-3,7229} ; R^2=0,999 \quad (\text{III.33})$$

$$\text{- pour } H_0/P=0,270 \rightarrow k = 0,6857 \cdot \left( \frac{H_u^-}{P} \right)^{0,4322} \left( \frac{H_d^-}{P} \right)^{-2,5613} ; R^2=0,999 \quad (\text{III.34})$$

$$\text{- pour } H_0/P=0,306 \rightarrow k = 0,7288 \cdot \left( \frac{H_u^-}{P} \right)^{0,2673} \left( \frac{H_d^-}{P} \right)^{-2,3501} ; R^2=0,999 \quad (\text{III.35})$$

$$\text{- pour } H_0/P=0,343 \rightarrow k = 0,8205 \cdot \left( \frac{H_u^-}{P} \right)^{-0,0408} \left( \frac{H_d^-}{P} \right)^{-2,0677} ; R^2=0,999 \quad (\text{III.36})$$

Le tableau III.05 représente les paramètres  $a$ ,  $b$  et  $c$  pour les trois valeurs de ratio  $H_0/P$ .

**Tableau III.05 Valeurs des paramètres  $a$ ,  $b$  et  $c$**

$H_0/P$	$a$	$b$	$c$
0,098	0,2973	6,9473	-9,2698
0,133	0,3936	4,0180	-6,2831
0,173	0,4514	2,7348	-4,8790
0,208	0,5138	1,6128	-3,7139
0,229	0,5566	1,6974	-3,7229
0,270	0,6857	0,4322	-2,5613
0,306	0,7288	0,2673	-2,3501
0,343	0,8205	-0,0408	-2,0677

Le tableau III.05 montre clairement que les paramètres  $a$  et  $c$  sont en fonction du rapport  $H_0/P$ , ils augmentent progressivement avec l'augmentation de ratio  $H_0/P$  et  $b$  diminue en fonction de  $H_0/P$ .

Les figures III.42 à III.44 montrent l'ajustement statistique des couples de valeurs ( $a$ ,  $H_0/P$ ), ( $b$ ,  $H_0/P$ ) et ( $c$ ,  $H_0/P$ ), par la méthode des moindres carrés.

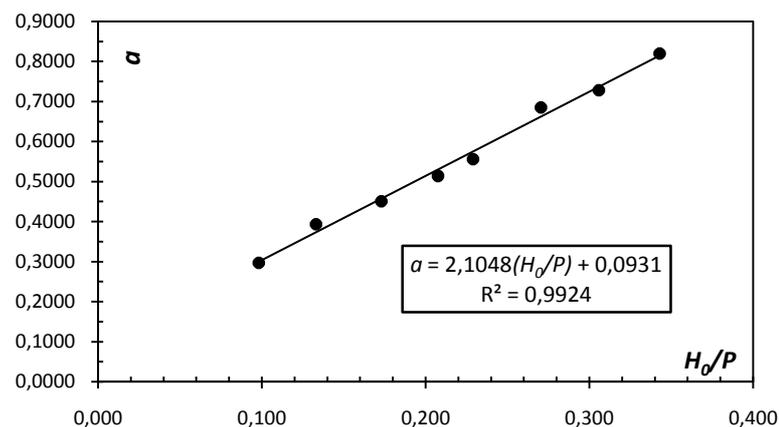


Figure III.42. Variation de  $a$  en fonction de  $H_0/P$  pour PK-Weir A1m  
(•) Points expérimentaux; (—) Courbes d'ajustement.

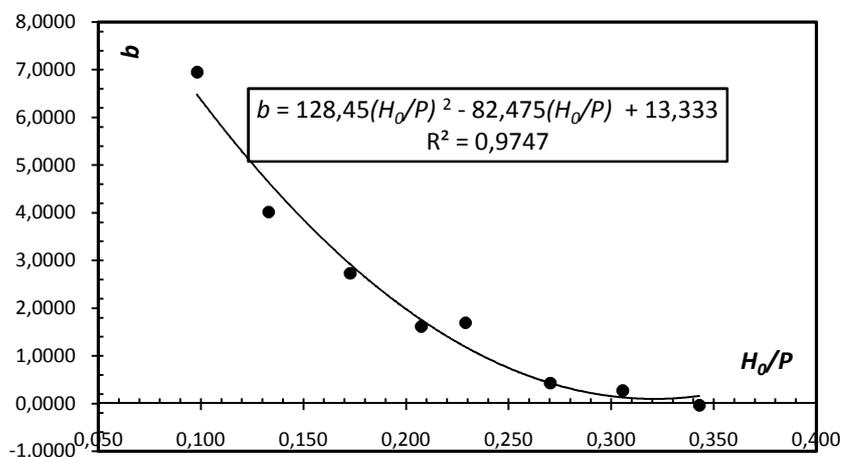


Figure III.43. Variation de  $b$  en fonction de  $H_0/P$  pour PK-Weir A1m  
(•) Points expérimentaux; (—) Courbes d'ajustement.

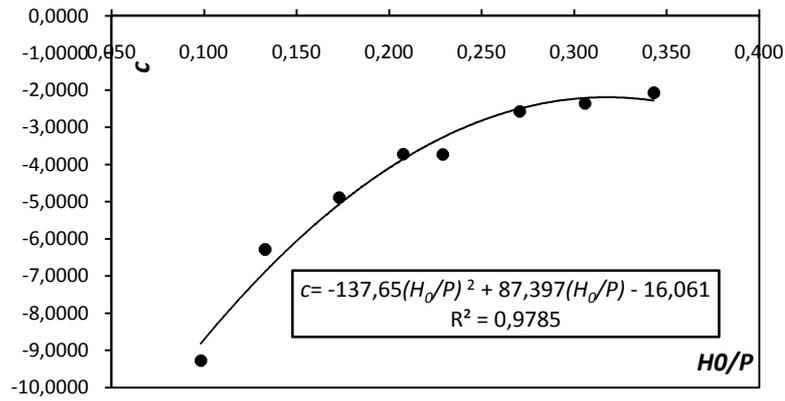


Figure III.44. Variation de  $c$  en fonction de  $H_0/P$  pour PK-Weir type A1m  
 (•) Points expérimentaux; (—) Courbes d'ajustement.

Les figures III.42 à III.44 montrent clairement que la variation des paramètres  $a$ ,  $b$  et  $c$  en fonction du ratio  $H_0/P$ , où la première suit une loi linéaire par contre les deux derniers sont non linéaires. Leurs formules sont données par les équations ci-dessous :

$$a = 2,105 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right) + 0,093 \quad ; \quad R^2=0,992 \quad (\text{III.37})$$

$$b = 128,45 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right)^2 - 82,475 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right) + 13,333 \quad ; \quad R^2=0,975 \quad (\text{III.38})$$

$$c = -137,65 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right)^2 + 87,397 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right) - 16,061 \quad ; \quad R^2=0,979 \quad (\text{III.39})$$

Remplaçant le coefficient de correction  $k$  par l'expression (III.28) dans l'équation (III.26)

$$q_{th} = a \cdot \left(\frac{H_u^-}{P}\right)^b \left(\frac{H_d^-}{P}\right)^c \frac{1}{\sqrt{\frac{(1-S)^3}{S \left(1+S-2\frac{P}{H_u^-}\right)}}} \left(\frac{g}{2}\right)^{1/2} Z^{3/2} \quad (\text{III.40})$$

Avec :

$$a = 2,105 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right) + 0,093$$

$$b = 128,45 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right)^2 - 82,475 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right) + 13,333$$

$$c = -137,65 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right)^2 + 87,397 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right) - 16,061$$

L'application numérique de la relation (III.40) peut donner directement la valeur du débit unitaire qui transite sur le PK-Weir de type A1m en écoulement noyé, en introduisant les termes adimensionnels:  $H_0/P$ ,  $H_u^-/P$ ,  $H_d^-/P$ ,  $S$  et  $Z$ . Cette relation s'applique pour  $H_0/P$  variant entre 0,098 et 0,343 avec une erreur ne dépassant pas les  $\pm 6\%$ .

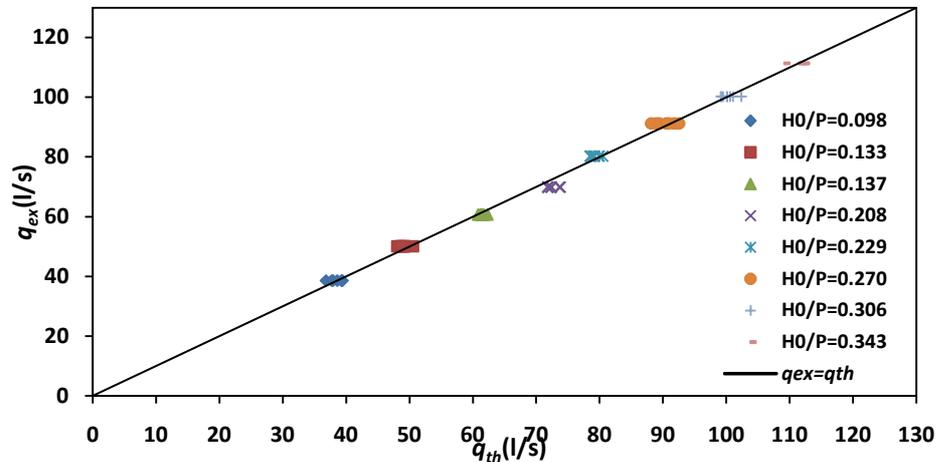


Figure III.45. Variation du débit expérimental  $q_{exp}$  en fonction du débit théorique  $q_{th}$  calculée selon la relation (III.40).

En se basant sur les mêmes des étapes utilisées précédemment pour estimer le coefficient de correction  $k$  pour le modèle de PK-Weir type A1m. Les équations de calcul du débit pour les deux types de modèle A et A2m sont donnés ci-dessous :

- PK-Weir type A :

L'équation de calcul du débit de PK-Weir type A s'écrit :

$$q_{th} = a \cdot \left( \frac{H_u^-}{P} \right)^b \left( \frac{H_d^-}{P} \right)^c \frac{1}{\sqrt{\frac{(1-S)^3}{S \left( 1 + S - 2 \frac{P}{H_u^-} \right)}}} \left( \frac{g}{2} \right)^{1/2} Z^{3/2} \quad (III.41)$$

Avec :

$$a = 0,953 \cdot \left( \frac{H_0}{P} \right) + 0,669$$

$$b = 43,45 \cdot \left( \frac{H_0}{P} \right)^3 - 69,90 \cdot \left( \frac{H_0}{P} \right)^2 + 36,22 \cdot \left( \frac{H_0}{P} \right) - 6,574$$

$$c = 1,294 \cdot \left( \frac{H_0}{P} \right) - 2,227$$

L'application numérique de la relation (III.41) peut donner directement la valeur du débit du PK-Weir type A en écoulement noyé, en introduisant les termes adimensionnels:  $H_0/P$ ,  $H_u^-/P$ ,  $H_d^-/P$ ,  $S$  et  $Z$ . Cette relation s'applique pour  $H_0/P$  variant entre 0,350 et 0,723 avec une erreur ne dépassant pas les  $\pm 6\%$ .

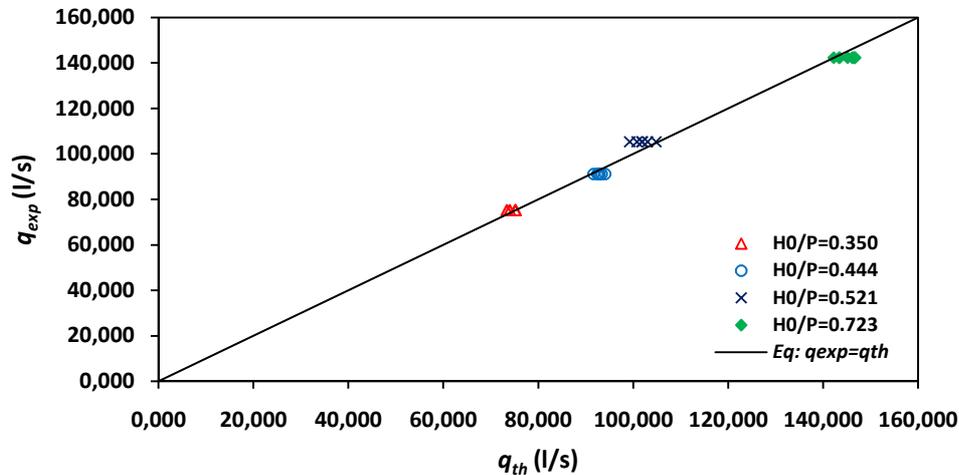


Figure III.46. Variation du débit expérimental  $q_{exp}$  en fonction du débit théorique  $q_{th}$  calculée selon la relation (III.41).

- PK-Weir type A2m :

L'équation de calcul du débit unitaire qui transite sur le PK-Weir type A2m s'écrit :

$$q_{th} = a \cdot \left(\frac{H_u^-}{P}\right)^b \left(\frac{H_d^-}{P}\right)^c \frac{1}{\sqrt{\frac{(1-S)^3}{S \left(1+S-2\frac{P}{H_u^-}\right)}}} \left(\frac{g}{2}\right)^{1/2} Z^{3/2} \quad (\text{III.42})$$

Avec :

$$a = 1,436 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right) + 0,198$$

$$b = -5,290 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right)^2 + 0,690 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right) + 0,683$$

$$c = 5,428 \cdot \left(\frac{H_0}{P}\right) - 4,201$$

L'application numérique de la relation (III.42) peut donner directement la valeur du débit du PK-Weir type A1m en écoulement noyé, en introduisant les termes adimensionnels:  $H_0/P$ ,  $H_u^-$

$/P$ ,  $H_d/P$ ,  $S$  et  $Z$ . Cette relation s'applique pour  $H_0/P$  variant entre 0,183 et 0,491 avec une erreur ne dépassant pas les  $\pm 7,6\%$ .

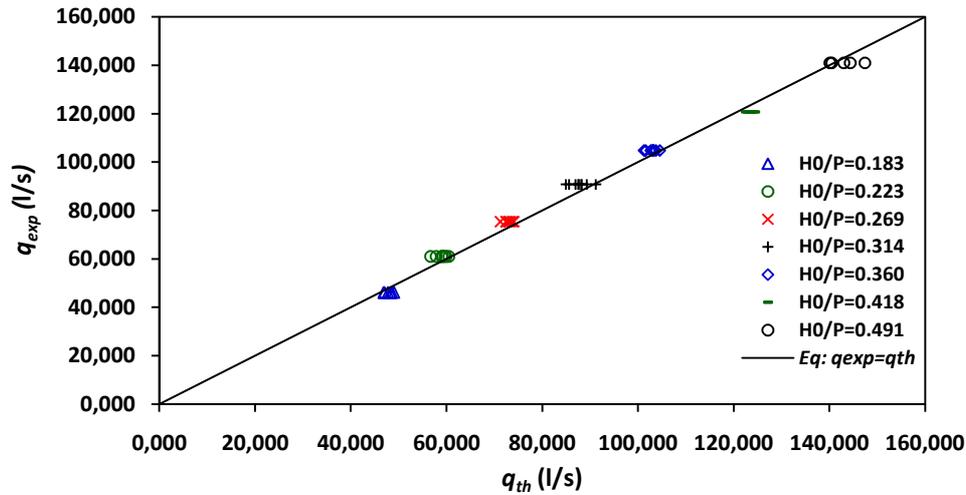


Figure III.47. Variation du débit expérimental  $q_{exp}$  en fonction du débit théorique  $q_{th}$  calculée selon la relation (III.42).

### III.4 Conclusion

Les essais expérimentaux effectués sur les modèles réduits au sein du laboratoire à l'Université de Biskra, nous ont permis d'étudier différents types de déversoirs noyés par l'aval. A savoir, trois déversoirs non rectilignes de type de touches piano (PK-Weir) et un déversoir rectiligne. Pour ce faire, il était nécessaire de scinder cette analyse expérimentale en deux phases. La première phase correspond à une analyse du fonctionnement du déversoir dans des conditions d'écoulement libre et la seconde se rapporte à l'étude du déversoir fonctionnant dans des conditions d'écoulement noyé. Les résultats obtenus ont montré que :

Dans des conditions d'écoulement libre, le modèle PK-Weir se caractérise par un rendement plus grand que le modèle linéaire. Cette amélioration de la capacité d'évacuation est de l'ordre de 2,5 fois pour les charges inférieures à la hauteur du déversoir. Ceci montre que le PK-Weir peut être une solution pour faire évacuer des grands débits sous des faibles charges. Ce résultat confirme ce qui a été présenté par Ouamane et al. (2006a). Ce qui prouve que la configuration géométrique du déversoir en touche de piano peut avoir une incidence remarquable sur la performance hydraulique. C'est pourquoi, nous avons effectué une comparaison entre trois types de modèles de PK-Weir. Le premier modèle de PK-Weir est de type A, avec  $L/W=5,91$ , le deuxième modèle de A1m, avec  $L/W=5,27$  et le troisième modèle de type A2m avec  $L/W=4,12$ . La comparaison a montré que la performance du modèle A1m est d'environ 07% plus grande que celle du modèle A pour des charges relatives  $0,22 \leq H_0/P \leq 0,5$  et de l'ordre

de 27% plus grande que celle du modèle A2m pour des charges relatives  $H_0/P=0,14$  et de l'ordre de 17% pour des charges relatives  $H_0/P=0,35$ .

Dans le cas d'un écoulement noyé, les essais effectués sur les modèles réduits ont montré que les conditions aval peuvent influencer sur l'écoulement à l'amont du déversoir et par conséquent affecter la performance de ces déversoirs. Cette influence a été démontrée qu'elle se caractérise par une variation proportionnelle entre amont et aval et l'importance de cette variation varie d'un modèle à l'autre.

Vu les résultats qui confirment l'influence du niveau aval sur l'écoulement de PK-Weir qui varie d'un modèle à l'autre, une comparaison entre les trois modèles PK-Weir et le modèle en labyrinthe obtenue par Tullis (2006) a été faite. Les résultats de la comparaison a montré que le déversoir en labyrinthe et les PK-Weirs de type A et de type A2m sont presque les mêmes avec un faible écart pour des charges relatives aval ( $H_d/H_0$ ) inférieures à 1,7. Donc, nous concluons que pour un débit donné l'évolution de la charge amont par rapport à la charge aval est presque la même pour le déversoir en labyrinthe et le PK-Weir de type A.

Par contre, la comparaison entre le modèle de type A1m et celui de type A montre un décalage de l'ordre de 13% pour des charges relatives aval ( $H_d/H_0$ ) inférieures à 1,8 et de l'ordre de 4% pour des charges relatives aval  $1,8 \leq H_d/H_0 \leq 4,6$ . Mais, elles sont identiques pour des charges relatives aval ( $H_d/H_0$ ) supérieures à 4,6. A partir de ce résultat, on peut dire que pour les faibles  $H_d/H_0 \leq 4,6$  l'effet de la noyade est plus exprimé pour le PK-Weir de type A1m que pour le PK-Weir type A. Tandis que pour les valeurs  $H_d/H_0 > 4,6$  l'évolution de la charge amont par rapport à la charge aval est la même pour tous les modèles.

Pour mettre en relief l'effet de la variation de débit sur l'écoulement noyé, nous avons exploités les résultats expérimentaux. Ces résultats ont montré que pour les faibles débits l'effet de la noyade est très important. Cependant, cet effet diminue progressivement avec l'augmentation de débit ce qui implique un accroissement de la charge amont  $H_u$ . Ceci peut être remarqué aussi pour les résultats obtenus sur les trois modèles de PK-Weir de type A2m, A1m et le déversoir rectiligne à paroi mince.

Dans le but d'exprimer le rapport de la charge totale aval et la charge total amont ( $H_d/H_u$ ) en fonction de  $Z/H_0$ , nous avons établi une relation empirique pour chaque modèle. Ces équations donnent des valeurs proches aux valeurs mesurées avec une erreur moyenne égale 1,63% pour le type A, 1,8% pour le type A2m, 3,1% pour le type A1m et 1,76% pour le déversoir rectiligne à paroi mince.

En se basant sur l'étude faite par Cicero et al., (2013a) pour étudier la variation du rapport  $H_0/H_u$  en fonction du facteur de submersion  $S$ , nous avons effectué une étude de sensibilité à l'immersion des quatre modèles. Le PK-Weir type A était moins sensible que le type A2m et déversoir linéaire et ces derniers sont moins sensibles que le type A1m. Ces résultats ont été comparés avec ceux trouvés par EDF à travers le model PK-Weir Type A. Cette comparaison a montré que la sensibilité est presque identique.

Les résultats de cette thèse ont été exploités comme abaques afin d'extraire tous les paramètres et type d'écoulement des quatre modèles étudiés à savoir  $H_d/H_u$ ,  $H_u/P$ ,  $H_0/P$  et  $Z/P$ .

L'application de la relation trouvée dans la partie théorique aux différents modèles de déversoirs expérimentés a montré un écart entre les débits calculés par cette relation et les débits obtenus expérimentalement sur ces modèles physiques, ceci peut s'expliquer par l'influence de plusieurs paramètres tel que la force de frottement qui a été négligée lors du développement théorique. Pour rapprocher les résultats obtenus par la relation théorique aux résultats expérimentaux, un coefficient de correction ( $k$ ) a été introduit dans cette relation. Pour ce faire, nous avons utilisé la méthode de régression multiple aux données expérimentales. Cette dernière a permis de déterminer les relations qui permettent la prédiction du coefficient de correction  $k$ . En effet, une valeur  $k$  en fonction des rapports adimensionnelles  $H_u/P$ ,  $H_d/P$  et  $H_0/P$  a été trouvée, pour les trois modèles étudiés. Les écarts relatifs entre le débit théorique et expérimental étant inférieurs à 7,6%.

# Conclusion Générale

## Conclusion générale

La présente étude s'est intéressée à l'analyse théorique et expérimentale du déversoir en touches de piano (PK-Weir) fonctionnant dans des conditions d'écoulement submergé. Pour se faire, ce travail a été scindé en trois parties pour mieux cerner la problématique proposée.

La première partie a concerné une représentation de la littérature dans le domaine à travers laquelle nous avons passé en revue les différents travaux de recherche qui ont traités les deux types de déversoirs non rectilignes, à savoir, le labyrinthe et le PK-Weir, avec des conditions de fonctionnement libre et noyé.

La deuxième partie qui représente l'objectif principal de ce travail, décrit notre contribution à l'étude théorique de PK-Weir qui fonctionne dans des conditions d'écoulement noyé.

Par contre, la troisième partie s'est intéressée à l'analyse expérimentale de l'écoulement noyé qui transite sur le déversoir en touches de piano, cette dernière partie a été finalisée par une analyse numérique.

La première partie qui se rapporte à l'étude bibliographique a permis de présenter un état de connaissance sur les deux types de déversoirs non rectilignes, le labyrinthe et le PK-Weir. Cette étude a montré que la géométrie des déversoirs non rectilignes se caractérise par une crête à axe discontinu en plan, permettant d'avoir un seuil plus long que la largeur du déversoir. Ce type de déversoir représente une structure idéale pour faire passer des fortes crues à des charges comparativement faibles. Ils sont souvent utilisés lorsque la largeur de l'emprise est limitée ou dans les conditions de charge maximale réduite.

L'étude bibliographique a examiné dans un premier temps, les travaux entrepris dans le domaine de déversoir en labyrinthe, fonctionnant dans des conditions d'écoulement libre et noyé. Il a été montré que la première approche numérique basée sur l'expérimentation et l'analyse dimensionnelle est attribuée à Lux & Hinchliff (1985). Cette approche a défini les paramètres adimensionnels qui régissent l'écoulement sur le déversoir en labyrinthe et a permis d'exprimer le coefficient de débit en fonction de ces paramètres.

Les travaux de Houston (1983), Ouamane (2001) et Belaabed & Ouamane (2011) qui ont été consacrés à étudier l'effet des conditions d'approche amont sur la performance du déversoir labyrinthe, ont montré que l'emplacement du déversoir dans un canal (ou le niveau du radier du canal aval est égal au niveau du radier amont) donne un rendement meilleur que celui placé sur un barrage poids ou le niveau du radier aval est plus bas que le niveau amont.

Les travaux de Taylor (1968), Tullis et al. (2007) et Lopes et al. (2009) qui ont été consacrés à étudier l'effet de la submersion sur la performance du déversoir en labyrinthe, ont montré que les conditions aval pouvaient affecter l'écoulement en amont du déversoir en labyrinthe.

La bibliographie a abordé dans un second temps, les travaux entrepris dans le domaine de déversoir PK-Weir qui fonctionnent dans des conditions d'écoulement libre et noyé. Le PK-Weir représente une alternative rentable du point de vue hydraulique et économique. Il est recommandé à la fois pour les nouveaux barrages et les barrages existants qui nécessitent la réadaptation de l'évacuateur de crues. Ce type de déversoir est caractérisé par une grande capacité d'évacuation sous une charge relativement faible contrairement aux déversoirs rectilignes. Cet avantage inclut le faible coût de réalisation en comparaison avec les déversoirs rectilignes (Lempérière & Ouamane, 2003).

Selon la disposition des portes à faux, le PK-Weir a été classé en quatre types (Ouamane & Lempérière, 2003, Truong et al. 2006 et Lempérière et al. 2011). Le type A avec deux portes à faux symétriques en amont et en aval, le type B avec uniquement des portes à faux en amont, le type C avec un seul des portes à faux en aval et le type D sans porte-à-faux.

L'étude du fonctionnement du PK-Weir dans des conditions noyées n'a fait l'objet que de quelques travaux qui ont été réalisés par : Belaabed & Ouamane, (2011), Tullis & Dabling, (2012), Ho Ta Khanh et al. (2012, 2017), Cicero et al. (2013, 2016), Belzner et al. (2017) et Karimi et al. (2017). Ces travaux ont eu comme objectif la vérification de l'écoulement noyé sur le PK-Weir et le développement des relations décrivant les effets de la noyade sur la performance hydraulique obtenue à partir des courbes graphiques.

Les travaux de recherche effectués dans le domaine de la simulation numérique des déversoirs en PK-Weir se rapportent essentiellement aux travaux de Laugier et al. (2009), Pralong et al., (2011), Cicero et al., (2013c) et Athmani et al., (2014). Ces travaux ont eu comme objectif la validation du modèle numérique et le développement de la forme optimale et le mode d'écoulement.

La deuxième partie de la présente contribution a été consacrée au développement théorique exprimant la relation fonctionnelle  $q=f(S, Z, P/H_u, g)$  pour l'écoulement noyé sur un déversoir installé dans un canal à ciel ouvert, de section rectangulaire et avec une pente longitudinale nulle. Ainsi, une relation théorique généralisée (quelque soit le type de déversoir) a été établie, elle permet de calculer le débit d'un déversoir de forme quelconque en connaissant les hauteurs d'eau amont et aval, avant et après la submersion et la hauteur du déversoir. Ceci a été rendu possible par application de l'équation de la quantité de mouvement entre les sections amont et aval du déversoir dans des conditions noyées.

La troisième partie de ce travail, a été consacrée à l'étude de l'effet de la noyade sur l'écoulement des déversoirs non rectilignes. Pour cela, il était nécessaire de scinder cette analyse expérimentale en deux phases. La première phase correspond à une analyse du fonctionnement du déversoir dans des conditions d'écoulement libre et la seconde phase se rapporte à l'étude du déversoir fonctionnant dans des conditions d'écoulement noyé. Les résultats obtenus ont montré que :

Dans des conditions d'écoulement libre, le PK-Weir se caractérise par un rendement plus grand que le déversoir rectiligne. Cette amélioration de la capacité d'évacuation est de l'ordre de 2,5 fois pour les charges inférieures à la hauteur du déversoir. Ceci montre que le PK-Weir peut être une solution pour faire évacuer des grands débits sous des faibles charges. Ce résultat confirme ce qui a été présenté par Ouamane et al. (2006a). Ceci prouve que la configuration géométrique du déversoir en touche de piano peut avoir une incidence remarquable sur la performance hydraulique. A cet effet, nous avons effectué une comparaison entre trois types de modèles de PK-Weir. Le premier modèle de PK-Weir de type A, avec  $L/W=5,91$ , le deuxième modèle de type A1m, avec  $L/W=5,27$  et le troisième modèle de type A2m avec  $L/W=4,12$ . La comparaison a montré que la performance du modèle A1m est d'environ 07% plus grande que celle du modèle A pour des charges relatives  $0,22 \leq H_0/P \leq 0,5$  et de l'ordre de 27% plus grande que celle du modèle A2m pour des charges relatives  $H_0/P=0,14$  et de l'ordre de 17% pour des charges relatives  $H_0/P=0,35$ .

Dans le cas d'un écoulement noyé, les essais effectués sur les modèles réduits ont montré que les conditions aval peuvent influencer sur l'écoulement à l'amont du déversoir et par conséquent affecter la performance de ces déversoirs. Cette influence est marquée par une variation proportionnelle entre l'amont et l'aval, l'importance de cette variation varie d'un modèle à l'autre.

Vu les résultats qui confirment l'influence du niveau aval sur l'écoulement de PK-Weir, une comparaison entre les trois modèles PK-Weir et le modèle en labyrinthe obtenue par Tullis (2006) a été réalisée. Les résultats de cette comparaison a montré que le déversoir en labyrinthe et les PK-Weirs de type A et de type A2m sont presque les mêmes avec un faible écart pour des charges relatives aval ( $H_d/H_0$ ) inférieures à 1,7. Donc, nous concluons que pour un débit donné l'évolution de la charge amont par rapport à la charge aval est presque la même pour le déversoir en labyrinthe et le PK-Weir de type A.

Par contre, la comparaison entre le modèle de type A1m et celui de type A montre un décalage de l'ordre de 13% pour des charges relatives aval ( $H_d/H_0$ ) inférieures à 1,8 et de l'ordre de 4% pour des charges relatives aval  $1,8 \leq H_d/H_0 \leq 4,6$ . Mais, elles sont identiques pour des charges relatives aval ( $H_d/H_0$ ) supérieures à 4,6. A partir de ce résultat, on peut dire que pour les

faibles  $H_d/H_0 \leq 4,6$  l'effet de la noyade est plus exprimé pour le PK-Weir de type A1m que pour le PK-Weir type A. Tandis que pour les valeurs  $H_d/H_0 > 4,6$  l'évolution de la charge amont par rapport à la charge aval est la même pour tous les modèles.

Pour mettre en relief l'effet de la variation de débit sur l'écoulement noyé, nous avons exploités les résultats expérimentaux. Ces résultats ont montré que pour les faibles débits l'effet de la noyade est très important. Cependant, cet effet diminue progressivement avec l'augmentation de débit ce qui implique un accroissement de la charge amont  $H_u$ . Ceci peut être remarqué aussi pour les résultats obtenus sur les trois modèles de PK-Weir de type A2m, A1m et le déversoir rectiligne à paroi mince.

Dans le but d'exprimer le rapport de la charge totale aval et la charge totale amont ( $H_d/H_u$ ) en fonction de  $Z/H_0$ , nous avons établi une relation empirique pour chaque modèle. Les relations obtenues, donnent des valeurs proches aux valeurs mesurées avec une erreur moyenne égale 1,6% pour le type A, 1,8% pour le type A2m, 3,1% pour le type A1m et 1,7% pour le déversoir rectiligne à paroi mince.

En se basant sur l'étude faite par Cicero et al. (2013a) pour étudier la variation du rapport  $H_0/H_u$  en fonction du facteur de submersion  $S$ , nous avons effectué une étude de sensibilité à l'immersion des quatre modèles. Le PK-Weir de type A était moins sensible que le type A2m et déversoir linéaire, ces derniers sont moins sensibles que le type A1m. Ces résultats ont été comparés avec ceux trouvés par EDF à travers le modèle de PK-Weir Type A. Cette comparaison a montré que la sensibilité est presque identique.

Les résultats de ce travail ont été exploités comme abaques afin d'extraire tous les paramètres et le type d'écoulement des quatre modèles étudiés à savoir  $H_d/H_u$ ,  $H_u/P$ ,  $H_0/P$  et  $Z/P$ .

L'application de la relation déterminée dans la partie théorique aux différents modèles de déversoirs expérimentés a montré un écart entre les débits calculés par cette relation et les débits obtenus expérimentalement sur les modèles physiques, ceci peut s'expliquer par l'influence de plusieurs paramètres tels que la force de frottement qui a été négligée lors du développement théorique. Pour rapprocher les résultats obtenus par la relation théorique aux résultats expérimentaux, un coefficient de correction ( $k$ ) a été introduit dans cette relation. Pour ce faire, nous avons utilisé la méthode de régression multiple. Cette dernière a permis de déterminer les relations qui permettent la prédiction du coefficient de correction  $k$ . En effet, une valeur  $k$  en fonction des rapports adimensionnelles  $H_u/P$ ,  $H_d/P$  et  $H_0/P$  a été trouvée, pour les trois modèles étudiés. Les écarts relatifs entre le débit théorique et expérimental étant inférieurs à 7,6%.

# Liste des notations

## Liste des notations

Symbole	Désignation	Unité
$A$	Section de l'écoulement dans le bassin de simulation	$[m^2]$
$A_1$	L'aire de la section mouillée (section amont)	$[m^2]$
$A_2$	L'aire de la section mouillée (section aval)	$[m^2]$
$\bar{A}$	Côté sommet interne	$[m]$
$B$	Longueur amont-aval de la PKW ( $B = B_b + B_i + B_0$ )	$[m]$
$B_0$	Longueur du porte-à-faux amont	$[m]$
$B_i$	Longueur du porte-à-faux aval	$[m]$
$B_b$	Longueur de base	$[m]$
$B_h$	Longueur de la crête de déversement mesurée depuis l'axe de la crête de la clé de sortie jusqu'à l'axe de la crête de la clé d'entrée	$[m]$
$B^-$	Longueur de déversoir dans le sens d'écoulement	$[m]$
$C_d$	Coefficient de débit	$[-]$
$C_w$	Coefficient de débit	$[-]$
$e$	Epissure de paroi de modèle	$[m]$
$\Sigma F_{ext}$	La somme des forces extérieures	$[N]$
$F_d$	Force de pression exercée sur parois aval du déversoir	$[N]$
$F_f$	Force de frottement du liquide avec la paroi de déversoir	$[N]$
$F_u$	Force de pression exercée sur parois amont du déversoir	$[N]$
$F_1$	Force de pression exercée sur la face amont	$[N]$
$F_2$	Force de pression exercée sur la face aval	$[N]$
$F_3$	Force de pression exercée sur parois du déversoir	$[N]$
$g$	Accélération de la pesanteur	$[m/s^2]$
$H$	Charge total en amont sur la crête	$[m]$
$H_d$	Charge total aval	$[m]$
$H_d^-$	La hauteur de la ligne d'eau aval : $h_d + P$	$[m]$
$H_t$	Charge totale en amont du déversoir	$[m]$
$H_u$	Charge total amont (condition d'écoulement noyé)	$[m]$
$H_u^-$	La hauteur de la ligne d'eau amont : $h_u + P$	$[m]$
$H_0$	Charge total amont (conditions d'écoulement libre)	$[m]$
$H^*$	Charge total amont (condition d'écoulement noyé)	$[m]$
$h_c$	Charge cinétique	$[m]$
$h_d$	Charge piézométrique aval	$[m]$
$h_m$	La charge en amont du déversoir	$[m]$
$h_u$	Charge piézométrique amont (condition d'écoulement noyé)	$[m]$
$h_0$	Charge piézométrique amont (conditions d'écoulement libre)	$[m]$
$h^*$	Charge piézométrique amont (condition d'écoulement noyé)	$[m]$
$K$	Coefficient de noyade	$[-]$
$k$	Coefficient de correction	$[-]$
$k_\theta$	Coefficient de la convergence des murs	$[-]$
$L$	Longueur total développée du déversoir	$[m]$
$L_D$	Représente la partie théorique de la longueur de la crête	$[m]$
$L_d$	La longueur de la crête dans la zone perturbée	$[m]$
$L_e$	Longueur effective du déversoir	$[m]$
$L_{eff}$	Longueur déversante efficace	$[m]$
$L_p/L_m$	Rapport d'une longueur caractéristique du prototype sur la longueur caractéristique du modèle	$[-]$
$L_u$	Longueur développée de l'unité PKW : $L_u = W_i + W_0 + 2Bh + 2Ts$	$[m]$
$L_1$	Longueur du bras	$[m]$
$L_2$	Bras longueur effective	$[m]$
$l$	Largeur du bassin de simulation	$[m]$
$N$	Nombre de cycles	$[m]$
$N_u$	Nombre d'unités PKW constituant la structure	$[-]$

$n$	Rapport de longueur développé de la PKW : $n = L / W$	[ - ]
$n$	Exposant dans l'équation d'écoulement libre et le numérateur de l'équation d'écoulement submergée.	[ - ]
$n_u$	Rapport de longueur développé d'une unité PKW : $n_u = L_u / W_u$	[m]
$P$	Hauteur du déversoir	[m]
$P_i$	Hauteur de l'entrée d'entrée mesurée à partir de la crête PKW	[m]
$P_0$	Hauteur de l'entrée de sortie mesurée à partir de la crête PKW	[m]
$P_b$	Hauteur du niveau du radier à l'intersection de l'alvéole d'entrée et de l'alvéole de sortie	[m]
$P_c$	Pression à la crête	[N/m <sup>2</sup> ]
$P_m$	Différence entre $P_i$ et $P_b$	[m]
$Q$	Débit volume	[m <sup>3</sup> /s]
$Q_L$	Débit passant sur un déversoir en labyrinthe de largeur $W$	[m <sup>3</sup> /s]
$Q_N$	Débit sur un déversoir rectiligne de largeur $W$	[m <sup>3</sup> /s]
$Q_s$	Débit à écoulement noyé	[m <sup>3</sup> /s]
$Q_l$	Débit à écoulement libre	[m <sup>3</sup> /s]
$q$	Débit unitaire	[m <sup>2</sup> /s]
$q_{amont}$	Débit évacuée sur la crête amont de la sortie	[m <sup>3</sup> /s]
$q_{aval}$	Débit évacuée sur le côté aval de l'entrée	[m <sup>3</sup> /s]
$q_{exp}$	Débit expérimental	[m <sup>3</sup> /s/m]
$q_{Lateral}$	Débit évacuée sur les crêtes latérales entre l'entrée et la sortie	[m <sup>3</sup> /s]
$q_{th}$	Débit théorique	[m <sup>3</sup> /s]
$q^*$	Performance hydraulique	[ - ]
$R$	Rayon de courbure du profil	[m]
$S$	Facteur de submersion,	[ - ]
$S_i$	Pente de la radier de l'alvéole amont	[m]
$S_0$	Pente de la radier de l'alvéole aval	[m]
$S_m$	Limite de submersion	[ - ]
$T_i$	Épaisseur de la crête horizontale à l'extrémité de l'alvéole d'entrée	[m]
$T_0$	Épaisseur de la crête horizontale à l'extrémité de l'alvéole de sortie	[m]
$T_s$	Épaisseur de la paroi	[m]
$t$	Épaisseur de paroi	[m]
$V$	Vitesse moyenne de l'écoulement	[m/s]
$V_1$	Vitesse moyenne de l'écoulement (section amont)	[m/s]
$V_2$	Vitesse moyenne de l'écoulement (section aval)	[m/s]
$W$	Largeur totale de la PKW	[m]
$W_u$	Largeur d'une unité PKW	[m]
$W_i$	Largeur de l'alvéole amont	[m]
$W_0$	Largeur de l'alvéole aval	[m]
$w$	Largeur d'un cycle	[m]
$Y_0$	Profondeur de l'eau à la crête	[m]
$Z$	La différence entre la charge totale amont et la charge totale aval	[m]
$\alpha$	Angle dans la direction d'écoulement	[ ° ]
$\alpha/\alpha_{max}$	La relation entre l'angle formé entre les parois latérales et la direction principale d'écoulement et sa valeur maximale	[ - ]
$\lambda$	Echelle de taille	[ - ]
$\theta$	Angle d'ouverture	[ ° ]
$\rho$	Masse volumique du liquide en écoulement	[Kg/m <sup>3</sup> ]
$\gamma$	Poids spécifique du liquide en écoulement.	[N/m <sup>3</sup> ]
$\beta$	Coefficient de pression	[ - ]

# Références Bibliographiques

## Références bibliographiques

- Anderson, R.M. (2011). *Piano Key Weir Head Discharge Relationships*. PhD thesis, Utah State University, United States.
- Anderson, R.M. & Tullis, B.P. (2012). *Comparison of Piano Key and Rectangular Labyrinth Weir Hydraulics*. *Journal of Hydraulic Eng*, 138: pp. 358–361.
- Athmani, B. (2014a). *Analyse expérimentale et numérique du déversoir en touche de piano "PK-Weir"*. Mémoire de Magister, Université de Biskra, Algérie.
- Athmani, B. & Ouamane, A. (2014b). *Modélisation numérique de l'écoulement sur le PK-WEIR*. 1<sup>er</sup> Colloque International Sol, Eau et Environnement, Annaba.
- Barcouda, M., Laugier, F., Cazaillet, O., Odeyer, C., Cochet, P., Jones, B.A., Lacroix, S. & Vigny, J.P. (2006). *Cost effective increase in storage and safety of most existing dams using fusegates or P.K. Weirs*. Proc. of the 22nd ICOLD Congress. (Q84, R78). ICOLD, Barcelona.
- Belaabed, F. & Ouamane, A. (2011a). *Contribution to the study of the Piano Key Weirs submerged by the downstream level*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weir-PKW 2011 (pp. 89–95). Leiden: CRC Press.
- Belaabed, F. (2011b). *Contribution à l'étude des déversoirs en touches de piano (PK-Weir) noyés par l'aval*. Mémoire de Magister, Université de Biskra, Algérie.
- Belaabed, F. & Ouamane, A. (2013). *Submerged Flow Regimes of Piano Key Weir*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weir II-PKW 2013 (pp. 85–92). Leiden: CRC Press.
- Belaabed, F. & Ouamane, A. (2014a). *Effect of the downstream level on the performance of the PK-Weir and linear Weir*. 5<sup>th</sup> International Junior Researcher and Engineer Workshop, Spa, Belgium.
- Belaabed, F. & Ouamane, A. (2014b). *Etude du déversoir Piano Key Weir noyés par l'aval*. International Symposium for water management and desertification, Istanbul, Turkey.
- Belaabed, F., Athmani, B., Ouamane, A. & Laiadi, A. (2017). *Study of the influence of submerging on the upstream flow of Piano Key Weir (PKW)*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weirs III-PKW 2017 (pp. 83–90). Leiden: CRC Press.
- Bouredji, S. (2012). *Contribution à l'étude de l'effet des conditions amont sur l'écoulement du déversoir en touches de piano (PK-Weir)*. Mémoire de Magister, Université de Biskra, Algérie.

- Belzner, F., Merkel, J., Gebhardt, M. & Thorenz, C. (2017). *Piano Key and Labyrinth Weirs at German waterways: Recent and future research of the BAW*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weirs III-PKW 2017 (pp. 167–174). Leiden: CRC Press.
- Biener, E. (1985). *Rehabilitation of old gravity dams*. Proc. of the 15<sup>th</sup> ICOLD congress, Lausanne.
- Caustro-Orgaz, O. (2012). *Discharge Overflow characteristics of circular-crested weirs*. Journal of Hydraulic Res. 52(2): pp. 241–243
- Cicero, G. M. & Delisle, J. R. (2013a). *Discharge characteristics of Piano Key weirs under submerged flow*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weirs II-PKW 2013 (pp. 101–108). Leiden: CRC Press.
- Cicéro, G.M., Delisle, J. R., Lefebvre, V. & Vermeulen, J. (2013b). *Experimental and numerical study of the hydraulic performance of a trapezoidal Piano Key weir*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weirs II-PKW 2013 (pp. 265–272). Leiden: CRC Press.
- Cicero, G. M., Vermeulen, J., & Laugier, F. (2016). *Influence of Some Geometrical Parameters on Piano Key Weir Discharge Efficiency*. 6<sup>th</sup> International Symposium on Hydraulic Structures Hydraulic Structures and Water System Management, Portland, Oregon, USA.
- Crookston, B.M. & Tullis, B. (2010a). *Hydraulic performance of labyrinth weirs*. Proc. of the Int. Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures (IJREWHS '10). Edinburgh, U.K.
- Crookston, B.M. (2010b). *Labyrinth Weirs*, PhD thesis, Utah State University, United States.
- Crookston, B.M. & Tullis, B.P. (2011). *Hydraulic characteristics of labyrinth weirs*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weir-PKW 2011 (pp. 25–32). Leiden: CRC Press.
- Crookston, B.M., Paxson, G. S. & Savage, B. M. (2012). *Hydraulic performance of labyrinth weirs for high headwater ratios*. 4<sup>th</sup> IAHR International Symposium on Hydraulic Structures, Porto, Portugal.
- Darvas, L. A. (1971). *Discussion of Performance and Design of Labyrinth Weirs*. Journal of the Hydraulics Division. V.97 (HY8): pp. 1246–125.
- Das Singhal, G. & Sharma, N. (2011). *Rehabilitation of Sawara Kuddu Hydroelectric Project – Model studies of Piano Key Weir in India*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weir-PKW 2011 (241–250). Leiden: CRC Press.

- Erpicum, S., Machiels, O., Archambeau, P., Dewals, B., & Piroton, M. (2011). *Energy dissipation on a stepped spillway downstream of a Piano Key Weir – Experimental study*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weir-PKW 2011 (pp. 105–111). Leiden: CRC Press.
- Erpicum, S., Machiels, O., Dewals, B., Archambeau, P. & Piroton, M. (2013). *Considerations about the optimum design of PKW*. Proc. of the Int. Conf. Water Storage and Hydropower Development for Africa (Africa 2013). Addis Ababa, Ethiopia.
- Falvey, H.T. (2003). *Hydraulic design of labyrinth weirs*, Virginia, ASCE Press.
- Hay, N. & Taylor, G. (1970). *Performance and design of labyrinth weirs*. Journal of the hydraulics division Proceedings of ASCE, Vol 96, N° 11: pp. 2337-2357.
- Ho Ta Khanh, M. (2012). *Utilization of Piano Key Weirs for low barrages*. International Workshop - Hydro 2012, Bilbao, Spain.
- Ho Ta Khanh, M., Hai Nguyen Thanh. & Thang Tang Duc. (2017). *Research on Paino Key Weirs capacity for free and submerged flows*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weirs III-PKW 2017 (pp. 55–64). Leiden: CRC Press.
- Houston, K. (1983). *Hydraulic model study of Hyrum Dam auxiliary labyrinth spillway*. Report No. GR-82-13, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colo.
- Indleokofer, H. & Rouve, G. (1975). *Discharge over Polygonal Weirs*. Journal of the Hydraulics Division, V.101(HY3): pp.385-401.
- Kabiri-Samani, A. & Javaheri, A. (2012). *Discharge coefficient for free and submerged flow over Piano Key weirs*. Journal of Hydraulic Res. 50(1): pp. 114–120.
- Johnson, M.C. & Savage, B. (2006). *Physical and Numerical Comparison of Flow over Ogee Spillway in the Presence of Tailwater*. Journal of Hydraulic Eng. 132(12): pp. 1353–1357.
- Karimi, M., Saneie, M. & Jalili Ghazizadeh, M.R. (2017). *Experimental study of discharge coefficient of a Piano Key Side Weir*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weirs III-PKW 2017 (pp. 109–116). Leiden: CRC Press.
- Laiadi, A., Athmani, B., Belaabed, F. & Ouamane, A. (2017). *The effect of the geometric shape of the alveoli on the performance of Piano Key Weirs*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weirs III-PKW 2017 (pp. 93–100). Leiden: CRC Press.
- Laugier, F., Grégory, G., Vamentte E., Blancher, B. & Oguic, A. (2010). *Utilisation industrielle de la modélisation hydrodynamique 3D pour l'évaluation de la débitance d'un évacuateur*. La Houille Blanche, N° 2, 2010: pp. 36-46.

- Laugier F., Pralong J. & Blancher, B. (2011). *Influence of structural thickness of sidewalls on PKW spillway discharge capacity*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weirs-PKW 2011 (pp. 159-165). Leiden: CRC Press.
- Leite Ribeiro, M., Boillat, J.L., Schleiss, A. & Laugier, F. (2011). *Couple d spillway devices and energy dissipation system at St-Marc Dam (France)*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weirs-PKW 2011 (pp. 113–121). Leiden: CRC Press.
- Leite Ribeiro, M., Pfister, M., Schleiss, A.J. & Boillat, J. L. (2012). *Hydraulic design of A-type Piano Key Weirs*. Journal of Hydraulic Res. 50(4): pp. 400–408.
- Lempérière, F. & Ouamane, A. (2003). *The piano keys weir: a new cost-effective solution for spillways*. Journal of Hydropower & Dams. 10(5): pp. 144–149.
- Lempérière, F., Vigny, J. P. & Ouamane, A. (2011). *General comments on Labyrinths and Piano Key Weirs: the past and present*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weirs-PKW 2011 (pp. 17–24). Leiden: CRC Press.
- Lopes, R., Matos, J. & Melo, J. (2006). *Discharge capacity and residual energy of labyrinth weirs*. Proc. of the Int. Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures (IJREWHS '06), Montemor-o-Novo, Hydraulic Model Report No. CH61/06, Div. of Civil Engineering, the University of Queensland, Brisbane, Australia, (pp. 47-55).
- Lopes, R. Matos, J. & Melo, J. (2008). *Characteristic depths and energy dissipation downstream of a labyrinth weir*. Proc. of the Int. Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures (IJREWHS '08) , Pisa, Italy.
- Lopes, R., Matos, J. & Melo, J. F. (2009). *Discharge capacity for free flow and submerged labyrinth weirs*. 33<sup>rd</sup> IAHR congress, Vancouver, Canada.
- Lux III, F. & Hinchliff, D.L. (1985). *Design and Construction of Labyrinth Spillways*. 15<sup>th</sup> Congress on Large Dams, ICOLD, Vol. IV, Q59, R 15, (pp. 249-274), Lausanne.
- Machiels, O., Dewals, B., Archambeau, P., Piroton, M., & Erpicum, S. (2011). *An analytical approach for Piano Key Weir hydraulic design*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weirs–PKW 2011 (pp. 113–121). Leiden: CRC Press.
- Machiels, O., Erpicum, S., Archambeau, P., Dewals, B.J. & Piroton, M. (2012). *Method for the preliminary design of Piano Key weirs*. La Houille Blanche. 4–5: pp. 14–18.
- Magalhaes, A. P. (1983). *Descarregadores em Labirinto*. Mémoire n° 605, Laboratoire national de génie civil, Portugal.

- Magalhaes, A. & Lorena, M. (1989). *Hydraulic design of labyrinth weirs*. Report No. 736, National Laboratory of Civil Engineering, Lisbon, Portugal.
- Melo, J., Ramos, C. & Magalhaes, A. (2002). *Descarregadores com soleira em labirinto de um ciclo em canais convergentes*. Determinação da capacidade de vazão. Proc. of the 6<sup>o</sup> Congresso da Água, Porto, Portugal.
- Millet, J.C., Chambon, J., Soyer, G. & Lefevre, C. (1988). *Augmentation de la capacité des ouvrages d'évacuation de divers barrages*. 16<sup>ème</sup> congrès ICOLD, San Francisco.
- Noui A, F. & Ouamane, A. (2011). *Study optimizing the piano key weir spillways*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weir-PKW 2011(pp. 175–182). Leiden: CRC Press.
- Ouamane, A. (1996). *Contribution à l'étude des déversoirs circulaires*. Colloque International de Haleb, Syrie.
- Ouamane, A. (1997). *Contribution à l'étude des évacuateurs de crues en labyrinthe*. 2<sup>ème</sup> Séminaire National d'Hydraulique, Biskra, Algérie.
- Ouamane, A. & Achour, B. (1998). *Etude du ressaut hydraulique dans les galeries des évacuateurs de crues en puits*. 1<sup>er</sup> Séminaire International de l'eau, Tizi Ouzou, Algérie.
- Ouamane, A. (2001). *Etude de l'effet du nombre de cycles d'un déversoir en labyrinthe sur l'écoulement*. Université de Biskra, Algérie.
- Ouamane, A. & Lempérière, F. (2006a). *Nouvelle conception de déversoir pour l'accroissement de la capacité des retenues des barrages*. Colloque International sur la protection et la préservation des ressources en eau, Blida, Algérie.
- Ouamane, A. & Lempérière, F. (2006b). *Amélioration de la forme des déversoirs en labyrinthe pour l'évacuation des grands débits*. 1<sup>er</sup> Séminaire National sur les ressources en eaux et leurs utilisations, Centre Universitaire Khemis Meliana, Algérie.
- Ouamane, A. & Lempérière, F. (2006c). *Design of a new economic shape of weir*. In Berga et al. (eds), *Dams and Reservoirs, Societies and Environment in the 21<sup>st</sup> Century* (pp. 463–470). Taylor & Francis: London.
- Ouamane, A. (2006d). *Hydraulic and Costs data for various Labyrinth Weirs*. 22<sup>th</sup> Congress of International Commission on Large Dams – Q 84. ICOLD: Paris.
- Pralong, J., Montarros, F., Blancher, B. & Laugier F. (2011a). *A sensitivity analysis of Piano Key Weirs geometrical parameters based on 3D numerical modeling*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weirs-PKW 2011 (pp. 133–139). London: CRC Press.

- Pralong, J., Vermeulen, J., Blancher, B. & Laugier, F. (2011b). *A naming convention for the Piano Keys Weirs geometrical parameters*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weir-PKW 2011 (pp. 271–278). Leiden: CRC Press.
- Richard, O.S., Willi H, Hager. (1989). *Constructions hydraulique – Ecoulement à surface libre*. Volume 15 (pp. 178–179). Lausanne.
- Schleiss, A. J. (2011). *From Labyrinth to Piano Key Weirs – A historical review*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weir-PKW 2011 (pp. 3–15). Leiden: CRC Press.
- Skogerboe, G.V., M. Leon Hyatt. & Lloyd H. Austin. (1967). *Design and Calibration of Submerged Open Channel Flow Measurement Structures: Part 4 –Weirs*. Reports, Utah Water Research Laboratory, Utah State University.
- Taylor, G. (1968). *The performance of labyrinth weirs*. PhD thesis, University of Nottingham, Nottingham, England.
- Truong Chi, H., HuynhThanh, S. & HoTa Khanh, M. (2006). *Results of some piano keys weir hydraulic model tests in Vietnam*. Proc. of the 22nd ICOLD Congress. (Q87, R39). ICOLD: Paris.
- Tullis J. P., Amanian, N. & Waldron, D. (1995). *Design of Labyrinth Spillways*. Journal of hydraulic eng, Vol. 121, N°3: pp. 247–255.
- Tullis, B. P., Young, J. C. & Chadler, M. A. (2006). *Submergence effects for labyrinth weirs*. Proc. of the Int. Symposium on Dams in the Societies of the XXI Century, Barcelona, Spain.
- Tullis, B. P., Young, J. C. & Chadler, M. A. (2007). *Head-Discharge Relationships for Submerged Labyrinth Weir*. Journal of Hydraulic Eng ASCE, 133(3): pp. 248–254.
- Tullis, B. P. & Dabling, M. R. (2012). *Piano Key Weir Submergence in Channel Applications*. International Workshop on Piano Key Weir for In-Stream Storage and Dam Safety (PKWISD-2012), New Delhi, India.
- Tullis, B.P. & Crookston, B.M. (2017). *Physical modelling size-scale effects of labyrinth weirs with half-round crests*. Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weirs III-PKW 2017 (pp. 185–192). Leiden: CRC Press.
- Villemonte, J.R . (1947). *Submerged weir discharge studies*. Engineering News Record December: pp. 866–869.
- Yildiz, D. & Üzücek, E. (1996). *Modelling the performance of labyrinth spillways*. The International Journal on Hydropower & Dams Issue Three.
- <http://www.pk-weirs.ulg.ac.be/> , Labyrinth and Piano Key Weirs (Website).
- <http://www.anbt-dz.com/> , Agence Nationale des Barrages et Transferts (Website).