

Université  
de Liège



FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

Année académique 2011-2012

*Étude de la dissipation d'énergie sur un  
coursier en marches d'escalier en aval d'un  
évacuateur de crue de type PKW*



---

Mémoire de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du grade de Master en Ingénieur Civil  
des Constructions à finalité approfondie par SILVESTRI Aurélien.

*Composition du jury* : ERPICUM Sébastien, PIROTTON Michel, DEWALS Benjamin,  
NGUYEN Frédéric et DAUX Christophe.

---

*Mes remerciements s'adressent aux diverses personnes qui ont contribué, d'une manière ou d'une autre, à la réalisation de ce mémoire de fin d'études.*

*Je citerai, tout d'abord, Monsieur Sébastien Erpicum, mon promoteur académique, qui m'a suivi et épaulé de manière assidue tout au long de ce travail. En m'autorisant à mener cette étude expérimentale en relation avec le domaine passionnant des évacuateurs de crue, il m'a permis de me découvrir un attrait tout particulier pour le secteur de l'hydraulique expérimentale.*

*Ensuite, c'est avec une grande amitié que je salue les techniciens du laboratoire d'Hydraulique des Constructions de l'Université, Messieurs Alain Dewart, Didier Lallemand et Denis Stouvenackers qui m'ont toujours prêté une oreille attentive et ont répondu à mes attentes avec soin et précision.*

*Je remercie également les Professeurs Michel Piroton, Benjamin Dewals et Frédéric Nguyen ainsi que Monsieur Christophe Daux, pour l'intérêt qu'ils accorderont à ce travail.*

*Pour leur relecture attentive de ces pages et le regard critique qu'ils ont su m'apporter, je citerai mon ancien Professeur d'humanités de Mathématique, Madame Aline Want, son époux Monsieur Freddy Buekenhoudt ainsi que mon ancien Professeur d'humanités de Langue française, Monsieur Dominique Buxin.*

*Finalement, je souhaite également remercier mes parents, ma fiancée et mes amis proches qui m'ont accompagné et soutenu, sans réserve, tout au long de mes études et qui n'ont jamais douté de ma capacité à réussir.*

***Aurélien Silvestri***

## Résumé

- Titre : ***Étude de la dissipation d'énergie sur un coursier en marches d'escalier en aval d'un évacuateur de crue de type PKW.***
- Auteur : SILVESTRI Aurélien.
- Promoteur : ERPICUM Sébastien.
- Section : Master en Ingénieur Civil des Constructions à finalité approfondie.
- Année académique : 2011-2012.
- Synthèse du travail :

*Le présent travail s'inscrit dans la continuité d'une précédente étude menée par Erpicum et al. en 2011.<sup>1</sup> L'objectif principal du travail est de vérifier, de manière expérimentale, l'exactitude du postulat qui affirme que, dans certaines situations, recourir à l'utilisation d'un déversoir en touches de piano (PKW) en crête d'un coursier en marches d'escalier, en lieu et place d'un déversoir libre standard, pourrait conduire à une augmentation de la dissipation d'énergie, à longueur de coursier identique, ou encore, que les caractéristiques géométriques particulières des déversoirs en touches de piano permettraient d'atteindre l'écoulement uniforme sur des longueurs réduites de coursiers en marches d'escalier (en comparaison avec des seuils libres standards). L'objectif secondaire, mais d'intérêt tout aussi grand, est d'établir des démarches analytiques théoriques permettant, aussi bien pour l'écoulement uniforme que pour l'écoulement non uniforme, de prédire la dissipation d'énergie sur de tels ouvrages, à partir de données classiques (ex : pente et géométrie du coursier, géométrie des marches du coursier, débit,...).*

*En vue de répondre à ces deux objectifs, une série de campagnes d'essais ont été menées sur un modèle au laboratoire (HECE). Ces essais ont consisté en l'acquisition de paramètres hydrauliques permettant de calculer la dissipation d'énergie se produisant sur le modèle. Notons que ce travail propose une méthode de traitement des signaux expérimentaux.*

*Dans un premier temps, sur base de ces résultats expérimentaux, le postulat de départ de l'étude a pu être confirmé. Dans un second temps, l'analyse et l'interprétation de ces résultats ont permis de définir des critères fixant l'apparition de l'écoulement uniforme (ou non uniforme) en fonction du type de seuil en crête de l'ouvrage. Finalement, à partir des résultats expérimentaux, de raisonnements physiquement basés et de la littérature, de nouvelles relations analytiques ont été proposées pour chaque régime d'écoulement (uniforme et non uniforme) et les deux types de seuils (libre et PKW). Ces équations théoriques présentent des corrélations avec l'expérimental plus ou moins importantes suivant la forme d'équation considérée et le set de résultats expérimentaux considéré pour le calage des paramètres.*

---

<sup>1</sup> 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*. Labyrinth and Piano Key Weirs-PKW 2011. Erpicum et al. (eds). Taylor & Francis Group, London, 105-111.

## Summary

- Title : **Research on energy dissipation on stepped spillways downstream of piano key weir.**
- Author : SILVESTRI Aurélien.
- Teacher : ERPICUM Sébastien.
- Section : Master en Ingénieur Civil des Constructions à finalité approfondie.
- Academic year : 2011-2012.
- Summary of work :

*The present research follows a previous study led by Erpicum et al. in 2011<sup>2</sup>. The main purpose of this study is to affirm by experiments the theory, which states that in some particular cases, using a piano key weir (PKW) at the top of a stepped spillway instead of a standard ungated spillway with an equal length would result in an increased dissipation of energy. Another way to present this theory is to show that specific geometrical dimensions of the piano key weir can be determined to reach an uniform flow for reduced dimensions of stepped spillways (compared to standard ungated weir). The second goal is to set up analytical methods enabling the evaluation of the energy dissipation on this kind of construction using basic data's (ex. inclination and geometry of the spillway, geometry of the steps on the spillway, flow,...).*

*In order to reach those objectives, a series of experiments has been executed on a facility at the HECE laboratory. The tests allowed us to acquire different hydraulic parameters that have been used to calculate the energy dissipation on the reduced bench test. It is important to notice that we used an experimental analyzing method for signals.*

*First of all, we have been able to prove the validity of the initial theory using the results of the tests on the facility. Secondly, the analyze and interpretation of the results led us to define criteria's indicating the apparition of the uniform or non uniform flow depending of the kind of weir used on the spillway. Finally, using the results of the tests we established some analytical formulas for each kind of flow on a free weir and a PKW. Those analytical formulas present a correlation with experiments moreless accurate depending on the interpolation choosen and the set of bench tests realized.*

---

<sup>2</sup> 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*. Labyrinth and Piano Key Weirs-PKW 2011. Erpicum et al. (eds). Taylor & Francis Group, London, 105-111.

## *Préambule*

Signalons que la photo de la page de garde sera utilisée dans le rapport (page 30) et que sa source y sera précisée.

Les pages suivantes contiennent la '**Table des matières**', la '**Table des Figures**' ainsi que la '**Table des Tableaux**'. Celles-ci doivent permettre au lecteur de se situer facilement, à tout moment, par rapport au cheminement du rapport ou encore de retrouver rapidement un extrait ou une figure précédemment lus, grâce à la numérotation des paragraphes, Tableaux et Figures.

Ensuite, ce présent rapport contient une '**Table des symboles**' regroupant la plupart des symboles utilisés tout au long du rapport (uniquement ceux qui sont susceptibles d'apparaître dans le texte ou dans les équations sans aucune autre précision). Cette table se trouve à la page 130.

Le rapport possède également une **partie 'Annexes'** où figurent tous les éléments indispensables à une lecture et une compréhension plus approfondies tels des développements mathématiques, des tableaux complets de résultats,... Cette partie débute à la page 136, dont la position est distinguée par une **page orange** pour faciliter sa localisation.

Enfin, ce travail contient une section, intitulée '**Résumé des démarches analytiques de calcul**'. Elle permet aux lecteurs, désireux de prendre uniquement connaissance des différentes démarches analytiques théoriques établies au cours de la présente étude, de ne pas se soucier des processus qui ont conduit à celles-ci. Cette partie débute à la page 142 et sa position est distinguée par une **page bleue** pour faciliter sa localisation.

*Nous invitons le lecteur à directement se rendre à la page 14 où l'introduction du travail débute.*

## **Table des matières**

<b>1</b>	<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>14</b>
1.1	Aspects historiques.....	14
1.2	Les coursiers en marches d'escalier.....	17
	1.2.1 Régimes d'écoulement sur un coursier en marches d'escalier.....	17
	1.2.2 Résistance à l'écoulement.....	21
	1.2.3 Aération de l'écoulement : effets et avantage(s).....	22
1.3	Types de déversoirs en crête des coursiers en marches d'escalier.....	25
1.4	Effets d'échelles et lois de similitudes.....	26
1.5	Description de la présente étude et de son fondement.....	28
<b>2</b>	<b>DESCRIPTION DU MODÈLE, DE L'INSTRUMENTATION ET DES PRINCIPES DES MESURES EXPÉRIMENTALES .....</b>	<b>33</b>
2.1	Description générale du modèle & Conditions expérimentales.....	33
2.2	Particularité de la détermination de l'énergie résiduelle en pied de coursier.....	37
2.3	Calculs préliminaires & Résultats.....	38
	2.3.1 Étude de l'influence du frottement en long dans le chenal horizontal.....	38
	2.3.2 Restreintes sur la configuration de l'instrumentation du modèle.....	43
2.4	Description de l'instrumentation du modèle.....	44
<b>3</b>	<b>MÉTHODOLOGIE DE L'EXPÉRIMENTATION.....</b>	<b>51</b>
3.1	But & Description générale de la présente étude expérimentale.....	51
3.2	Méthodologie & Acquisition des données.....	53
	3.2.1 Méthodologie du tarage des sondes de hauteur d'eau.....	53
	3.2.2 Critère de positionnement du ressaut en pied de coursier.....	55
3.3	Traitement des données.....	56
	3.3.1 1 <sup>er</sup> traitement : suppression des outliers.....	57
	3.3.2 2 <sup>ème</sup> traitement : du set de données réelles jusqu'à la hauteur d'eau moyenne.....	60
	3.3.2.1 1 <sup>ère</sup> étape de définition du second traitement.....	60
	3.3.2.2 2 <sup>ème</sup> étape de définition du second traitement.....	62
	3.3.2.3 Démarche du 2 <sup>ème</sup> traitement.....	67
	3.3.3 Résumé des deux traitements.....	68
3.4	Calculs des énergies amont et résiduelle (en pied de coursier).....	70
	3.4.1 Calcul de l'énergie amont.....	70
	3.4.2 Calcul de l'énergie résiduelle en pied de coursier.....	71
<b>4</b>	<b>RÉSULTATS, ANALYSES &amp; INTERPRÉTATIONS .....</b>	<b>73</b>
4.1	Discussion sur l'erreur et sa propagation.....	73
	4.1.1 Définition de l'erreur dans la présente étude.....	73
	4.1.1.1 Définition de l'erreur.....	73
	4.1.1.2 L'erreur en quelques chiffres.....	75
	4.1.2 Évaluation de l'erreur totale attendue – Comparaison de deux campagnes aux résultats théoriquement identiques.....	76

4.2	Vérfications des données expérimentales.....	77
4.3	Exportation des résultats et lois analytiques vers des ouvrages de dimensions réelles (Effets d'échelles).....	79
4.4	Résultats... & Validation de l'hypothèse de départ (approche QUALITATIVE).....	81
4.4.1	<i>Validation de l'hypothèse de départ</i> .....	81
4.4.2	<i>Comparaison entre seuil libre Creager et seuil PKW</i> .....	83
4.4.3	<i>Influence de la hauteur de barrage</i> .....	84
4.4.4	<i>Influence de la géométrie du seuil PKW</i> .....	86
4.4.5	<i>Résumé de l'approche QUALITATIVE</i> .....	93
4.5	Résultats... Approche QUANTITATIVE.....	94
4.5.1	<i>L'écoulement uniforme</i> .....	94
4.5.1.1	<i>Définition de l'écoulement uniforme</i> .....	94
4.5.1.2	<i>Comparaison de la théorie Vs expérimentale (Creager – écoulement uniforme)</i> & <i>Définition de la perte locale en pied de coursier due au changement de pente coursier-chenal</i> .....	97
4.5.1.3	<i>Écoulement uniforme pour les déversoirs en touches de piano</i> .....	100
4.5.2	<i>Dissipation d'énergie le long du coursier (écoulement non uniforme)</i> .....	105
4.5.2.1	<i>Démarche théorique issue de la littérature</i> .....	105
4.5.2.2	<i>Dissipation d'énergie le long d'un coursier en marches d'escalier équipé d'un seuil libre Creager en crête</i> .....	108
4.5.2.3	<i>Dissipation d'énergie le long du coursier en aval d'un seuil PKW</i> .....	112
4.5.3	<i>Étude de la dissipation d'énergie sur un coursier en marches d'escalier équipé, en crête, d'un déversoir en touches de piano (PKW) – (écoulement non uniforme)</i> .....	112
4.5.3.1	<i>Loi analytique calée sur la totalité des résultats</i> .....	113
4.5.3.2	<i>Loi analytique calée uniquement sur les résultats représentatifs d'un même comportement sur l'ouvrage &amp; Discussion</i> .....	123
4.6	Résumé de l'ensemble des méthodes analytiques établies au cours du travail.....	126
<b>5</b>	<b>CONCLUSIONS GÉNÉRALES</b> .....	<b>127</b>
<b>6</b>	<b>TABLE DES SYMBOLES UTILISÉS DANS LE TRAVAIL</b> .....	<b>130</b>
<b>7</b>	<b>BIBLIOGRAPHIE</b> .....	<b>132</b>
<b>8</b>	<b>ANNEXES</b> .....	<b>136</b>
8.1	Démarche de l'article de Boes & Hager (2003a).....	136
8.2	Tableaux résultats des calculs préliminaires.....	138
8.3	Courbe issue d'Idel'Cik.....	139
8.4	Calage d'une loi analytique sur les résultats expérimentaux représentatifs d'un même comportement (écoulement non uniforme – PKW).....	140
<b>9</b>	<b>RÉSUMÉ DES DÉMARCHES ANALYTIQUES DE CALCUL</b> .....	<b>142</b>
9.1	Cas d'un seuil libre standard (Creager).....	142
9.1.1	<i>Cas de l'écoulement uniforme</i> .....	143
9.1.2	<i>Cas de l'écoulement non uniforme</i> .....	144
9.2	Cas d'un déversoir en touches de piano (PKW).....	145
9.2.1	<i>Cas de l'écoulement uniforme</i> .....	145
9.2.2	<i>Cas de l'écoulement non uniforme</i> .....	146

## Table des Figures

Figure 1 : construction de barrages par décennie (1900-2000), <i>Note</i> : les données n'incluent pas les barrages construits en Chine – (Commission Mondiale des Barrages, 2000). .....	14
Figure 2 : répartition régionale des grands barrages à la fin du 20 <sup>ème</sup> siècle (Commission Mondiale des Barrages, 2000).....	15
Figure 3 : barrage de New Croton aux États-Unis (1906) – (Wikipedia, 2012).....	16
Figure 4 : <i>illustration supérieure</i> – écoulement en nappe avec développement complet du ressaut hydraulique. <i>Illustration centrale</i> – écoulement en nappe avec développement partiel du ressaut hydraulique. <i>Illustration inférieure</i> – écoulement en nappe sans ressaut hydraulique - (Chanson, 1994a, pages 46 & 47).....	18
Figure 5 : zones de recirculation (rouge) dans le régime d'écoulement en mousse - <i>supérieure</i> : illustration théorique (Chanson, 2001, page 142), <i>inférieure gauche</i> : illustration réelle lors de la présente étude avec $s = 3 \text{ cm}$ , $\phi = 52^\circ$ , $K = 1,85 \text{ cm}$ , $Q = 20 \text{ l/s}$ & <i>inférieure droite</i> : illustration réelle avec: $s = 3 \text{ cm}$ , $\phi = 52^\circ$ , $K = 1,85 \text{ cm}$ , $Q = 60 \text{ l/s}$ ).....	19
Figure 6 : à <i>gauche</i> : développement d'un écoulement biphasique le long d'un coursier à forte pente constante équipé d'un seuil vanné (Chanson, 1994a, p. 68). À <i>droite</i> : développement d'un écoulement biphasique dans un long canal à forte pente constante (Hager <i>et al.</i> , 2009, p. 363)..	20
Figure 7 : régimes d'écoulement sur un coursier en marches d'escalier en fonction de son inclinaison $\theta$ et du rapport entre la hauteur des marches $s$ et la hauteur critique $d_c$ - (Ohtsu & Yasuda, 1997). .....	21
Figure 8 : mécanisme de l'entraînement d'air dans un écoulement à grande vitesse : a) la haute turbulence crée des composantes latérales importantes et b) éjecte des gouttes d'eau dans l'air qui, en retombant, c) ouvrent la surface liquide; d) ce dernier, en se refermant, emprisonne de l'air avec la goutte qui reste dans l'eau à cause de la haute turbulence : un écoulement biphasique est dès lors créé - (Hager & Schleiss, 2009, p.361). .....	23
Figure 9 : photos illustrant des dégâts dus à la cavitation sur des coursiers lisses – (banque de photos du HECE). .....	24
Figure 10 : barrage de Petit-Saut sur le fleuve Sinnamary (Guyane française), combinant un déversoir libre standard et un coursier en marches d'escalier – ( <i>site</i> : <a href="http://webtice.ac-guyane.fr">http://webtice.ac-guyane.fr</a> ).....	25
Figure 11 : <i>photo supérieure</i> : déversoir en labyrinthe du barrage de Song Mong (Vitenam) & <i>photo inférieure</i> : déversoir en touches de piano du barrage de l'Étroit (France) – (banque de photos du HECE). .....	26
Figure 12 : barrage de l'Ute au Nouveau-Mexique aux États-Unis (déversoir en labyrinthe) - (Bureau of Reclamation, 2010). .....	29
Figure 13 : géométries d'un PKW de type A et de type B – (Ouamane et Lempérière, 2003). .....	30
Figure 14 : <i>photo supérieure</i> : barrage de Goulours en France (premier déversoir en touches de piano) - (banque de photos de EDF-CIH). / <i>photo inférieure</i> : barrage des Gloriettes en France (déversoir en touches de piano et coursier en marches d'escalier) - (legrosjerome.free.fr, 2012).30	30
Figure 15 : modèle réduit lors de l'étude réalisée par Erpicum <i>et al.</i> (2011).....	31
Figure 16 : position du chenal pour les trois positions envisagées ( <i>I</i> , <i>II</i> et <i>III</i> ). .....	33
Figure 17 : modèle utilisé pour l'étude expérimentale (position <i>I</i> du chenal horizontal). .....	34
Figure 18 : déversoir libre standard (supérieur) & deux déversoirs en touches de piano (inférieur : PKW <sub>1</sub> à gauche et PKW <sub>2</sub> à droite).....	35
Figure 19 : description de la géométrie des seuils PKW - ( <i>images</i> : Erpicum <i>et al.</i> , 2011, p.273).....	35
Figure 20 : schématisation 3D du modèle réduit (position <i>I</i> & seuil libre standard).....	37
Figure 21 : erreur relative sur $h_1$ et $h_v$ (à propos du frottement en long sur le chenal aval). .....	42

Figure 22 : types de supports et de sondes de surface libre (configuration A à gauche – configuration B à droite).....	45
Figure 23 : panneau vertical regroupant les onze prises de pression statique. ....	46
Figure 24 : plan de l'instrumentation du modèle (sondes de surface libre & prises de pression) : configuration A. ....	48
Figure 25 : plan de l'instrumentation du modèle (sondes de surface libre & prises de pression) : configuration B. ....	49
Figure 26 : schémas illustratifs de l'encombrement relatif par rapport au coursier des divers seuils testés. ....	50
Figure 27 : 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 : PKW <sub>1</sub> et droite : PKW <sub>2</sub> . ....	51
Figure 28 : comparaison de la position du point de début d'eau blanche (chenal aval dans sa position I, pour $Q = 60$ l/s) - gauche : seuil libre standard, centre : PKW <sub>1</sub> et droite : PKW <sub>2</sub> . ....	52
Figure 29 : principe d'établissement de la courbe de tarage d'une sonde de hauteur d'eau. ....	54
Figure 30 : illustration du critère visuel de positionnement du ressaut hydraulique en pied de coursier (Position I, PKW <sub>2</sub> & $Q = 55$ l/s) – photo de gauche : positionnement incorrect & photo de droite : positionnement correct. ....	55
Figure 31 : exemple de sets bruts de données pour $Q = 60$ l/s - (sondes S0 : Position I & seuil libre, S2 : Position III & PKW <sub>1</sub> , S3 et S5 : Position II & PKW <sub>2</sub> ).....	57
Figure 32 : traitement de suppression des outliers des sets bruts de données pour $Q = 60$ l/s - (sondes S0 : Position I & seuil libre, S2 : Position III & PKW <sub>1</sub> , S3 et S5 : Position II & PKW <sub>2</sub> ). ....	58
Figure 33 : superposition des signaux correspondant aux sets bruts de données (bleu) et aux sets de données réelles (rouge). ....	59
Figure 34 : histogrammes correspondant aux quatre sets de données réelles de la Figure 32.....	61
Figure 35 : superposition des lois normales théoriques et des histogrammes correspondant aux quatre sets de données réelles de la Figure 32. ....	62
Figure 36 : discussion de l'évolution du voltage moyen en fonction du nombre d'itérations – signal de la sonde S3 de la Figure 31 (outliers supprimés). ....	64
Figure 37 : signal de la sonde S3 (outliers supprimés) & Bornes de l'intervalle $[V_{moy}^i - N \cdot \sigma^i ; V_{moy}^i + N \cdot \sigma^i]$ pour $N = 0,8$ et $N = 1,8$ . ....	64
Figure 38 : évolution du voltage moyen en fonction du nombre d'itérations pour $N = 0,65$ à $N = 5$ par pas de $0,05$ pour la sonde S3.....	65
Figure 39 : évolution de la valeur du voltage moyen, après convergence, en fonction de la valeur $N$ considérée pour la sonde S0, S2, S3 et S5 (prises comme exemple à la Figure 31).....	66
Figure 40 : évolution de la valeur de la hauteur d'eau moyenne correspondant à l'évolution du voltage moyen de la Figure 39 pour la sonde S3 et S5 uniquement. ....	67
Figure 41 : schéma du principe de conversion (2 <sup>ème</sup> traitement) au niveau de la sonde de hauteur d'eau $i$ lors des essais expérimentaux. ....	68
Figure 42 : schéma résumant le traitement appliqué au signal brut au niveau d'une sonde jusqu'à la hauteur d'eau moyenne. ....	69
Figure 43 : schéma du principe de calcul de l'énergie amont $E_0$ au niveau du réservoir.....	70
Figure 44 : exemple de hauteur d'eau dans le modèle pour la sonde S3 et S4 ( $Q = 70$ l/s).....	71
Figure 45 : comparaison des deux campagnes réalisées pour la même configuration du modèle (PKW <sub>2</sub> , Position II et $Q = 30$ à $80$ l/s par pas de $5$ l/s, de gauche à droite) – gauche : hauteur d'eau moyenne infracritique $h_2$ et droite : hauteur d'eau en pied de coursier $h_p$ . ....	76

Figure 46 : comparaison des deux campagnes réalisées pour la même configuration du modèle (PKW <sub>2</sub> , Position II et $Q = 30$ à $80$ l/s par pas de $5$ l/s, de gauche à droite) – énergie résiduelle en pied de coursier $E_p$ .....	77
Figure 47 : évolution de la hauteur d'eau amont $h_0$ en fonction du débit pour les trois hauteurs de barrage testées (Position I, II et III) dans le cas du déversoir PKW <sub>1</sub> .....	78
Figure 48 : évolution de la hauteur d'eau $h_2$ infracritique enregistrée en fonction du débit pour le seuil libre Creager et la position I & le déversoir PKW <sub>2</sub> et la position III.....	79
Figure 49 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre les trois seuils, pour le chenal dans sa position I (longueur de coursier maximale).....	81
Figure 50 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre les trois seuils, pour le chenal dans sa position II (longueur de coursier intermédiaire).....	82
Figure 51 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre les trois seuils, pour le chenal dans sa position III (longueur de coursier minimale).....	82
Figure 52 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre le seuil libre Creager et les déversoirs PKW pour la Position I du chenal ( $H_{dam}$ maximale).....	83
Figure 53 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre le seuil libre Creager et les déversoirs PKW pour la Position II du chenal ( $H_{dam}$ intermédiaire).....	84
Figure 54 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre le seuil libre Creager et les déversoirs PKW pour la Position III du chenal ( $H_{dam}$ minimale).....	84
Figure 55 : influence de la longueur du coursier sur la dissipation d'énergie relative entre le seuil libre Creager et le PKW <sub>1</sub> (le grand). ....	85
Figure 56 : influence de la longueur du coursier sur la dissipation d'énergie relative entre le seuil libre Creager et le PKW <sub>2</sub> (le petit). ....	85
Figure 57 : influence de la longueur du coursier sur la dissipation d'énergie absolue dans le cas du seuil PKW <sub>2</sub> (le petit).....	86
Figure 58 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre les deux géométries de PKW – Position I.....	87
Figure 59 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre les deux géométries de PKW – Position II. ....	87
Figure 60 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre les deux géométries de PKW – Position III. ....	88
Figure 61 : évolution de la dissipation d'énergie absolue dans le cas du seuil PKW <sub>1</sub> en fonction de la position (I, II ou III).....	88
Figure 62 : déversement en aval du PKW <sub>1</sub> et Position III pour $Q = 15, 40$ et $75$ l/s. ....	89
Figure 63 : vue de côté de l'écoulement pour le PKW <sub>1</sub> , Position III : supérieure gauche : $Q = 15$ l/s - supérieure droite : $Q = 45$ l/s - inférieure gauche : $Q = 50$ l/s – inférieure droite : $Q = 80$ l/s...	90
Figure 64 : déversement en aval du PKW <sub>2</sub> et Position II pour $Q = 10, 30, 55$ et $75$ l/s.....	91
Figure 65 : vue de côté de l'écoulement pour le PKW <sub>2</sub> , Position III : supérieure gauche : $Q = 45$ l/s - supérieure droite : $Q = 60$ l/s - inférieure gauche : $Q = 65$ l/s – inférieure droite : $Q = 80$ l/s...	92
Figure 66 : résultats expérimentaux (seuil libre Creager & PKW) de la campagne d'essais menée par Erpicum <i>et al.</i> (2011) : énergie résiduelle relative en pied de coursier en fonction de $H_{dam} / h_c$ . ..	96
Figure 67 : résultats expérimentaux de la présente étude (seuil libre Creager & PKW) : énergie résiduelle relative en pied de coursier en fonction de $H_{dam} / h_c$ . ....	96
Figure 68 : énergie résiduelle relative théorique Vs expérimentale (écoulement uniforme – seuil libre Creager). ....	97

Figure 69 : détermination de la valeur du coefficient de perte $k^c_{impact}$ pour le calcul de la perte locale due à l'impact du jet sur le chenal horizontal, en fonction de la vitesse amont à la perte locale ( $f^u h_{w,u}$ ) (seuil Creager – écoulement uniforme).....	98
Figure 70 : détermination de la valeur du coefficient de perte $k^p_{impact}$ pour le calcul de la perte locale due à l'impact du jet sur le chenal horizontal, en fonction de la vitesse aval à la perte locale ( $f^a h_p$ ) (seuil Creager – écoulement uniforme). .....	99
Figure 71 : énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier Vs énergie résiduelle en pied de coursier théorique – seuil PKW <sub>1</sub> & Position I (longueur maximale de coursier) – losange vide : point en écoulement uniforme ; losange rempli : point en écoulement non uniforme.....	101
Figure 72 : énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier Vs énergie résiduelle en pied de coursier théorique – seuil PKW <sub>2</sub> & Position I (longueur maximale de coursier) – losange vide : point en écoulement uniforme ; losange rempli : point en écoulement non uniforme.....	102
Figure 73 : énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier Vs énergie résiduelle en pied de coursier théorique – seuil PKW <sub>1</sub> & Position II (longueur intermédiaire de coursier) – losange vide : point en écoulement uniforme ; losange rempli : point en écoulement non uniforme.....	102
Figure 74 : énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier Vs énergie résiduelle en pied de coursier théorique – seuil PKW <sub>2</sub> & Position II (longueur intermédiaire de coursier) – losange vide : point en écoulement uniforme ; losange rempli : point en écoulement non uniforme.....	103
Figure 75 : énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier Vs énergie résiduelle en pied de coursier théorique – seuil PKW <sub>1</sub> & Position III (longueur minimale de coursier) – losange vide : point en écoulement uniforme ; losange rempli : point en écoulement non uniforme.....	103
Figure 76 : énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier Vs énergie résiduelle en pied de coursier théorique – seuil PKW <sub>2</sub> & Position III (longueur minimale de coursier) – losange vide : point en écoulement uniforme ; losange rempli : point en écoulement non uniforme.....	104
Figure 77 : critère de définition de l'atteinte de l'écoulement uniforme dans le cas d'un coursier en marches d'escalier associé en crête à un déversoir en touches de piano. ....	105
Figure 78 : corrélation entre l'énergie résiduelle théorique en fin de coursier et l'énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier corrigée de la perte locale lors de l'impact, dans le cas du seuil libre Creager (écoulement non uniforme) pour la Position I (supérieure), Position II (centre) et Position III (inférieure). ....	107
Figure 79 : évolution progressive de la géométrie des marches. ....	108
Figure 80 : comparaison entre l'énergie résiduelle théorique en fin de coursier et l'énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier corrigée de la perte locale lors de l'impact, dans le cas du seuil Creager : supérieure : position I et inférieure : position III.....	110
Figure 81 : comparaison entre l'énergie résiduelle théorique $E_{f,Théor.}$ en fin de coursier (après calage des deux paramètres) et l'énergie résiduelle expérimentale $E_{f,Expér.}$ en pied de coursier corrigée de la perte locale lors de l'impact, dans le cas du seuil Creager et de la position intermédiaire II.....	111
Figure 82 : vue en plan schématique des PKW <sub>1</sub> (gauche) et PKW <sub>2</sub> (droite) – détermination des longueurs développées efficaces des outlets ( $L_{q,PKWi}$ ), surlignées en orange et des longueurs développées totales ( $L_{dev,PKW}$ ), traits gris foncé, pour la dissipation d'énergie en long (la flèche bleue indique le sens de l'écoulement sur le seuil) – voir page 35 pour la description des symboles. ....	115
Figure 83 : corrélation entre la théorie et l'expérimental lors du calage d'une loi analytique, à partir de la forme de départ de Boes et Hager, concernant la dissipation d'énergie sur le coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un seuil de type PKW. ....	116

Figure 84 : énergie résiduelle théorique en fin de coursier par rapport à l'énergie résiduelle en fin de coursier déterminée expérimentalement dans le cas du PKW <sub>2</sub> & position <i>I</i> , PKW <sub>1</sub> & position <i>II</i> et PKW <sub>1</sub> & position <i>III</i> (sur base de la formule de départ - Éq.73).....	117
Figure 85 : corrélation entre la théorie et l'expérimental lors du calage d'une loi analytique, à partir de l'Éq.75, concernant la dissipation d'énergie sur le coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un seuil de type PKW. ....	119
Figure 86 : corrélation entre la théorie et l'expérimental lors du calage d'une loi analytique, à partir de l'Éq.77, concernant la dissipation d'énergie sur le coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un seuil de type PKW. ....	120
Figure 87 : comparaison entre l'énergie résiduelle en fin de coursier obtenue expérimentalement (losanges rouges) et l'énergie résiduelle en fin de coursier calculée théoriquement à partir des relations calées (lignes continues) : Éq.73 (rouge), Éq.75 (vert) et Éq.77 (mauve) pour le PKW <sub>1</sub> . ....	121
Figure 88 : comparaison entre l'énergie résiduelle en fin de coursier obtenue expérimentalement (losanges rouges) et l'énergie résiduelle en fin de coursier calculée théoriquement à partir des relations calées (lignes continues) : Éq.73 (rouge), Éq.75 (vert) et Éq.77 (mauve) pour le PKW <sub>2</sub> . ....	122
Figure 89 : corrélation entre la théorie et l'expérimental lors du calage d'une loi analytique, à partir de l'Éq.79, concernant la dissipation d'énergie sur le coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un seuil de type PKW. ....	124
Figure 90 : contribution à la dissipation d'énergie totale, du terme relatif à la perte locale due au passage sur le seuil PKW pour les différentes hauteurs de barrages testées, déterminée à partir de l'Éq.79 – supérieure : PKW <sub>1</sub> et inférieure : PKW <sub>2</sub> .....	125
Figure 91 : courbe théorique donnant $A$ et $\zeta_M$ en fonction de l'angle ( $\delta = 52^\circ$ ) en vu du calcul du coefficient de perte dans un coude brusque (canalisation carrée à parois lisses). ....	139
Figure 92 : comparaison entre l'énergie résiduelle en fin de coursier obtenue expérimentalement (losanges) et l'énergie résiduelle en fin de coursier calculée théoriquement à partir de la relation de l'Éq.79 (ligne continue) pour le PKW <sub>1</sub> .....	140
Figure 93 : comparaison entre l'énergie résiduelle en fin de coursier obtenue expérimentalement (losanges) et l'énergie résiduelle en fin de coursier calculée théoriquement à partir de la relation de l'Éq.79 (ligne continue) pour le PKW <sub>2</sub> .....	141
Figure 94 : vue en plan schématique d'un PKW – détermination de la longueur développée efficace des outlets ( $L_{q,PKWi}$ ), surlignée en orange et de la longueur développée totale ( $L_{dev,PKW}$ ), traits gris foncé, pour la dissipation d'énergie en long (la flèche bleue indique le sens de l'écoulement sur le seuil) – voir page 35 pour la description des symboles. ....	146

## **Table des Tableaux**

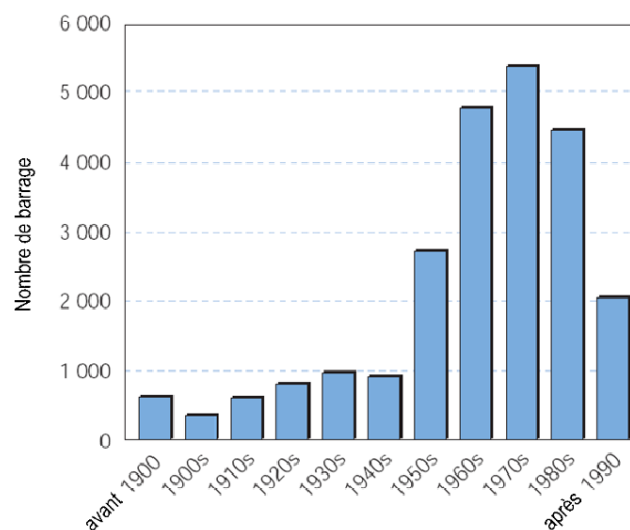
Tableau 1 : hauteurs des seuils et hauteurs totales du barrage pour les trois positions verticales du chenal aval. ....	36
Tableau 2 : distance entre le bas de la sonde de hauteur d'eau et le fond du réservoir amont pour chaque type de seuil testé (avec origine de l'axe vertical au niveau du fond du réservoir). ....	36
Tableau 3 : distance entre le fond du réservoir et le fond du chenal aval horizontal pour les trois positions verticales du chenal (avec origine de l'axe vertical au niveau du fond du chenal).....	36
Tableau 4 : résultats des calculs préliminaires sur l'influence du frottement en long (début du ressaut à $1,5\text{ m}$ du pied du coursier, cas du seuil libre Creager et $H_{dam} = 1,035\text{ m}$ ). ....	41
Tableau 5 : variations de hauteur d'eau [en $cm$ ] correspondant à $[0,2 \cdot \text{voltage moyen}]$ , dans le cas du débit minimal et maximal pour l'ensemble des combinaisons possibles de position de chenal aval et type de seuil (/\ valeurs moyennes indicatives). ....	59
Tableau 6 : discussion sur l'erreur et sa propagation. ....	75
Tableau 7 : résultats des calculs préliminaires sur l'influence du frottement en long (début du ressaut en pied du coursier ; cas du seuil libre Creager et $H_{dam} = 1,035\text{ m}$ (position I)). ....	138
Tableau 8 : résultats des calculs préliminaires sur l'influence du frottement en long (début du ressaut en pied du coursier ; cas du seuil libre Creager et $H_{dam} = 0,535\text{ m}$ (position II)). ....	139

# 1 Introduction

## 1.1 Aspects historiques

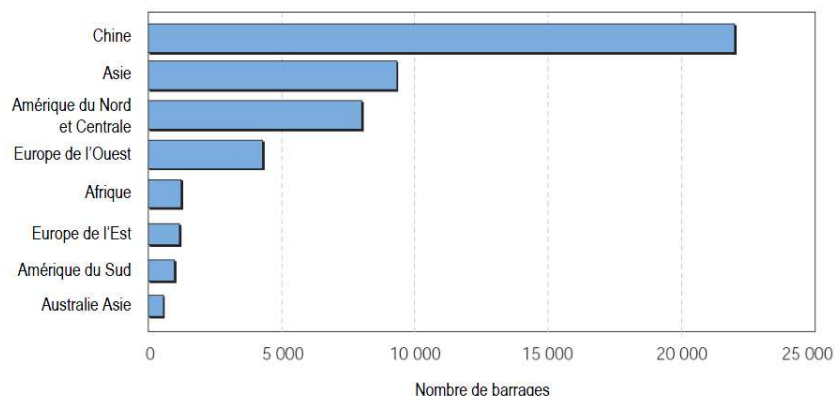
Les barrages existent vraisemblablement depuis la fin de la préhistoire. À cette époque, ils servaient de réserve d'eau potable, d'irrigation, de viviers ou encore de bassins piscicoles. D'après N. Schnitter-Reinhardt (1979), le plus ancien barrage connu serait un barrage construit près de Jawa, en Jordanie, vers la fin du 4<sup>ème</sup> millénaire avant Jésus-Christ.

De nos jours, la construction d'un barrage répond à des objectifs multiples dont l'alimentation en eau potable n'est pas forcément le premier argument. Il peut notamment servir à maîtriser un fleuve, limiter les inondations, améliorer la navigation et souvent, à produire de l'électricité. Celui-ci peut même présenter un intérêt touristique en aménageant les lacs de retenue en base de loisirs. Depuis le début du développement de la civilisation égyptienne, l'homme n'a cessé de construire des barrages partout dans le monde, pour atteindre un taux de construction maximum après la Seconde Guerre mondiale et la colonisation, c'est-à-dire aux alentours des années 1970-1980 (Figure 1). C'est ainsi que le nombre de grands barrages a été multiplié par sept entre 1950 et 1995. Au plus fort du phénomène, près de 5 000 grands barrages ont été construits dans la courte période allant de 1970 à 1975. Cependant, depuis les quelques dernières décennies, le rythme de construction s'est considérablement ralenti, notamment en Amérique du Nord et en Europe où les meilleurs sites, du point de vue technique et économique, sont déjà aménagés ([site : linternaute.com](http://linternaute.com), 2012 & Commission Mondiale des Barrages, 2000).



**Figure 1 : construction de barrages par décennie (1900-2000), Note : les données n'incluent pas les barrages construits en Chine – (Commission Mondiale des Barrages, 2000).**

Selon la Commission Mondiale des Barrages (CMB), il existe, aujourd'hui, plus de 45 000 grands barrages dans le monde, majoritairement en Chine, Asie et Amérique du Nord et centrale (Figure 2), et plus de la moitié des fleuves dans le monde compte au moins un grand barrage. Les cinq plus grands pays constructeurs de grands barrages comptent près de 80% de la globalité d'entre eux. La Chine, à elle seule, en a construit environ 22 000, soit presque la moitié du nombre total. ([site : linternaute.com](http://linternaute.com), 2012 & Commission Mondiale des Barrages, 2000).



**Figure 2 : répartition régionale des grands barrages à la fin du 20<sup>ème</sup> siècle (Commission Mondiale des Barrages, 2000).**

Évidemment, qui dit accumulation d'eau en amont d'un barrage, dit évacuation et restitution d'une certaine quantité à la voie d'eau en aval. Une des nombreuses possibilités est la construction de coursiers en aval des seuils 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 (énergie potentielle), il est nécessaire de dissiper une partie de l'énergie de l'écoulement (passée sous forme d'énergie cinétique), 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 (donc son coût d'exécution et d'entretien), il existe diverses dispositions constructives (seuil, marche, blocs dissipateurs,...). Une *deuxième option* est de recourir à l'utilisation d'auges ou 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***. ***Ce sont ces derniers qui vont faire l'objet du présent travail.*** 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.

Les plus vieux coursiers en marches d'escalier du monde sont sans doute ceux des barrages sur la rivière Khosr en Irak. Ces barrages ont été construits vers 694 avant J.-C. Ils ont été conçus pour alimenter en eau, via deux canaux, la capitale de l'époque, Ninive, en Assyrie, dans le nord de la Mésopotamie. Celle-ci se situait sur la rive Est du Tigre, au confluent du Khosr, dans les faubourgs de la ville moderne de Mossoul. Actuellement, il existe encore des vestiges de ces barrages (Smith, 1971 ; Schnitter, 1994). Plus tard, les Romains ont construit dans leur empire des barrages d'évacuation avec marches dont certains vestiges sont encore présents en Syrie, Lybie et Tunisie. Après la chute de l'Empire romain, les ingénieurs des constructions musulmans tirèrent profit des expériences romaines et autres. Après la reconquête de l'Espagne, ce sont les ingénieurs espagnols qui

continuèrent à utiliser les structures romaines et musulmanes. Avant 1850, leur connaissance des barrages était la plus exceptionnelle au monde. A la fin du 19<sup>ème</sup> siècle, les coursiers en marches d'escalier furent fréquemment utilisés pour contribuer à la stabilité des barrages et améliorer la dissipation d'énergie. La plupart des ouvrages étaient en maçonnerie et béton avec une face aval en marches renforcées par des blocs de granite. Dans la première partie du 20<sup>ème</sup> siècle, les nouveaux progrès concernant les caractéristiques de la dissipation d'énergie dans les ressauts hydrauliques ont plutôt favorisé la conception de bassins de dissipation en aval des coursiers lisses.

Le coursier du barrage de New Croton (1906 - Figure 3), aux Etats-Unis, est probablement le premier coursier en marches d'escalier conçu spécifiquement pour maximiser la dissipation d'énergie (Chanson, 1994a ; Chanson, 2001). L'avantage de ces coursiers en marches d'escalier par rapport aux coursiers lisses conventionnels, en plus de la construction économique et de la réduction du risque de cavitation, est la grande dissipation d'énergie le long de celui-ci, en raison de la macrorugosité qu'offrent les marches. Cela se traduit par une réduction importante des dimensions du bassin dissipateur en pied de coursier et donc une diminution des coûts de construction et de maintenance.



**Figure 3 : barrage de New Croton aux États-Unis (1906) – (Wikipedia, 2012).**

Grâce aux avancées technologiques de ces dernières décennies, notamment en matière de construction de barrage par la méthode du béton compacté au rouleau (BCR), les coursiers en marches d'escalier ont bénéficié d'un regain d'intérêt et d'une popularité significative auprès des chercheurs et des ingénieurs de construction (spécialisés dans les barrages), aussi bien pour la construction de nouveaux barrages que pour le renforcement et/ou la protection de barrages en enrochement existants. En effet, à la fin de l'année 1999, 195 grands barrages type BCR en fonctionnement et 51 en construction étaient recensés tout autour du globe (Hansen, 2000 ; Matos, 2003). L'utilisation de coursiers en marches d'escalier permet de réduire le coût et d'augmenter la performance et la longévité d'un grand nombre de barrages BCR, notamment grâce à la construction économique et rapide du coursier sur la face aval (Boes & Hager, 2003a). Le gain sur le coût du projet peut ainsi atteindre 20% par rapport à d'autres techniques, comme l'évacuateur incliné (Peyras *et al.*, 1992). La réalisation de marches sur la face aval du barrage entraîne également toute une série d'autres atouts comme par exemple un accès facilité et plus sécurisé lors des périodes d'inspection et de maintenance du coursier (Matos, 2003).

Bien que les premières suggestions de construction de barrages via la méthode du béton compacté au rouleau aient été formulées en 1941, ce n'est que dans les années 80 que la construction de grands barrages BCR débuta (ICOLD, 2000; Matos, 2003). Le barrage de Monksville, aux États-Unis, fut le premier barrage BCR construit avec un coursier en marches d'escalier (Sorensen 1985; Matos, 2003). Notons qu'en général, le débit spécifique sur de tels coursiers est limité à  $20 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ , même si des débits plus importants ont déjà été considérés, par exemple pour le barrage de Shuidong en Chine pour lequel celui-ci est de  $100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  (Matos, 2003).

## 1.2 Les coursiers en marches d'escalier

### 1.2.1 Régimes d'écoulement sur un coursier en marches d'escalier

Trois régimes d'écoulement distincts peuvent prendre place sur un coursier en marches d'escalier, appelés respectivement, *régime d'écoulement en nappe*, *de transition* et *en mousse* (Boes & Hager, 2003a). Les définitions et caractérisations suivantes ont été adoptées par de nombreux chercheurs à travers le monde scientifique.

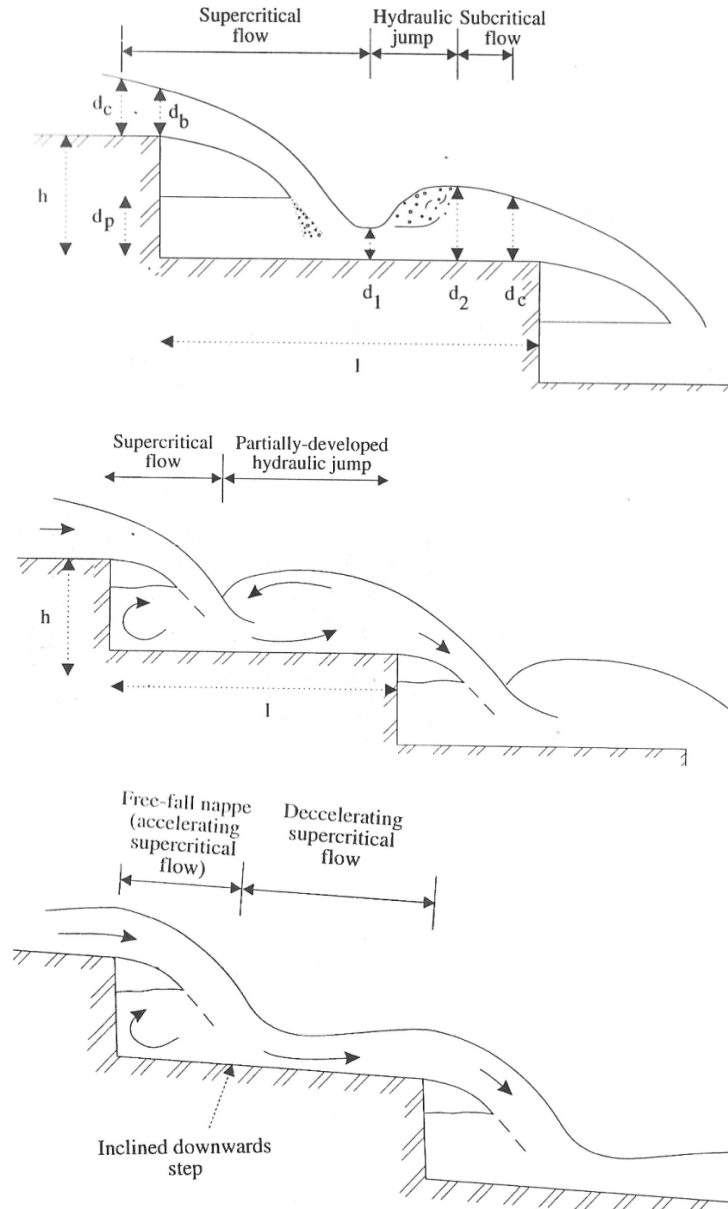
Dans un *régime d'écoulement en nappe*, la chute totale est divisée en une série de petites chutes libres, avec l'eau qui plonge de marche en marche sous la forme d'une fine couche qui s'accole aux faces de chaque marche. En général, ce type d'écoulement apparaît pour de petits débits et de grandes marches (Chanson, 1994a).

Trois types d'écoulement en nappe peuvent être distingués en fonction du débit et de la profondeur d'eau associée (Figure 4) : 1 – écoulement en nappe avec le développement complet d'un ressaut hydraulique sur la marche, 2 – écoulement en nappe avec développement partiel d'un ressaut hydraulique et enfin, 3 – écoulement en nappe sans ressaut hydraulique (Chanson, 1994a).

Pour ce type de régime d'écoulement, la dissipation d'énergie se produit par frottement du jet dans l'air, impact de celui-ci sur la marche et turbulence sur la marche accompagnée ou non de la formation d'un ressaut hydraulique (Boes & Hager, 2003a). La dissipation d'énergie au niveau d'une marche intermédiaire quelconque est égale à la hauteur de celle-ci.

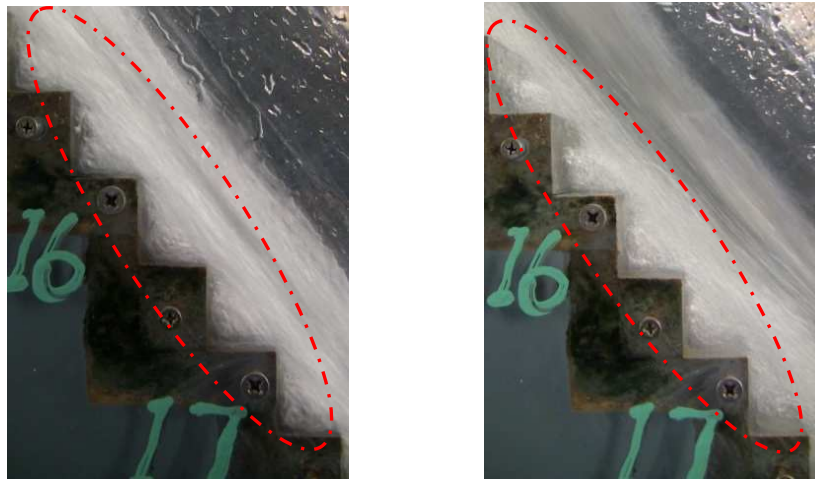
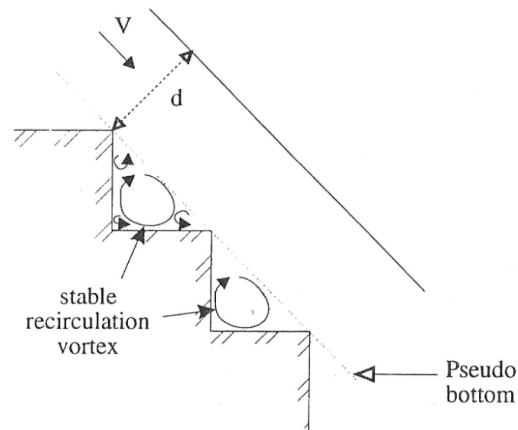
Étant donné qu'un coursier en marches d'escalier peut être logiquement analysé comme une succession de structures à chutes, certains auteurs comme Moore (1943), White (1943) ou Rand (1955) ont étudié une structure formée d'une marche unique. D'autres auteurs ont également étudié cette dissipation d'énergie sur de telles géométries de coursiers et ont établi différentes relations permettant de l'estimer en fonction du type d'écoulement en nappe (exemple : Chanson, 2001 p. 102-103 & 111-113).

Diverses recherches ont également étudié les propriétés basiques de l'écoulement (Horner, 1969 ; Peyras *et al.*, 1991,1992 ; Chanson 1994b), la dissipation d'énergie (Chamani & Rajaratnam, 1994 ; Chanson & Toombes, 1997a) et les phénomènes d'entraînement d'air dans le cas d'écoulement en nappe (Chanson & Toombes, 1997b ; Toombes & Chanson, 2000).



**Figure 4 : illustration supérieure – écoulement en nappe avec développement complet du ressaut hydraulique. Illustration centrale – écoulement en nappe avec développement partiel du ressaut hydraulique. Illustration inférieure – écoulement en nappe sans ressaut hydraulique - (Chanson, 1994a, pages 46 & 47).**

Habituellement, pour de petites marches et des débits élevés, le régime d'écoulement correspond plutôt à un *régime d'écoulement en mousse*, où l'eau coule comme un flot cohérent et parallèle au fond virtuel, formé par les coins des marches. Contrairement au cas de l'écoulement en nappe, aucune poche d'air n'est présente sous les jets. Des zones de recirculation se développent dans les niches triangulaires formées par les faces des marches et le fond virtuel, remplissant ainsi les cavités entre l'écoulement principal et les marches (Figure 5). Une grande partie de l'énergie de l'écoulement est utilisée, et donc dissipée, pour entretenir le mouvement dans ces zones de recirculation. Il y a également formation d'autres tourbillons, mais à une échelle plus petite, qui sont générés en continu aux coins des marches.

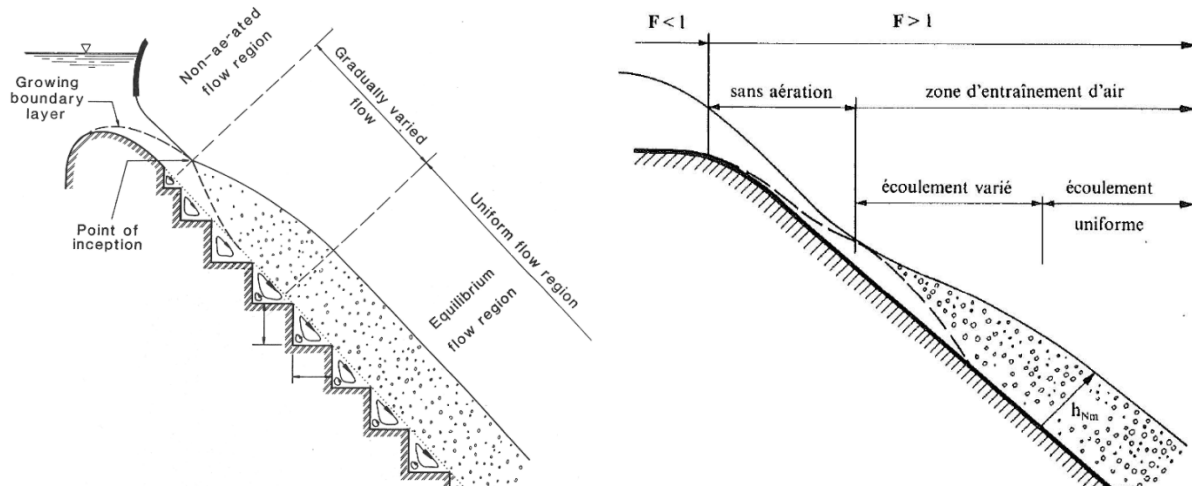


**Figure 5 : zones de recirculation (rouge) dans le régime d'écoulement en mousse - supérieure : illustration théorique (Chanson, 2001, page 142), inférieure gauche : illustration réelle lors de la présente étude avec  $s = 3 \text{ cm}$ ,  $\phi = 52^\circ$ ,  $K = 1,85 \text{ cm}$ ,  $Q = 20 \text{ l/s}$  & inférieure droite : illustration réelle avec:  $s = 3 \text{ cm}$ ,  $\phi = 52^\circ$ ,  $K = 1,85 \text{ cm}$ ,  $Q = 60 \text{ l/s}$ .**

La dissipation d'énergie pour ce type d'écoulement a également été étudiée et d'autres formulations, comme par exemple celles de Chanson (2001, p. 177-178), ont été établies.

L'écoulement en mousse, prenant place sur un coursier en marches d'escalier, est hautement turbulent et les conditions d'aération de la surface libre (définies par Ervine & Falvey, 1987) sont satisfaites. Ce type d'écoulement se décompose en trois parties (Figure 6 – gauche), à l'instar du développement d'un écoulement biphasique le long d'un canal à forte pente constante (Figure 6 – droite). Une première zone englobe quelques marches du début du coursier, où l'écoulement présente une configuration caractérisée par une surface libre bien régulière sans aucun entrainement d'air. De là, la chute induite par la pente du coursier accélère l'écoulement et la hauteur d'eau a tendance à diminuer. La deuxième partie commence au point de début d'entrainement d'air. Il s'agit d'un processus complexe pour lequel les paquets d'eau jaillissant au-dessus de la surface des marches, retombent sous l'influence de la gravité et entraînent de l'air dans l'écoulement. Ces bulles d'air sont notamment emprisonnées dans les rouleaux se formant au creux des marches du coursier. L'association de ces bulles d'air à l'eau en mouvement donne naissance à un écoulement biphasique (mélange eau-air). Cette seconde zone correspond à quelques marches. Dans celle-ci, la hauteur d'eau de la lame coulante augmente progressivement suite à l'aération de plus en plus prononcée. Généralement, une fois que

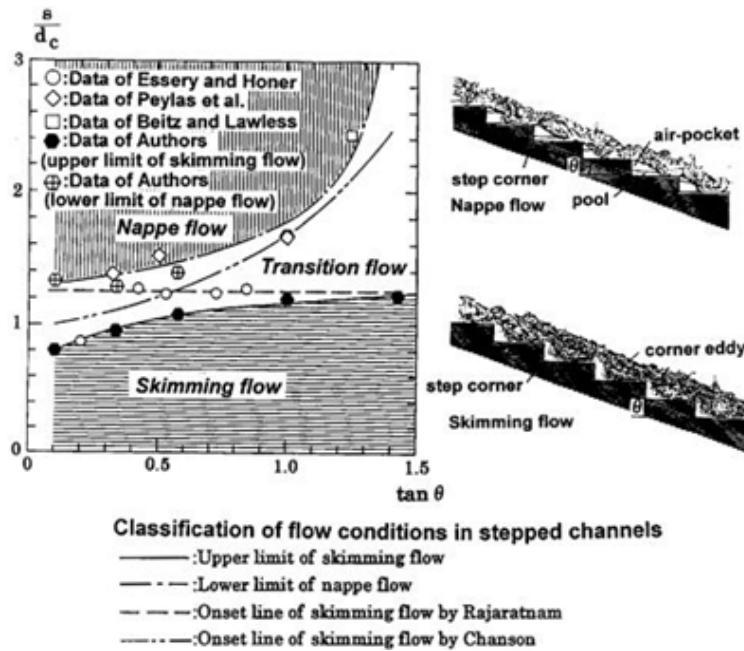
l'écoulement est pleinement aéré, celui-ci est qualifié d'eau blanche. La troisième et dernière partie concerne le reste du coursier où les caractéristiques de l'écoulement sont relativement constantes de section en section (Boes & Hager, 2003a ; Chanson 1994b). Le développement de cet écoulement biphasique le long du coursier sera abordé plus en profondeur au point 1.2.3 de la page 22.



**Figure 6 : à gauche : développement d'un écoulement biphasique le long d'un coursier à forte pente constante équipé d'un seuil vanné (Chanson, 1994a, p. 68). À droite : développement d'un écoulement biphasique dans un long canal à forte pente constante (Hager *et al.*, 2009, p. 363).**

Enfin, il existe un troisième et dernier *régime d'écoulement dit de transition* entre les deux types de régimes précités. En effet, il est possible de définir une zone de séparation entre une limite supérieure pour l'écoulement en nappe et une limite inférieure pour l'écoulement en mousse. Cette transition de l'écoulement en nappe vers un écoulement en mousse peut être exprimée par le rapport entre la profondeur critique  $h_c$  et la hauteur des marches  $s$ . Dans un article, Yasuda & Ohtsu (1999) proposent deux équations fixant mathématiquement ces deux limites (Minor & Hager, 2000). D'autres résultats expérimentaux, comme par exemple ceux de Boes et Hager (2003), ont également abouti à une formulation pour prédire le début de l'écoulement en mousse. Leurs résultats sont relativement en accord avec ceux d'autres chercheurs tels Rajaratnam (1990), Stephenson (1991), Chanson (1996), Yasuda and Ohtsu (1999) ou encore Matos (2001) pour des inclinaisons de coursier de  $25^\circ < \phi < 55^\circ$ . Un exemple de graphique, permettant de définir le régime d'écoulement en fonction de l'inclinaison du coursier et du rapport entre la hauteur des marches et la hauteur critique, est montré à la Figure 7.

Dans ce régime de transition, la distinction entre les deux types d'écoulement (nappe et mousse) n'est pas possible (Chafi & Hazzab, 1998). En effet, ils apparaissent simultanément sur des portions différentes du coursier et peuvent être variables dans l'espace et dans le temps (Ohtsu and Yasuda 1997). C'est pourquoi, les propriétés de l'écoulement de ce régime de transition ne peuvent pas être déterminées par des développements théoriques. Chanson (1996), confirmé par Homann *et al.* (2000), souligne que l'instabilité du régime pourrait être causée par des fluctuations de nature hydrodynamique provoquées par le changement de zones aérées en zones non aérées (Chanson, 1994a). C'est pourquoi, *afin d'éviter tout endommagement de l'ouvrage hydraulique sous ces charges oscillatoires additionnelles aux efforts de l'écoulement du fluide sur celui-ci, la gamme de régime visée par le débit de dimensionnement sur un coursier en marches d'escalier doit clairement correspondre à un des deux types d'écoulement précités : en nappe ou en mousse* (Boes & Hager, 2003a).



**Figure 7 : régimes d'écoulement sur un coursier en marches d'escalier en fonction de son inclinaison  $\theta$  et du rapport entre la hauteur des marches  $s$  et la hauteur critique  $d_c$  - (Ohtsu & Yasuda, 1997).**

Une série d'études (Peyras *et al.*, 1991 ; Chanson, 1994c ; Chamani & Rajaratnam, 1994) suggère qu'une plus grande dissipation d'énergie est atteinte pour un écoulement en nappe que pour un écoulement en mousse. Cependant, il s'agit de résultats expérimentaux théoriques qui ne tiennent pas compte des limitations technologiques pratiques. En effet, les régimes d'écoulement en nappe imposent de concevoir des coursiers avec de grandes marches et des pentes relativement faibles, soit une emprise au sol très importante et par conséquent une augmentation du prix de l'ouvrage (Chanson, 2001). C'est pourquoi, *les coursiers en marches d'escalier sont presque toujours dimensionnés pour fonctionner avec des écoulements en mousse* alors que les régimes d'écoulement de transition et en nappe se développent uniquement pour des débits considérablement inférieurs à celui utilisé pour le dimensionnement du coursier (Matos, 2003).

## 1.2.2 Résistance à l'écoulement

L'article de Chanson (1994d) ou encore celui de Matos & Quintela (1995) montrent l'importante influence du facteur de frottement  $f$  sur le calcul de la dissipation d'énergie le long d'un coursier en marches d'escalier, surtout, dans le cas de l'écoulement en mousse. Cette influence augmente avec des valeurs de débit croissantes.

Chanson (1994a) indique qu'une analyse dimensionnelle suggère que le coefficient de frottement soit une fonction de la rugosité relative de surface  $k_s'/D_H$  ( $D_H$ : diamètre hydraulique et  $k_s'$ : rugosité de surface), le nombre de Reynolds  $Re$ , la rugosité relative des marches  $K/D_H$  ( $K$ : indice de rugosité, égal à la hauteur de marche  $s$  multipliée par le cosinus de l'inclinaison  $\phi$  du coursier), la pente du coursier  $\phi$  et enfin la quantité d'air entraînée. Des investigations et analyses de données ont permis de mettre en évidence que le coefficient de frottement était relativement indépendant de la rugosité relative de surface ainsi que du nombre de Reynolds. En d'autres mots, les paramètres

influençant principalement le coefficient de frottement  $f$  sont la rugosité relative des marches  $K/D_H$  et l'inclinaison du coursier  $\phi$  (quantité d'air entraînée rarement considérée).

Il existe toute une série de relations, le plus souvent calées sur base de données expérimentales, qui permettent d'estimer ce coefficient de frottement à partir des deux, ou d'un seul, de ces paramètres (exemple p. 87 de Chanson, 1994a ou encore Boes & Hager, 2003a). Ces relations sont différentes suivant l'inclinaison du coursier, le régime d'écoulement (nappe ou en mousse), le type d'écoulement (uniforme ou non),...

Terminons ce paragraphe en attirant l'attention sur le fait, qu'au vu des indications présentes dans la littérature, la valeur du coefficient de frottement peut varier du simple au double puisque les moyennes des résultats que l'on peut y trouver, seraient comprises entre 0,06 et 1,3 [-] (Chafi & Hazzab, 1998).

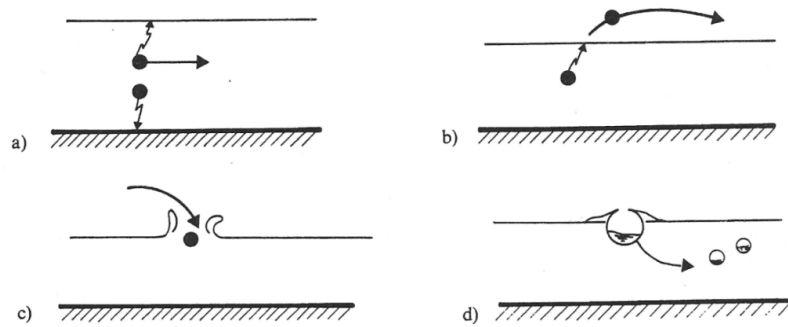
### 1.2.3 Aération de l'écoulement : effets et avantage(s)

Comme mentionné précédemment, un des atouts des coursiers en marches d'escalier à forte pente est de favoriser naturellement le phénomène d'entraînement d'air.

"Les écoulements dans les canaux découverts sont caractérisés par une surface libre. En raison de la condition cinématique, la vitesse à l'interface eau-air est identique. Par contre, une différence considérable des vitesses à l'interface provoque un échange d'énergie. Plus particulièrement, des gouttes d'eau sont projetées dans l'air et des bulles d'air peuvent être emprisonnées par l'eau. Par conséquent, un mélange d'eau et d'air apparaît suite à cette aération superficielle de l'écoulement" (Hager & Schleiss, 2009, p.361). "Principalement sous l'effet de la poussée d'Archimède, les bulles d'air emprisonnées dans l'eau montent et s'échappent à la surface de l'eau" (Hager & Schleiss, 2009, p.362). Dans notre cas (coursier de pente relativement importante), nous sommes face à des écoulements à grande vitesse, engendrant une grande turbulence en surface et donc une aération importante. En effet, les composantes latérales du vecteur vitesse peuvent devenir suffisamment grandes pour dépasser les forces de tension superficielle et de gravité. Il en résulte une éjection de gouttes d'eau dans l'air qui en retombant, sous l'effet de la gravité, "ouvrent" la surface de l'eau qui se referme sous l'action de la tension superficielle (Figure 8). La goutte entraîne avec elle une bulle d'air qui se trouve alors emprisonnée dans l'écoulement. Nous avons une aération dite continue, caractérisée par la coexistence de l'entraînement d'air et de l'expulsion des bulles d'air. Notons que dans certaines conditions bien définies, nous pouvons avoir équilibre entre l'air entraîné et l'air "détrainé". Dans ce cas, l'écoulement peut alors être qualifié d'écoulement uniforme aéré (Hager & Schleiss, 2009). Ce mécanisme d'entraînement d'air est étroitement lié au nombre de Froude de l'écoulement.

Ce phénomène d'entraînement d'air a fait l'objet de nombreuses études en vue de qualifier et de quantifier la distribution et la concentration en air, la position du point de début d'entraînement d'air, la distance nécessaire pour atteindre l'écoulement uniforme,...

La conséquence de cet entraînement d'air est une augmentation du volume qui conduit à une modification des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement par rapport à celle de l'eau pure. Les deux paramètres le plus souvent utilisés sont, premièrement, le débit du mélange  $Q_m$  qui est égal à la somme du débit de l'eau pure  $Q_e$  et celui de l'air  $Q_a$  et deuxièmement, la concentration moyenne en air du mélange eau-air  $\bar{C}$ , variant entre zéro et l'unité, et définie par le rapport entre  $Q_a$  et  $Q_m$  (Hager & Schleiss, 2009).



**Figure 8 : mécanisme de l'entraînement d'air dans un écoulement à grande vitesse : a) la haute turbulence crée des composantes latérales importantes et b) éjecte des gouttes d'eau dans l'air qui, en retombant, c) ouvrent la surface liquide; d) ce dernier, en se refermant, emprisonne de l'air avec la goutte qui reste dans l'eau à cause de la haute turbulence : un écoulement biphasique est dès lors créé - (Hager & Schleiss, 2009, p.361).**

Pour l'écoulement en nappe, l'air est principalement entraîné à l'impact du fluide sur la marche et lorsqu'un ressaut hydraulique se développe partiellement sur le replat. Par contre, pour les écoulements en régime de transition et en mousse, l'aération naturelle est initiée à la surface de l'écoulement au point dit de début d'entraînement d'air (Wood *et al.*, 1983 – Horner, 1969). Plus précisément, "dans le cas d'un long canal (ou coursier) à pente forte et constante, l'écoulement détermine trois zones. Dans le tronçon amont du canal, une zone d'écoulement non aéré se développe avec une couche limite turbulente qui s'épaissit dans le sens de l'écoulement. Le mécanisme d'entraînement d'air débute au moment où la couche limite atteint la surface libre. L'épaisseur de la lame d'eau aérée s'accroît en direction de l'écoulement (zone d'écoulement non uniforme aéré). Si le canal est suffisamment long, l'écoulement du mélange devient uniforme et atteint la hauteur normale du mélange (zone d'écoulement uniforme aéré)" (Hager & Schleiss, 2009, p.363). ***L'écoulement uniforme est un écoulement dont les caractéristiques hydrauliques ne changent plus d'une section à l'autre.*** Wood *et al.* (1983) ainsi que Chanson (1994a) ont développé des formules simples sous forme de puissance, indépendamment l'un de l'autre, à partir d'observations sur modèles en laboratoire, afin de prédire la localisation du point de début d'entraînement d'air sur le coursier. Les deux formules sont relativement semblables et cohérentes (voir p.62 de Minor & Hager, 2000). Boes et Hager (2003) proposent une formule approximative, basée sur certaines hypothèses, permettant de prédire la hauteur de chute nécessaire pour aboutir à l'écoulement uniforme, uniquement en fonction de l'inclinaison du coursier et de la hauteur critique  $h_c$ .

Une conséquence immédiate de cet entraînement d'air est que, ***dans la région aérée, la concentration en air sur le fond permet de réduire considérablement le risque de cavitation sur le coursier.*** Cependant, en amont du point de début d'entraînement d'air, si l'écoulement n'est pas aéré, le risque de cavitation persiste (Hager & Schleiss, 2009). Minor H.-E. décrit ce phénomène de cavitation sur un exemple concret, à savoir le barrage de Shahid Abbaspour en Iran dans l'article intitulé "*Spillways for high velocities*" (Minor & Hager, 2000). Après quelques mois d'utilisation (1978), des dégâts très importants ont été observés sur le coursier de ce barrage, avec des profondeurs de béton érodées allant jusqu'à 2,80 m ce qui signifiait que le béton (épaisseur de 1,50 m) mais également la roche avaient été détruits. Les observations ont clairement identifié la cause de ces dégradations, à savoir la ***cavitation***.

Le *phénomène de cavitation* peut s'expliquer comme suit. "L'eau peut être considérée comme incompressible. Dès lors, des surpressions dans les écoulements ne présentent pas de modifications majeures au niveau des propriétés. En revanche, l'eau réagit assez fortement aux sous-pressions, dont la limite inférieure est fixée par la pression de vapeur  $p_v$ . Si la pression dans un écoulement décroît jusqu'à cette limite, des particules d'eau s'évaporent à température ambiante. L'eau perd son homogénéité et l'écoulement devient biphasique, c'est-à-dire constitué d'eau et de bulles de vapeur. Ce phénomène est appelé cavitation. Si la pression dans l'écoulement augmente à nouveau, alors que l'eau se trouve dans cette configuration, les bulles de vapeur repassent brusquement à l'état liquide. Il en résulte une implosion des bulles qui libèrent localement des énergies considérables. Celles-ci peuvent endommager les matériaux en contact avec cet écoulement (dans notre cas le béton du coursier), ce qui conduit au phénomène d'*érosion de cavitation*" (Hager & Schleiss, 2009, p. 413) - Figure 9. Il en résulte des dégâts à la surface des matériaux, ce qui modifie l'écoulement et peut conduire, si le temps d'application est assez long, à l'effondrement partiel ou total de la structure. Ce phénomène de cavitation est généralement causé par des vitesses locales suffisamment élevées qui permettent à la pression locale  $p_l$  de passer sous la valeur de la pression de vapeur.



**Figure 9 : photos illustrant des dégâts dus à la cavitation sur des coursiers lisses – (banque de photos du HECE).**

*L'aération a également un effet sur la résistance à l'écoulement.* La présence d'air à l'intérieur de la couche limite turbulente réduit les contraintes de cisaillement. La conséquence immédiate et logique est une diminution de la dissipation d'énergie sur le coursier en marches d'escalier. Pour illustrer, Chanson (1994a), a montré que pour un coursier en marches de  $60^\circ$  d'inclinaison, la dissipation d'énergie peut être réduite jusqu'à 20% suite à cet entrainement d'air dans le cas d'un écoulement en mousse. En d'autres termes, *en comparaison à un écoulement monophasique d'eau pure, le coefficient de frottement  $f$  diminue dans le cas d'un écoulement biphasique eau-air.*

Certains auteurs, comme par exemple Boes & Hager (2003a), proposent des relations donnant, en fonction de la concentration en air, le rapport entre le coefficient de frottement  $f_m$  d'un écoulement biphasique sans considération d'entrainement d'air et celui d'un mélange eau-air  $f_w$ , avec considération d'entrainement d'air, en fonction de la concentration en air au sein de l'écoulement. (Boes & Hager, 2003a ; Chanson, 1994a ; Hager & Schleiss, 2009,).

Notons que *le coefficient de frottement sur un coursier en marches d'escalier est plus grand que celui observé sur un coursier lisse.* Cette supériorité de coefficient de frottement va engendrer une diminution de la vitesse d'écoulement, une augmentation de la hauteur d'eau et au final, une dissipation d'énergie plus importante sur les coursiers en marches.

### 1.3 Types de déversoirs en crête des coursiers en marches d'escalier

Il existe deux grandes catégories de déversoirs *en crête des barrages*, à savoir les déversoirs vannés, fonctionnant en charge (le plus souvent) et les déversoirs libres, fonctionnant à surface libre.

Aujourd'hui, on trouve essentiellement deux grands types de déversoirs libres en crête des coursiers en marches d'escalier.

Le plus répandu à l'heure actuelle est le *seuil libre standard (Creager)*. Il s'agit d'un déversoir dont le profil correspond à celui de la face inférieure de la lame se développant au-dessus d'un seuil mince. Étant donné que ce dernier présente, à charge donnée, une meilleure débitance qu'un seuil épais, l'objectif est de réaliser un seuil mince tout en tenant compte des contraintes structurelles, c'est-à-dire de la résistance de l'ouvrage. Cette différence entre seuil mince et seuil épais se traduit au niveau de la valeur du coefficient de débit  $C_d$  qui est de  $2/3$  pour le premier alors qu'il n'est que de  $0,385$  pour le second. La géométrie d'un déversoir standard est définie pour un débit et une charge de dimensionnement  $H_d$  donnés. Lors de leur dimensionnement, le rapport entre la charge  $H$  et la charge de dimensionnement  $H_d$  doit être limité à un maximum imposé par deux contraintes : la séparation de l'écoulement du déversoir (possible surélévation importante du plan d'eau) et la sous-pression aux environs de la crête du déversoir (éviter les risques de dommage par cavitation) - (Hager & Schleiss, 2009). La Figure 10 montre l'exemple du barrage de Petit-Saut sur le fleuve Sinnamary (Guyane française), combinant un déversoir libre standard et un coursier en marches d'escalier.



**Figure 10 : barrage de Petit-Saut sur le fleuve Sinnamary (Guyane française), combinant un déversoir libre standard et un coursier en marches d'escalier – (site : <http://webtice.ac-guyane.fr>).**

Une alternative aux déversoirs libres standards, qui connaît un développement important ces dernières années, est d'utiliser des *déversoirs non rectilignes*. Le but principal de ces derniers est d'augmenter la longueur de déversement tout en limitant l'emprise de l'ouvrage. Deux des ouvrages qui appartiennent à cette catégorie sont les déversoirs en labyrinthe et les déversoirs en touches de piano, souvent appelés PKW (Piano Key Weir).

L'aspect historique ainsi que le développement de ces déversoirs non rectilignes seront abordés au point 1.5 de la page 28. À ce stade, nous montrons simplement à la Figure 11 des photos de réalisations conçues à l'aide de ce type de déversoir.



**Figure 11 : *photo supérieure* : déversoir en labyrinthe du barrage de Song Mong (Vitenam) & *photo inférieure* : déversoir en touches de piano du barrage de l'Etrouit (France) – (banque de photos du HECE).**

#### **1.4 Effets d'échelles et lois de similitudes**

"De manière générale, le but des études sur modèles réduits est que l'écoulement réel, relatif au prototype soit semblable à celui sur le modèle. Pour que ces deux écoulements soient semblables, il faut que les conditions de *similitude géométrique* et *similitude dynamique* soient simultanément satisfaites, c'est-à-dire qu'il faut, respectivement, que les formes des corps étudiés soient semblables à une échelle bien définie et que les efforts définissant l'écoulement s'exercent dans les mêmes proportions dans le prototype et le modèle. La similitude parfaite n'est atteinte que dans la situation où le modèle et le prototype ont la même taille (échelle 1:1). En effet, il n'est pas possible que les efforts d'inertie, de pesanteur (pression) et de frottement interagissent simultanément dans de mêmes proportions dans le prototype et le modèle. C'est pourquoi, il est nécessaire de se fixer des lois de similitude afin de pouvoir convertir les caractéristiques de l'écoulement du modèle vers le prototype (et vice versa) et être conscient de l'existence d'effets d'échelles" (Lejeune, 1999).

Un écoulement eau-air hautement turbulent, comme celui prenant place sur le coursier étudié, ne peut pas être modélisé, sans effets d'échelles, en utilisant une loi de similitude de Froude classique car les effets des tensions de surface et de la viscosité jouent également un rôle important. Pour avoir une vraie similitude, notamment du processus d'aération de l'écoulement, entre le prototype et le modèle, il faut que les lois de similitude de Froude, Reynolds et de Weber soient simultanément satisfaites, ce qui n'est pas possible en pratique.

De nombreux articles abordent le problème des effets d'échelles comme par exemple Minor & Hager (2000), Hager & Schleiss (2009), Boes & Hager (2003b) ou encore Chanson (2008). Kobus (1984) propose d'assurer un nombre de Reynolds  $Re$  d'au moins  $10^5$  pour limiter les effets de la viscosité (avec la hauteur d'eau comme longueur caractéristique - Éq.1). Rutschmann (1988) et Speerli (1999) ont déterminé, indépendamment, que le nombre de Weber  $W$  doit être d'au moins 110 pour avoir une influence négligeable des tensions de surface (avec la hauteur d'eau comme longueur caractéristique - Éq.2). D'autres auteurs proposent plutôt des échelles limites pour les modèles afin de minimiser les erreurs. Speerli (1999), en accord avec Pegram *et al.* (1999), propose une limite d'échelle à 1:20 (Minor & Hager, 2000).

$$Re = \frac{u h_w}{\nu} = \frac{q}{\nu} > 10^5$$

Éq.1

- $q$  : débit spécifique [ $m^2/s$ ]
- $\nu$  : viscosité cinématique  $\nu = 1,007 \cdot 10^{-6} m^2/s$  (20°C)

$$W = \frac{\bar{u}_m^2}{\rho L_s} \geq 110$$

Éq.2

- $L_s$  : distance entre deux arêtes de marches successives
- $\sigma$  : tension superficielle (de surface) :  $\sigma = 73 \cdot 10^{-3} N/m$  (20°C)
- $\rho$  : masse volumique du fluide :  $\rho = 1000 kg/m^3$
- $\bar{u}_m$  : vitesse moyenne de l'écoulement (composante longitudinale)

Comme expliqué au point suivant, ce présent travail porte sur une étude expérimentale menée en laboratoire, dont le but est de comparer la dissipation d'énergie se produisant sur un coursier en marches d'escalier en fonction du type de seuil utilisé au niveau de la crête (trois seuils seront testés au total). Par conséquent, nous pouvons considérer que le modèle équipé du premier seuil correspond au prototype alors que les deux autres configurations sont des modèles à l'échelle 1:1. ***Dès lors, ceci nous assure d'avoir une similitude parfaite sans effet d'échelles entre les géométries.***

Par contre, il faut garder à l'esprit que les conclusions quantitatives et/ou relations établies dans ce rapport ne pourront pas être directement transposées à un ouvrage de taille réelle étant donné l'existence d'effets d'échelles. En effet, Chanson (2008) a prouvé expérimentalement que les résultats sur modèles physiques ne pouvaient pas être directement transposés aux conditions d'écoulement sur les prototypes, sans tenir compte de l'influence des effets d'échelles qui peuvent être relativement importants dans certaines situations. Prenons pour exemple le phénomène d'entraînement d'air qui est moins important sur modèle que sur le prototype. Dès lors, le coefficient de frottement et donc la dissipation d'énergie sont surestimés lors des études sur modèles physiques (Boes & Hager, 2003a.).

## 1.5 Description de la présente étude et de son fondement

Nous avons indiqué au début de ce rapport que les coursiers en marches d'escalier existaient depuis de très nombreuses années puisque les plus vieux semblent dater de plusieurs siècles avant Jésus-Christ. Par conséquent, les recherches, études et campagnes expérimentales sur ce type de coursier ont été multipliées à travers le monde, surtout au cours des 19<sup>ème</sup> et 20<sup>ème</sup> siècles. C'est pourquoi, il existe une quantité très impressionnante d'informations dans la littérature abordant toute une série d'aspects touchant de près ou de loin aux coursiers en marches d'escalier : caractéristiques des régimes d'écoulement prenant place sur ces coursiers, phénomène d'entraînement d'air, résistance à l'écoulement, dissipation d'énergie, influences de la géométrie des marches, distributions de concentration en air et de vitesse, écoulement uniforme, effets d'échelles et encore bien d'autres aspects.

*Le sujet qui nous intéresse plus particulièrement dans ce travail, est la dissipation d'énergie qui se produit sur les coursiers en marches d'escalier soumis à un régime d'écoulement en mousse.* Cette dissipation d'énergie a été étudiée par de nombreux auteurs comme par exemple, Boes & Hager (2003a), Chanson (1994d, 2001) et Chanson & Toombes (1997a) qui ont étudié la dissipation d'énergie dans le cas des trois types de régime d'écoulement ou encore Chamani & Rajaratnam (1994) qui se sont plutôt concentrés sur l'écoulement en nappe. *Le point commun, à la plupart de ces recherches, est qu'elles ont été réalisées en considérant un seuil libre standard en crête de barrage (le plus souvent de type Creager) ou lors d'expérimentations en laboratoire, en simulant un écoulement pouvant être associé à celui apparaissant pour ce type de déversoir.*

"Or, depuis une vingtaine d'années, les modifications climatiques et l'allongement des périodes de données statistiques disponibles font revoir continuellement les critères de sécurité des ouvrages hydrauliques (Millet *et al.*, 1988). La révision des débits de crues extrêmes des grands ouvrages existants a amené à devoir réhabiliter bon nombre de structures d'évacuation (Machiels *et al.*, 2009)". C'est pourquoi, afin de palier ce problème de déficit de capacité d'évacuation des crues, il est nécessaire de développer et d'étudier de nouveaux types de seuil.

Sachant que la capacité d'évacuation (débitance) d'un seuil libre en amont d'un coursier est directement proportionnelle, pour une charge donnée, à la longueur de crête déversante de celui-ci, on a cherché à augmenter considérablement cette longueur en utilisant des déversoirs courbes ou ondulés. C'est ainsi que plusieurs géométries de déversoirs ont été développées et étudiées afin de maximiser cette longueur de crête déversante. Les trente dernières années du siècle écoulé ont vu apparaître les premières recherches, conceptions et constructions de *déversoirs en labyrinthe* de formes différentes (Schleiss, 2011). Trois très grands déversoirs en labyrinthe ont été construits, dont un bel exemple (Figure 12), est celui du barrage de l'Ute au Nouveau-Mexique aux Etats-Unis (Lempérière *et al.*, 2011). "Ces déversoirs en labyrinthe offrent une solution intéressante, puisqu'ils permettent d'augmenter, pour des charges faibles (de l'ordre du mètre), le débit évacué en conservant la largeur d'emprise des déversoirs libres classiques, type Creager" (Machiels O *et al.*, 2009). Par contre, ce type de seuil est inapproprié pour des débits importants pour lesquels le comportement s'apparente à celui d'un seuil épais. C'est pourquoi, en considérant également les niveaux de sollicitations ainsi que le coût élevé, l'application de tels ouvrages est limitée, ce qui encourage à chercher d'autres alternatives (Machiels O *et al.*, 2009). Pour information, une vue d'ensemble des caractéristiques des installations existantes avec labyrinthe a été réalisée par Lux & Hinchliff (1985) et Pinto Magalhães (1985).



**Figure 12 : barrage de l'Ute au Nouveau-Mexique aux Etats-Unis (déversoir en labyrinthe) - (Bureau of Reclamation, 2010).**

"Dans cette optique de développement de solutions moins coûteuses que les déversoirs en labyrinthe et voire même plus performantes, la société Hydrocoop-France, en collaboration avec l'université de Biskra en Algérie, a développé une nouvelle forme de déversoir permettant d'évacuer, pour une même hauteur de charge, un débit plus important que les déversoirs traditionnels de type Creager" (Ouamane & Lempérière, 2006a, 2006b et 2007). L'idée était de conserver l'augmentation de capacité débitante apportée par l'utilisation de déversoirs en labyrinthe, c'est-à-dire de *développer un déversoir multipliant la longueur de crête déversante mais en conservant l'emprise au sol des seuils classiques*. Ainsi sont nés les *déversoirs en touches de piano (Piano Key Weirs – PKW)*.

Ces déversoirs offrent les avantages des déversoirs en labyrinthe traditionnels, multipliant par au moins quatre le débit spécifique des déversoirs standards, offrant un entretien et une utilisation aisés, permettant (actuellement) l'évacuation de débits allant jusqu'à  $100m^3/s/m$  et autorisant un gain sur la hauteur de retenue pour un même degré de sécurité. De plus, ils possèdent l'avantage de leur moindre coût par rapport à un déversoir en labyrinthe. En effet, la présence de porte-à-faux, diminuant le volume de béton, ainsi qu'une géométrie simple permettant l'utilisation d'éléments préfabriqués, diminuent sensiblement les prix de réalisation de ces ouvrages (Ouamane & Lempérière, 2006a; Machiels *et al.*, 2009). Au point de vue de leur géométrie, contrairement aux déversoirs en labyrinthe, l'apex des déversoirs en touches de piano n'est pas vertical mais incliné tour à tour dans la direction aval puis amont. Suivant les pentes choisies pour les touches, ils possèdent certains porte-à-faux qui résultent en une emprise au sol plus petite que dans le cas de déversoirs en labyrinthe avec des murs verticaux. C'est pourquoi, en plus des performances hydrauliques améliorées, pouvant aller jusqu'à 20%, ainsi que leur moindre coût, les déversoirs en touches de piano offrent l'avantage d'être plus faciles à construire même dans le cas d'un espace limité pour les fondations, comme par exemple en crête de barrage (Schleiss, 2011).

On distingue quatre types de déversoirs en touches de piano (dont deux sont illustrés à la Figure 13) : le type *A* qui possède des porte-à-faux dans les deux directions (amont et aval), le type *B* qui possède uniquement des porte-à-faux vers l'amont, le type *C* qui possède uniquement des porte-à-faux vers l'aval et enfin le type *D* qui n'en a pas.

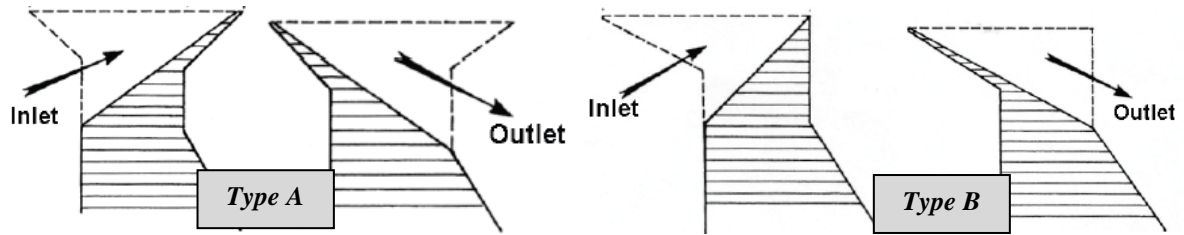


Figure 13 : géométries d'un PKW de type A et de type B – (Ouamane et Lempérière, 2003).

"Une autre opportunité d'application des PKW réside dans leur avantage de ne nécessiter qu'une faible charge pour évacuer des débits importants. Leur utilisation permet ainsi une rehausse des niveaux de retenue à sécurité hydraulique constante, augmentant considérablement les volumes stockés. Les PKW peuvent donc être d'un intérêt capital aussi bien pour la réhabilitation d'ouvrages existants que pour l'élaboration de nouveaux équipements (Machiels *et al.*, 2009)."

D'après Laugier (2007), le premier déversoir en touches de piano a été installé en 2006 au barrage de Goulours dans le sud-ouest de la France (Figure 14 - supérieure). La Figure 14 (inférieure) montre une vue du barrage des Gloriettes en France, équipé d'un déversoir en touches de piano associé à un coursier en marches d'escalier.



Figure 14 : *photo supérieure* : barrage de Goulours en France (premier déversoir en touches de piano) - (banque de photos de EDF-CIH). / *photo inférieure* : barrage des Gloriettes en France (déversoir en touches de piano et coursier en marches d'escalier) - (legrosjerome.free.fr, 2012).

*Le but de ce présent travail* va être de comparer la dissipation d'énergie se produisant sur un coursier en marches d'escalier en aval d'un seuil libre standard (Creager) par rapport à celle apparaissant pour le même coursier, mais équipé en crête d'un déversoir en touches de piano (PKW).

*Pourquoi réaliser une telle étude ?* D'après certaines observations, notamment dans Erpicum *et al.* (2011), les caractéristiques géométriques particulières des déversoirs en touches de piano permettraient d'atteindre l'écoulement uniforme sur des longueurs plus courtes de coursiers en marches d'escalier (en comparaison avec des seuils libres standards). Ceci serait dû à la nature du déversement en aval d'un PKW, qui résulte de l'interaction des différents écoulements et jets apparaissant dans les différentes alvéoles du déversoir. La conséquence directe serait une turbulence telle au sein de l'écoulement sur le coursier, que la limite de la couche turbulente, qui se développe habituellement le long du coursier en aval d'un seuil libre (Figure 6 de la page 20), atteindrait plus rapidement la surface. Dès lors, le résultat serait une atteinte de l'écoulement uniforme biphasique eau-air sur une longueur de coursier moindre. ***Par conséquent, il est logique de penser, que, dans certaines situations, recourir à l'utilisation de déversoirs en touches de piano, en lieu et place des déversoirs libres standards, pourrait conduire à une augmentation de la dissipation d'énergie, à longueur de coursier identique.***

En vue de vérifier cette hypothèse, une première campagne d'essais expérimentaux a été menée par Coyne et Bellier-Tractebel Engineering en association avec le Laboratoire d'Hydraulique des Constructions (HECE) de l'Université de Liège en 2011. Le but de cette étude était de comparer, dans un environnement idéalisé, la dissipation d'énergie se produisant sur un coursier en marches d'escalier en aval d'un seuil libre standard par rapport à celle apparaissant pour le même coursier associé successivement à deux géométries différentes de déversoirs en touches de piano (PKW). Elle a été réalisée en utilisant un modèle existant au Laboratoire d'Hydraulique des Constructions (Dewals *et al.*, 2004) – voir Figure 15.



**Figure 15 : modèle réduit lors de l'étude réalisée par Erpicum *et al.* (2011).**

Cette étude, présentée en détail dans Erpicum *et al.* (2011), ***n'a pas permis de mettre en évidence de différences significatives entre les trois géométries de seuil testées.*** Cependant, une explication, en accord avec les observations de Boes & Hager (2003a), a été formulée : la longueur du coursier lors des essais était telle que, pour la gamme envisagée de débit, celle-ci permettait à l'écoulement d'atteindre les conditions d'écoulement uniforme avant d'arriver en pied de coursier (lieu de calcul de l'énergie résiduelle). Or, l'écoulement uniforme est un état d'équilibre de l'écoulement défini par les caractéristiques du coursier (pente, géométrie des marches) et le débit. Il est indépendant des conditions d'alimentation du coursier et donc du type de seuil en crête de barrage. Par conséquent, pour un coursier suffisamment long, il est logique qu'aucune dissimilitude ne soit apparue entre les divers types de seuils testés. C'est pourquoi, notre objectif de départ, qui est d'analyser dans quelle mesure il est possible d'atteindre plus rapidement un écoulement uniforme sur un coursier en marches d'escalier grâce à la turbulence générée en aval d'un seuil PKW, reste tout à fait valable. D'ailleurs, les auteurs de l'étude ont mentionné la possibilité de réétudier le sujet, à condition de réduire la longueur du coursier.

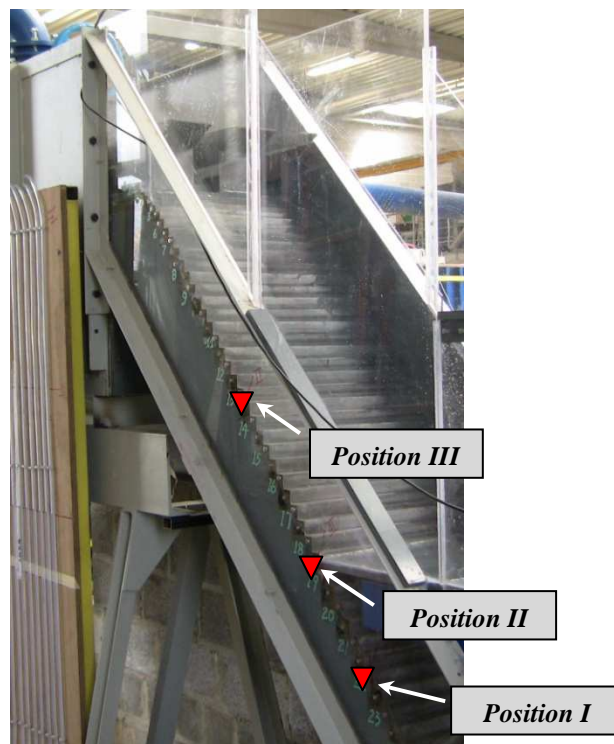
C'est pourquoi, afin de vérifier, dans un premier temps, l'exactitude de cette supposition et dans un second, de la quantifier, nous allons mener une nouvelle étude expérimentale en considérant comme base de départ celle réalisée par Erpicum *et al.* (2011). Par conséquent, le sujet global de la présente étude reste identique et consiste en la ***comparaison, dans un environnement idéalisé, de la dissipation d'énergie se produisant sur un coursier en marches d'escalier en aval d'un seuil libre standard par rapport à celle apparaissant pour le même coursier associé successivement à deux géométries différentes de déversoirs en touches de piano (PKW<sub>1</sub> & PKW<sub>2</sub>), cette étude se concentrant uniquement sur le régime d'écoulement en mousse.***

Le modèle expérimental utilisé pour mener l'étude ainsi que son instrumentation sont respectivement décrits aux points 2.1 (page 33) et 2.4 (page 44), alors que la méthodologie expérimentale est décrite au point 3 (page 51).

## **2 Description du modèle, de l'instrumentation et des principes des mesures expérimentales**

### **2.1 Description générale du modèle & Conditions expérimentales**

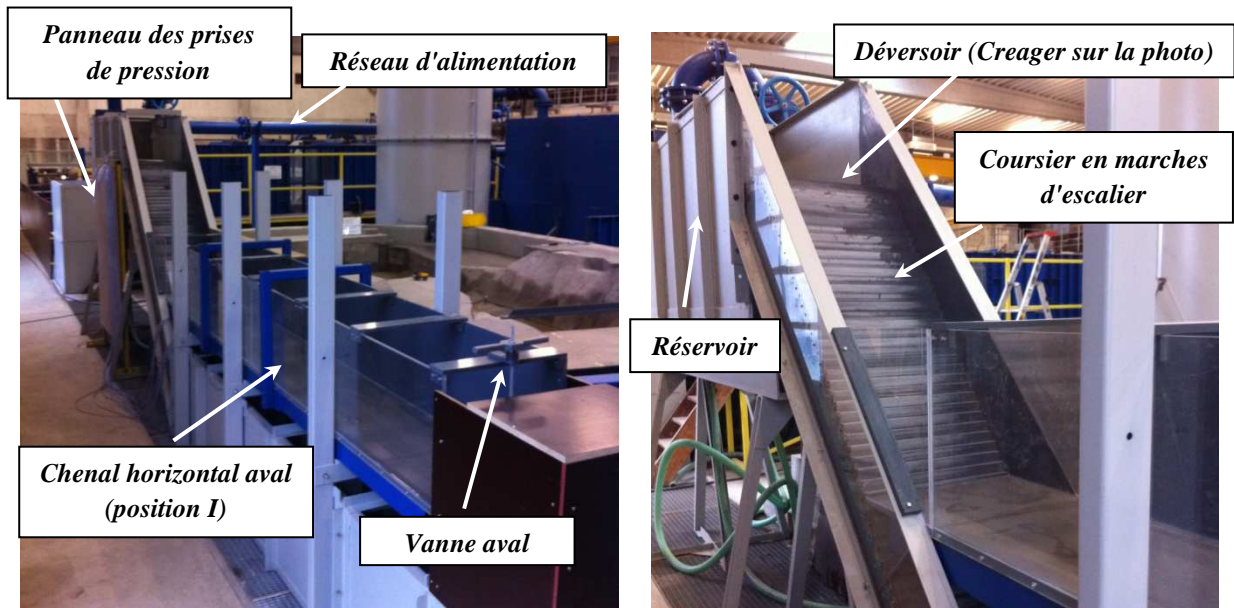
Le modèle physique utilisé pour réaliser la présente étude est composé d'un coursier en marches d'escalier de  $0,494\text{ m}$  de large combiné à un réservoir amont et à un chenal horizontal en aval (Figure 17). Ce dernier présente une longueur de  $4,22\text{ m}$  et une largeur de  $0,475\text{ m}$ . Son système porteur a été conçu de telle manière que sa position verticale puisse être facilement et rapidement modifiée, en vue de pouvoir étudier la dissipation d'énergie sur un coursier de différentes longueurs. Ce système permet également de conserver intact le chenal horizontal, c'est-à-dire que d'une position verticale à l'autre, celui-ci subit simplement une translation verticale suivie d'une translation horizontale. Dans ce travail, trois positions distinctes de chenal ont été testées. Celles-ci sont notées *position I*, *position II* et *position III* (Figure 16). Elles correspondent, respectivement, à une hauteur verticale de coursier (sans seuil) de  $1\text{ m}$ ,  $0,82\text{ m}$  et  $0,485\text{ m}$ , ce qui donne respectivement, en termes de longueur de coursier :  $1,27\text{ m}$ ,  $1,04\text{ m}$  et  $0,62\text{ m}$ .



**Figure 16 : position du chenal pour les trois positions envisagées (I, II et III).**

Le réservoir du modèle est alimenté en eau par un réseau fermé de canalisations sous pression équipé d'une pompe régulée, pouvant fournir un débit allant jusqu'à  $150\text{ l/s}$ . Ce réservoir est décomposé en deux sous-bassins séparés par une plaque de tranquillisation. Le but de cette dernière est de réduire la turbulence de l'écoulement dans le second sous-bassin, causée par l'injection du débit dans le premier, avant que celui-ci n'atteigne le début du déversoir. Ceci permet de modéliser correctement le comportement réel de l'écoulement existant dans une retenue de barrage. La distance entre la plaque de tranquillisation et le début du seuil est de minimum  $1\text{ m}$ .

La pente du coursier est de  $52^\circ$  (78%). Les marches de celui-ci sont d'une hauteur et d'une profondeur régulières de, respectivement, 3 et 2,4 cm. Les parois latérales, aussi bien du coursier que du chenal horizontal aval, sont constituées de plaques de métal, de PVC ou de plexiglas, alors que le fond est réalisé en PVC. Le coefficient de rugosité de Manning-Strickler  $K_n$  de ce dernier peut être pris égal à  $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . L'utilisation de tels matériaux permet de limiter les effets du frottement sur l'écoulement. Enfin, une vanne verticale, réglable en hauteur, est située à l'extrémité aval du chenal horizontal. Notons qu'un côté du modèle est entièrement vitré pour faciliter l'observation de l'écoulement sur le coursier et dans le chenal ainsi que le positionnement du ressaut.



**Figure 17 : modèle utilisé pour l'étude expérimentale (position I du chenal horizontal).**

Le débit est mesuré dans la canalisation amont via plusieurs débitmètres électromagnétiques (précision de 1%). La précision de ces derniers est régulièrement contrôlée par le Laboratoire par redondance des mesures sur une canalisation unique. D'après *Epicum et al. (2011)*, la *gamme de débits* envisageables sur le modèle s'étend de 10 à 80 l/s (intervalle validé lors d'une campagne test, antérieure au choix de la configuration d'instrumentation du modèle). Les hauteurs d'eau sont mesurées par des sondes à ultrasons (résolution de 0,025 mm et précision de 1%) sur une période de 90 secondes avec une fréquence de 10 Hz. Les pressions au fond du chenal horizontal sont données ponctuellement (à mi-largeur) par des prises de pression statique constituées de tubes plastiques 10-6 (10 mm diamètre extérieur et 6 mm diamètre intérieur). Toutes les mesures ont été réalisées en écoulement stationnaire.

Trois différents types de seuils vont être testés pour chaque position verticale du chenal aval. Les premiers essais vont porter sur un déversoir libre standard (Creager), d'une hauteur de 6,7 cm (géométrie décrite dans *Dewals et al., 2004*). Ensuite, une deuxième et troisième séries d'essais étudieront la dissipation d'énergie en aval de deux déversoirs en touches de piano (PKW<sub>1</sub> & PKW<sub>2</sub>). Ceux-ci (Figure 18) ont des ratios géométriques quasi identiques. Seule l'échelle du modèle varie, à l'exception de l'épaisseur des plaques de PVC utilisées pour les concevoir qui sont identiques de l'un à l'autre (pour des raisons commerciales). Le PKW<sub>2</sub> (constitué de 2,5 alvéoles amont (inlet) et 2,5 alvéoles aval (outlet)) est environ 1,6 plus petit que le PKW<sub>1</sub> (constitué de 1,5 alvéole amont (inlet) et 1,5 alvéole aval (outlet)).

Leurs dimensions sont reprises au tableau de la Figure 19. Il s'agit de déversoirs en touches de piano de type A (modifiés) pour lesquels des marches ont été réalisées dans les outlets afin d'augmenter la dissipation (voir Leite Ribeiro *et al.*, 2007).

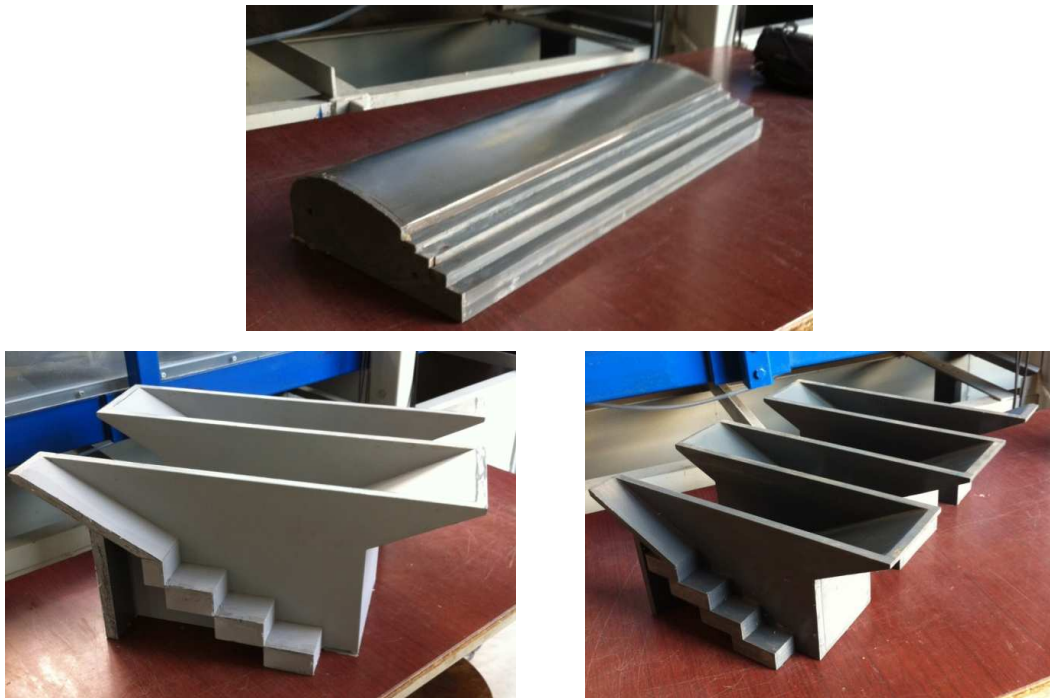


Figure 18 : déversoir libre standard (supérieur) & deux déversoirs en touches de piano (inférieur : PKW<sub>1</sub> à gauche et PKW<sub>2</sub> à droite).

	PKW <sub>1</sub>	PKW <sub>2</sub>
$W_i$ [cm]	16.9	9.8
$W_o$ [cm]	12.3	7.7
$T_s$ [cm]	15	10
$P$ [cm]	26.2	16.3
$B$ [cm]	62.3	38.8
$B_b$ [cm]	37.4	23.3
$B_i$ [cm]	11	6.8
$B_o$ [cm]	13.9	8.7
$W_i / W_o$ [-]	1.37	1.27
$P / W_i$ [-]	1.55	1.66
$T_s / W_i$ [-]	0.09	0.10
$L_u / W_u$ [-]	4.78	4.88

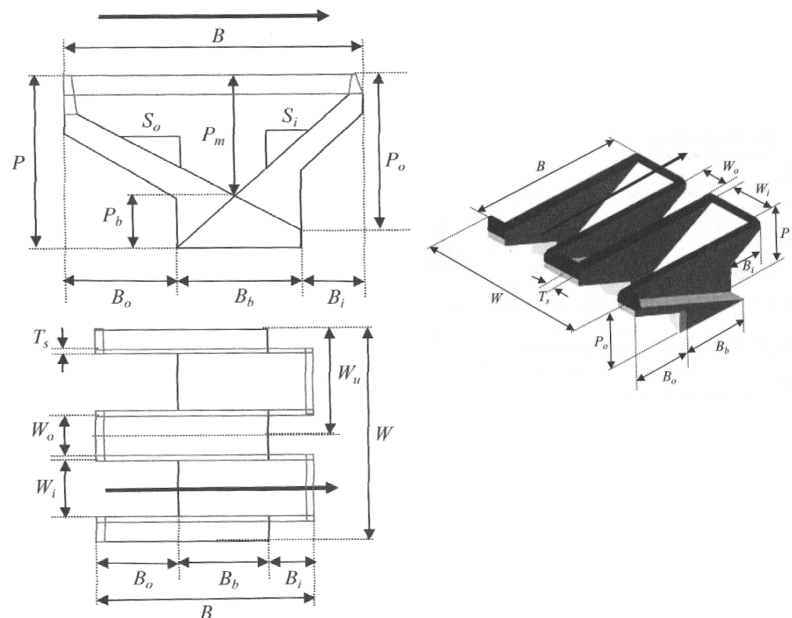


Figure 19 : description de la géométrie des seuils PKW - (images : Erpicum *et al.*, 2011, p.273).

Les hauteurs des seuils ainsi que les dénivelés entre le sommet du seuil et le fond du chenal aval horizontal (hauteur totale de barrage  $H_{dam}$ ) sont repris au Tableau 1 pour les trois positions envisagées du chenal horizontal (*I*, *II* et *III*). Le Tableau 2 reprend les distances entre le bas de la sonde de hauteur d'eau amont  $S0$  et le fond du réservoir amont ( $z_{sonde}$ ) alors que le Tableau 3 donne la position verticale du fond du réservoir par rapport à celle du chenal aval ( $z_{rés}$ ). L'emplacement de ces distances est défini aux plans des pages 48 et 49.

	Seuil libre standard	PKW <sub>1</sub>	PKW <sub>2</sub>
$H_{seuil}$ [cm]	6,7	26,2	16,3
$H_{dam, I}$ [m]	1,067	1,282	1,183
$H_{dam, II}$ [m]	0,887	1,102	1,003
$H_{dam, III}$ [m]	0,552	0,767	0,668

**Tableau 1 : hauteurs des seuils et hauteurs totales du barrage pour les trois positions verticales du chenal aval.**

	Seuil libre standard	PKW <sub>1</sub>	PKW <sub>2</sub>
$z_{sonde}$ [m]	0,845	0,99	0,895

**Tableau 2 : distance entre le bas de la sonde de hauteur d'eau et le fond du réservoir amont pour chaque type de seuil testé (avec origine de l'axe vertical au niveau du fond du réservoir).**

	Position I	Position II	Position III
$z_{rés}$ [m]	0,505	0,32	-0,015

**Tableau 3 : distance entre le fond du réservoir et le fond du chenal aval horizontal pour les trois positions verticales du chenal (avec origine de l'axe vertical au niveau du fond du chenal).**

Signalons que les éventuelles incohérences ( $\pm 1$  mm) entre les valeurs du Tableau 1 sont simplement dues à des dispositions constructives prises lors des différents changements de déversoir entre les diverses positions verticales du chenal horizontal. Les calculs ont été réalisés avec les valeurs réelles du modèle.

Afin de faciliter la compréhension dans la suite du rapport, retenons les désignations suivantes (en rouge à la Figure 20) :

- $h_0$  : la hauteur d'eau dans le réservoir amont ;
- $h_p$  : la hauteur d'eau en pied de coursier ;
- $h_1$  : la hauteur d'eau supercritique en début de ressaut ;
- $h_2$  : la hauteur d'eau infracritique en fin de ressaut ;
- $h_v$  : la hauteur d'eau juste en amont de la vanne à la fin du chenal horizontal ;
- $h_{vanne}$  : la distance entre le fond du chenal et le sommet de la vanne aval (hauteur de vanne située au-dessus du fond du chenal).

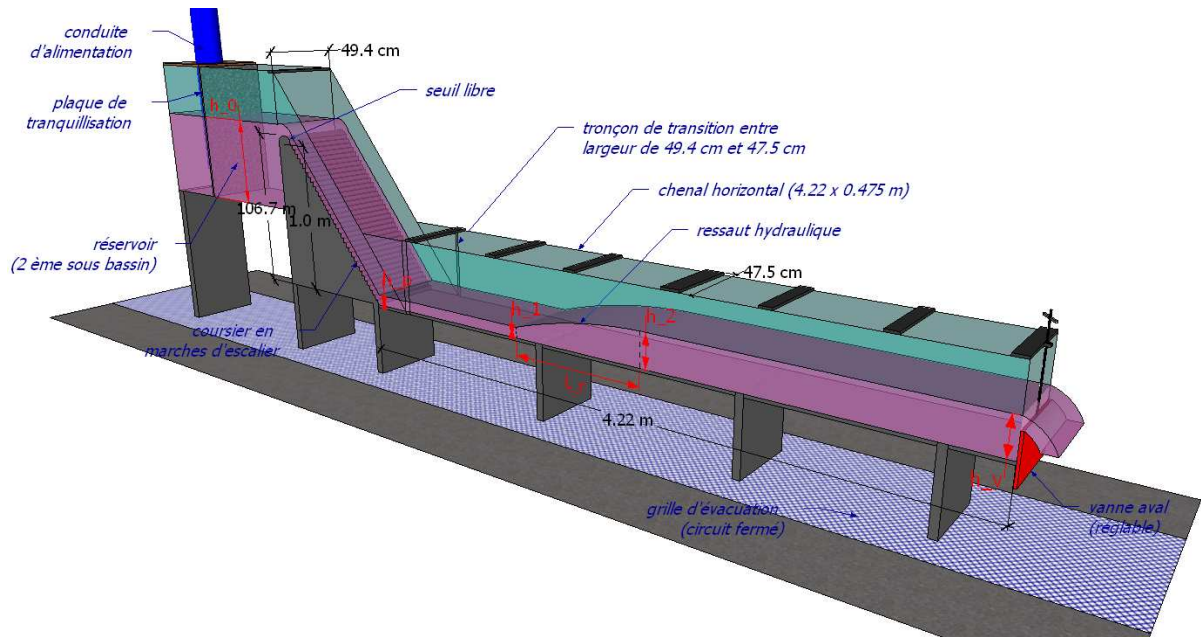


Figure 20 : schématisation 3D du modèle réduit (position I & seuil libre standard).

## 2.2 Particularité de la détermination de l'énergie résiduelle en pied de coursier

Afin de pouvoir étudier la dissipation d'énergie sur le coursier, il faut logiquement connaître l'énergie en amont du seuil ainsi que l'énergie résiduelle en pied de coursier. Or, alors que la première est aisément calculable par mesure directe de certains paramètres hydrauliques (hauteur d'eau, vitesse et/ou encore pression), l'énergie résiduelle en pied de coursier est très difficile à déterminer à partir des mêmes mesures directes à cause de l'entraînement d'air et de la vitesse très importants à cet endroit. En effet, les bulles d'air et les turbulences au sein de l'écoulement qui règnent en pied de coursier, se traduisent, notamment, par une surface libre instable dans le temps, ce qui peut provoquer des erreurs lors de la détermination de la hauteur d'eau et par conséquent, lors du calcul de l'énergie résiduelle en pied de coursier. C'est pourquoi, une *méthode indirecte* a été utilisée, à l'instar de certains auteurs comme Stephenson (1991), Matos et Quintela (1994), Shvainshtein (1999), Salmasi (2011) ou encore Erpicum *et al.* (2011).

Cette *méthode indirecte* consiste à forcer l'apparition d'un ressaut hydraulique dans le chenal horizontal aval au coursier au niveau d'une section prédéfinie, grâce à l'utilisation d'une vanne réglable, placée à l'extrémité de celui-ci (voir point 2.1). Le principe de cette méthode est relativement simple : la vanne permet d'assurer une hauteur d'eau infracritique suffisante à l'extrémité du chenal pour garantir le développement d'un ressaut hydraulique le long du chenal. Une fois le ressaut établi, cette hauteur d'eau infracritique  $h_2$  (en aval du ressaut), qui est moins aérée et moins variable, est mesurée. Ensuite, la hauteur d'eau supercritique  $h_1$  (en amont du ressaut) est déterminée via la relation des hauteurs conjuguées au niveau d'un ressaut. Connaissant cette hauteur d'eau en pied de coursier, l'énergie résiduelle peut être calculée.

Concernant la vanne en aval du chenal horizontal, nous avons opté pour l'utilisation d'une **vanne descendante** à déversement libre, permettant une régulation plus fine de la charge amont (et donc de la hauteur d'eau), comparée à une vanne levante fonctionnant en charges. En effet, la loi de débitance d'un seuil libre est proportionnelle à  $\Delta H^{3/2}$  alors qu'elle n'est proportionnelle qu'à  $\Delta H^{1/2}$  pour un seuil fonctionnant en charge (orifice). C'est pourquoi, la vanne à déversement libre permet un réglage plus précis de la hauteur d'eau infracritique sur la fin du chenal et donc un contrôle plus précis sur la position du ressaut (utile pour les essais expérimentaux, explication à venir).

À ce stade plusieurs questions se posent.

- 1) Où positionner la section de contrôle de début de ressaut le long du chenal horizontal afin d'avoir la meilleure précision possible au niveau des mesures, et par conséquent, au niveau des résultats ?
- 2) Quelle hauteur faut-il donner à la vanne aval pour pouvoir assurer la hauteur d'eau nécessaire au développement du ressaut et ce, pour toute la gamme de débits qui seront testés (dimensionnement de la vanne) ?
- 3) Quelle configuration d'instrumentation du modèle (type et position des supports pour les sondes de hauteur d'eau, positions des prises de pression statique,...) devons-nous adopter pour être capable de mesurer les caractéristiques hydrauliques pour l'ensemble des débits testés ?

Pour répondre à ces interrogations, il fallait pouvoir estimer le comportement de l'écoulement sur le modèle. C'est pourquoi, nous avons réalisé des **calculs, dits préliminaires, afin de déterminer, dans un premier temps, l'effet du frottement en long dans le chenal horizontal, (influence de la position de la section de début de ressaut), et dans un deuxième temps, les hauteurs d'eau attendues sur le modèle (dimensionnement de la vanne aval et choix de l'instrumentation du modèle).**

## 2.3 Calculs préliminaires & Résultats

L'ensemble des calculs préliminaires ont été réalisés, comme leur nom l'indique, avant toute mesure sur le modèle réduit au laboratoire. C'est pourquoi certaines dimensions, comme par exemple la hauteur totale du barrage  $H_{dam}$ , peuvent légèrement différer entre cette section et le reste du rapport.

### 2.3.1 Étude de l'influence du frottement en long dans le chenal horizontal

L'objectif de ce paragraphe est de discuter de l'influence du frottement sur l'écoulement le long du chenal horizontal. Ensuite, suivant les conclusions, nous pourrions discuter de l'effet de la position de la section de début de ressaut sur les résultats. Pour ce faire, nous avons dû déterminer l'allure de la ligne d'eau le long du chenal. Cette discussion va également nécessiter d'adopter une hypothèse concernant la dissipation d'énergie se produisant sur le coursier.

Ces calculs préliminaires ont été logiquement réalisés pour l'ensemble des débits utilisés lors de l'étude sur le modèle. D'après Erpicum *et al.* (2011) et la première campagne de tests, la **gamme envisageable de débits** sur le modèle s'étend de **10 à 80 l/s**. Nous avons effectué les calculs avec un intervalle identique et des **pas de 5 l/s**. Le seuil considéré est le seuil libre standard et la position du chenal horizontal est la *position I* ( $H_{dam} = 1,035 \text{ m}$  : coursier + seuil). Enfin, nous avons considéré, dans un premier temps, que **la vanne aval était réglée pour que le début du ressaut apparaisse à 1,5 m du pied du coursier.**

Les calculs ont été implémentés dans un fichier Excel. L'emplacement des différentes hauteurs d'eau qui vont être utilisées a déjà été précisé à la Figure 20 de la page 37. La démarche qui a été suivie, pour chaque débit, est décrite ci-après : du point 1) au point 9).

- 1) Estimer l'énergie  $E_0$  en amont du seuil pour le débit considéré grâce aux Éq.3 (valable pour un seuil libre où l'énergie cinétique en amont est négligeable) et Éq.4.

$$E_0 = H_{dam} + 1,5 \cdot h_c \quad \text{Éq.3}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{Éq.4}^3$$

- 2) Vérifier, d'après la littérature, que nous sommes bien face à des conditions correspondant à un régime d'écoulement en mousse sur le coursier. Chanson (1994a) propose l'inéquation de l'Éq.5, afin de prédire le régime de l'écoulement. Si cette relation empirique est vérifiée, l'écoulement en mousse est supposé installé le long du coursier ( $s$  et  $s_p$  sont respectivement la hauteur et la profondeur des marches du coursier).

$$h_c > s \cdot \left( 1,057 - 0,465 \cdot \frac{s}{s_p} \right) \quad \text{Éq.5}$$

- 3) Afin d'estimer la dissipation d'énergie sur le coursier, une démarche qui avait déjà fait ses preuves dans de nombreuses études a été adoptée, à savoir celle décrite dans l'article de Boes & Hager (2003a). Celle-ci permet d'aboutir à une hauteur d'eau pure équivalente  $h_p$  en pied de coursier. La démarche complète se trouve en Annexes à la page 136.
- 4) À partir de cette hauteur d'eau  $h_p$  en pied de coursier, calculer le nombre de Froude correspondant. *Celui-ci étant, pour chaque débit testé, inférieur à l'unité, le régime d'écoulement est supercritique (ce qui était attendu).*
- 5) Déterminer les hauteurs d'eau de proche en proche (du pied du coursier jusqu'à la section choisie de début de ressaut – régime supercritique) par l'équation classique des lignes d'eau dans le cas d'une section uniforme et pour une pente de fond faible (Éq.6). Il s'agit, pour rappel, des équations différentielles de Navier-Stokes intégrées sur la section sous les hypothèses d'un écoulement unidirectionnel continu et stationnaire. Cette équation est discrétisée par différences finies (avant), avec 20 points de discrétisation sur les 1,5 m (Éq.7). Le frottement  $J$  est déterminé sur base de la formulation empirique de Manning-Strickler, où  $K_n$  est le coefficient de rugosité de Manning-Strickler, pris égal à  $90m^{1/3}/s$  (Éq.8). Ici,  $i = 0$  m/m pour le chenal horizontal. Au final, l'allure de la ligne d'eau donne la valeur de la hauteur d'eau supercritique  $h_1$  au début de ressaut.

<sup>3</sup> Notons qu'en pratique, il faut bien distinguer le débit spécifique ainsi que la hauteur critique sur le coursier et dans le chenal horizontal aval puisque les largeurs de ceux-ci ne sont pas identiques (différence de l'ordre du millimètre). Dans le rapport, la différence entre les deux n'est pas explicitement indiquée (en ce qui concerne la notation), pour des soucis de lisibilité des équations. Par conséquent, **le lecteur gardera à l'esprit cette remarque tout au long du rapport.**

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - J}{1 - Fr^2} \quad \text{Éq.6}$$

$$h_{j+1} = h_j + \left( \frac{i - J}{1 - Fr^2} \right)_j \cdot (x_{j+1} - x_j) \quad \text{Éq.7}$$

$$V = K_n \cdot J^{\frac{1}{2}} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \quad \text{Éq.8}$$

- 6) Ensuite, par la relation classique des hauteurs conjuguées en section rectangulaire (Éq.9), calculer la hauteur d'eau infracritique  $h_2$  en fin de ressaut ainsi que la longueur théorique moyenne du ressaut  $L_r$  sur base de la moyenne des résultats fournis par quatre formules distinctes trouvées dans la littérature (Éq.10 à Éq.13). **L'Éq.9 est établie sous les hypothèses d'écoulement stationnaire (position fixe du ressaut), de distribution uniforme des vitesses ainsi qu'une pression hydrostatique de part et d'autre du ressaut.**

$$h_2 = h_1 \cdot \frac{(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1)}{2} \quad \text{Éq.9}$$

$$L_{r,1} = 6 (h_2 - h_1) \quad \text{Éq.10}$$

$$L_{r,2} = 5 h_2 \quad \text{Éq.11}$$

$$L_{r,3} = 9h_1 \left( \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} - 1,57 \right) \quad \text{Éq.12}$$

$$L_{r,4} = 6 V_1 \sqrt{\frac{h_1}{g}} \quad \text{Éq.13}$$

- 7) Définir l'allure de la ligne d'eau (régime infracritique), de la vanne aval jusqu'à la section de fin de ressaut, localisée à  $L_{fr} = L_r + 1,5m$  du pied du coursier. À nouveau, repartir de l'équation des lignes d'eau (Éq.6) qui cette fois-ci, est discrétisée par différences finies (arrière), avec 20 points de discrétisation sur le tronçon restant ( $4,22m - L_{fr}$ ) – (Éq.14). Étant dans le cas d'une discrétisation arrière, la hauteur d'eau  $h_v$  au niveau de la vanne aval doit être connue. Celle-ci est simplement déterminée (via le solveur), pour que la hauteur d'eau, obtenue en fin de coursier via ce calcul de ligne d'eau, corresponde à la hauteur  $h_2$  déterminée à l'étape 6 par la relation des hauteurs conjuguées.

$$h_{j-1} = h_j + \left( \frac{i - J}{1 - Fr^2} \right)_j \cdot (x_{j-1} - x_j) \quad \text{Éq.14}$$

- 8) Estimer la charge  $E_v$  nécessaire en amont de la vanne aval à partir de sa loi de débitance (Éq.15), en considérant un *coefficient de débit de  $C_d = 0,5$  (hypothèse : constant avec le débit)*.

$$q = C_d \sqrt{2gE_v^3} \rightarrow E_v = \sqrt[3]{\left(\frac{q}{C_d}\right)^2} \quad \text{Éq.15}$$

- 9) Connaissant la hauteur d'eau  $h_v$  juste en amont de la vanne aval, nécessaire pour s'assurer de l'apparition du ressaut à 1,5 m du pied de coursier, calculer par conservation de l'énergie la hauteur  $h_{vanne}$  à donner à la vanne (Éq.16).

$$h_v + \frac{q^2}{2gh_v^2} = E_v + h_{vanne} \rightarrow h_{vanne} \quad \text{Éq.16}$$

Tous les calculs faits, nous arrivons aux résultats du Tableau 4 (résultats arrondis au millimètre).

Débit [l/s]	$\Delta E/E_0$ [%]	$h_p$ [cm]	$h_1$ [cm]	Erreur relative sur $h_1$ [%] (supercritique)	$L_{fr}$ [m]	$h_2$ [cm]	$h_v$ [cm]	$h_{vanne}$ [cm]	Erreur relative sur $h_v$ [%] (infracritique)
10	75,3	1,0	1,9	47,2	1,76	6,1	5,8	2,0	4,6
15	68,7	1,3	2,1	38,7	1,9	8,8	8,6	3,4	2,0
20	63,6	1,6	2,4	33	2,0	11,2	11,1	4,7	1,3
25	54,1	1,8	2,5	30,2	2,2	13,7	13,6	6,1	0,8
30	49,4	2,0	2,8	26,9	2,3	15,8	15,7	7,2	0,6
35	45,5	2,3	3,0	24,2	2,4	17,8	17,7	8,2	0,5
40	42,3	2,5	3,2	22,1	2,4	19,6	19,5	9,1	0,5
45	39,6	2,8	3,5	20,4	2,5	21,3	21,2	10	0,4
50	37,3	3,0	3,7	18,9	2,6	23,0	22,9	10,9	0,4
55	35,3	3,2	3,9	17,7	2,7	24,6	24,5	11,7	0,3
60	33,6	3,4	4,1	16,6	2,8	26,2	26,1	12,5	0,3
65	32,0	3,6	4,3	15,7	2,8	27,7	27,6	13,2	0,3
70	30,6	3,9	4,5	14,9	2,9	29,1	29,0	13,9	0,2
75	29,4	4,1	4,7	14,1	3,0	30,5	30,4	14,6	0,2
80	28,2	4,3	4,9	13,5	3,0	31,9	31,8	15,3	0,2

**Tableau 4 : résultats des calculs préliminaires sur l'influence du frottement en long (début du ressaut à 1,5 m du pied du coursier, cas du seuil libre Creager et  $H_{dam} = 1,035$  m).**

Nous pouvons constater en analysant le Tableau 4 et la Figure 21 que, pour une section de début de ressaut située à 1,5 m du pied du coursier :

- l'erreur commise sur la hauteur d'eau  $h_1$  en début de ressaut, en négligeant les pertes en long dues au frottement, est significative. En effet, pour le plus petit débit ( $Q = 10 \text{ l/s}$ ), elle pourrait presque atteindre les 50%. De plus, même si l'erreur décroît rapidement avec l'augmentation du débit, comme nous pouvons l'observer à la Figure 21 (points bleus), elle reste tout de même relativement élevée (plus de 10%). Par conséquent, *les pertes en long par frottement sur le tronçon supercritique du chenal horizontal (tronçon amont à la section du développement du ressaut) ne sont pas négligeables* ;
- l'erreur commise sur la hauteur d'eau  $h_v$  juste en amont de la vanne aval, en négligeant les pertes en long dues au frottement, est faible. En effet, pour le plus petit débit ( $Q = 10 \text{ l/s}$ ), elle ne serait que de quelques pourcents. De plus, l'erreur décroît rapidement avec l'augmentation du débit, comme nous pouvons l'observer à la Figure 21 (carrés rouges). C'est pourquoi, *les pertes en long par frottement sur le tronçon infracritique du chenal horizontal (tronçon aval à la section de fin de ressaut) sont négligeables*.

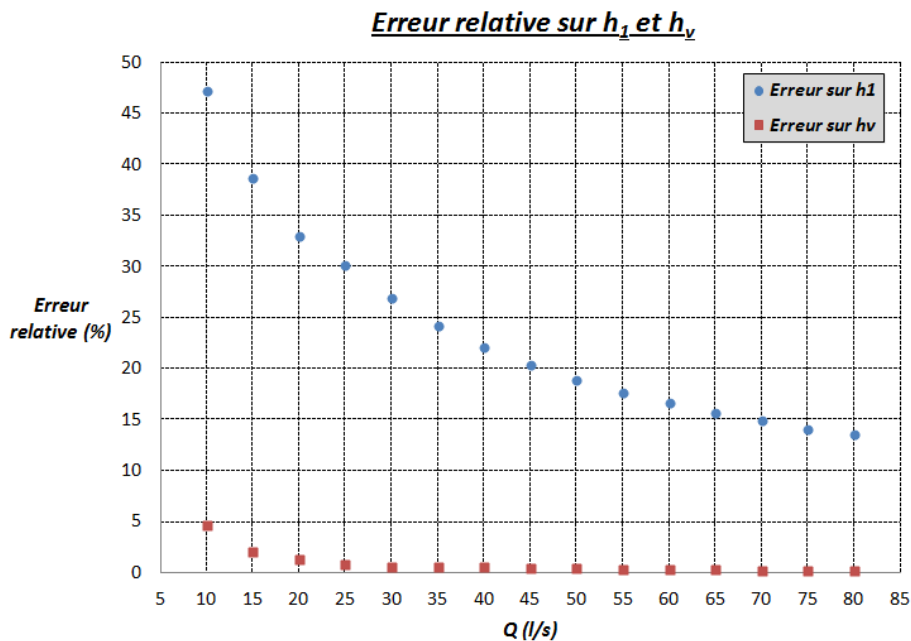


Figure 21 : erreur relative sur  $h_1$  et  $h_v$  (à propos du frottement en long sur le chenal aval).

L'erreur relative ( $\varepsilon$ ) sur  $h_1$  a été calculée par l'Éq.17 et celle sur  $h_v$  par l'Éq.18.

$$\varepsilon_{h_1} = \frac{h_1 - h_p}{h_1} \quad \text{Éq.17}$$

$$\varepsilon_{h_v} = \frac{h_2 - h_v}{h_2} \quad \text{Éq.18}$$

Nous posons l'*hypothèse que les conclusions qui viennent d'être dégagées restent valables dans le cas des déversoirs en touches de piano* (PKW). En effet, le comportement de l'écoulement sur le modèle, équipé d'un autre type de déversoir, n'a aucune raison d'être suffisamment modifié pour rendre incorrectes ces conclusions.

Sur base des conclusions établies suite à l'analyse des résultats des calculs préliminaires, nous pouvons affirmer que, lors des expérimentations à venir, la position de la section à laquelle le début de ressaut sera fixée aura un impact très important sur la manière dont les hauteurs d'eau en pied de coursier devront être déterminées. En effet, sur le tronçon supercritique, il est obligatoire de tenir compte du frottement en long, ce qui imposerait l'utilisation d'une démarche de calcul plus longue (calcul de la ligne d'eau sur le tronçon supercritique). De plus, il est très difficile de tenir compte efficacement de l'important taux d'entraînement d'air existant sur ce tronçon supercritique, ce qui pourrait mener à des erreurs relativement conséquentes lors de la détermination de l'énergie résiduelle en pied de coursier.

C'est pourquoi, au vu de ces conséquences, *nous décidons de positionner la section du début de ressaut directement en pied de coursier afin de pouvoir totalement négliger, d'une part, l'effet du frottement en long sur le chenal horizontal (étant donné la "suppression" du tronçon supercritique) et d'autre part, passer outre le problème de l'entraînement d'air sur ce même tronçon.*

Signalons que cette démarche expérimentale a déjà été utilisée par une série d'auteurs à l'instar de Pegram *et al.* (1999), Meireles *et al.* (2005), Dermawan *et al.* (2010).

### 2.3.2 Restreintes sur la configuration de l'instrumentation du modèle

À présent, que la position de la section de début de ressaut est déterminée, nous pouvons recommencer les calculs préliminaires, dans le cas des deux positions verticales extrêmes du chenal horizontal (I et III), afin de déterminer :

- la hauteur à donner à la vanne située à l'extrémité du chenal horizontal afin de couvrir toute la plage de débit envisagée ;
- la longueur maximale de ressaut, en vue de *positionner horizontalement* les sondes de hauteurs d'eau sur la longueur du chenal (identifier la zone du chenal où le régime de l'écoulement sera infracritique). Les cas dimensionnants seront les longueurs correspondant aux plus grands débits qui peuvent être injectés sur le modèle ;
- la gamme de hauteur d'eau qu'il faut être capable de mesurer sur le tronçon infracritique (en aval du ressaut) pour toute la gamme envisagée de débit, afin de *positionner verticalement* les sondes de hauteur d'eau.

Dans la foulée, nous avons listé la position (hauteur) à donner à la vanne aval pour chaque valeur de débit qui sera testée afin de réduire le temps de réglage manuel de celle-ci lors des essais, en débutant le réglage à une valeur proche de celle nécessaire pour forcer le développement du ressaut hydraulique en pied de coursier.

Tous les calculs faits (*début du ressaut en pied de coursier*) pour les deux positions extrêmes du chenal (*I et III*), nous arrivons à :

- une hauteur de vanne aval allant de 5,3 à 17,9 cm pour des débits respectivement de 10 et 80 l/s. ***N'étant pas limité par la géométrie du modèle (1 m disponible entre le fond du chenal et le sol), nous prenons une marge importante et plaçons une vanne de 28 cm de haut ;***
- une hauteur d'eau sur le tronçon infracritique du chenal horizontal variant entre 9,1 et 34,8 cm pour des débits respectivement de 10 et 80 l/s ;
- une longueur de ressaut maximale de 1,72 m (pour  $Q = 80$  l/s et position I).

**NB :** les tableaux (semblables à celui de la page 41) donnant l'ensemble des résultats sont placés en Annexes à la page 138.

## **2.4 Description de l'instrumentation du modèle**

Avant d'arrêter le choix de la configuration de l'instrumentation du modèle, nous avons commencé par réaliser une '*campagne test*' afin de vérifier rapidement l'*ordre de grandeur* des valeurs estimées au paragraphe précédent, c'est-à-dire, la gamme de débit testé, les positions de la vanne permettant au ressaut de se développer en pied de coursier, les hauteurs d'eau attendues ou encore la longueur maximale du ressaut.

Cette '*campagne test*' a effectivement permis de valider l'ensemble des résultats obtenus via les calculs préliminaires, puisque les diverses valeurs mesurées lors de cette campagne test étaient relativement proches des estimations obtenues par les calculs préliminaires (sur base d'observations visuelles et de mesures sur le modèle réalisées avec un mètre classique). Par conséquent, les hypothèses prises concernant l'influence du frottement en long semblent être vérifiées et donc acceptables.

Dès lors, nous pouvions discuter et définir la géométrie d'instrumentation à adopter pour les futures campagnes d'essais, en nous basant sur les résultats obtenus via les calculs préliminaires, en gardant à l'esprit que celles-ci reposent sur une série d'hypothèses (*exemples :  $C_d$  invariant, calcul de la dissipation d'énergie sur le coursier basé sur la littérature,...*). Par conséquent, même si l'ordre de grandeur de ces résultats semblaient être assez réalistes d'après la '*campagne test*', il était préférable de prendre une certaine marge de sécurité sur les dimensions.

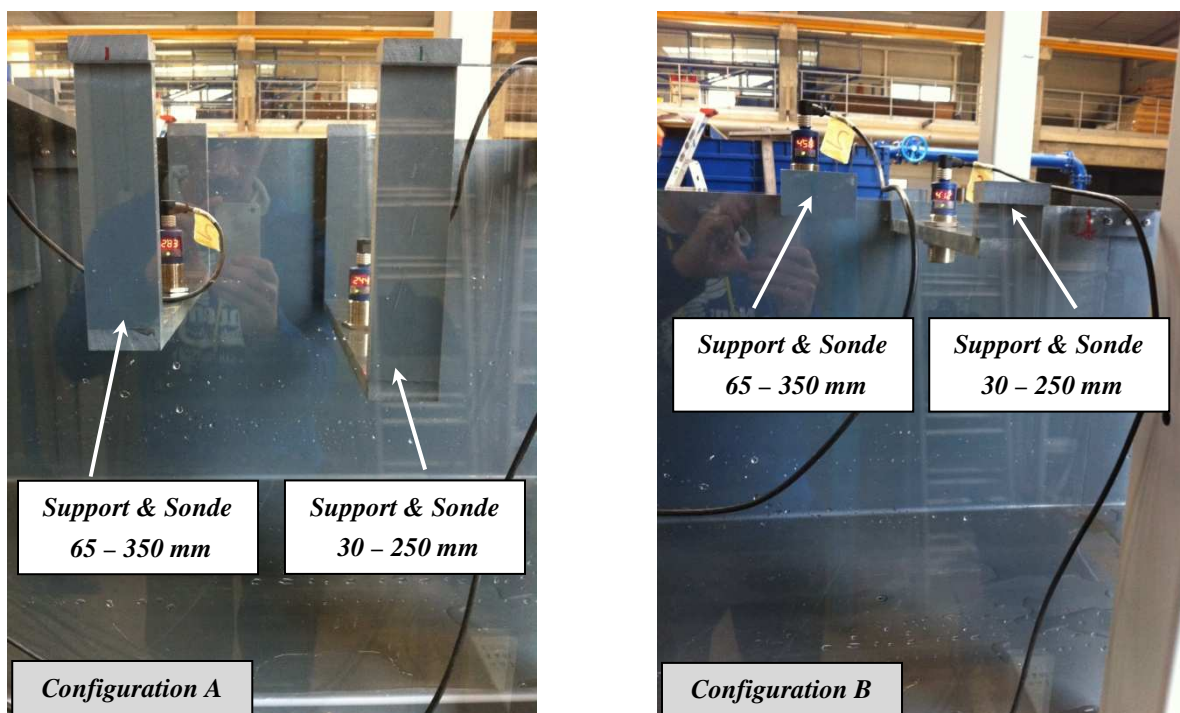
*En ce qui concerne les hauteurs d'eau*, comme annoncé au point 2.2, nous déterminons la hauteur d'eau infracritique en aval du ressaut via des sondes à ultrason de surface libre. Étant donné que l'influence négligeable du frottement en long sur le tronçon infracritique a été mise en évidence (au point 2.3.1) et en tenant compte des longueurs du ressaut en fonction du débit, ***nous avons décidé de placer 6 sondes sur les 2,6 derniers mètres du chenal et ce, à intervalles relativement identiques (environ tous les 50 cm). Une septième et dernière sonde est également placée au niveau du réservoir amont.***

Pour des raisons de disponibilité du matériel, nous avons accès à 4 sondes 30 – 250 mm et 3 sondes 65 – 350 mm. Le premier chiffre indique la distance minimale entre la sonde et la surface libre alors que le second indique la distance maximale. Pour définir le système de support de ces différentes sondes, il a fallu tenir compte de l'intervalle de hauteurs à couvrir dans le chenal horizontal (7 à 40 cm, en prenant une marge d'environ 20% par rapport aux hauteurs estimées via les calculs préliminaires).

Dès lors, en tenant compte des sondes disponibles ainsi que des distances en jeu, *nous avons dû opter pour un système porteur, qui permettait d'adopter deux hauteurs de mesures différentes pour chaque sonde, afin de pouvoir couvrir la gamme de débit envisagée.*

Au final, *nous avons choisi des supports individuels sous forme de 'U' pour chaque sonde, réalisés à l'aide de plaques de PVC (Figure 22) pour lesquels :*

- *dans la configuration A ( $Q \in 10 - 25 \text{ l/s}$ ) :*
  - *le bas des 4 sondes 30 – 250 mm est à environ 24,5 cm du fond du chenal ;*
  - *le bas des 2 sondes 65 – 350 mm est à environ 28,5 cm du fond du chenal ;*
- *dans la configuration B ( $Q \in 30 - 80 \text{ l/s}$ ) :*
  - *le bas des 4 sondes 30 – 250 mm est à environ 42 cm du fond du chenal ;*
  - *le bas des 2 sondes 65 – 350 mm est à environ 46 cm du fond du chenal.*



**Figure 22 : types de supports et de sondes de surface libre (configuration A à gauche – configuration B à droite).**

Pour la sonde *S0* au niveau du réservoir amont au seuil (sonde 65 – 350 mm), trois différents supports (du même type, en 'U'), chacun correspondant à un des trois seuils, ont été conçus de telle manière que le signal puisse être enregistré pour toute la gamme de débit (support unique pour la sonde *S0* dans les configurations A et B). Notons que les hauteurs d'eau à mesurer au niveau du réservoir amont sont indépendantes de la position verticale du chenal horizontal aval.

Les systèmes de support choisis pour les sondes de hauteur d'eau peuvent être utilisés dans les trois positions verticales testées du chenal aval et permettent de passer rapidement de la configuration A à la configuration B en fonction des débits injectés sur le modèle.

Signalons que *la sonde S0 (amont) est placée à une distance horizontale du début du seuil telle, que l'hypothèse de distribution uniforme de la vitesse sur la section mouillée est correcte*. En effet, il faut éviter d'avoir, à l'endroit de mesure, une influence venant de la mise en vitesse de l'écoulement au passage du seuil. D'après Paternoster (1963), cette distance doit être supérieure à deux fois la charge amont au déversoir (prise à partir de la crête du déversoir). Dans notre cas, si nous considérons le déversoir libre standard, nous pouvons approcher la charge amont par 1,5 fois la hauteur critique  $h_c$ . Dès lors, calculant cette distance minimale pour le plus grand des débits ( $Q = 80 \text{ l/s}$ ), nous obtenons 42 cm. Or, notre sonde S0 est placée à plus de 45 cm du début du déversoir le plus encombrant (PKW<sub>1</sub>), ce qui nous assure de n'avoir aucune influence du déversoir sur l'écoulement à l'endroit de mesure de la hauteur d'eau amont  $h_0$  (la distribution de vitesse peut y être considérée uniforme).

*Pour les mesures de pression, nous disposons simplement un ensemble de prises de pression statique sur la longueur du chenal horizontal (fixées au fond et au centre de celui-ci). Au total, onze prises de pression sont placées. Leurs positions sont indiquées à la Figure 24.* L'ensemble de ces tubes sont regroupés et fixés sur un panneau vertical, lui-même fixé sur le côté du modèle, pour permettre les relevés (Figure 23). Le rôle de ces prises de pression statique est double. Le *premier* est de s'assurer qu'à l'endroit des mesures de hauteur d'eau infracritique le long du chenal horizontal, la distribution de pression corresponde bel et bien à une distribution hydrostatique, ce qui assure que les mesures sont réalisées après la fin du ressaut (au-delà de la longueur du ressaut). Le *second* rôle est de disposer d'un ensemble de données (pression) qui pourraient s'avérer utile dans la suite de l'étude (analyse, traitement des données,...). Dès lors, étant donné l'utilité de ces prises de pression, il était superflu de travailler avec des sondes de pression électroniques, plutôt utilisées lors de mesures en régime instationnaire.



**Figure 23 : panneau vertical regroupant les onze prises de pression statique.**

Notons que le signal enregistré au niveau de chaque sonde est géré de manière informatique. Le système se compose des sondes de hauteur d'eau à ultrason, reliées à un convertisseur de signal, qui assure la transformation du signal analogique (mesuré au niveau des sondes) en un signal numérique, qui est lui-même connecté à un ordinateur. Le logiciel d'acquisition utilisé s'appelle 'LabVIEW SignalExpress 2009'. Les signaux sont enregistrés sous forme de fichiers ".txt" pour pouvoir être facilement exportés et exploités.

L'ensemble des instruments de mesure du modèle ainsi que leurs positions sont repris aux plans de la Figure 24 (configuration *A*) et de la Figure 25 (configuration *B*). Ceux-ci ont été réalisés à l'échelle dans le cas du seuil libre standard et de la position *I* du chenal aval. Cependant, ces plans restent valables pour toutes les combinaisons testées de seuil et de position de chenal horizontal à condition de travailler avec les bonnes valeurs de hauteur de barrage (Tableau 1), de hauteur de sonde amont (Tableau 2) et de position du chenal (*I*, *II* ou *III*) par rapport au réservoir (Tableau 3).

L'encombrement relatif des trois seuils testés par rapport aux dimensions du coursier peut être visualisé aux schémas illustratifs de la Figure 26.

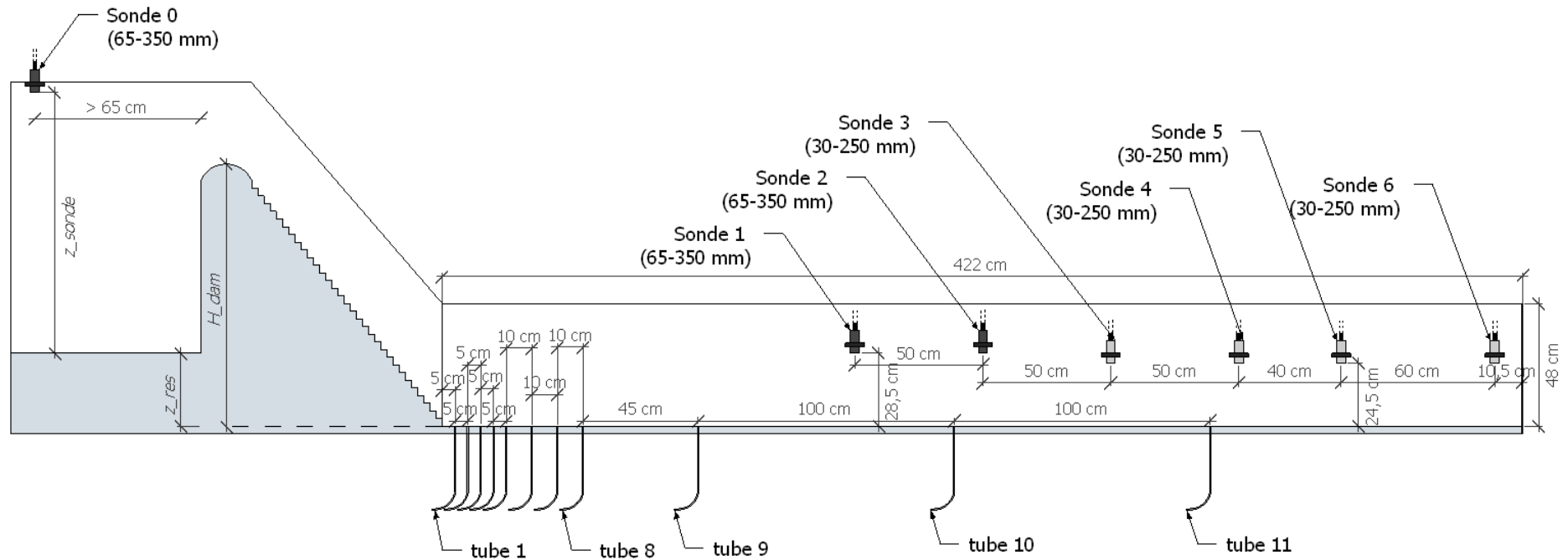


Figure 24 : plan de l'instrumentation du modèle (sondes de surface libre & prises de pression) : configuration A.

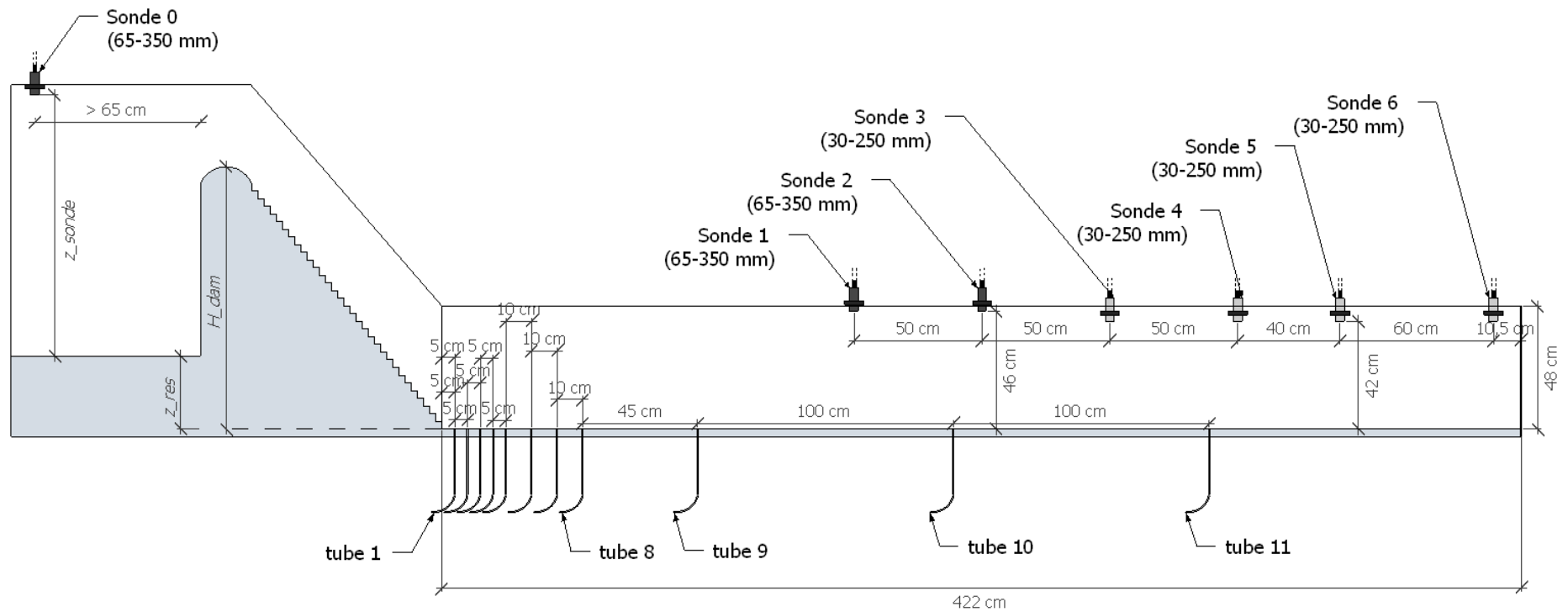


Figure 25 : plan de l'instrumentation du modèle (sondes de surface libre & prises de pression) : configuration B.

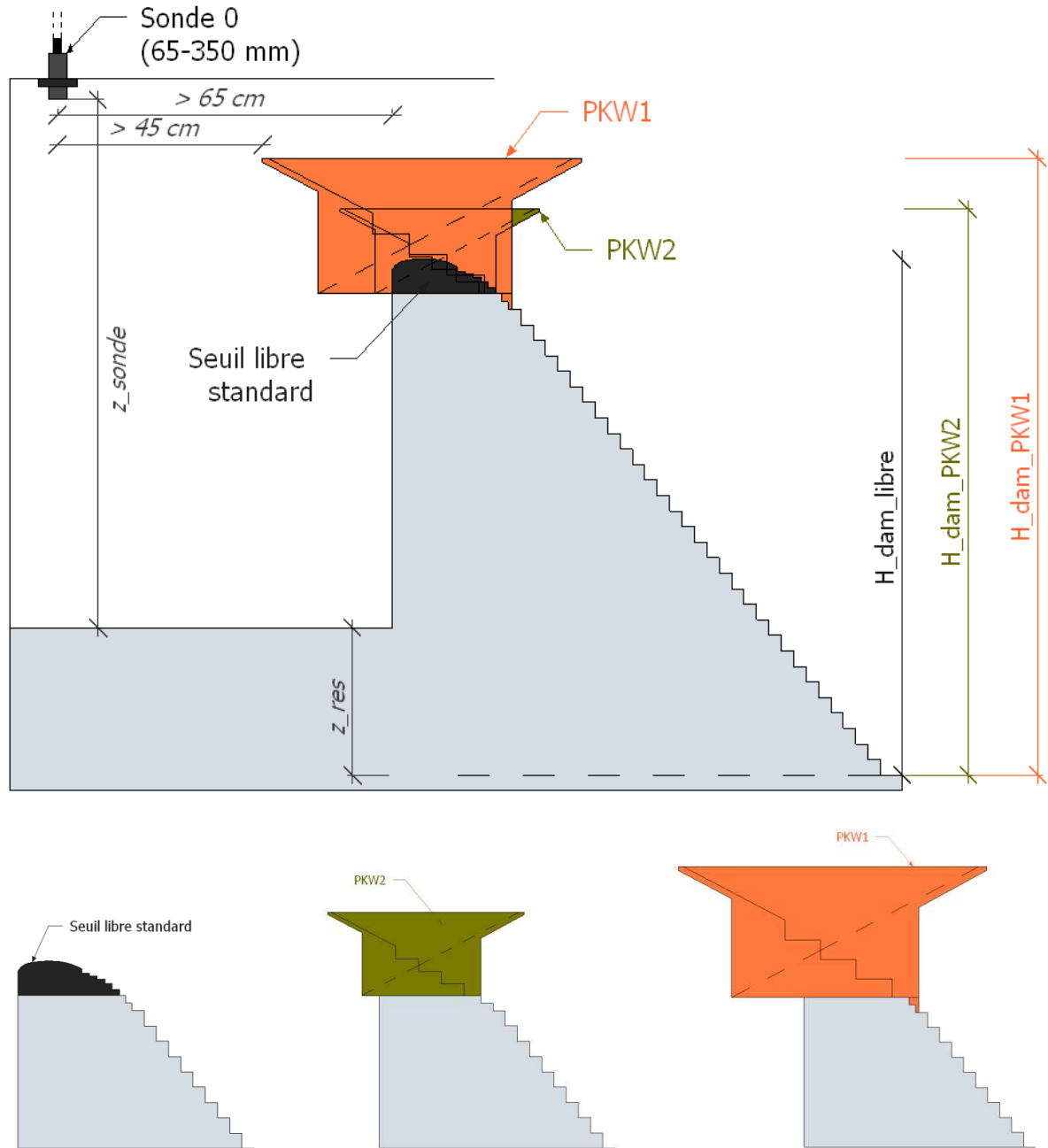


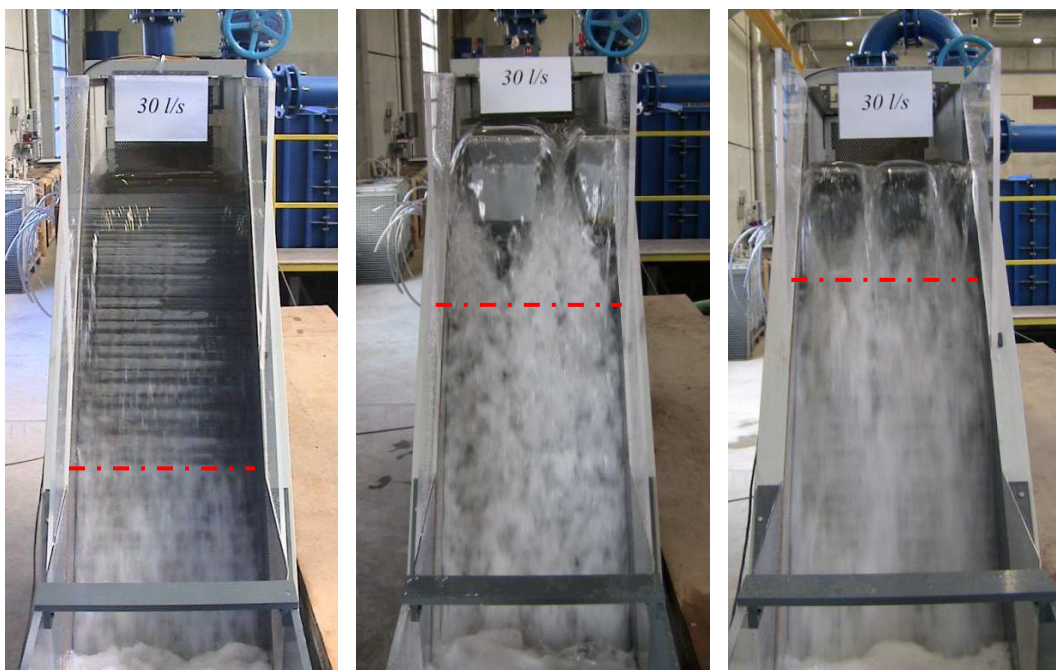
Figure 26 : schémas illustratifs de l'encombrement relatif par rapport au coursier des divers seuils testés.

### 3 Méthodologie de l'expérimentation

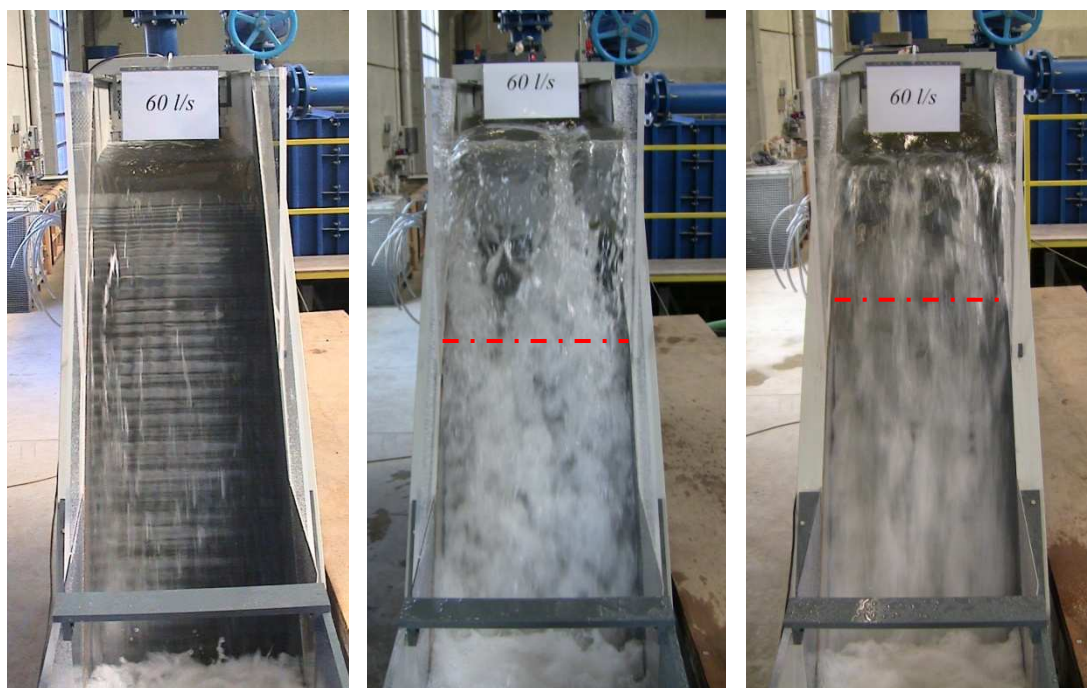
#### 3.1 But & Description générale de la présente étude expérimentale

Pour rappel, le but de la présente étude expérimentale concerne la comparaison, dans un environnement idéalisé, de la dissipation d'énergie se produisant sur un coursier en marches d'escalier en aval d'un seuil libre standard par rapport à celle apparaissant pour le même coursier associé successivement à deux géométries différentes de déversoir en touches de piano (PKW<sub>1</sub> & PKW<sub>2</sub>). Le régime d'écoulement considéré est celui rencontré le plus souvent dans la pratique, à savoir, le régime d'écoulement en mousse.

Il est postulé que recourir à l'utilisation d'un déversoir en touches de piano en lieu et place d'un déversoir libre standard, pourrait conduire à une dissipation d'énergie plus rapide, ce qui permettrait d'aboutir à l'écoulement uniforme sur une longueur de coursier réduite, en comparaison du même coursier équipé d'un seuil libre standard. En effet, les déversoirs de type PKW provoquent, de par leur géométrie, une aération plus rapide de l'écoulement ainsi qu'un certain niveau de turbulence sur le coursier. C'est cette turbulence au sein de l'écoulement qui permettrait une apparition plus rapide de l'eau blanche sur le coursier. En d'autres mots, travailler avec un déversoir de type PKW, permettrait d'atteindre l'écoulement uniforme pour des coursiers de longueur réduite. Ce phénomène est mis en évidence sur les six photos des Figure 27 et Figure 28. Nous y constatons nettement la différence au point de vue de la position du point d'apparition de l'eau blanche entre le déversoir Creager et les déversoirs de type PKW (pour une même valeur de débit). Nous pouvons déjà constater que cette différence s'accroît lorsque le débit augmente, puisque pour un plus grand débit ( $Q = 60 \text{ l/s}$ ), l'eau blanche n'a pas le temps d'apparaître dans le cas du déversoir libre standard.



**Figure 27 : 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 : PKW<sub>1</sub> et droite : PKW<sub>2</sub>.**



**Figure 28 : comparaison de la position du point de début d'eau blanche (chenal aval dans sa position I, pour  $Q = 60 \text{ l/s}$ ) - gauche : seuil libre standard, centre : PKW<sub>1</sub> et droite : PKW<sub>2</sub>.**

Les essais expérimentaux ont consisté à déterminer, pour une gamme de débit stationnaire allant de  $10$  à  $80 \text{ l/s}$  par pas de  $5 \text{ l/s}$ , la dissipation d'énergie se produisant lors du passage sur le seuil, le long du coursier en marches d'escalier et lors de l'impact du jet sur le chenal aval. Celle-ci a été calculée en comparant l'énergie  $E_0$  dans le réservoir amont au seuil et l'énergie  $E_p$  en pied de coursier. La première est facilement calculable en connaissant la géométrie du modèle, le débit injecté et en mesurant la hauteur d'eau  $h_0$  dans le réservoir. Par contre, pour la seconde, comme expliqué au point 2.2, il est très difficile de la déterminer à partir de mesures directes (hauteur d'eau). C'est pourquoi, nous avons utilisé la *méthode indirecte* qui consiste à forcer l'apparition d'un ressaut hydraulique en pied de coursier, grâce à l'utilisation d'une vanne réglable, placée à l'extrémité du chenal horizontal.

Attirons l'attention sur le fait que, *dans notre étude, nous déterminons une énergie résiduelle en pied de coursier* et non une énergie résiduelle en fin de coursier, la différence entre les deux étant la dissipation d'énergie se produisant lors de l'impact du jet suite au changement de pente coursier-chenal aval (en pied de coursier).

Une fois le ressaut établi et fixe (dans l'espace), la hauteur d'eau infracritique  $h_2$  après le ressaut, est déterminée à partir des mesures de hauteur d'eau des six sondes placées le long du chenal horizontal (voir plans d'instrumentation aux Figure 24 et Figure 25 du point précédent). Ensuite, connaissant la hauteur d'eau après le ressaut, la hauteur d'eau supercritique  $h_1$  (en pied de coursier) est déterminée par la relation des hauteurs conjuguées. Cette dernière est calculée *sous l'hypothèse d'une distribution de pression hydrostatique de part et d'autre du ressaut*. Ensuite, connaissant le débit injecté et la géométrie du modèle, nous pouvons calculer l'énergie résiduelle en pied de coursier et comparer celle-ci à l'énergie amont dans le réservoir pour en déterminer la dissipation d'énergie.

Le point suivant décrit la méthodologie et l'acquisition des données expérimentales. Il s'agit du protocole expérimental suivi lors des essais au laboratoire.

## 3.2 Méthodologie & Acquisition des données

Le protocole expérimental suivant est celui qui a été minutieusement suivi pour l'ensemble des configurations étudiées du modèle, à savoir : trois positions verticales de chenal aval (c'est-à-dire trois hauteurs de barrage), trois seuils différents, pour une gamme de débit allant de 10 à 80 l/s par pas de 5 l/s (soit quinze débits), ce qui donne au total 135 répétitions du protocole. Il est intéressant que celui-ci figure dans le rapport, pour rendre possible la reproduction des essais effectués.

Ce protocole consiste à répéter les étapes suivantes.

Pour chaque configuration de modèle à tester : un seuil (standard, PKW<sub>1</sub> ou PKW<sub>2</sub>) et une hauteur de barrage  $H_{dam}$  (position de chenal aval : I, II ou III) :

- A. installation d'une des deux géométries de support de sondes de hauteur d'eau (A ou B) en fonction des débits qui vont être injectés (configuration A : 10 – 25 l/s et B : 30 – 80 l/s).
  - i. Établissement des *courbes de tarage de début* pour les sept sondes de hauteur d'eau du modèle (voir point 3.2.1).
  - ii. Purge des prises de pression statique (élimination des éventuelles bulles d'air).
  - iii. Injection du débit cible et attente de sa stabilisation (régime stationnaire).
    - a. Réglage de la vanne descendante aval, pour positionner le début du ressaut en pied de coursier (voir critère de positionnement au point 3.2.2).
    - b. Enregistrement du signal des sondes de hauteur d'eau pendant 90 sec à une fréquence de 10 Hz (soit 900 points de mesure).
    - c. Prises d'une série de photos (sous une série d'angles de vue bien définis).
    - d. Relevé des pressions via les prises de pression statique.
    - e. → Itérer les opérations (a → e) de l'étape "A.iii" pour l'ensemble des valeurs de débits à tester avec cette géométrie de support de sonde.
  - iv. Établissement des *courbes de tarage de fin* pour les sept sondes de hauteur d'eau.
- B. Installation de l'autre géométrie de support (B ou A).
  - i. Répétition des opérations "A.i." → "A.iv."

### 3.2.1 Méthodologie du tarage des sondes de hauteur d'eau

L'étape d'établissement des courbes de tarage des sondes de hauteur d'eau consiste à définir, pour chacune d'entre elles, la droite liant le voltage  $V$  à la distance  $\Delta h$  entre le bas de la sonde et la surface réfléchissante (surface libre lors des essais expérimentaux ou bloc de PVC lors du tarage).

En effet, les signaux enregistrés par les sondes correspondent à un voltage. Le principe de celles-ci est basé sur l'émission d'une onde ultrasonore qui est renvoyée par la surface réfléchissante. L'écho est capté et le temps de parcours est mesuré. La sonde transforme ce temps de parcours en un certain voltage. Il faut toutefois respecter la plage de portée de service de la sonde, fixée par ses caractéristiques de conception (min : 30 – max 250 mm ou min : 65 – max 350 mm selon le type de sonde), et veiller à ce que le tarage d'une sonde s'effectue à la position qu'elle occupe lors des essais.

La courbe de tarage d'une sonde s'obtient en calant une droite sur *minimum trois couples* de points  $(V, \Delta h)_i$ . Un couple de points est déterminé en plaçant sous la sonde, un bloc de PVC de hauteur  $h_{bi}$  connue avec précision et en mesurant la distance  $\Delta h_i$  qui les sépare (mesure réalisée au mètre  $\rightarrow$  précision de l'ordre du millimètre). Ensuite, le signal de la sonde est enregistré pendant *15 sec* à une fréquence de *10 Hz*. Il s'en suit un traitement du signal pour en dégager une valeur moyenne  $V_i$ . L'opération est répétée avec trois blocs de dimensions différentes pour fournir, au final, les trois couples de points  $(V, \Delta h)_i$  nécessaires à l'établissement de la courbe de tarage d'une sonde.

La Figure 29 traduit schématiquement ce processus. En résumé, le but est d'obtenir, pour chaque sonde, une équation semblable à celle encadrée en rouge à la Figure 29 (coefficient angulaire  $a$  et constante  $b$ ), afin de pouvoir convertir, lors du traitement des données, le signal, mesuré en Volt pendant les essais, en une distance en centimètre.

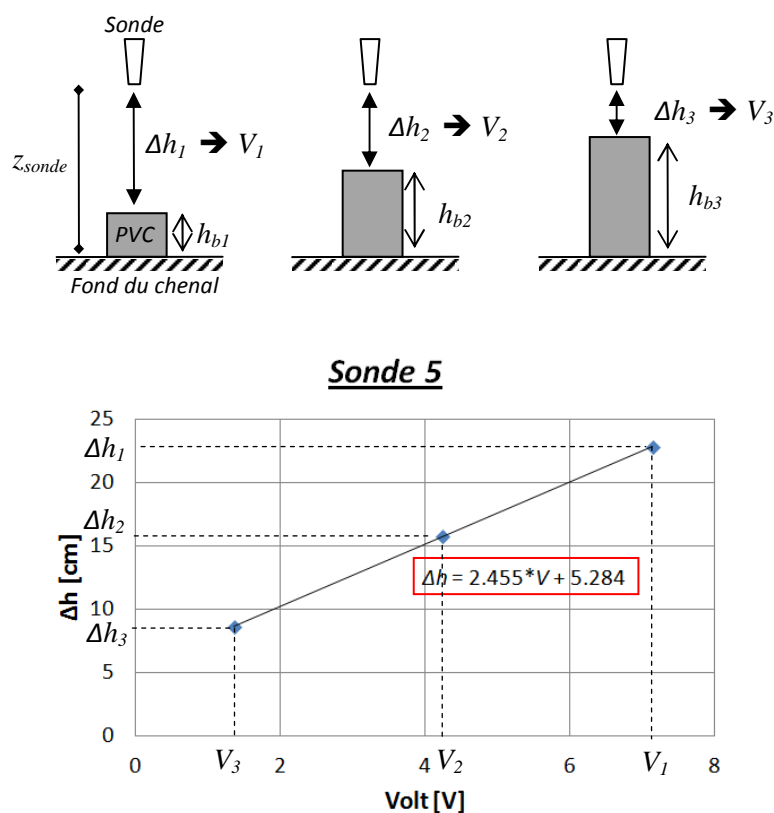


Figure 29 : principe d'établissement de la courbe de tarage d'une sonde de hauteur d'eau.

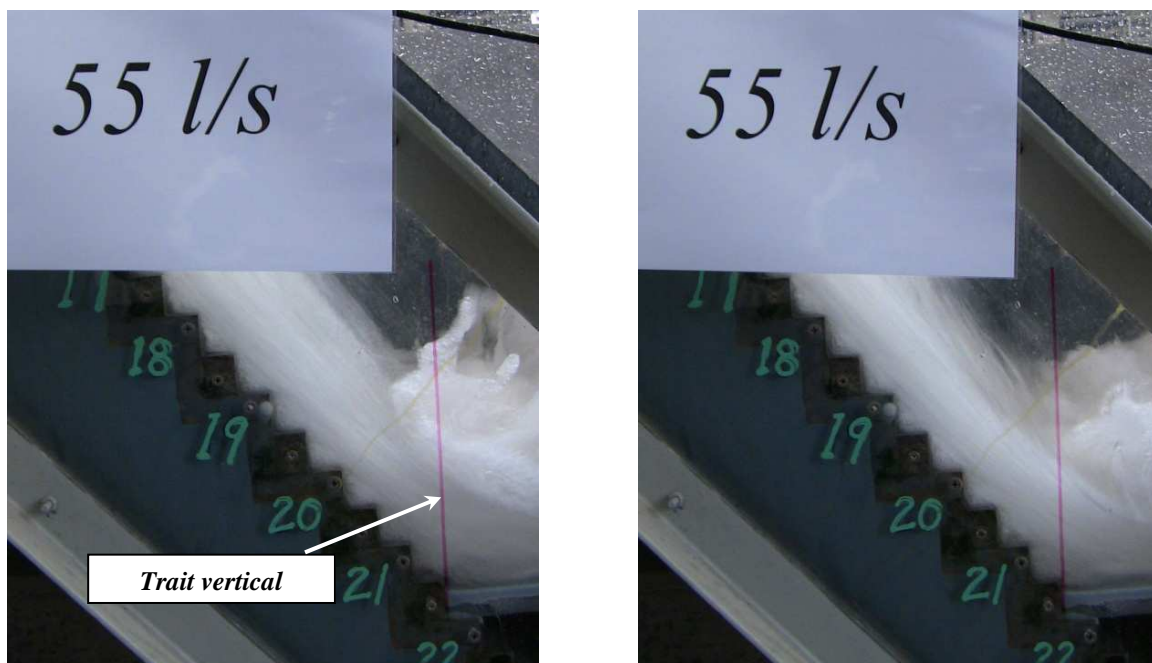
Cette opération d'établissement de la courbe de tarage est *réalisée en début et en fin d'essais* (voir protocole à la page 53) afin de vérifier d'éventuelles déviations, dysfonctionnements ou autres au niveau des sondes. En pratique, la déviation (coefficient angulaire et constante des droites) sur l'ensemble des campagnes d'essais a été au grand maximum de  $\pm 2\%$ , avec le plus souvent, une valeur inférieure à  $\pm 1\%$ .

Pour la conversion des résultats expérimentaux en *Volt* en une distance en *cm* (voir le point 'Traitement des données' à la page 56), nous avons travaillé, pour une courbe de tarage, avec le coefficient angulaire  $a$  moyen et la constante  $b$  moyenne entre le début et la fin des essais.

Remarquons que, *recourir à l'utilisation de trois points au minimum lors du tarage des sondes, permet de garantir la justesse des courbes de tarage*. En effet, il y a toujours une et une seule droite qui peut passer par deux points, sans pour autant assurer que la courbe de tarage déterminée soit correcte. Alors qu'en travaillant avec au minimum trois points, si la droite s'aligne sur ceux-ci, nous pouvons assurer que la courbe est correcte. Dans le cas contraire, cela permet de mettre en lumière un éventuel dysfonctionnement de la sonde ou tout autre problème (mauvais raccordement, faux-contact,...), qu'il n'aurait pas été possible d'identifier en travaillant avec uniquement deux couples de points.

### 3.2.2 Critère de positionnement du ressaut en pied de coursier

Ce paragraphe s'attache à décrire le *critère de positionnement du ressaut hydraulique dans le chenal aval horizontal*. En effet, afin que les résultats expérimentaux puissent être corrélés, il est indispensable que la manière de positionner le ressaut en pied de coursier soit identique pour chaque mesure.



**Figure 30 : illustration du critère visuel de positionnement du ressaut hydraulique en pied de coursier (Position I, PKW<sub>2</sub> & Q = 55 l/s) – photo de gauche : positionnement incorrect & photo de droite : positionnement correct.**

Le critère qui a été adopté consiste à *régler la hauteur de la vanne aval du chenal, afin d'amener le ressaut vers le pied du coursier, jusqu'au moment où les premiers remous, dus au développement du ressaut, atteignent un trait vertical tracé sur le côté transparent du modèle*. Ce choix a été motivé par l'idée que le développement du ressaut ne devait en aucun cas avoir une influence sur l'écoulement le long du coursier. En effet, il est logique que le choix d'une technique de mesure (développement d'un ressaut hydraulique) n'ait aucune incidence sur les résultats expérimentaux. En d'autres mots, en théorie, les dissipations d'énergie calculées doivent être indépendantes des techniques utilisées pour les déterminer.

La position du trait vertical permettant la position du ressaut est définie par l'intersection de la dernière marche du coursier avec le fond du chenal horizontal (voir Figure 30).

La Figure 30 montre l'exemple, à la photo de gauche, d'un positionnement de ressaut incorrect pour lequel la vanne aval est trop haute (charge trop importante). Par contre, la photo de droite illustre la même situation où la vanne a été légèrement descendue. Nous pouvons y observer que les remous du ressaut n'empiètent pas sur l'écoulement le long du coursier. Notons que la différence de hauteur de vanne entre les deux photos est de l'ordre de quelques millimètres.

Passons à présent au point concernant le traitement appliqué aux données obtenues lors des essais expérimentaux sur le modèle, en vue de calculer les résultats en termes de dissipation d'énergie.

### 3.3 Traitement des données

Signalons que la réflexion, au sujet du traitement appliqué aux données, a été particulièrement soignée. En effet, il est très important lors d'essais expérimentaux, de ne pas négliger la partie traitement du signal puisque celle-ci peut, dans certains cas, influencer les résultats et les analyses qui en découlent de manière relativement significative.

Dans ce travail, le terme "traitement des données" englobe deux aspects bien distincts. La ligne directrice de celui-ci était ***le souhait d'obtenir, à partir du signal enregistré lors des essais, un signal propre, nettoyé de tout bruit extérieur. Le traitement choisi devait convenir pour des signaux aussi bien fortement que faiblement bruités.*** C'est pourquoi, nous avons opté pour un double traitement.

*Le premier traitement* porte sur la nécessité de traiter le ***set brut de données***, directement fourni par le logiciel LabVIEW lors de l'enregistrement des signaux sur le modèle, afin de ***supprimer les éventuels outliers***. Ces derniers sont des points non physiques qu'il faut enlever du set de résultats afin de ne pas bruite le signal réel. En pratique, ces points correspondent, par exemple, au passage devant la sonde d'une gouttelette d'eau éjectée de l'écoulement. Après ce premier traitement, nous obtenons le ***set de données réelles***.

*Le second traitement* concerne le calcul d'une valeur unique de hauteur d'eau au niveau de chaque sonde pour une valeur de débit (un signal par sonde). Le traitement qui a été choisi consiste à définir, à partir du set de données réelles et sur base d'un critère théorique, un ***set traité de données réelles***. C'est ce dernier qui sert à déterminer la valeur unique de hauteur d'eau pour chaque sonde, qui va servir à étudier la dissipation d'énergie sur le modèle.

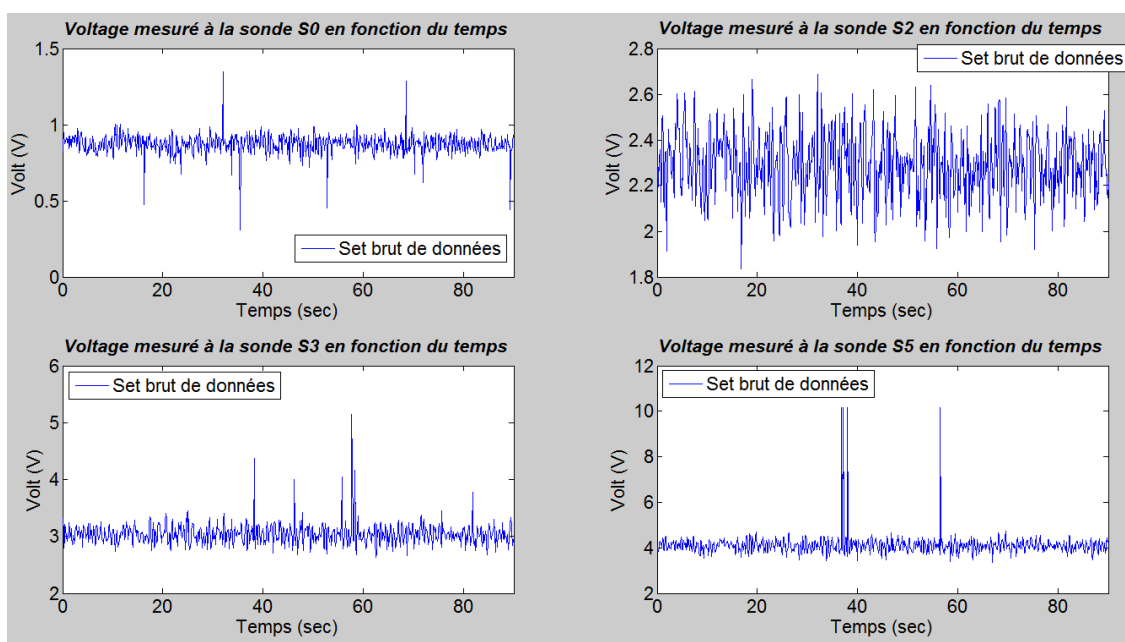
***Comme il sera explicité dans la suite, même si la manière d'identifier les points considérés comme outliers, lors du premier traitement, est basée sur l'observation d'une multitude de jeux de données, il reste tout de même une certaine part d'incertitude. En d'autres termes, certains points, correspondant à des points non physiques, pourraient échapper à ce premier filtre. C'est ce qui justifie l'existence du second traitement. Le but de ce dernier est de conserver un pourcentage suffisant de points autour d'une valeur moyenne, en vue de calculer, au final, le voltage moyen qui nous intéresse, tout en garantissant de ne pas tenir compte des points extrêmes, qui pourraient correspondre à des outliers non supprimés par le premier traitement.***

### 3.3.1 1<sup>er</sup> traitement : suppression des outliers

Le traitement concernant la suppression des points non physiques (outliers) a été défini par observation d'une série de sets bruts de données comme ceux illustrés à la Figure 31. Des dizaines de jeux de données ont été envisagés pour définir ce premier traitement. Cependant, pour la légèreté du rapport, nous avons décidé de montrer uniquement quatre sets bruts de données qui sont représentatifs des différents types de signaux auxquels nous avons été confrontés. Ces derniers correspondent à des positions de chenal aval et types de seuil différents.

L'idée générale du traitement de suppression des outliers est de définir des bornes maximale et minimale au-delà desquelles, tout point s'y trouvant serait considéré comme non physique. La difficulté réside dans la définition d'un outlier, à savoir à partir de quelle déviation par rapport à la moyenne (par exemple), un point est considéré comme non physique.

Les valeurs de voltage enregistrées, et surtout l'étendue, étant différentes en intensité en fonction du type de sonde, de leur position ainsi que de l'intensité du débit injecté, il a fallu opter pour un *traitement "relatif"* qui varierait en fonction du signal auquel il est appliqué. En effet, définir un critère absolu, analogue à [voltage moyen  $\pm 1$  Volt] n'aurait pas convenu pour l'ensemble des signaux. Or, *il est essentiel que l'ensemble des signaux subisse un traitement aux effets semblables.*

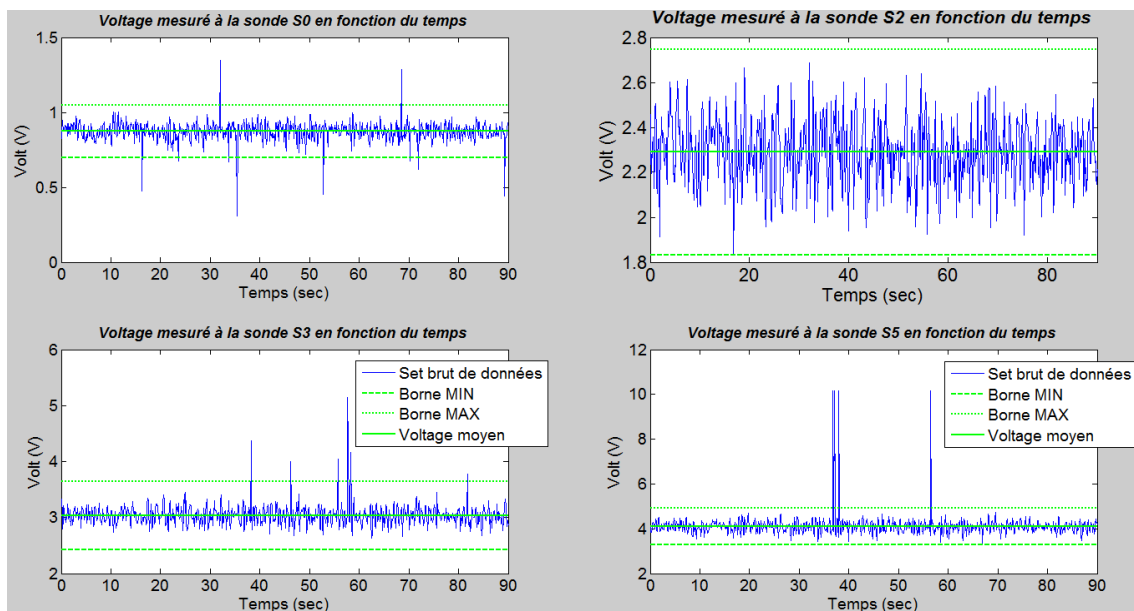


**Figure 31 : exemple de sets bruts de données pour  $Q = 60$  l/s - (sondes S0 : Position I & seuil libre, S2 : Position III & PKW<sub>1</sub>, S3 et S5 : Position II & PKW<sub>2</sub>).**

Après plusieurs tests sur un large éventail de signaux, nous avons opté pour un traitement défini par les *bornes maximale et minimale [voltage moyen  $\pm 0,2 \cdot$  voltage moyen]*. C'est donc la valeur de  $\pm 20\%$  de la moyenne autour de la moyenne qui a été retenue.

Pour illustration, le voltage moyen (trait plein vert) ainsi que les bornes maximale et minimale (traits discontinus verts) ont été représentés à la Figure 32 pour les quatre signaux exemples de la Figure 31.

Nous pouvons constater à la Figure 32 que le traitement ainsi défini peut, dans certaines situations, comme par exemple le cas présent de la sonde  $S2$ , avoir un effet blanc, c'est-à-dire qu'aucun point du signal n'est identifié comme outlier. Pour information, il y a 10, 0, 7 et 4 outliers respectivement, pour la sonde  $S0$ ,  $S2$ ,  $S3$  et  $S5$ . Attention qu'il s'agit uniquement de chiffres propres à ces signaux. Dans les faits, le nombre d'outliers pour un signal peut atteindre les 100 points (soit environ 10% du nombre total de points (900) par signal).

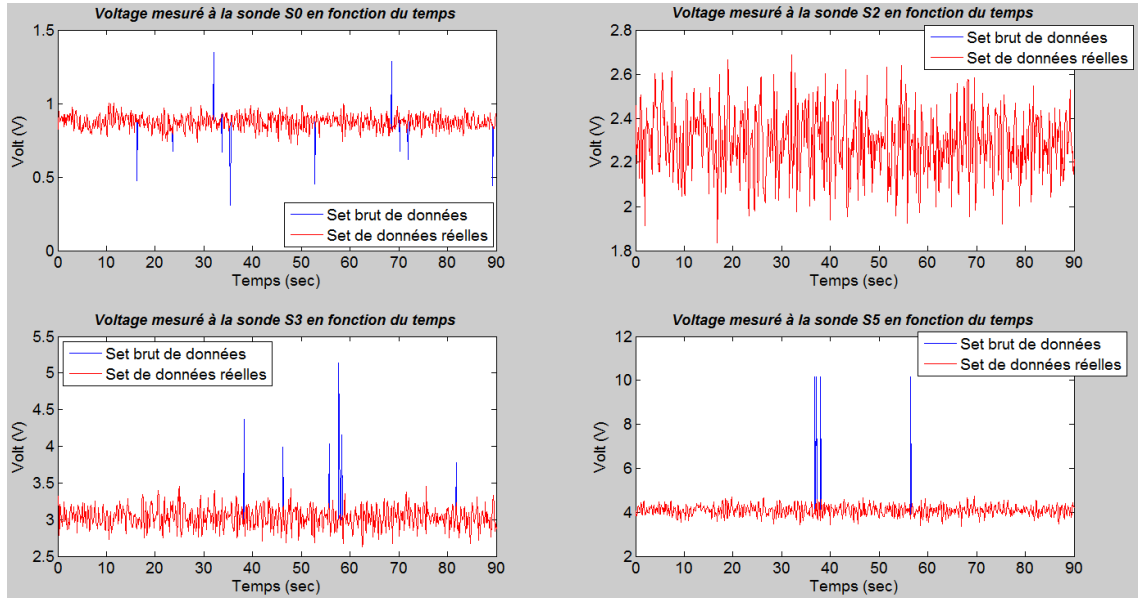


**Figure 32 : traitement de suppression des outliers des sets bruts de données pour  $Q = 60 \text{ l/s}$  - (sondes  $S0$  : Position I & seuil libre,  $S2$  : Position III & PKW<sub>1</sub>,  $S3$  et  $S5$  : Position II & PKW<sub>2</sub>).**

La Figure 33 montre simplement la superposition entre les signaux bruts, enregistrés lors des essais expérimentaux (bleu), et les signaux réels (rouge), où les points identifiés comme outliers d'après le traitement choisi, ont été supprimés. Cette Figure permet notamment de comparer visuellement l'amplitude du signal conservé par rapport à l'amplitude des outliers, ce qui permet de se conforter sur la légitimité du traitement déterminé. Elle met également en évidence que *les points supprimés peuvent être qualifiés d'outliers avec une grande certitude, étant donné qu'il s'agit de points ponctuels dans le signal temporel*.

Pour mieux sentir la physique du traitement appliqué, il est intéressant de rattacher ce critère sur le voltage mesuré à une variation de hauteur d'eau. Il est à noter que pour une même configuration (position de chenal et type de seuil) et un débit identique, les six sondes le long du chenal aval donnent sensiblement les mêmes résultats, puisqu'en théorie, elles voient passer sensiblement la même hauteur d'eau. Par contre, il est évident que la distance entre la moyenne et les bornes augmente avec le débit, étant donné que la hauteur d'eau moyenne augmente également avec le débit, alors que le critère est défini par rapport à celle-ci.

Afin de prouver nos dires et de balayer l'ensemble des essais expérimentaux réalisés, nous avons synthétisé les résultats sous la forme d'un tableau (Tableau 5) reprenant les variations de hauteur d'eau correspondant à  $[0,2 \cdot \text{voltage moyen}]$ , dans le cas du débit minimal et maximal pour l'ensemble des combinaisons position de chenal aval et type de seuil possible.



**Figure 33 : superposition des signaux correspondant aux sets bruts de données (bleu) et aux sets de données réelles (rouge).**

Pour résumer le Tableau 5 et le traitement concernant la suppression des outliers, nous pouvons dire que tous les points identifiés comme outliers sont les points qui correspondent à une variation de hauteur d'eau par rapport à la hauteur d'eau moyenne  $h_{moy}$  (calculée sur base du set brut de données) :

- **Sonde  $S_0$**  :
  - supérieure à  $\pm 1,7 . h_{moy}$  pour le débit minimal,  $Q = 10 \text{ l/s}$  ;
  - supérieure à  $\pm 6,1 . h_{moy}$  pour le débit maximal,  $Q = 80 \text{ l/s}$ .
- **Sonde  $S_I \rightarrow S_6$**  :
  - supérieure à  $\pm 13,9 . h_{moy}$  pour le débit minimal,  $Q = 10 \text{ l/s}$  ;
  - supérieure à  $\pm 16,1 . h_{moy}$  pour le débit maximal,  $Q = 80 \text{ l/s}$ .

Position du chenal		Position I		Position II		Position III	
Type seuil	Sonde	$Q = 10 \text{ l/s}$	$Q = 80 \text{ l/s}$	$Q = 10 \text{ l/s}$	$Q = 80 \text{ l/s}$	$Q = 10 \text{ l/s}$	$Q = 80 \text{ l/s}$
Creager	$S_0$	11,9	14,3	12,3	14,9	12,3	14,7
	$S_I \rightarrow S_6$	1,5	6,6	1,6	6,6	1,7	6,1
PKW <sub>1</sub>	$S_0$	16,0	17,5	16,0	17,6	16,0	17,6
	$S_I \rightarrow S_6$	1,8	6,5	1,8	6,6	1,7	5,6
PKW <sub>2</sub>	$S_0$	13,9	15,8	14,1	15,9	14,0	15,9
	$S_I \rightarrow S_6$	1,7	6,5	1,7	6,6	1,6	5,8

**Tableau 5 : variations de hauteur d'eau [en cm] correspondant à  $[0,2 . \text{voltage moyen}]$ , dans le cas du débit minimal et maximal pour l'ensemble des combinaisons possibles de position de chenal aval et type de seuil (!\ valeurs moyennes indicatives).**

Signalons que *lors de l'établissement des courbes de tarage des sondes (page 53), seul ce traitement de suppression des outliers est appliqué.*

### 3.3.2 2<sup>ème</sup> traitement : du set de données réelles jusqu'à la hauteur d'eau moyenne

Le second traitement, qui est appliqué à chaque set de données réelles, a pour but de définir un *set traité de données réelles* à partir duquel, dans un premier temps, une valeur unique de voltage par sonde est définie et dans un second temps, la hauteur d'eau y correspondant.

La première étape lors du choix de ce deuxième traitement a été de déterminer, en se basant sur des histogrammes, à quelle distribution statistique (gaussienne ?, lognormale ?,...) correspondaient nos sets de données réelles (sets bruts de données où les outliers ont été supprimés). La seconde étape a été de définir le critère théorique qui permettrait d'extraire un set traité de données réelles à partir du set de données réelles en fonction de la nature des distributions statistiques identifiée lors de la première étape.

Une fois ces deux aspects établis, la démarche à suivre pour le deuxième traitement a pu être fixée, à savoir, calculer, à partir du set traité de données réelles, le voltage caractéristique de chaque sonde et ensuite, convertir ce voltage caractéristique en une hauteur d'eau sous chaque sonde.

#### 3.3.2.1 1<sup>ère</sup> étape de définition du second traitement

Afin d'identifier le type de distribution des sets de données, nous avons observé l'histogramme<sup>4</sup> des différents jeux de données (sans outliers). La Figure 34 montre les histogrammes correspondant aux quatre signaux utilisés comme exemples (après le traitement de suppression des outliers). Nous pouvons y constater que les distributions semblent s'apparenter à celle d'une gaussienne (loi normale). Pour s'en convaincre, nous avons superposé les lois normales théoriques et les histogrammes expérimentaux.

En probabilité, une variable aléatoire réelle  $Z$  suit une loi normale d'espérance  $\mu$  et d'écart-type  $\sigma$  ( $> 0$ ) lorsqu'elle admet, pour tout nombre réel  $z$ , la fonction  $p(z)$  définie par l'Éq.19, comme densité de probabilité (Pirard, 2009).

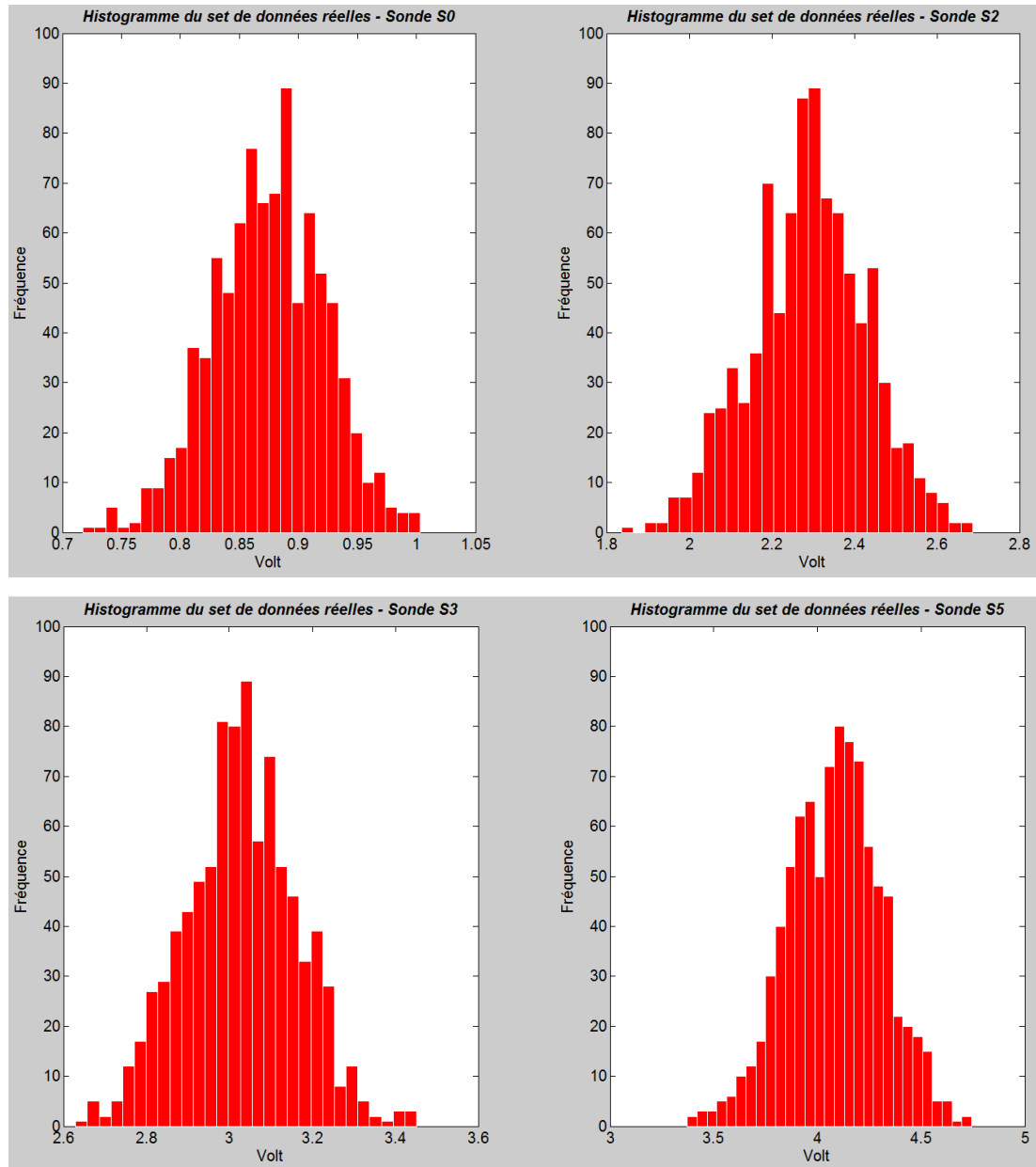
$$p(z) = \frac{\left( e^{-\frac{(z-\mu)^2}{2\cdot\sigma^2}} \right)}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \quad \text{Éq.19}$$

Notons que, par définition, la densité de probabilité  $p(z)$  possède une intégrale égale à l'unité. Afin de pouvoir comparer les histogrammes expérimentaux aux distributions théoriques, il a fallu mettre à l'échelle les résultats. Nous avons décidé de 'stretcher' les lois normales théoriques au lieu de normaliser les histogrammes afin que leur aire soit égale à l'unité. Ce choix n'influence en rien les observations qui en découlent.

En pratique, cette mise à l'échelle revient à multiplier la relation analytique de la loi normale (Éq.19) par l'aire totale  $A$  de l'histogramme, définie par la largeur  $\Delta x$  des classes, multipliée par le nombre  $n$  de points dans le jeu de données. Par conséquent, la loi normale théorique est tracée à partir de la relation analytique de l'Éq.20, où l'espérance  $\mu$ , l'écart-type  $\sigma$ , la largeur des classes  $\Delta x$  et le nombre  $n$  de points sont calculés à partir du set de données réelles correspondant.

<sup>4</sup> Le nombre de classe des histogrammes est pris égal à la racine carrée du nombre de points par signal, arrondi à l'entier le plus proche. La largeur des classes est constante pour un même histogramme.

$$p(z) = (\Delta x \cdot n) \cdot \frac{\left( e^{-\frac{(z-\mu)^2}{2 \cdot \sigma^2}} \right)}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \quad \text{Éq.20}$$



**Figure 34 : histogrammes correspondant aux quatre sets de données réelles de la Figure 32.**

Après superposition de l'expérimental et de la théorie, nous arrivons aux résultats de la Figure 35. Nous pouvons y observer, pour les quatre signaux, une relativement bonne concordance entre les données expérimentales et la loi théorique.

Dès lors, il semble correct de postuler que *les sets de données réelles présentent une distribution normale (gaussienne)*.

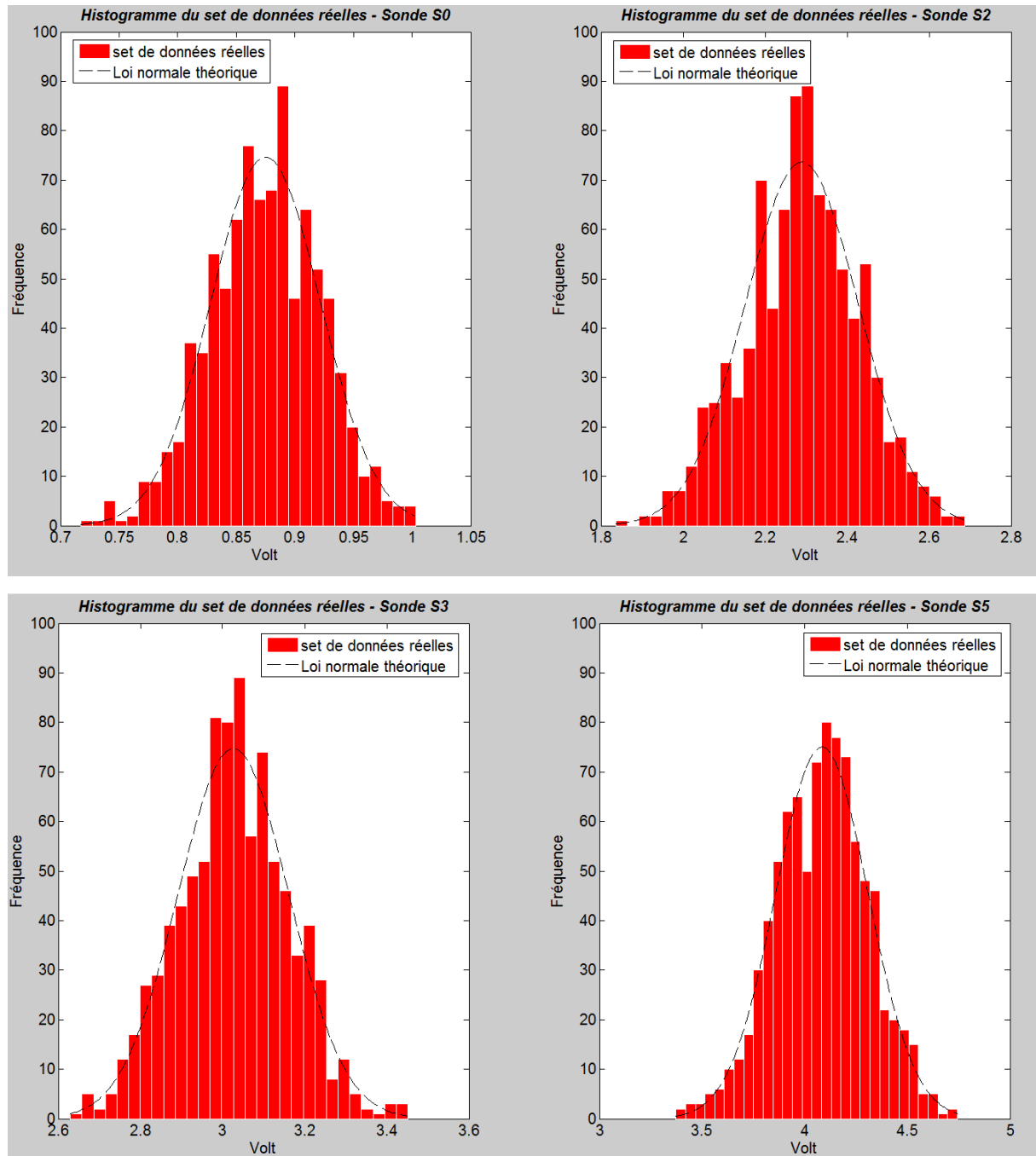


Figure 35 : superposition des lois normales théoriques et des histogrammes correspondant aux quatre sets de données réelles de la Figure 32.

### 3.3.2.2 2<sup>ème</sup> étape de définition du second traitement

Le but de la seconde étape était de définir une manière d'extraire un *set traité de données réelles* à partir du set de données réelles en vue, dans la suite, de déterminer une valeur de voltage caractéristique par sonde.

Travaillant avec des signaux pouvant être assimilés à des distributions gaussiennes, symétriques par définition, nous avons décidé de *garder comme set traité de données réelles, les points appartenant à l'intervalle*  $[V_{moy} - N \cdot \sigma ; V_{moy} + N \cdot \sigma]$ , où le voltage moyen  $V_{moy}$  et l'écart-type  $\sigma$  sont calculés à partir du set de données réelles.

L'objectif de cette seconde étape était de définir la valeur de  $N$  qui permettait de conserver un pourcentage suffisant de points autour de la moyenne, tout en garantissant de ne pas tenir compte des points correspondant à des outliers, qui auraient pu échapper au premier traitement.

Afin de définir la valeur de  $N$ , nous avons mené une étude un peu plus poussée sur le sujet. Nous avons considéré le signal enregistré au niveau d'une sonde, auquel nous avons appliqué le premier traitement (suppression des outliers). Ensuite, nous avons regardé l'influence de la valeur du  $N$  sur la valeur du voltage moyen.

En pratique, *dans un premier temps*, nous avons étudié le comportement de la moyenne pour une valeur fixée de  $N$ . Soit un set de données réelles  $D_0$  du signal enregistré au niveau d'une sonde (après le premier traitement de suppression des outliers). Nous en calculons le voltage moyen  $V_{moy}$  et l'écart-type  $\sigma$ . Ensuite, nous gardons uniquement les points du set  $D_0$  appartenant à l'intervalle  $[V_{moy} - N \cdot \sigma ; V_{moy} + N \cdot \sigma]$ , pour obtenir le set de données  $D_0'$ . Nous en calculons le voltage moyen  $V_{moy}'$  et l'écart-type  $\sigma'$ . Ensuite, nous gardons uniquement les points du set  $D_0$  appartenant à l'intervalle  $[V_{moy}' - N \cdot \sigma' ; V_{moy}' + N \cdot \sigma']$ , pour obtenir le set de données  $D_0''$ . De nouveau, nous en calculons le voltage moyen  $V_{moy}''$  et l'écart-type  $\sigma''$ . Ensuite, nous gardons uniquement les points du set  $D_0$  appartenant à l'intervalle  $[V_{moy}'' - N \cdot \sigma'' ; V_{moy}'' + N \cdot \sigma'']$ , pour obtenir le set de données  $D_0'''$ . Nous itérons de la sorte, jusqu'à ce que les valeurs du voltage moyen de deux itérations successives deviennent identiques. En effet, il est logique de penser que, pour une valeur fixée de  $N$ , le voltage moyen doit tendre vers une constante avec les itérations. Le but est de déterminer, pour différentes valeurs de  $N$ , si la convergence du voltage moyen s'effectue vers une même valeur, ce qui signifierait que le choix de la valeur de  $N$  n'aurait pas d'influence sur les résultats. Si tel est le cas, la conséquence directe serait la mise en évidence que le traitement n'a pas de réel intérêt.

Nous explicitons uniquement les résultats dans le cas du signal de la sonde S3 (à la Figure 36), un des signaux utilisés comme exemple jusqu'à présent. Notons qu'après application du traitement de suppression des outliers, le signal contient encore 894 points.

Premièrement, nous pouvons constater à la Figure 36 que le voltage moyen tend vers une constante après un nombre fini d'itérations. Par contre, ce dernier semble fortement dépendre de la valeur de  $N$  considérée. Deuxièmement, plus la valeur de  $N$  est petite, plus le nombre de points du signal, se trouvant à l'extérieur de l'intervalle  $[V_{moy}^i - N \cdot \sigma^i ; V_{moy}^i + N \cdot \sigma^i]$  à la  $i^{ème}$  itération, est important. De plus, nous pouvons voir au graphe inférieur de la Figure que, plus la valeur de  $N$  est faible après convergence du voltage moyen, plus le nombre de points se trouvant à l'extérieur de l'intervalle est grand. Pour les plus faibles valeurs de  $N$ , la presque totalité de ceux-ci est en dehors des bornes de l'intervalle. Cette dernière observation est mise en évidence à la Figure 37 où nous avons superposé, dans le cas de  $N = 0,8$  et  $N = 1,8$ , le signal et la position finale des bornes de l'intervalle  $[V_{moy}^i - N \cdot \sigma^i ; V_{moy}^i + N \cdot \sigma^i]$  à la  $i^{ème}$  itération après convergence du voltage moyen. En effet, dans le cas de  $N = 0,8$ , la distinction entre les trois lignes n'est visuellement pas possible tant elles sont proches les unes des autres. Par conséquent, très peu de points peuvent appartenir à l'intervalle en question (moins de 1% du nombre de points).

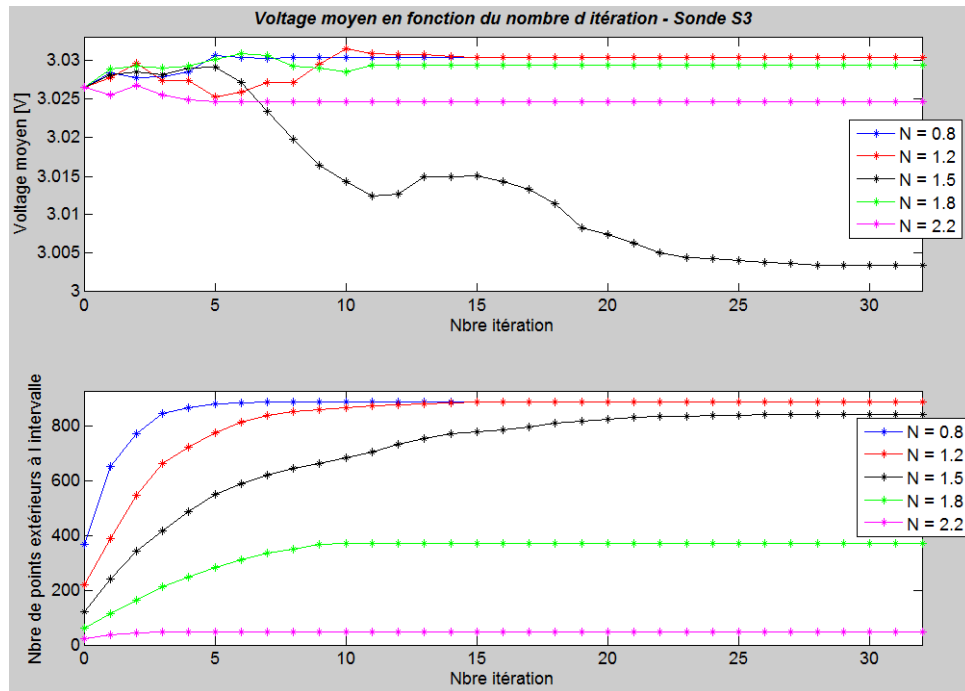


Figure 36 : discussion de l'évolution du voltage moyen en fonction du nombre d'itérations – signal de la sonde S3 de la Figure 31 (outliers supprimés).

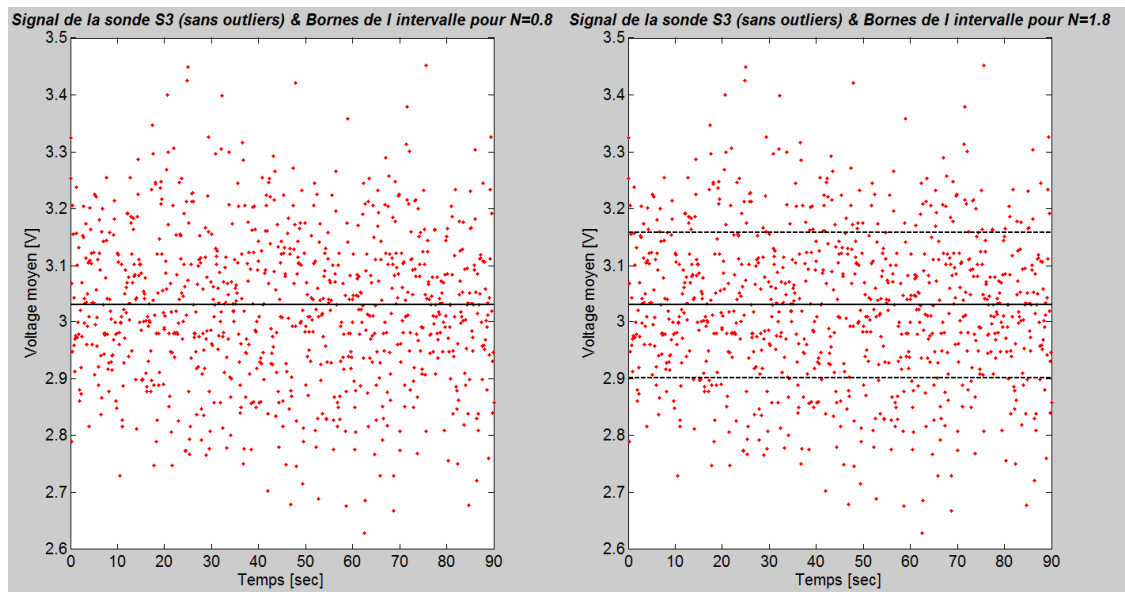
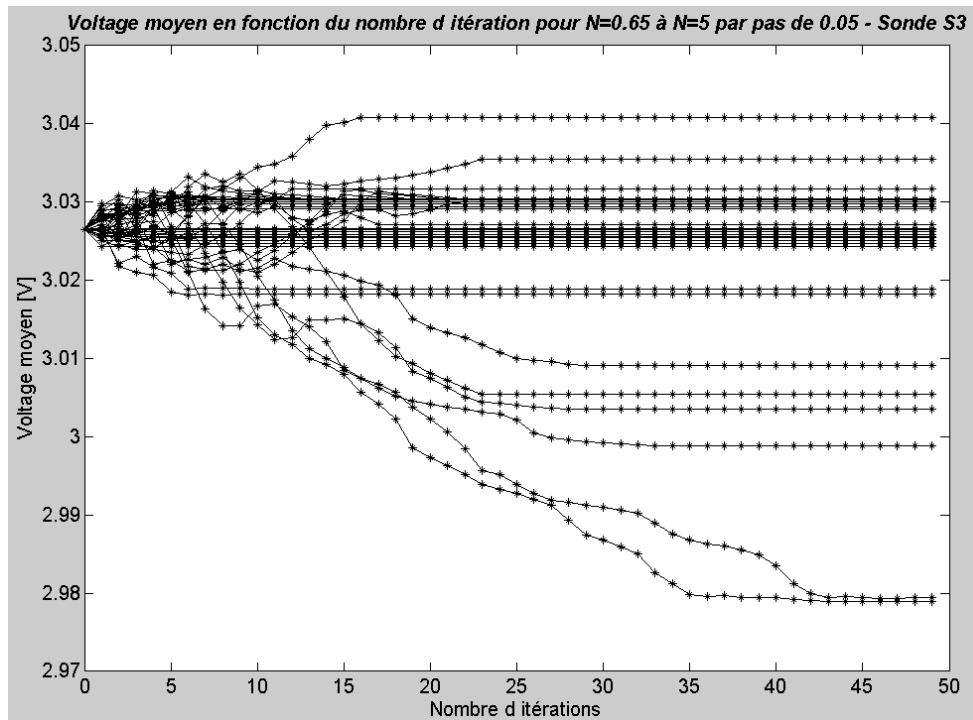


Figure 37 : signal de la sonde S3 (outliers supprimés) & Bornes de l'intervalle  $[V_{moy}^i - N \cdot \sigma^i ; V_{moy}^i + N \cdot \sigma^i]$  pour  $N = 0,8$  et  $N = 1,8$ .

En résumé, cette réflexion permet de se rendre compte de l'importance dans le choix de la valeur de  $N$  sur l'évaluation du voltage moyen. Le phénomène doit cependant être relativisé, en étant bien conscient du niveau de variation de valeur du voltage moyen dont il est question. En effet, dans le cas de la sonde utilisée comme exemple, il s'agit d'une variation de  $0,06$  Volt (voir Figure 38), qui se traduit en termes de hauteur d'eau, par une variation de l'ordre du millimètre.

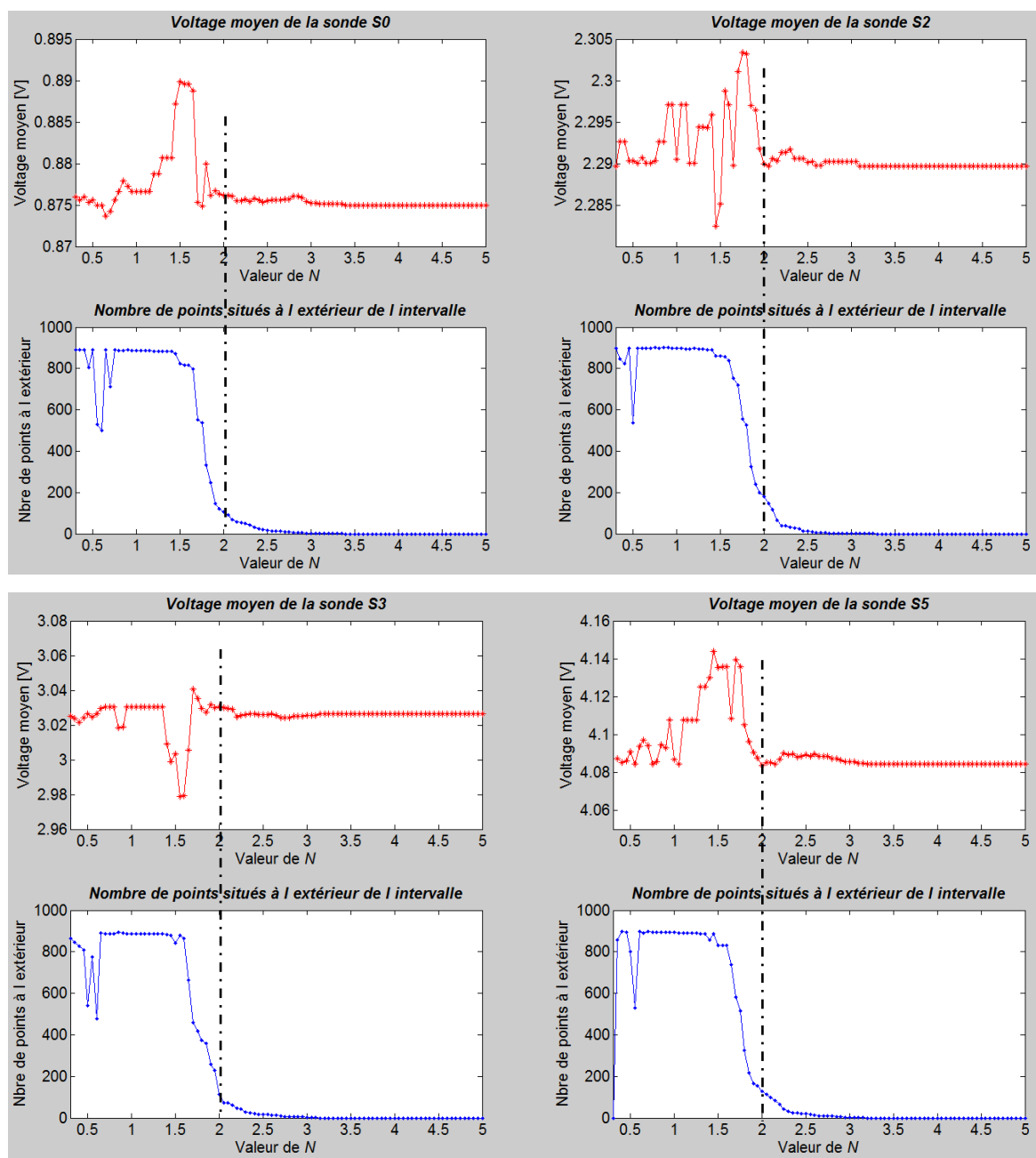
Voulant être aussi rigoureux que possible dans l'étude qui nous occupe, nous avons décidé de tout de même envisager le choix de la valeur de  $N$  de manière minutieuse. C'est pourquoi, *dans un second temps*, nous avons étudié le comportement de la moyenne de manière analogue à ce qu'il vient d'être décrit ci-dessus, mais cette fois-ci, en itérant sur la valeur de  $N$ . L'intervalle qui a été envisagé va de  $N = 0,65$  à  $N = 5$  par pas de  $0,05$ . Notons qu'aller au-delà de ces limites, aussi bien en minimum qu'en maximum, n'apporte rien en termes de résultat et d'analyse.

La Figure 38 est semblable à celle de la Figure 36 (supérieure) mis à part qu'elle couvre un plus large éventail de valeurs de  $N$ .



**Figure 38 : évolution du voltage moyen en fonction du nombre d'itérations pour  $N = 0,65$  à  $N = 5$  par pas de  $0,05$  pour la sonde S3.**

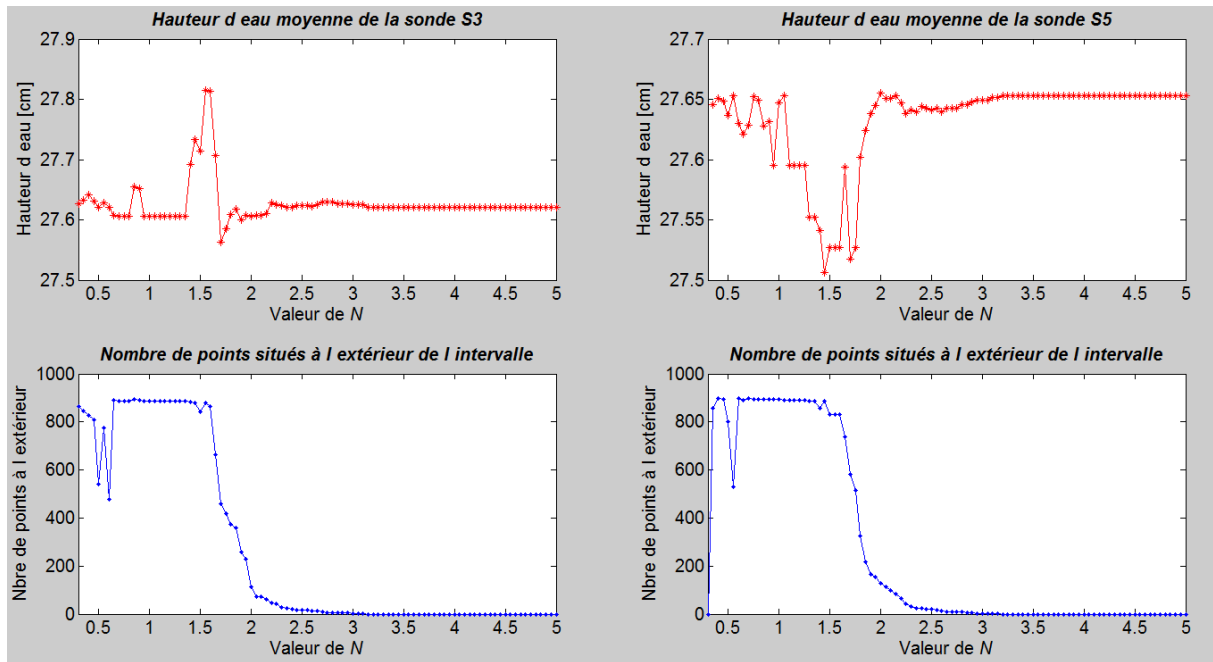
Ce qui nous intéresse essentiellement, c'est de connaître l'évolution de la valeur du voltage moyen, après convergence, en fonction de la valeur  $N$  considérée. A ce stade, nous allons reprendre la discussion avec les quatre signaux exemples. Les résultats sont présentés à la Figure 39. Nous pouvons constater que, pour les quatre signaux analysés, lorsque  $N$  devient inférieur à 2, le comportement du voltage moyen devient, d'une part, erratique, et d'autre part, le nombre de points extérieurs à l'intervalle défini croît de manière exponentielle. Ceci signifie que descendre sous la valeur de  $N = 2$  ne semble pas judicieux étant donné que suivant la valeur choisie, nous aurions des valeurs de voltage moyen différentes.



**Figure 39 : évolution de la valeur du voltage moyen, après convergence, en fonction de la valeur  $N$  considérée pour la sonde S0, S2, S3 et S5 (prises comme exemple à la Figure 31).**

Il est intéressant de reproduire les graphiques semblables à ceux de la Figure 39 mais en exprimant la variation en termes de hauteur d'eau (voir Figure 40) – explication de la conversion voltage  $\rightarrow$  hauteur d'eau au point 3.3.2.3. Nous voyons à la Figure 40 que les variations en jeu sont de l'ordre du dixième de millimètre (et du millimètre dans le cas de la sonde S0 du réservoir amont).

Au vu de tout ce qui a été discuté, *nous avons décidé de fixer la valeur de  $N$  à 2*. Par contre, ce deuxième traitement ne sera pas itératif étant donné le coût en temps de calcul par rapport à la faible variation de hauteur d'eau qui en découle.



**Figure 40 : évolution de la valeur de la hauteur d'eau moyenne correspondant à l'évolution du voltage moyen de la Figure 39 pour la sonde S3 et S5 uniquement.**

Au final, le *set traité de données réelles pour un signal donné, comprend les points appartenant à l'intervalle*  $[V_{moy} - 2.\sigma ; V_{moy} + 2.\sigma]$  où le voltage moyen  $V_{moy}$  et l'écart-type  $\sigma$  sont calculés à partir du set de données réelles.

Notons qu'étant confronté à des distributions pouvant être qualifiées de gaussiennes, en prenant  $N = 2$ , nous pouvons affirmer que *le set traité de données réelles compte environ 95,5 % des points du set de données réelles*. Or, il est toujours préférable de disposer d'un grand nombre de points lorsque l'on réalise une moyenne (voir point suivant).

### 3.3.2.3 Démarche du 2<sup>ème</sup> traitement

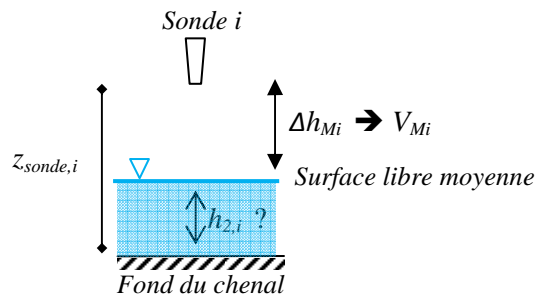
*Le second traitement consiste à calculer une valeur unique de voltage par sonde à partir du set traité de données réelles défini au point précédent*. Or, travaillant avec des distributions normales, qui sont par définition symétriques, une valeur particulière qui les caractérise correctement, est simplement la moyenne du signal.

En pratique, le *voltage moyen de calcul  $V_{M,i}$  au niveau d'une sonde  $i$*  (pour une valeur de débit testé et une configuration de position de chenal et type de seuil) *est obtenu en calculant la moyenne du signal, après que celui-ci ait subi le premier traitement de suppression des outliers* (= set de données réelles) *ainsi que le second, visant à définir le set traité de données réelles* (intervalle  $[V_{moy} - 2.\sigma ; V_{moy} + 2.\sigma]$ ).

Ensuite, cette valeur de voltage moyen de calcul  $V_{M,i}$  au niveau de la sonde  $i$  est convertie en une valeur de hauteur d'eau  $h_{2,i}$ . Cette dernière est calculée en suivant la démarche suivante (voir schéma explicatif de la Figure 41).

- 1) Calcul, via la courbe de tarage de la sonde  $i$  (coefficient angulaire  $a$  moyen et constante  $b$  moyenne), de la **distance moyenne**  $\Delta h_{Mi}$  entre la sonde et la surface libre moyenne, correspondant au voltage moyen de calcul  $V_{M,i}$  ( $\rightarrow$  Éq.21).

$$\Delta h_{Mi} = a \cdot V_{Mi} + b \quad \text{Éq.21}$$



**Figure 41 : schéma du principe de conversion (2<sup>ème</sup> traitement) au niveau de la sonde de hauteur d'eau  $i$  lors des essais expérimentaux.**

- 2) Calcul de la hauteur d'eau  $h_{2,i}$  au niveau de la sonde  $i$  simplement par soustraction des distances en connaissant la distance  $z_{sonde,i}$  entre le bas de la sonde et le fond du chenal ( $\rightarrow$ Éq.22).

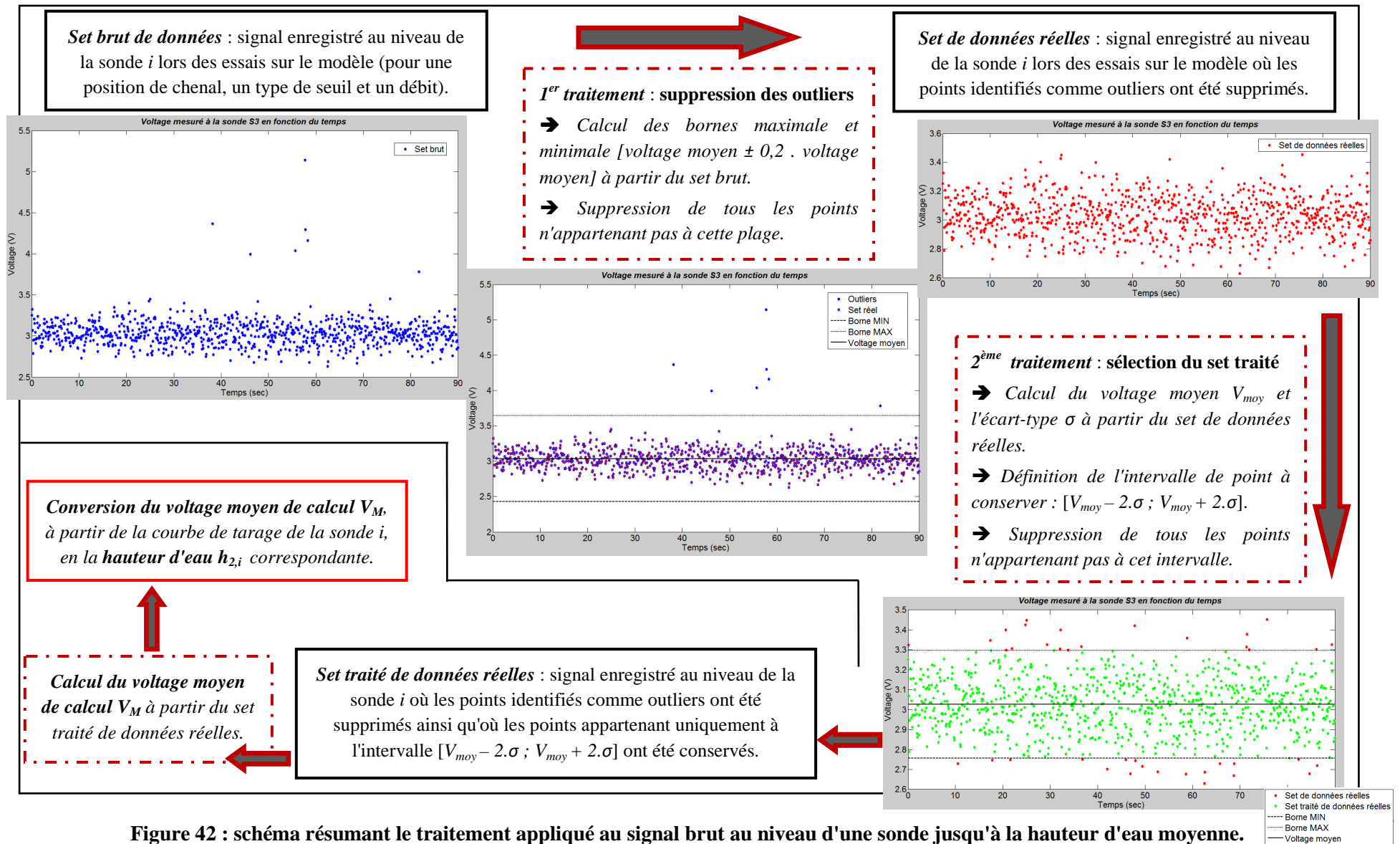
$$h_{2,i} = z_{sonde,i} - \Delta h_{Mi} \quad \text{Éq.22}$$

Remarquons à ce stade, qu'étant donné le type de signal oscillatoire enregistré lors des essais expérimentaux, il était indispensable que la période de mesure ( $90 \text{ sec}$ ) soit largement supérieure d'une part, à la période des oscillations du signal (de l'ordre du dixième de seconde) et d'autre part, à la période des oscillations de la surface libre (de l'ordre de la seconde) afin que les résultats soient corrects.

### 3.3.3 Résumé des deux traitements

*Le schéma de la Figure 42 résume l'ensemble des traitements appliqués du signal brut enregistré au niveau d'une sonde  $i$  lors des essais jusqu'à la valeur d'eau moyenne  $h_{2,i}$  correspondante.*

Il synthétise ainsi le premier traitement, visant à supprimer les outliers du signal, ainsi que le second traitement, qui permet de définir le set traité de données réelles, qui sert à la détermination du voltage moyen de calcul. Enfin, c'est ce dernier qui, après conversion, donne la hauteur d'eau moyenne correspondant au niveau de la sonde  $i$  considérée.



### 3.4 Calculs des énergies amont et résiduelle (en pied de coursier)

Soit un set quelconque de données, enregistré pour une valeur de débit, une position de chenal et un type de seuil fixés. Après application du double traitement à ce jeux de données, nous connaissons l'ensemble des hauteurs d'eau sous chacune des sept sondes disposées sur le modèle (*une* en amont et *six* le long du cheval aval, voir Figure 24 de la page 48).

De là, nous pouvons passer à la détermination d'une part, de l'énergie amont  $E_0$  (dans le réservoir) et d'autre part, de l'énergie résiduelle  $E_p$  en pied de coursier pour ce set de données.

#### 3.4.1 Calcul de l'énergie amont

Rappelons que la distance horizontale entre la sonde amont (S0) et le seuil est, dans tous les cas, suffisante que pour pouvoir considérer une distribution de vitesse uniforme sur la section.

Dès lors, connaissant la géométrie du modèle (largeur du réservoir de  $l_{rés} = 0,494 \text{ m}$  et la distance  $z_{rés}$  entre le fond du chenal et le fond du réservoir – voir Tableau 3 à la page 36), la hauteur d'eau ( $h_0$ ), ainsi que la valeur du débit  $Q$  injecté, nous pouvons calculer la valeur de **l'énergie amont**  $E_0$  par l'Éq.23.

Cette équation est illustrée à la Figure 43.

$$E_0 = z_{rés} + h_0 + \frac{\left(\frac{Q}{l_{rés} \cdot h_0}\right)^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad \text{Éq.23}$$

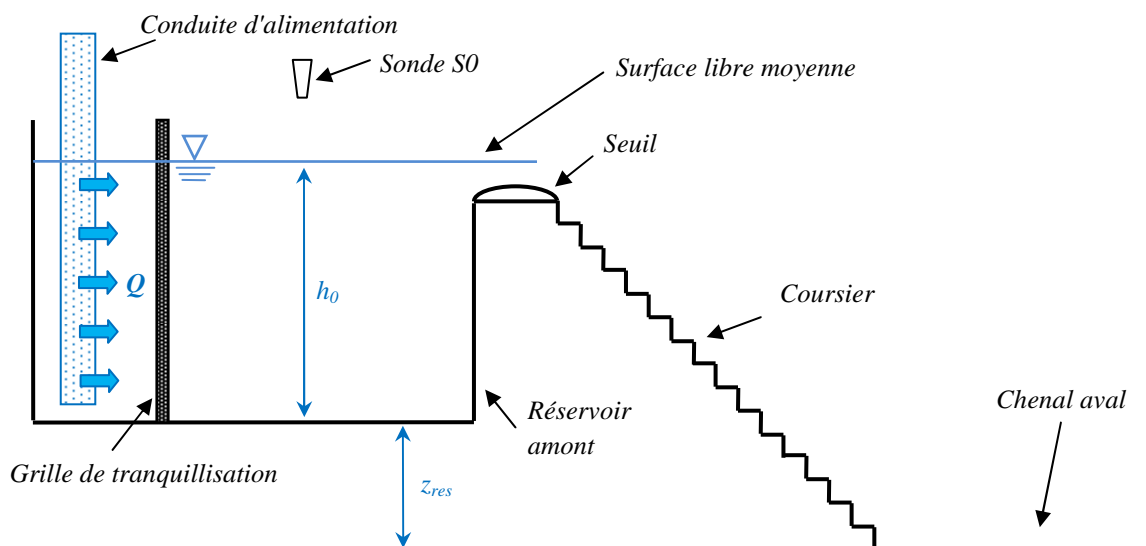


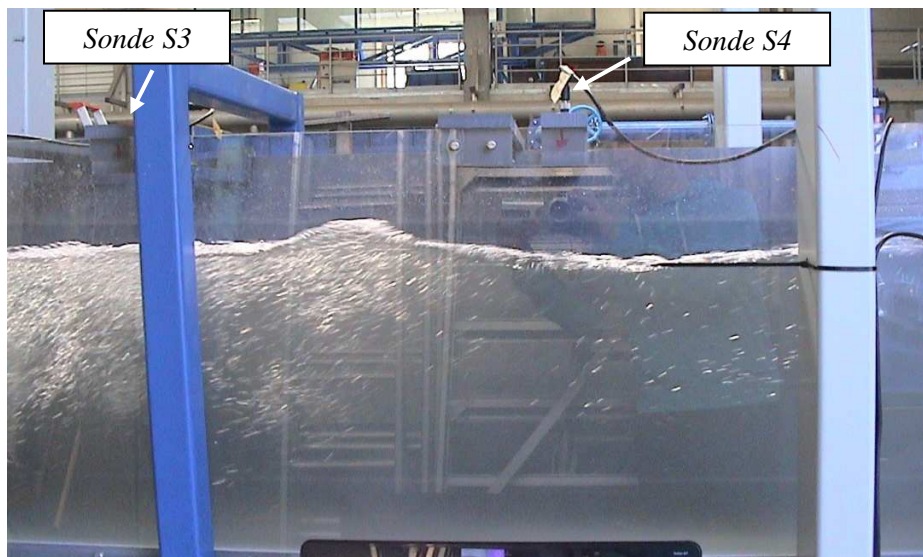
Figure 43 : schéma du principe de calcul de l'énergie amont  $E_0$  au niveau du réservoir.

### 3.4.2 Calcul de l'énergie résiduelle en pied de coursier

La donnée de base pour calculer l'énergie résiduelle  $E_p$  en pied de coursier est la *hauteur d'eau moyenne infracritique*  $h_2$  au niveau du chenal aval (après la fin du ressaut). Celle-ci est donnée par une moyenne réalisée sur les hauteurs d'eau  $h_{2,i}$  sous chacune des six sondes le long du chenal.

Il est à noter que la moyenne n'est pas toujours effectuée sur les six sondes. Le nombre de sondes considéré varie, notamment, en fonction du débit injecté. En effet, suivant la valeur de ce dernier, les quatre premières sondes (au maximum) peuvent être situées dans la zone de ressaut alors que la dernière sonde peut pour les grands débits, ressentir l'effet de la mise en vitesse de l'écoulement au niveau du déversement de l'écoulement par-dessus la vanne aval en fin de chenal.

La Figure 44 montre un exemple pour  $Q = 70 \text{ l/s}$ , au droit des sondes  $S3$  et  $S4$ . Nous pouvons y observer que la sonde  $S3$  (et donc les sondes  $S1$  et  $S2$ ), voire la sonde  $S4$ , sont encore situées dans le ressaut, ou du moins, sur une portion d'écoulement encore fortement aéré, ce qui risquait de fausser les mesures.



**Figure 44 : exemple de hauteur d'eau dans le modèle pour la sonde  $S3$  et  $S4$  ( $Q = 70 \text{ l/s}$ ).**

En résumé, pour les plus petites valeurs de débit, la moyenne peut être réalisée sur les six sondes alors que pour les toutes grandes valeurs de débit, elle peut être calculée uniquement sur base de la sonde  $S5$ . Pour les valeurs intermédiaires de débit, le nombre de sondes considéré pour calculer la moyenne  $h_2$  est ajusté au cas par cas en gardant uniquement les sondes qui fournissent des hauteurs d'eau relativement proches (différence de l'ordre du millimètre). Le choix était également validé par des observations lors des essais notamment en termes d'aération dans l'écoulement et de turbulence au niveau de sa surface libre. De plus, *ce choix était aussi dicté par la comparaison entre les valeurs de hauteur d'eau au niveau des sondes et celles fournies par les prises de pression statique n°11 (et n°10 pour les petits débits)*. En effet, celles-ci doivent être identiques ( $\pm 1 \text{ mm}$ ), étant donné que  $h_2$  doit être déterminée dans une portion du chenal où la distribution de pression est redevenue hydrostatique (en dehors du ressaut).

Ensuite, connaissant la valeur moyenne de la hauteur d'eau infracritique  $h_2$  en fin de ressaut, nous pouvons appliquer la **relation des hauteurs conjuguées, sous l'hypothèse d'une distribution de pression hydrostatique de part et d'autre du ressaut** (Éq.24), afin de déterminer la **hauteur d'eau  $h_1$  juste en amont du ressaut**.

$$h_1 = h_2 \cdot \frac{\left( \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_c}{h_2} \right)^3} - 1 \right)}{2} \quad \text{Éq.24}$$

De là, nous déterminons la hauteur d'eau  $h_p$  en pied de coursier à partir de la hauteur d'eau juste en amont du ressaut ( $h_1$ ) ainsi que du changement (relativement brusque) de la largeur du chenal (*pour rappel* : 0,494 m en pied de coursier et 0,475 m après rétrécissement). En pratique, nous avons simplement calculé cette hauteur d'eau en pied de coursier par conservation de l'énergie de part et d'autre du changement de section, sous l'hypothèse de conservation de l'énergie. Signalons que la différence entre  $h_1$  et  $h_p$  a été de maximum 2 mm.

Ensuite, connaissant la géométrie du modèle (largeur du coursier  $l_{\text{coursier}} = 0,494 \text{ m}$ ), le débit  $Q$  injecté ainsi que la hauteur d'eau  $h_p$  en pied de coursier, nous pouvons calculer l'énergie résiduelle  $E_p$  en pied de coursier par l'Éq.25. Cette énergie  $E_p$  est égale à l'énergie  $E_0$  en amont moins l'ensemble des sources de dissipation d'énergie, d'importance plus ou moins grande, à savoir :

- le passage de l'écoulement au niveau du seuil ;
- l'écoulement le long du coursier en marches d'escalier ;
- impact du jet venant du coursier sur le fond du chenal.

$$E_p = h_p + \frac{\left( \frac{Q}{l_{\text{coursier}} \cdot h_p} \right)^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad \text{Éq.25}$$

À présent que le traitement des données expérimentales ainsi que la démarche pour calculer les énergies amont et résiduelle en pied de coursier ont été définis, nous pouvons passer à la présentation des résultats de l'étude et surtout à leur analyse et leur interprétation.

## 4 Résultats, Analyses & Interprétations

Afin de pouvoir représenter les résultats et surtout pouvoir comparer les différentes campagnes de tests entre elles, il faut définir, de manière générale, l'étendue de l'erreur, afin qu'elle apparaisse sur les graphiques des résultats. C'est pourquoi, il est judicieux de commencer par réaliser une discussion concernant l'erreur attendue sur les mesures, ainsi que sur sa propagation et ce, de l'acquisition des données jusqu'au calcul des énergies.

### 4.1 Discussion sur l'erreur et sa propagation

Lorsqu'une campagne de tests expérimentaux en laboratoire, semblable à celle réalisée dans ce présent travail, est menée, une erreur sur les mesures (et donc sur les résultats) doit être définie. Les sources à l'origine de cette erreur sont multiples. Il peut s'agir du niveau de résolution ou de la précision des appareils de mesure, des déviations des mesures (étendue autour de la moyenne lors de l'enregistrement du signal), de l'effet du traitement appliqué aux données,...

Une difficulté particulière lors de la définition de l'erreur totale est de choisir quelles sources d'erreur vont effectivement intervenir dans son calcul. En effet, il n'est pas question d'additionner naïvement l'ensemble des sources. Il faut identifier ces sources et choisir de manière adéquate celles qui seront conservées pour le calcul de l'erreur totale. Considérons l'exemple des sondes de mesure des hauteurs d'eau pour illustrer ce principe. Les deux types de sondes offrent, d'après leur fiche technique<sup>5</sup>, une résolution de  $0,025\text{ mm}$  et une précision de  $\pm 1\%$ . N'ayant pas accès à davantage d'informations, nous considérons que ces sondes offrent une précision de  $\pm 1\%$  de la distance maximale ayant dû être mesurée, entre la sonde et la surface libre, lors des essais. Ensuite, pour définir l'erreur commise au niveau des sondes, nous choisissons la valeur la plus importante entre la résolution et la précision au lieu de sommer les deux contributions. Dans le cas présent, il s'agit de la précision. Par conséquent, ***nous avons une erreur maximale de  $\pm 2,5\text{ mm}$  pour les sondes 30-250 mm et de  $\pm 3,5\text{ mm}$  pour les sondes 65-350 mm*** (uniquement lors de l'enregistrement du signal).

#### 4.1.1 Définition de l'erreur dans la présente étude

##### 4.1.1.1 Définition de l'erreur

Dans notre étude, les sources de l'erreur totale apparaissent :

- *lors de l'établissement des courbes de tarage* : au moment de la détermination de la distance entre le bas de la sonde et le bloc de PVC utilisé pour le tarage (précision de ***l'ordre du demi-millimètre***, étant donné que cette distance est déterminée via un mètre classique).
  - → ***L'erreur attendue lors de cette étape a été fixée à  $\pm 1\text{ mm}$ .***
- *lors de l'établissement de la distance entre le fond du chenal et la position de la sonde* : (précision de ***l'ordre du demi-millimètre***, étant donné que cette distance est déterminée via un mètre classique).
  - → ***L'erreur attendue lors de cette étape a également été fixée à  $\pm 1\text{ mm}$ .***

<sup>5</sup> <http://www.microsonic.de/fr/Products/micplus/STANDARD-SENSORS/mic25IUTC.htm>.

- lors de l'enregistrement du signal au niveau d'une sonde de hauteur d'eau : il faut tenir compte de la précision de la sonde utilisée. Pour toute la gamme d'essais réalisés, la distance moyenne maximale entre la sonde et la surface libre ayant été de 28 cm, ***l'erreur maximale est de  $\pm 2,8$  mm.***
  - → ***L'erreur attendue lors de cette étape a été fixée à  $\pm 1\%$  de la distance moyenne entre la sonde et la surface libre*** (calculée au cas par cas suivant les valeurs obtenues). Notons que puisque la courbe de tarage d'une sonde liant le voltage à la distance sonde-surface libre est une droite, prendre  $\pm 1\%$  sur le voltage ou sur la distance (après conversion) ne change rien.
- lors de la détermination du débit : le débit est mesuré dans la canalisation amont via plusieurs débitmètres électromagnétiques qui offrent une précision de 1% du débit.
  - → ***L'erreur attendue lors de cette étape a été fixée à  $\pm 1\%$  du débit injecté*** (calculé au cas par cas suivant les valeurs). Pour toute la gamme d'essais réalisés, le débit maximum ayant été de 80 l/s, ***l'erreur maximale est de  $\pm 0,8$  l/s.***
- lors du réglage de la vanne aval pour positionner le ressaut en pied de coursier. En effet, il s'agit d'une étape du protocole qui introduit, à sa manière, une certaine erreur.
  - → Or, ***cette étape n'est pas quantifiable au même type que l'erreur sur les sondes ou le débit.*** C'est pourquoi, nous allons effectuer au point 4.1.2 une comparaison de deux campagnes de mesures identiques afin d'avoir une idée de l'erreur totale à laquelle nous pouvons nous attendre. C'est le seul véritable procédé qui permet de quantifier l'erreur totale envisageable tout en incorporant la contribution du positionnement du ressaut en pied de coursier.

Si nous rassemblons l'ensemble des sources de l'erreur, à l'exception de celle introduite par le positionnement du ressaut en pied de coursier, nous arrivons à une erreur définie, *symboliquement*, par l'Éq.26.

$$'Erreur' = \pm 2 \text{ mm} \pm 1\% \cdot \Delta h_{\text{sonde/surface libre}} \pm 1\% \cdot Q \quad \text{Éq.26}$$

Notons qu'utiliser une relation analytique, comme la relation des hauteurs conjuguées (Éq.24), n'introduit pas d'erreur supplémentaire.

En pratique, nous déterminons l'énergie amont  $E_0$  et l'énergie résiduelle  $E_p$  en pied de coursier à partir de la démarche décrite au point 3.4 (page 70). Ensuite, nous calculons les hauteurs d'eau amont  $h_0$  et infracritique  $h_2$  maximale et minimale en incorporant aux valeurs moyennes l'erreur telle qu'elle est définie à l'Éq.26. De là, nous recalculons les énergies amont  $E_0$  et l'énergie résiduelle  $E_p$  en pied de coursier, maximale et minimale en combinant les valeurs de hauteur d'eau avec erreur et de débit avec erreur, qui donneront les valeurs les plus extrêmes d'énergie. Par exemple, afin d'avoir l'énergie amont minimale il faut utiliser la valeur de  $h_0$  minimale et le débit minimal.

La même procédure a été appliquée lorsque nous devons déterminer l'erreur commise sur un rapport, par exemple  $E_p/E_0$ . Dans ce cas, nous prenons pour déterminer, par exemple l'erreur maximale, le rapport entre  $E_p$  maximale et  $E_0$  minimale.

#### 4.1.1.2 L'erreur en quelques chiffres...

Il est intéressant de donner quelques chiffres afin de bien visualiser l'effet de l'erreur ainsi que sa propagation.

Prenons une hauteur d'eau infracritique  $h_{2,ref}$  de référence de 25 cm pour un débit  $Q_{ref}$  de référence de 50 l/s (ordre de grandeur en jeu lors de nos essais). Si nous appliquons la démarche de détermination de l'énergie résiduelle en pied de coursier pour ces valeurs de hauteur d'eau et de débit, nous obtenons une hauteur d'eau en pied de coursier  $h_p$  de 3,08 cm, ce qui correspond à une énergie résiduelle  $E_p$  en pied de coursier de 58,22 cm. Nous avons répété ce processus en prenant des valeurs différentes de hauteur d'eau et de débit incorporant ou non l'erreur envisageable. Nous avons synthétisé les résultats au Tableau 6.

$h_2$ [cm]	Écart par rapport à $h_{2,ref}$ [%]	$Q$ [l/s]	Écart par rapport à $Q_{ref}$ [%]	$h_p$ [cm]	Écart par rapport à $h_{p,ref}$ [%]	$E_p$ [cm]	Écart par rapport à $E_{p,ref}$ [%]
25	0	50	0	3,08	0	58,22	0
25,5	+2	50	0	2,98	-3,30	61,95	+6,40
24,5	-2	50	0	3,18	+3,45	54,71	-6,04
25	0	50,5	+1	3,19	+3,61	57,42	-1,38
25	0	49,5	-1	2,97	-3,56	59,06	+1,43
26	+4	50	0	2,88	-6,45	65,90	+13,18
24	-4	50	0	3,29	+7,07	51,40	-11,72
25,5	+2	49,5	-1	2,92	-5,04	62,86	+7,96
24,5	-2	50,5	+1	3,24	+5,30	53,97	-7,30
25,25	+1	50	0	3,03	-1,67	60,06	+3,15
24,75	-1	50	0	3,13	+1,71	56,44	-3,06

**Tableau 6 : discussion sur l'erreur et sa propagation.**

En analysant le Tableau 6, nous pouvons observer que :

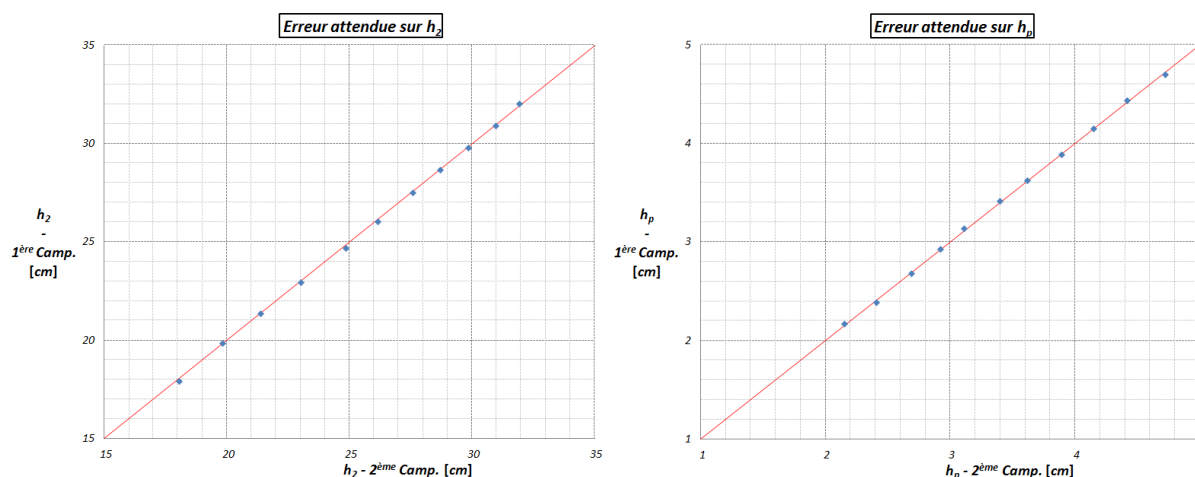
- une erreur de +2% sur la hauteur d'eau  $h_2$  au niveau des sondes, toute autre chose restant égale, se traduit par une erreur de -3,30% sur la hauteur d'eau  $h_p$  en pied de coursier et de +6,40% sur l'énergie résiduelle  $E_p$  en pied de coursier ;
- doubler l'erreur sur la hauteur d'eau infracritique (passer de 2 à 4 %) revient, sensiblement, à doubler l'erreur sur la hauteur d'eau  $h_p$  et l'énergie résiduelle  $E_p$  en pied de coursier.
- l'erreur commise sur la valeur du débit a une répercussion moindre que la même erreur commise sur la hauteur d'eau infracritique  $h_2$ .

### 4.1.2 Évaluation de l'erreur totale attendue – Comparaison de deux campagnes aux résultats théoriquement identiques

Afin d'évaluer l'erreur totale à laquelle nous pouvions nous attendre lors de l'étude, nous avons mené deux campagnes d'essais similaires, pour le modèle équipé du seuil PKW<sub>2</sub> (le plus petit des PKW) et le chenal dans sa position intermédiaire II. Ces essais ont été réalisés uniquement pour la plage de débit allant de 30 à 80 l/s (configuration B des supports de sondes de hauteur d'eau).

Théoriquement, ces deux campagnes sont censées fournir les mêmes résultats. Par contre, en pratique, l'écart observé entre deux points théoriquement identiques donne une idée de l'erreur totale sur les mesures. En effet, cette manière de procéder permet de prendre en compte l'ensemble des sources d'erreur, notamment celle introduite par le positionnement du ressaut en pied de coursier.

La Figure 45 représente les résultats obtenus pour la hauteur d'eau moyenne infracritique  $h_2$  (gauche) et les hauteurs d'eau  $h_p$  en pied de coursier correspondant lors des deux campagnes d'essais (droite). L'écart maximum sur  $h_2$  (pour  $Q = 50$  l/s) est de 0,15 cm (0,59 %<sup>6</sup> entre 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> campagne), qui entraîne un écart sur  $h_1$  de 0,03 cm (0,98 % entre 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> campagne). Si nous regardons maintenant la propagation de l'erreur en termes d'énergie résiduelle  $E_p$  en pied de coursier, nous arrivons à la Figure 46. Dans ce cas, l'erreur correspondante est de 1,03 cm (1,83 % entre 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> campagne).

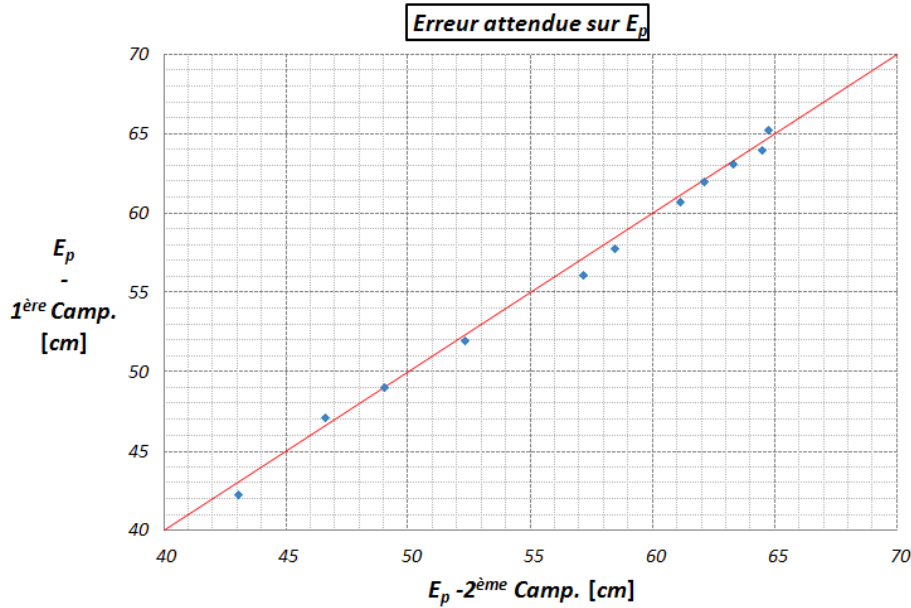


**Figure 45 : comparaison des deux campagnes réalisées pour la même configuration du modèle (PKW<sub>2</sub>, Position II et  $Q = 30$  à 80 l/s par pas de 5 l/s, de gauche à droite) – gauche : hauteur d'eau moyenne infracritique  $h_2$  et droite : hauteur d'eau en pied de coursier  $h_p$ .**

Si nous réalisons le même exercice pour la sonde amont donnant la hauteur d'eau  $h_0$ , l'écart maximum (pour  $Q = 35$  l/s) est de 0,38 cm (0,51 % entre 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> campagne), qui entraîne un écart sur l'erreur correspondante de 0,38 cm (0,36 % entre 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> campagne).

***Dans toutes les situations, nous avons un alignement plus qu'acceptable avec la droite à 45°, synonyme de similitude parfaite entre les deux campagnes.***

<sup>6</sup> Les pourcentages sont calculés par rapport aux valeurs de la première campagne.



**Figure 46 : comparaison des deux campagnes réalisées pour la même configuration du modèle (PKW<sub>2</sub>, Position II et  $Q = 30$  à  $80$  l/s par pas de  $5$  l/s, de gauche à droite) – énergie résiduelle en pied de coursier  $E_p$ .**

Après une rapide comparaison entre ces deux campagnes d'essais, nous pouvons affirmer que le *niveau d'erreur totale sur les résultats ainsi que sa propagation sont tout à fait acceptables* puisque :

- l'erreur maximale enregistrée sur  $h_2$  est de  $0,59$  % ;
- l'erreur maximale enregistrée sur  $h_p$  est de  $0,98$  % ;
- l'erreur maximale enregistrée sur  $h_0$  est de  $0,38$  % ;
- l'erreur maximale enregistrée sur  $E_p$  est de  $1,83$  % ;
- l'erreur maximale enregistrée sur  $E_0$  est de  $0,36$  %.

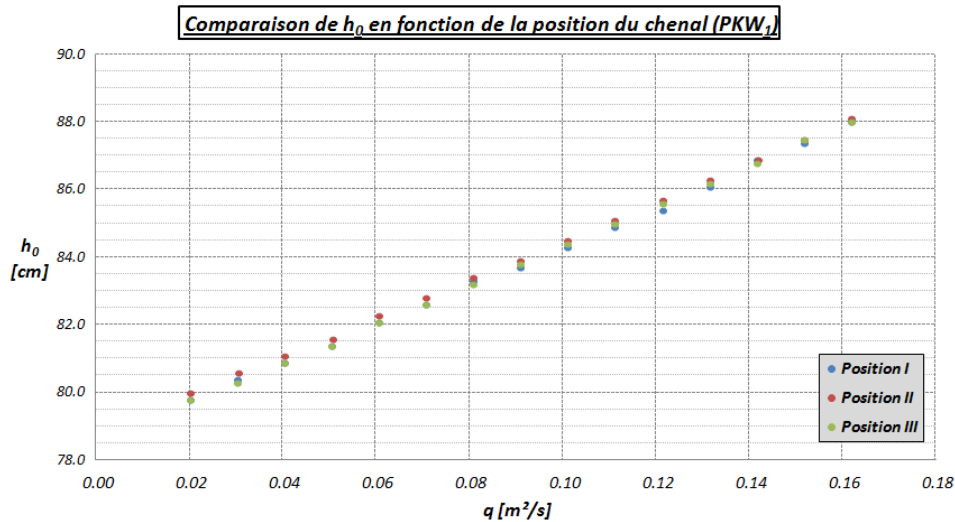
Par conséquent, *l'erreur totale attendue sur l'énergie résiduelle en pied de coursier semblerait inférieure à  $\pm 2\%$  alors que celle attendue sur l'énergie amont serait inférieure à  $\pm 0,5$  %*. Si nous transposons ces pourcentages en termes de hauteur d'eau, sachant que les résultats sont de l'ordre de grandeur du mètre, l'erreur attendue sera donc de l'ordre du millimètre (ce qui est en accord avec ce qui a été établi au point précédent).

## 4.2 Vérfications des données expérimentales

Avant de passer aux résultats et à leur analyse, nous avons rapidement vérifié quelques données de base, récoltées au laboratoire lors des essais, comme la hauteur d'eau amont dans le réservoir  $h_0$  ou encore la hauteur d'eau infracritique  $h_2$ . Nous avons notamment regardé leur évolution en fonction de la valeur du débit. Le but était de s'assurer de la justesse des données avant d'effectuer les calculs des énergies amont et résiduelle en pied de coursier.

Par exemple, étant donné la géométrie du modèle, l'évolution de la hauteur d'eau amont  $h_0$  dans le réservoir en fonction du débit doit être invariante de la position du chenal, c'est-à-dire de la hauteur de barrage testée.

La preuve est faite puisque nous pouvons observer à la Figure 47 une relativement bonne juxtaposition des points entre les trois hauteurs de barrage évaluées. Les éventuels écarts sont dus, d'une part, aux erreurs expérimentales et d'autre part, aux incertitudes liées aux dispositions constructives prises lors des essais. En effet, lors des nombreux changements de seuils en crête du coursier, la distance entre le fond du réservoir amont et la crête du seuil (théoriquement invariant pour un même type de seuil) pouvait différer de l'ordre du millimètre. Notons que, malgré cela, l'erreur observée est de l'ordre du millimètre, ce qui avait été annoncé lors de la discussion de l'erreur attendue sur les résultats au point 4.1 précédent.



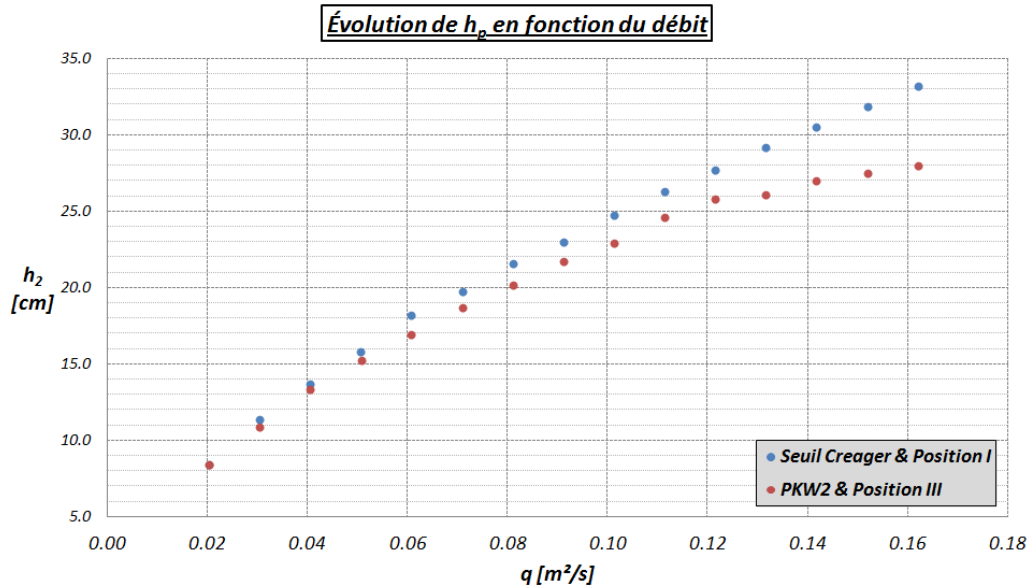
**Figure 47 : évolution de la hauteur d'eau amont  $h_0$  en fonction du débit pour les trois hauteurs de barrage testées (Position I, II et III) dans le cas du déversoir PKW<sub>1</sub>.**

Signalons que le même exercice a été réalisé pour le seuil libre Creager et l'autre géométrie de déversoir en touches de piano (PKW<sub>2</sub>) et que les observations ont été identiques, présentant même une meilleure corrélation entre les points.

Dans un souci identique de vérification, nous avons regardé l'ensemble des courbes donnant l'évolution de la hauteur d'eau infracritique  $h_2$  enregistrée en fonction du débit, afin de vérifier leur allure. En effet, on soupçonnait que, sur base des résultats de la littérature, ces points devaient suivre une même tendance (et ne pas décrire un comportement erratique). Nous montrons deux exemples de ces évolutions à la Figure 48.

Une dernière vérification a été de nous assurer que les régimes d'écoulement sur le coursier étudiés correspondaient bien à celui d'un écoulement en mousse, comme annoncé dans la description de l'étude. Or, Chanson (1994a) propose l'inéquation de l'Éq.27 qui, si elle est vérifiée, assure d'avoir un écoulement en mousse installé le long du coursier. **Dans notre étude**, le terme de droite valant  $0,014 \text{ m}$  ( $s = 3 \text{ cm}$  et  $s_p = 2,4 \text{ cm}$ ) et la hauteur critique  $h_c$  minimale étant de  $0,035 \text{ m}$ , **le régime d'écoulement étudié correspond donc sans équivoque à un régime d'écoulement en mousse.**

$$h_c > s \cdot \left( 1,057 - 0,465 \cdot \frac{s}{s_p} \right) \quad \text{Éq.27}$$



**Figure 48 : évolution de la hauteur d'eau  $h_2$  infracritique enregistrée en fonction du débit pour le seuil libre Creager et la position I & le déversoir PKW<sub>2</sub> et la position III.**

### **4.3 Exportation des résultats et lois analytiques vers des ouvrages de dimensions réelles (Effets d'échelles)**

Prenons le temps de nous pencher sur la question de l'applicabilité, à des ouvrages de dimensions réelles, des éventuels résultats qui seraient déduits de la présente étude expérimentale.

Le phénomène des effets d'échelles a déjà été brièvement discuté au début du rapport (page 26). Il y a été mentionné que dans la présente étude, étant donné que les essais expérimentaux ont été réalisés sur des modèles à l'échelle 1:1, nous étions assurés d'avoir une *similitude parfaite* des écoulements sans effet d'échelles. Par contre, il a également été précisé, sur base des résultats de Chanson (2008), que les résultats sur modèles physiques, notamment les éventuelles lois analytiques issues de la présente étude, ne pourraient pas être directement transposés aux conditions d'écoulement sur les prototypes, sans se poser la question de l'influence des effets d'échelles, qui peuvent s'avérer relativement importants dans certaines situations.

C'est pourquoi, nous avons regardé si les effets d'échelles risquaient d'avoir, sur le prototype, une influence telle sur l'écoulement que les conclusions de ce travail pourraient être remises en cause (au point de vue de l'applicabilité des lois pour des ouvrages de tailles réelles).

Nous avons successivement calculé le nombre de Reynolds  $Re$  et le nombre de Webber  $W$  à partir, respectivement, des équations mentionnées ci-dessous, à savoir l'Éq.28 et l'Éq.29. En effet, Kobus (1984) propose d'assurer un nombre de Reynolds  $Re$  d'au moins  $10^5$  pour limiter les effets de la viscosité, alors que Rutschmann (1988) et Speerli (1999) ont déterminé, indépendamment, que le nombre de Weber  $W$  devait être d'au moins 110 pour avoir une influence négligeable des tensions de surface. Pour ce dernier, la vitesse moyenne de l'écoulement est donnée par la vitesse critique sur le coursier. En effet, étant donné qu'il s'agit ici de vérifier un ordre de grandeur, cette vitesse constitue une excellente caractéristique de l'écoulement sur le coursier.

$$Re = \frac{u h_w}{\nu} = \frac{q}{\nu} > 10^5$$

- $q$  : débit spécifique [ $m^2/s$ ]
- $\nu$  : viscosité cinématique  $\nu = 1,007 \cdot 10^{-6} m^2/s$  ( $20^\circ C$ )

Éq.28

$$W = \frac{\frac{\bar{u}_m^2}{\sigma}}{\rho L_s} = \frac{\left(\frac{q}{h_{cr}}\right)^2}{\frac{\sigma}{\rho L_s}} \geq 110$$

- $L_s$  : distance entre deux arêtes de marches successives :  $L_s = 3,84 cm$
- $\sigma$  : tension superficielle (de surface) :  $\sigma = 73 \cdot 10^{-3} N/m$  ( $20^\circ C$ )
- $\rho$  : masse volumique du fluide :  $\rho = 1000 kg/m^3$
- $\bar{u}_m$  : vitesse moyenne de l'écoulement (composante longitudinale)

Éq.29

**Dans notre étude, avec la géométrie du modèle et la gamme de débits testée, nous arrivons à un nombre de Reynolds appartenant à l'intervalle  $[2,4 \cdot 10^4 ; 1,6 \cdot 10^5]$  et un nombre de Webber compris dans l'intervalle  $[179 ; 716,2]$ .**

D'après ces chiffres, nous pouvons dire que *nos résultats devraient pouvoir être appliqués à des ouvrages de dimensions réelles tout en garantissant un effet minimal des effets d'échelles* (entraînement d'air,...). Néanmoins, il faut rester prudent et attendre qu'une étude ultérieure plus poussée sur le sujet soit menée afin de valider cette conclusion. Cette étude pourrait consister à réaliser de nouvelles campagnes de tests en laboratoire sur des modèles (coursier en marches d'escalier + seuil PKW) de géométries identiques mais d'échelles différentes. C'est une des meilleures manières qui existent pour étudier l'influence des effets d'échelles sur les écoulements.

.....

Nous sommes à présent arrivés au moment crucial, celui de la présentation des résultats de la présente étude, mais surtout de leurs analyses et de leurs interprétations. Les points suivant vont s'efforcer de présenter, de manière aussi claire, précise et attrayante que possible, les résultats obtenus au cours de l'étude. Il serait dommage d'uniquement présenter les courbes des résultats, en passant à côté de la possibilité de confirmer l'hypothèse de départ de l'étude, de conforter (ou de réfuter) les observations d'autres auteurs, voire de mettre en lumière de nouvelles lois analytiques,...

Pour ce faire, nous avons procédé en plusieurs étapes. Premièrement, nous avons réalisé une analyse qualitative (point 4.4) en effectuant une comparaison entre les différents résultats obtenus en fonction des configurations du modèle étudiées afin d'une part, de valider l'hypothèse de départ de l'étude et d'autre part, de dégager les premières influences sur la dissipation d'énergie, s'il y en a, entre les types de seuils, hauteur du barrage,...

Dans un deuxième temps, nous avons effectué une analyse quantitative (point 4.5) afin d'identifier des lois et expressions analytiques sur les différents comportements observés. Dans cette section, nous avons tout d'abord discuté de l'atteinte de l'écoulement uniforme sur le coursier avant la fin de celui-ci (en fonction du type de seuil en crête – point 4.5.1). Nous avons ensuite procédé à l'étude de la dissipation d'énergie le long du coursier à partir des résultats expérimentaux relatifs au seuil libre standard (écoulement non uniforme – point 4.5.2). Pour finir, nous avons étudié la dissipation d'énergie en aval d'un seuil de type PKW (écoulement non uniforme – point 4.5.3).

## 4.4 Résultats... & Validation de l'hypothèse de départ (approche QUALITATIVE)

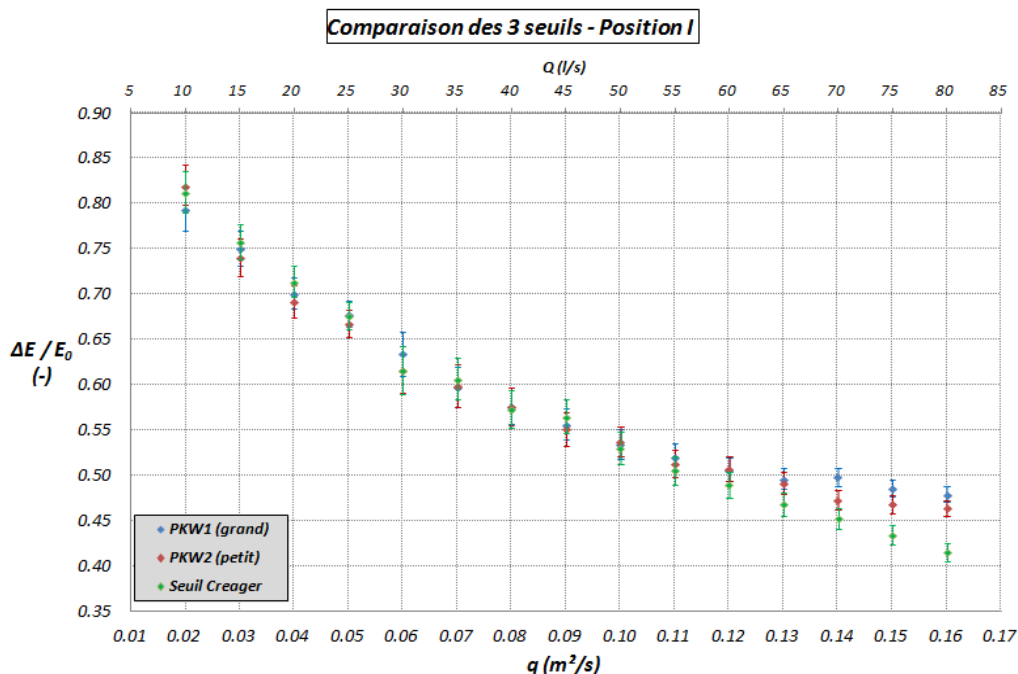
*Ce premier paragraphe a pour but de montrer les résultats obtenus lors de la présente étude afin d'une part, de valider ou de réfuter l'hypothèse de départ de l'étude et d'autre part, de réaliser une première phase d'analyse et d'interprétation QUALITATIVE.*

Pour rappel (si cela est encore nécessaire), l'hypothèse de départ de la présente étude postule que, dans certaines situations, recourir à l'utilisation de déversoirs en touches de piano, en lieu et place des déversoirs libres standards, pourrait conduire à une augmentation de la dissipation d'énergie, à longueur de coursier identique ou encore que les caractéristiques géométriques particulières des déversoirs en touches de piano permettraient d'atteindre l'écoulement uniforme sur des longueurs de coursiers en marches d'escalier réduites (en comparaison avec des seuils libres standards).

Les graphiques à venir sont issus de la mise en forme des résultats provenant du traitement des données enregistrées au laboratoire (point 3.2 à la page 53), ayant subi le double traitement discuté au point 3.3 (page 56) ainsi que la démarche de calcul des énergies explicitée au point 3.4 (page 70) et qui tiennent compte de l'erreur éventuelle sur les mesures, définie au point 4.1 (page 73).

### 4.4.1 Validation de l'hypothèse de départ

Regardons les graphiques de la Figure 49 à la Figure 51, qui comparent, entre les trois types de seuils testés, l'évolution de la dissipation d'énergie relative ( $\Delta E/E_0$ ) en fonction du débit spécifique ( $q$ ) pour une hauteur donnée de barrage (une position de chenal aval).



**Figure 49 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre les trois seuils, pour le chenal dans sa position I (longueur de coursier maximale).**

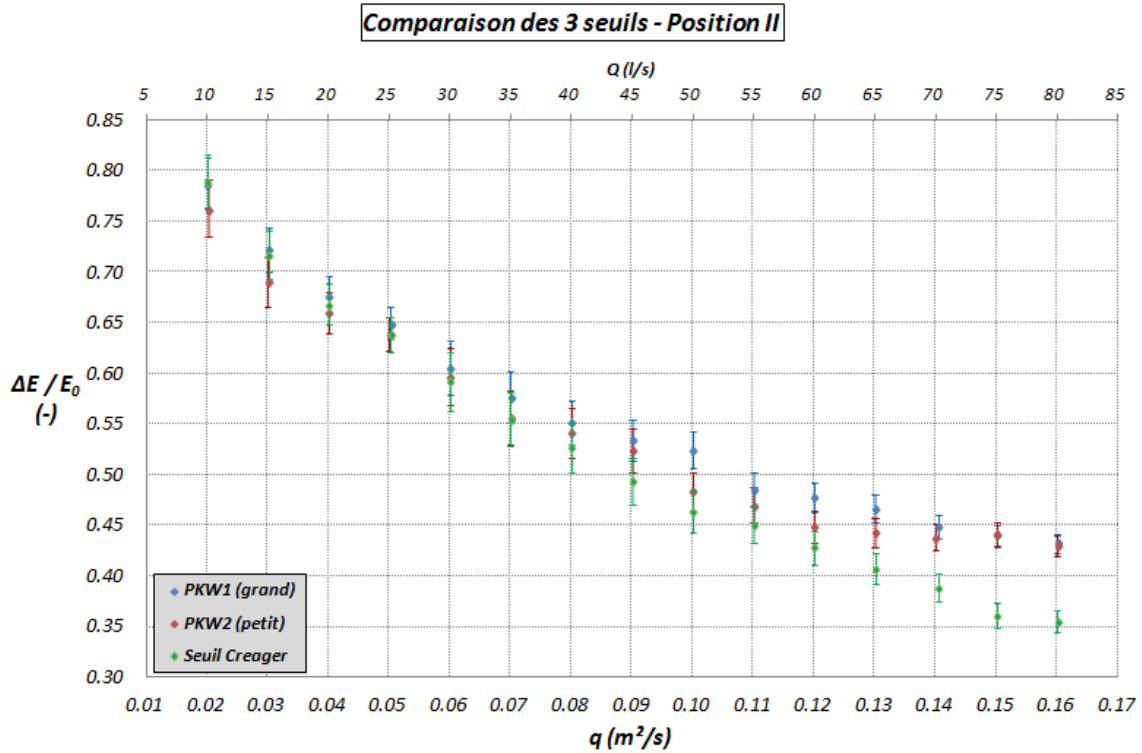


Figure 50 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre les trois seuils, pour le chenal dans sa position II (longueur de coursier intermédiaire).

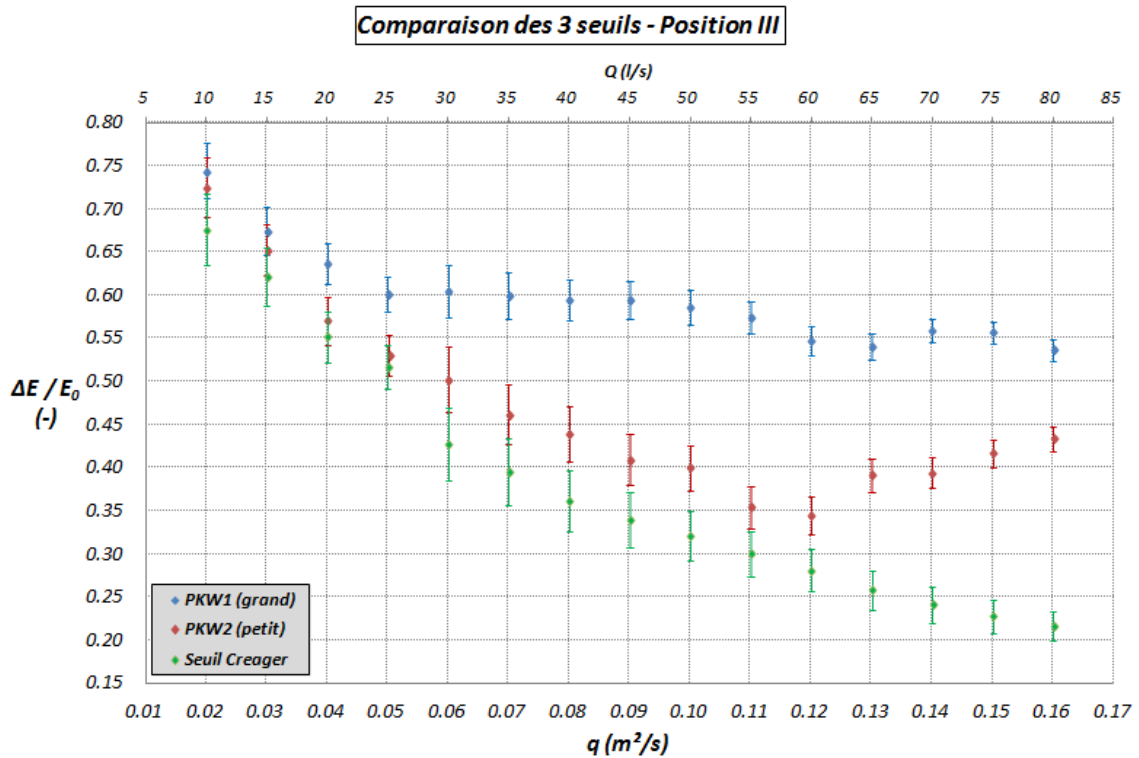


Figure 51 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre les trois seuils, pour le chenal dans sa position III (longueur de coursier minimale).

Après un rapide coup d'œil, nous constatons avec enthousiasme que, même en incorporant les barres d'erreur sur les graphiques, des tendances bien distinctes semblent apparaître entre les points relatifs au seuil libre et ceux relatifs aux déversoirs en touches de piano.

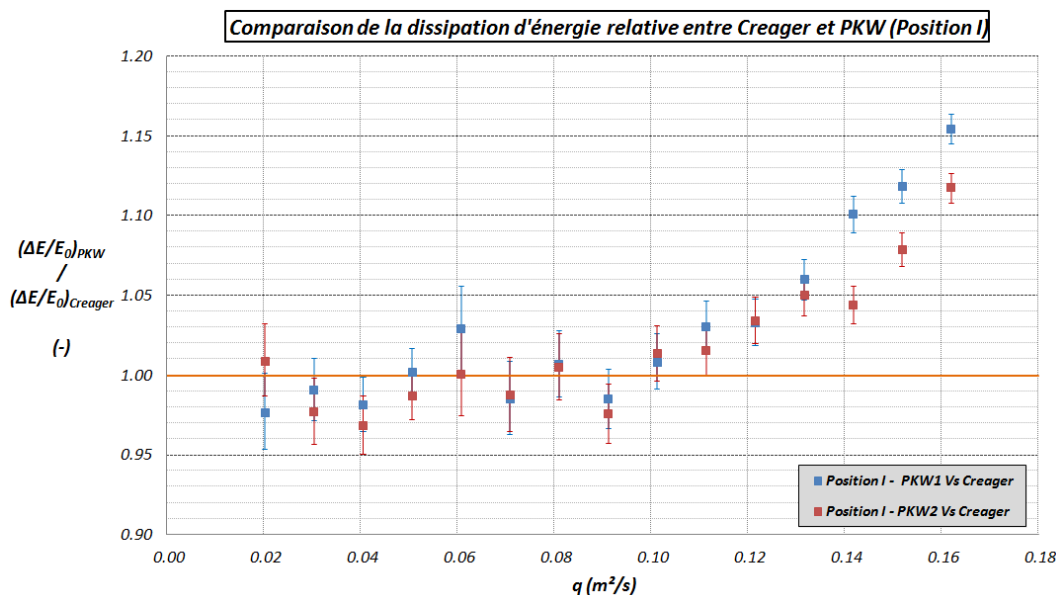
En effet, les courbes correspondant aux différents seuils se démarquent les unes des autres, cette dissimilitude semblant augmenter avec le débit. La dissipation d'énergie relative serait ainsi plus grande, à hauteur de barrage semblable, avec des déversoirs en touches de piano qu'avec un seuil libre en crête de barrage (pour les grands débits). De plus, la longueur du coursier (Position *I*, *II* ou *III* du chenal) et la géométrie du PKW semblent également avoir leur influence sur les résultats.

D'après ces premiers commentaires, nous *pouvons affirmer, sans prendre trop de risque, que l'hypothèse fondamentale de la présente étude est correcte*. En effet, le type de seuil utilisé en crête du coursier semble bel et bien, dans certaines situations, avoir un effet sur le niveau de la dissipation d'énergie se produisant sur l'ouvrage.

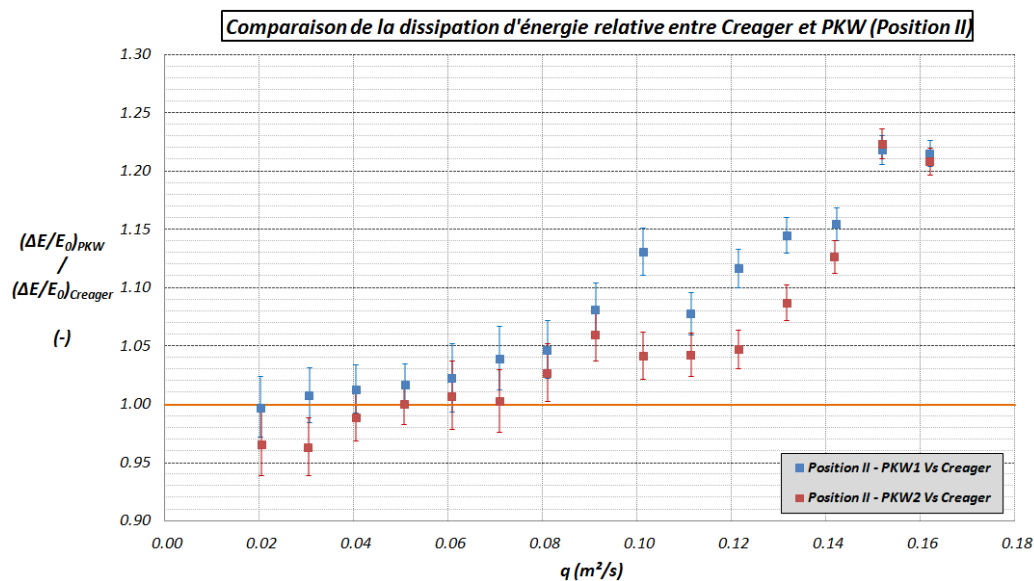
#### 4.4.2 Comparaison entre seuil libre Creager et seuil PKW

Sur base de la Figure 52, nous pouvons affirmer que, pour les petits débits ( $q = 0,02$  à  $0,10$  l/s), la dissipation d'énergie entre le seuil libre ou les déversoirs en touches de piano est relativement similaire. Par contre, lorsque le débit augmente, la dissipation d'énergie en aval d'un seuil PKW devient plus grande que celle atteinte avec un seuil libre Creager.

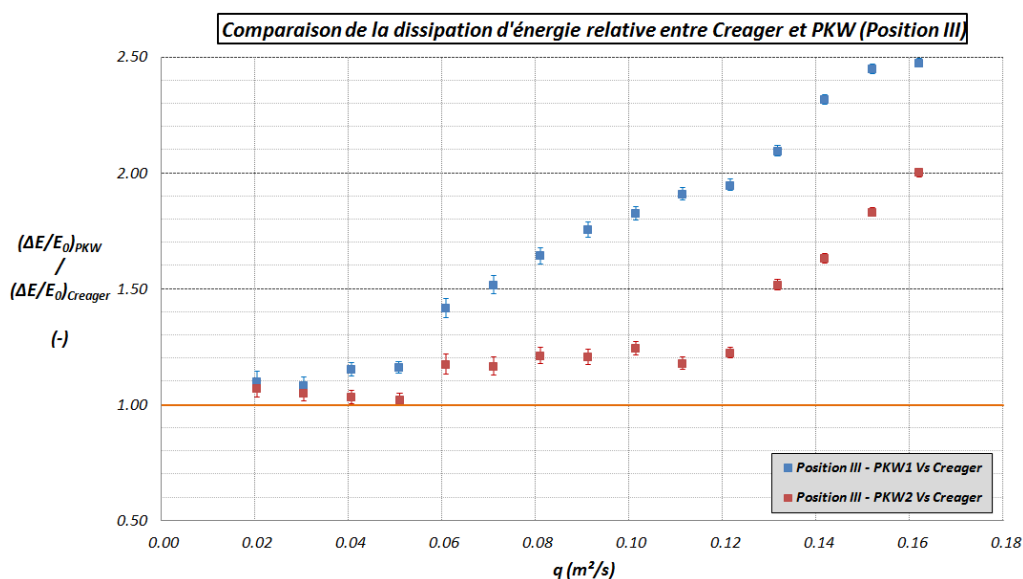
La même tendance est observée aux Figure 53 et Figure 54. Par contre, la gamme de débits pour lesquels seuil libre et seuils PKW se valent et les pourcentages atteints, changent entre les trois Figures (entre les trois longueurs de coursier).



**Figure 52 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre le seuil libre Creager et les déversoirs PKW pour la Position I du chenal ( $H_{dam}$  maximale).**



**Figure 53 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre le seuil libre Creager et les déversoirs PKW pour la Position II du chenal ( $H_{dam}$  intermédiaire).**



**Figure 54 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre le seuil libre Creager et les déversoirs PKW pour la Position III du chenal ( $H_{dam}$  minimale).**

#### 4.4.3 Influence de la hauteur de barrage

La Figure 55 et la Figure 56 permettent de prendre conscience de l'influence de la longueur du coursier, ou de manière équivalente de la hauteur du barrage (position *I*, *II* ou *III* du chenal), sur la dissipation d'énergie atteinte dans le cas d'un seuil libre en crête de barrage ou d'un seuil PKW. En effet, pour les plus grands débits testés ( $q = 0,14$  à  $0,16$  l/s), l'écart entre les deux types de seuils, pour les longueurs de coursier maximale et intermédiaire (*I* et *II*), est de l'ordre 10-20 % en faveur du PKW alors qu'il va jusqu'à plus de 200% pour la longueur de coursier minimale (*III*).

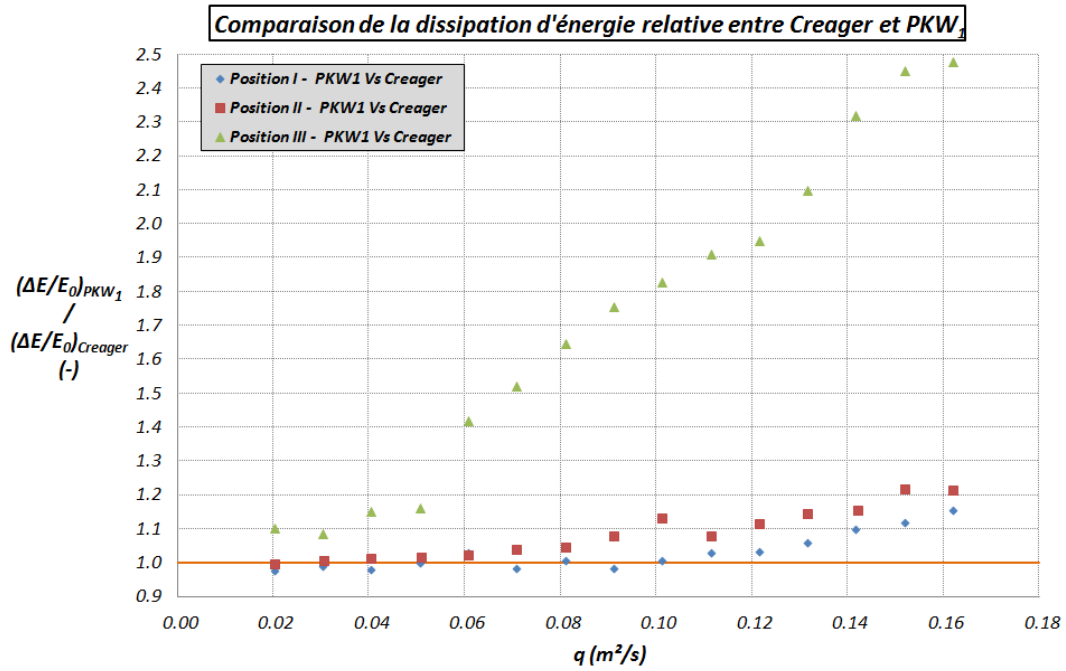


Figure 55 : influence de la longueur du coursier sur la dissipation d'énergie relative entre le seuil libre Creager et le PKW<sub>1</sub> (le grand).

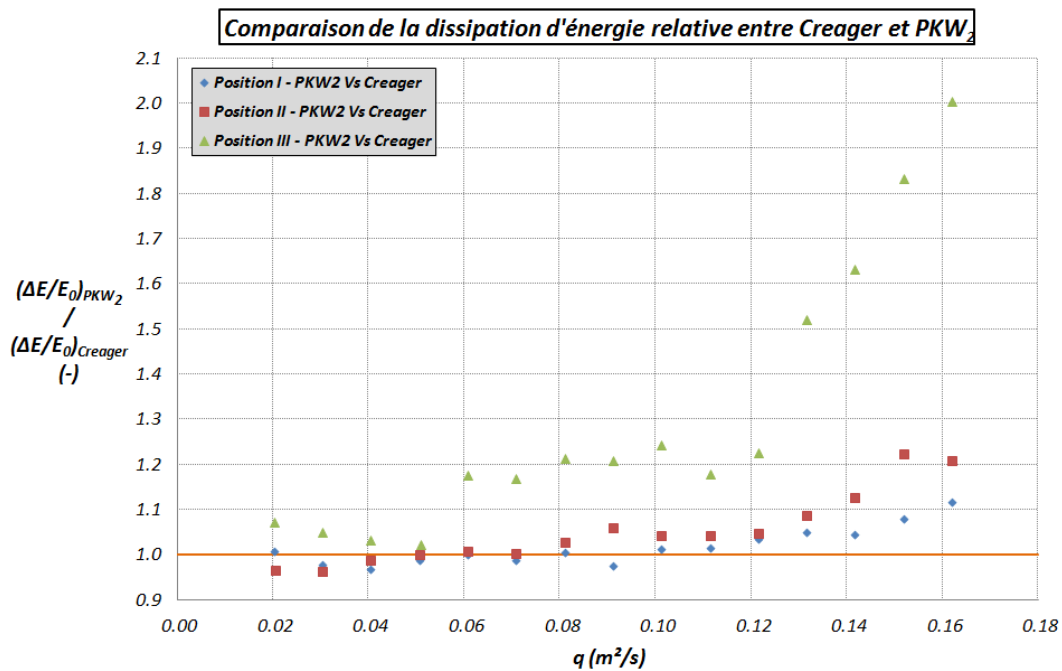
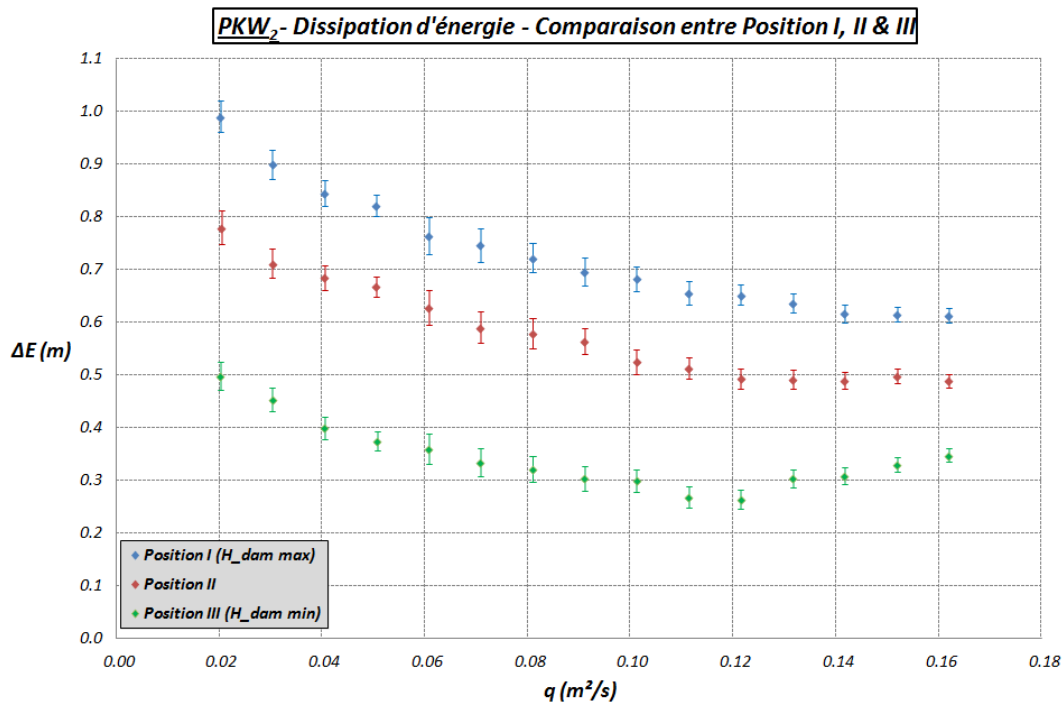


Figure 56 : influence de la longueur du coursier sur la dissipation d'énergie relative entre le seuil libre Creager et le PKW<sub>2</sub> (le petit).

Signalons que les barres d'erreur ne figurent pas volontairement sur ces graphiques car étant donné les intervalles de valeur en jeu, celles-ci étaient illisibles et n'apportaient rien de constructif.

Pour se convaincre de l'influence de la hauteur du barrage, regardons l'évolution de la dissipation d'énergie absolue ( $\Delta E = E_0 - E_p$ ) pour les différentes hauteurs de barrages dans le cas du PKW<sub>2</sub> (exemple). Nous pouvons ainsi voir à la Figure 57 que *pour une valeur donnée de débit, la dissipation d'énergie absolue sur l'ouvrage croît effectivement avec la longueur du coursier (III → I)*. Dans l'exemple considéré, nous avons une dissipation d'énergie absolue qui double tout comme la longueur de coursier.

Notons que les tendances sont identiques pour le seuil libre standard (Creager) et le seuil PKW<sub>1</sub>.



**Figure 57 : influence de la longueur du coursier sur la dissipation d'énergie absolue dans le cas du seuil PKW<sub>2</sub> (le petit).**

#### 4.4.4 Influence de la géométrie du seuil PKW

Concentrons-nous sur la comparaison entre les deux géométries de déversoirs en touches de piano, qui pour rappel, sont semblables à un facteur géométrique près (voir page 35).

Si nous regardons de la Figure 58 à la Figure 60, de manière générale, les évolutions sont identiques en fonction du débit, par contre, l'avantage en termes de dissipation d'énergie relative totale, revient au PKW<sub>1</sub> (le plus imposant des deux).

**Si nous prenons le cas du PKW<sub>1</sub> (le grand)**, nous avons pour les positions *I* et *II* (Figure 58 et Figure 59), des comportements analogues. Par contre, pour la position *III* (Figure 60), nous avons un comportement atypique. En effet, pour les valeurs de débit spécifiques supérieures à  $q = 0,05$  l/s, nous n'avons plus l'évolution exponentielle décroissante, mais plutôt, une dissipation d'énergie relative qui semble se stabiliser vers une constante (0,60 – 0,55). Cette tendance est encore plus visible si nous regardons l'évolution de la dissipation d'énergie absolue entre les trois hauteurs de barrages testées (Figure 61).

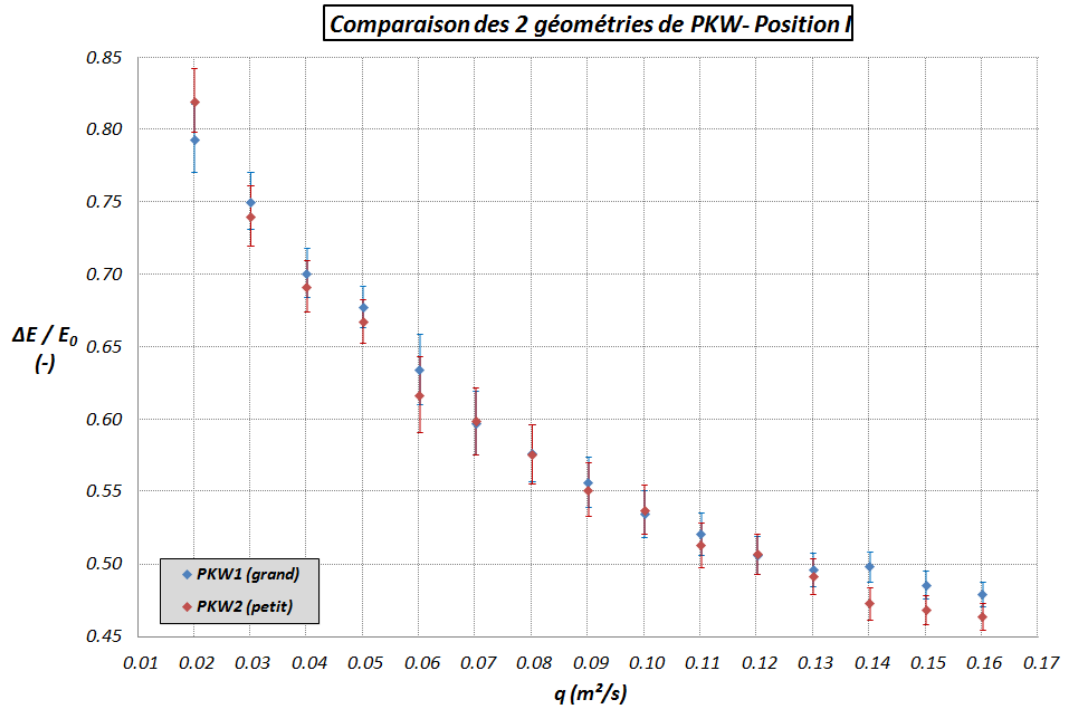


Figure 58 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre les deux géométries de PKW – Position I.

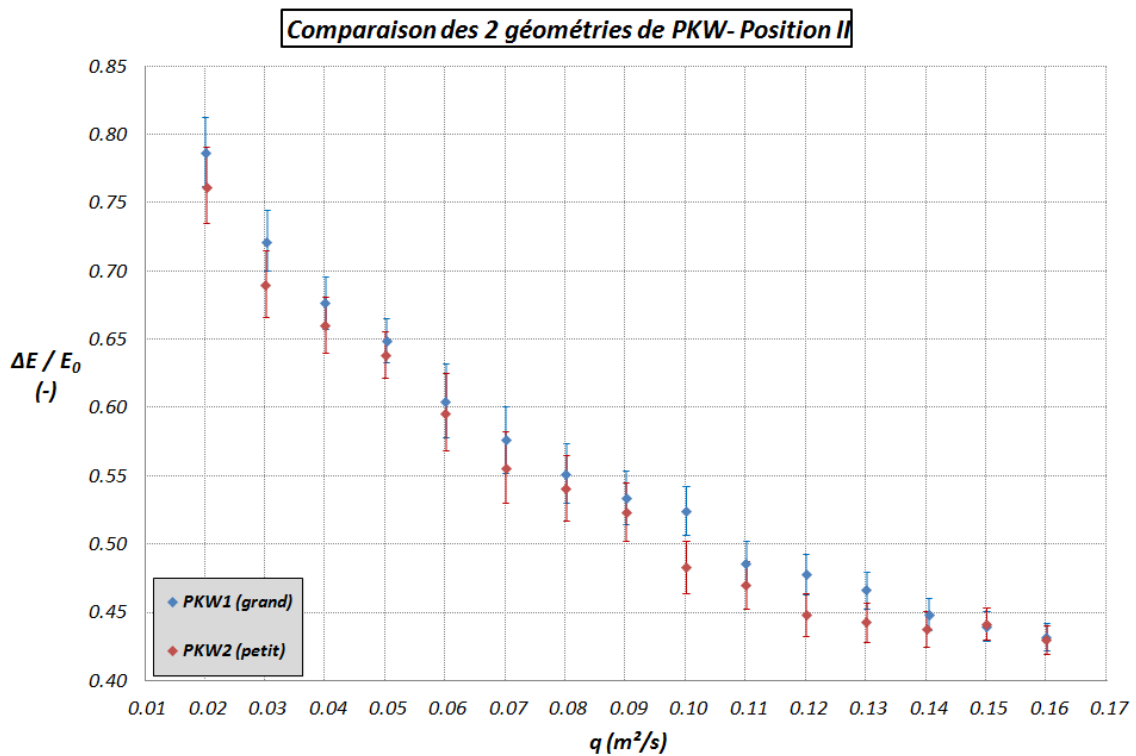


Figure 59 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre les deux géométries de PKW – Position II.

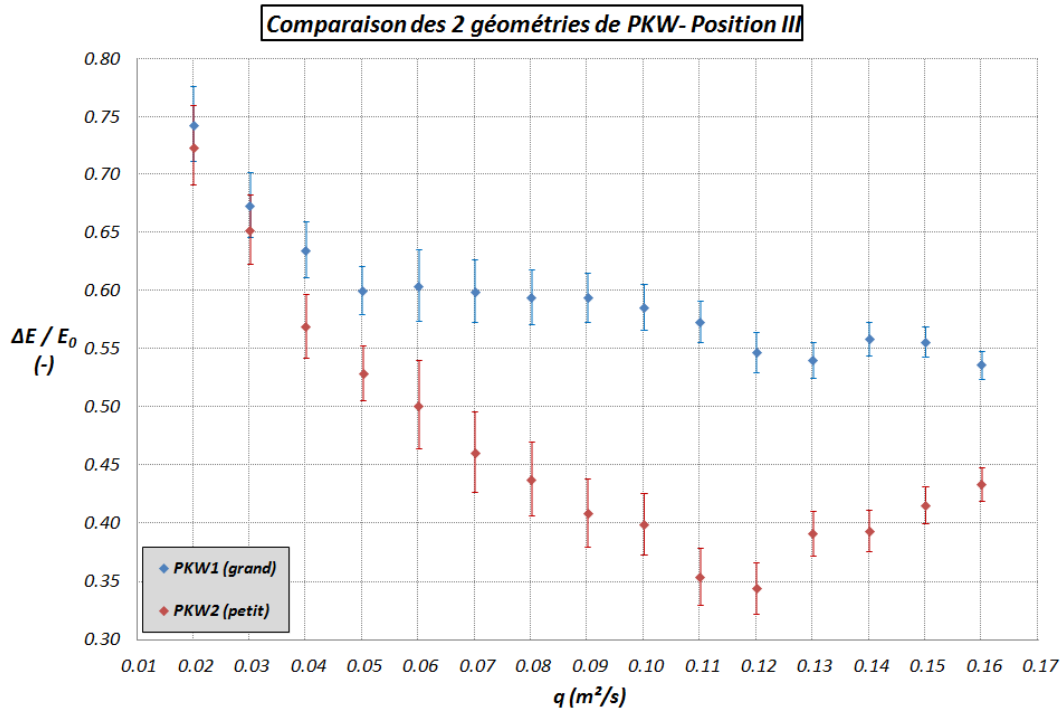


Figure 60 : comparaison de la dissipation d'énergie relative entre les deux géométries de PKW – Position III.

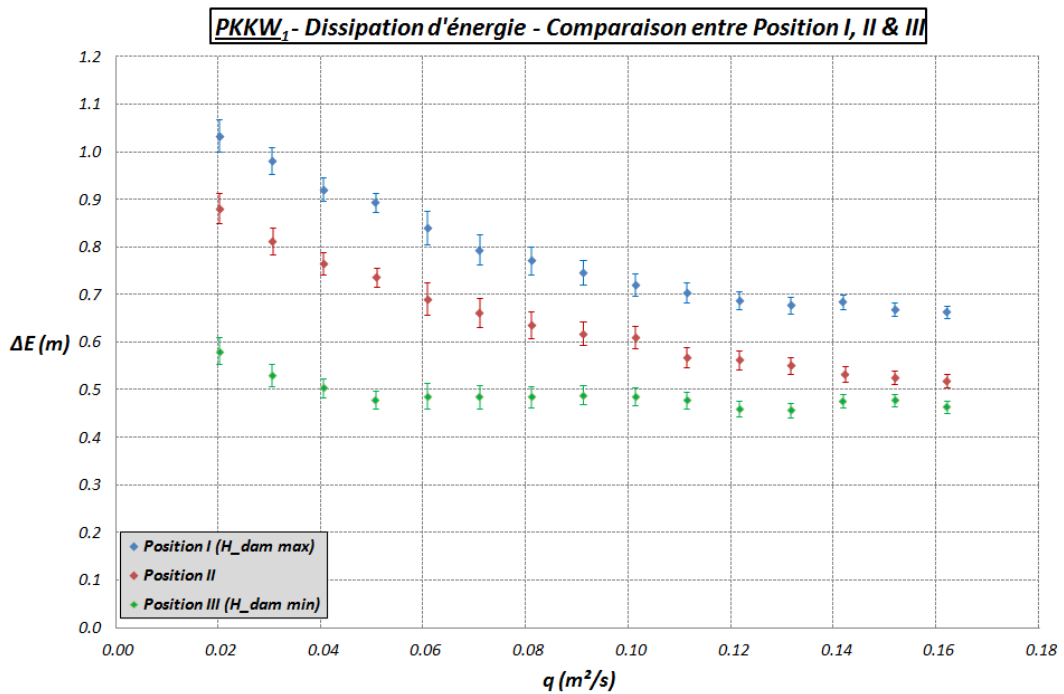
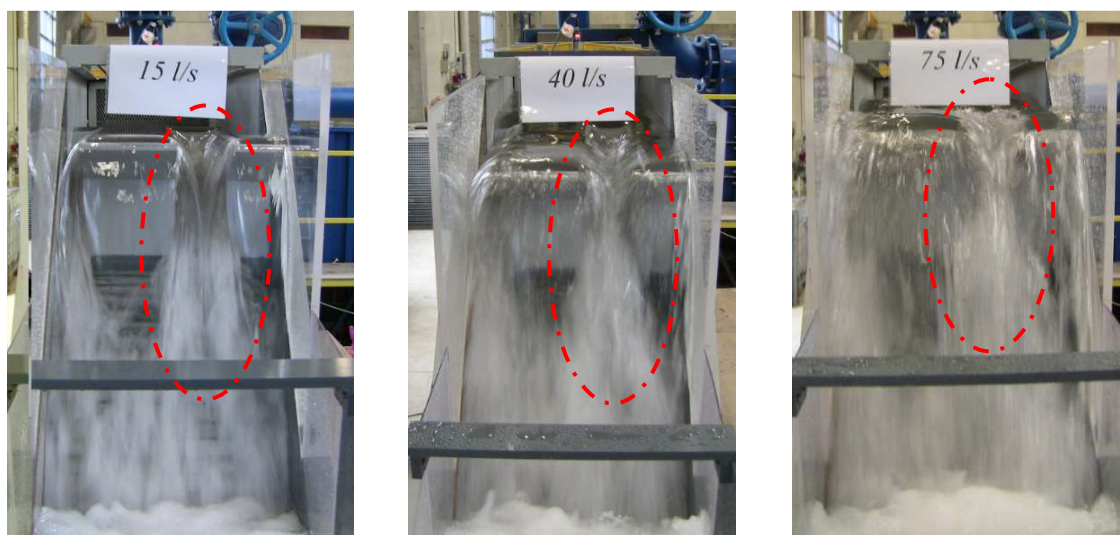


Figure 61 : évolution de la dissipation d'énergie absolue dans le cas du seuil PKW₁ en fonction de la position (I, II ou III).

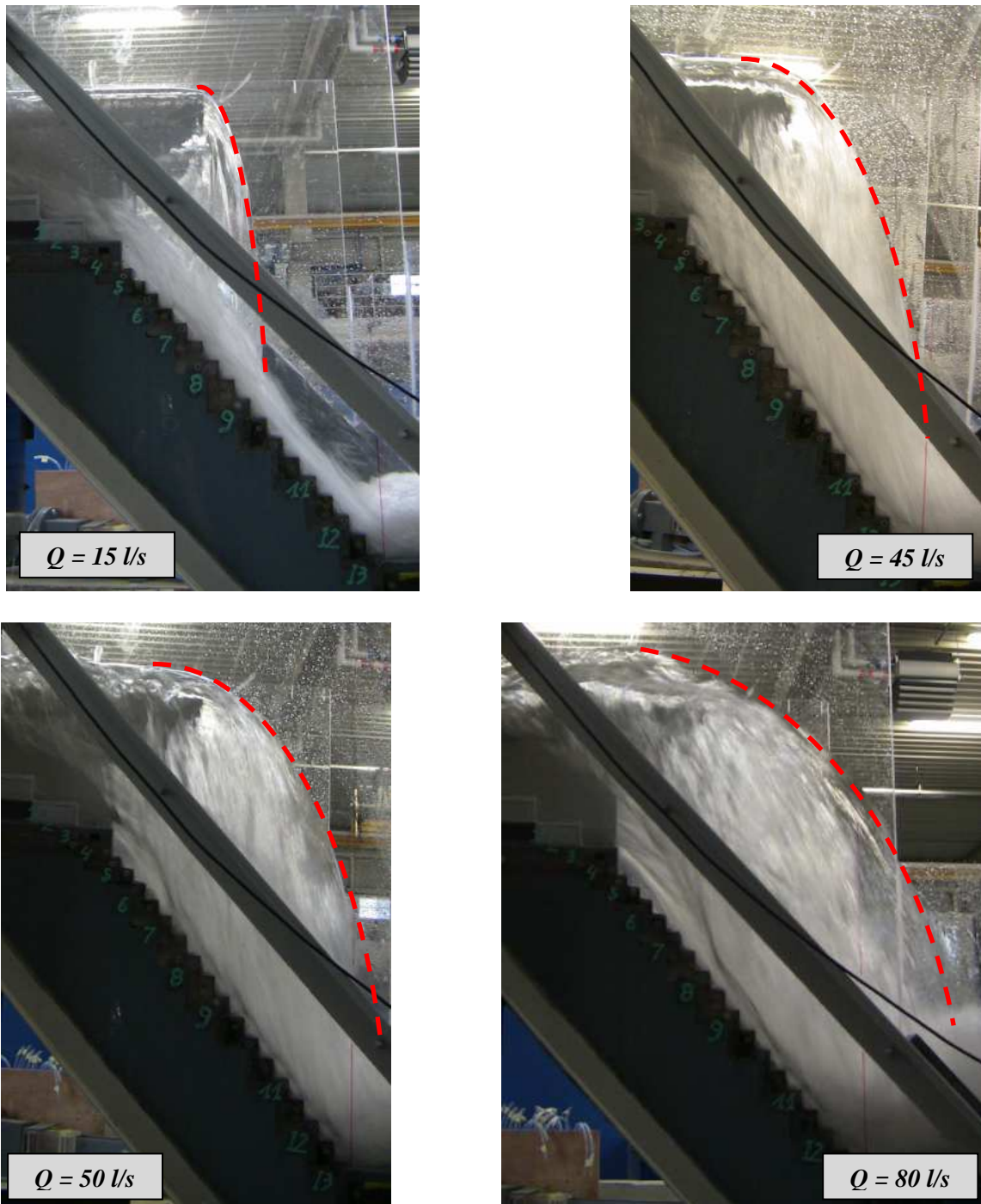
Ce comportement atypique pour le grand PKW (PKW<sub>1</sub>) avec la position *III* pourrait trouver son explication dans différents phénomènes :

- la fiabilité des mesures pour cette configuration du modèle (grand PKW et longueur de coursier minimale) est réduite, suite à la difficulté de l'application du critère visuelle du positionnement de ressaut décrit précédemment à la page 55. En effet, comme nous pouvons nous en convaincre aux photos de la Figure 63, dès que le débit testé dépasse 45 l/s, les nappes provenant des inlets du déversoir impactent en pied du chenal aval horizontal (et non le coursier). Dès lors, ceci soulève la question de la fiabilité du positionnement du ressaut (et donc des résultats) pour cette configuration du modèle et les valeurs de débits correspondantes. C'est pourquoi, **ces résultats atypiques sont à considérer avec un esprit critique** ;
- le fonctionnement du PKW suivant la valeur du débit injecté. En effet, en fonction de la valeur du débit, nous pouvons voir aux photos de la Figure 62, que les nappes déversantes provenant de deux inlets voisins peuvent être soit totalement distinctes jusqu'à l'impact sur le coursier (pour les petits débits), soit en interaction complète (pour les grands débits). Dès lors, il est logique de penser que ce phénomène a un impact sur le niveau de dissipation d'énergie atteint sur le seuil (et donc sur le niveau d'énergie totale sur l'ouvrage).
- l'effet du frottement sur les parois verticales en plexiglas de part et d'autre du coursier. En effet, pour les grandes valeurs de débit, le frottement de l'écoulement le long de ces parois pourrait avoir un effet sur la dissipation d'énergie. Si nous comparons, à la Figure 63, la photo relative à  $Q = 15$  l/s et celle relative à  $Q = 80$  l/s, nous voyons que la surface en contact avec l'écoulement varie du simple au double (voire au triple) sur chaque côté du coursier.

*Ces quelques remarques constituent uniquement une série de pistes pouvant être explorées en vue de comprendre et de parvenir à expliquer le comportement atypique de certains résultats expérimentaux. Il pourrait s'agir d'une perspective intéressante pour de futures études.*



**Figure 62 : déversement en aval du PKW<sub>1</sub> et Position *III* pour  $Q = 15, 40$  et  $75$  l/s.**



**Figure 63 :** vue de côté de l'écoulement pour le PKW<sub>1</sub>, Position III : supérieure gauche :  $Q = 15$  l/s - supérieure droite :  $Q = 45$  l/s - inférieure gauche :  $Q = 50$  l/s – inférieure droite :  $Q = 80$  l/s.

**Considérons à présent le cas du PKW<sub>2</sub> (le petit).** Nous avons pour les positions I et II (Figure 58 et Figure 59), des comportements analogues, alors qu'à nouveau les résultats de la position III (Figure 60), semblent être différents. En effet, pour les positions I et II, nous avons une évolution exponentielle décroissante de la dissipation d'énergie relative avec le débit. Néanmoins, nous constatons que pour les dernières valeurs de débits testés, nous avons à nouveau stabilisation de la dissipation d'énergie relative (à partir d'une valeur de débit d'autant plus faible que la hauteur de barrage est faible).

Dans le cas de la position *III* (Figure 60), il semblerait que, pour les toutes grandes valeurs de débits testés, la dissipation d'énergie aurait tendance à augmenter.

Ces comportements atypiques, observés pour le plus petit des PKW (PKW<sub>2</sub>), pourraient également trouver leurs explications dans les idées proposées ci-dessus dans le cas du grand PKW (PKW<sub>1</sub>). Remarquons que, pour le PKW<sub>2</sub>, l'interaction entre les nappes déversantes de deux inlets voisins, se produit pour de plus petits débits étant donné que la largeur des alvéoles est réduite par rapport à celle du grand PKW (PKW<sub>1</sub>).

Nous montrons les photos, analogues à celles proposées précédemment dans le cas du PKW<sub>1</sub>, à la Figure 64 pour l'interaction des nappes provenant des inlets voisins et à la Figure 65 pour l'endroit de l'impact du jet en aval du seuil.

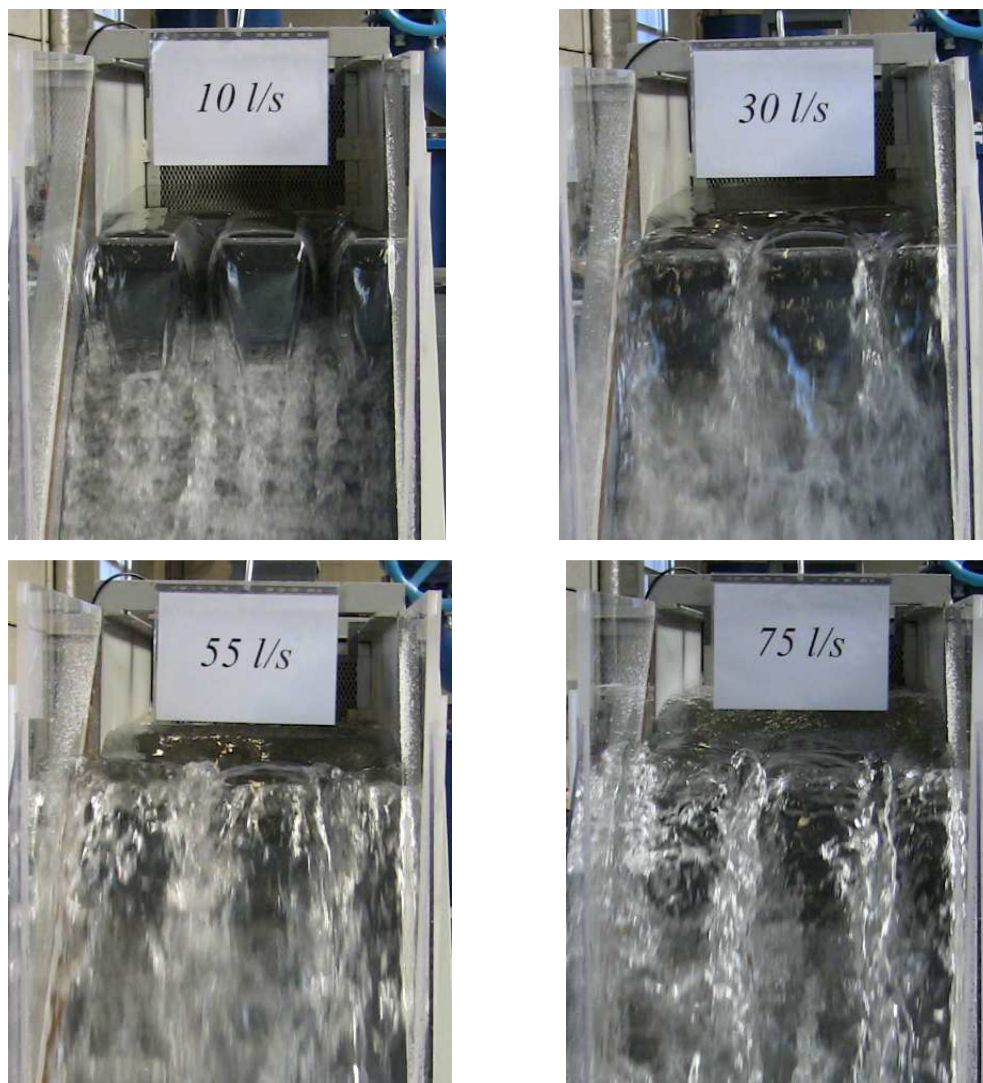
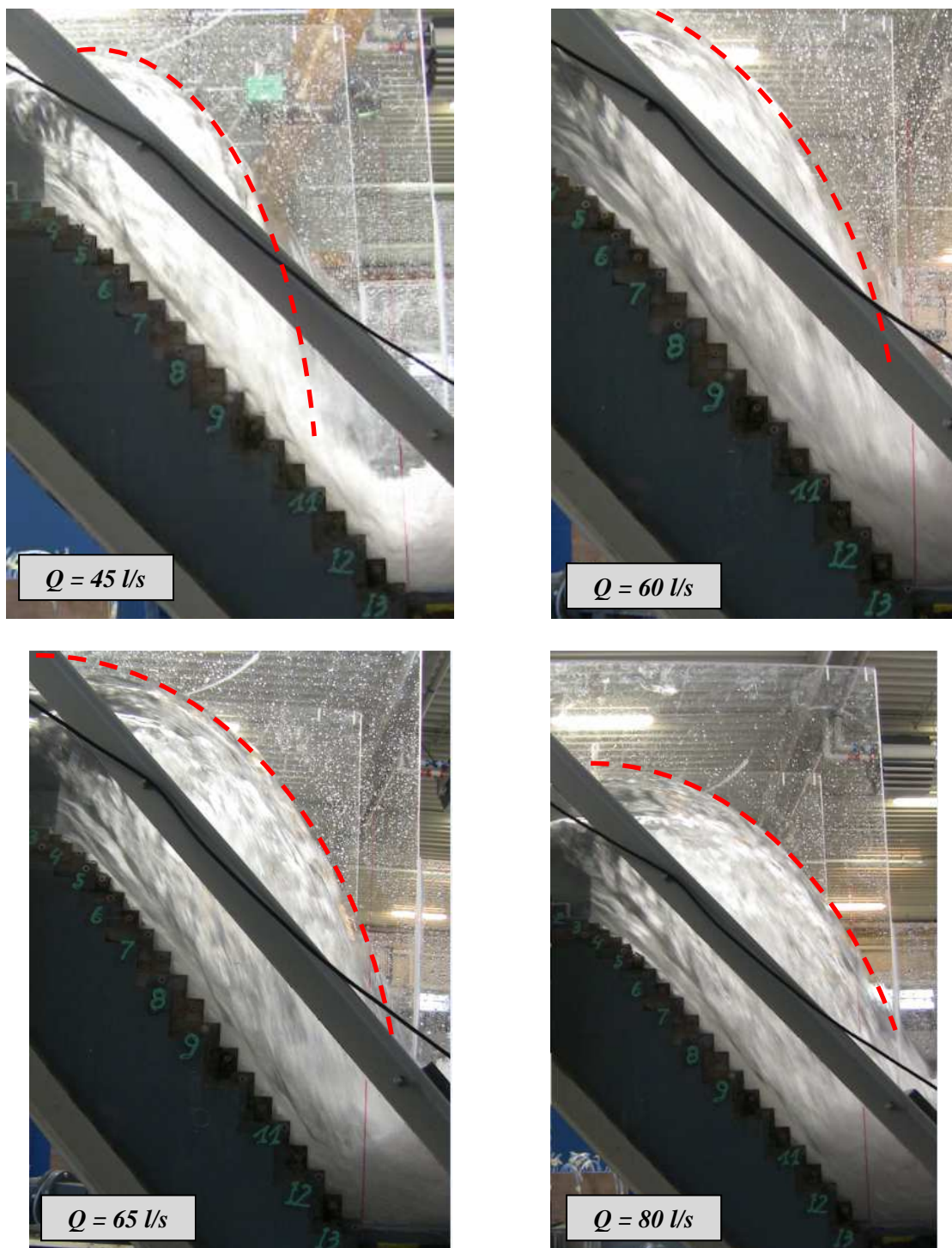


Figure 64 : déversement en aval du PKW<sub>2</sub> et Position *II* pour  $Q = 10, 30, 55$  et  $75$  l/s.



**Figure 65 :** vue de côté de l'écoulement pour le PKW<sub>2</sub>, Position III : supérieure gauche :  $Q = 45$  l/s - supérieure droite :  $Q = 60$  l/s - inférieure gauche :  $Q = 65$  l/s – inférieure droite :  $Q = 80$  l/s.

#### 4.4.5 Résumé de l'approche QUALITATIVE

Après une rapide analyse et une interprétation comparative des résultats expérimentaux, menées en quelques pages, nous pouvons affirmer que *l'hypothèse de travail justifiant la légitimité de la présente étude est correcte*. En effet, l'utilisation d'un déversoir en touches de piano en crête d'un coursier en marches d'escalier peut conduire, dans certaines situations, à des niveaux de dissipation d'énergie plus importants qu'avec un seuil libre Creager. De plus, il a été identifié que certains résultats pouvaient se révéler atypiques, ce qui peut s'expliquer par une modification du comportement de l'écoulement sur l'ouvrage, une incertitude plus élevée sur leur fiabilité (due à un positionnement difficile du ressaut en pied de coursier),... Il a également été précisé que ces explications constituaient uniquement une série de pistes pouvant être explorées en vue de comprendre le comportement atypique de certains résultats expérimentaux.

Signalons que les rapports  $H/P$  en vigueur dans l'étude n'ont jamais dépassé l'unité ( $H$  : charge au-dessus du seuil et  $P$  : hauteur verticale du seuil). Dès lors, sachant que les déversoirs en touches de piano sont généralement conçus pour travailler jusqu'à des rapports  $H/P$  allant de 1 à 3, les deux géométries de seuils PKW testées n'ont jamais connu d'écoulement à un état dit 'noyé'.

---

À présent, après avoir mené une brève analyse qualitative des résultats, nous allons passer à l'étape suivante, à savoir une **APPROCHE QUANTITATIVE** de ceux-ci.

*Le but ultime du point suivant va être de réussir à établir des relations analytiques permettant de prédire la dissipation d'énergie se produisant sur un ouvrage combinant un coursier en marches d'escalier et un déversoir en touches de piano de géométrie définie.*

En effet, à l'heure actuelle, de telles formules existent mais uniquement dans le cas d'un ouvrage combinant un coursier en marches d'escalier et un déversoir libre type Creager. Pour y parvenir, il va falloir distinguer les régimes d'écoulement (uniforme et non uniforme) ainsi que les limites pour lesquelles ils apparaissent. Il faudra également identifier les différentes contributions à la dissipation d'énergie totale sur l'ouvrage et enfin, mettre une équation sur chacune d'entre elles, à partir de considérations physiquement basées.

Notons que *dans la suite, les barres d'erreur sur les différents graphiques ne seront plus représentées*. En effet, pour réussir à établir des relations analytiques à partir de résultats expérimentaux, il est nécessaire de travailler uniquement avec un point par résultat (et pas trois : erreur enregistrée + erreur maximale, erreur enregistrée et erreur enregistrée + erreur minimale). De plus, il a été prouvé dans les sections précédentes, que même en considérant l'erreur sur les résultats, les tendances observées restaient d'application.

## 4.5 Résultats... Approche QUANTITATIVE

### 4.5.1 L'écoulement uniforme

#### 4.5.1.1 Définition de l'écoulement uniforme

Rappelons qu'un des **objectifs de départ** était d'analyser dans quelle mesure il est possible d'atteindre, plus rapidement, un écoulement uniforme sur un coursier en marches d'escalier grâce à la turbulence générée en aval d'un seuil PKW, en lieu et place d'un seuil libre standard. Pour remplir cet objectif, il est essentiel de bien définir ce qu'est l'écoulement uniforme.

*L'écoulement uniforme est un état d'équilibre de l'écoulement défini uniquement par les caractéristiques du coursier (pente, géométrie des marches) et le débit. Celui-ci est donc indépendant des conditions d'alimentation du coursier et, par conséquent, du type de seuil en crête de barrage.* Cet état d'écoulement peut être atteint à condition que la longueur du coursier soit suffisante.

Boes et Hager (2003a), proposent les relations de l'Éq.30 à l'Éq.36 pour calculer l'énergie résiduelle en fin de coursier lorsque l'écoulement uniforme s'y est installé. Signalons que cette démarche a été développée analytiquement à partir de l'équation générale des lignes d'eau et qu'elle n'est valable que pour les seuils libres standards (démonstration dans Hager et Boes (2000)). De plus, cette méthode a déjà fait ses preuves en termes de corrélation avec de nombreuses séries de résultats expérimentaux. Par conséquent, sa fiabilité est relativement élevée.

$$\frac{E_f}{E_{max}} = \left( \frac{F}{\frac{H_{dam}}{h_c} + \frac{3}{2}} \right) \quad \text{Éq.30}$$

$$E_{max} = E_0' = H_{dam} + 1,5 \cdot h_c \quad \text{Éq.31}$$

$$F = \left( \frac{f_b}{8 \cdot \sin \phi} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \cos \phi + \frac{\alpha}{2} \cdot \left( \frac{f_b}{8 \cdot \sin \phi} \right)^{\frac{-2}{3}} \quad \text{Éq.32}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f_b}} = \frac{1}{\sqrt{0,5 - 0,42 \cdot \sin(2\phi)}} \cdot \left[ 1,0 - 0,25 \cdot \log \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right) \right] \quad \text{Éq.33}$$

$$K = s \cdot \cos \phi \quad \text{Éq.34}$$

$$D_{h,w} \approx 4 \cdot R_{h,w} = 4 \cdot \frac{l_{coursier} \cdot h_{w,u}}{l_{coursier} + 2 \cdot h_{w,u}} \quad \text{Éq.35}$$

$$h_{w,u} = s \cdot 0,23 \cdot F_*^{0,65} = s \cdot 0,23 \cdot \left( \frac{q}{\sqrt{g \sin \phi} s^3} \right)^{0,65} \quad \text{Éq.36}$$

Il est également indispensable de définir une **borne permettant de dire lorsque cet écoulement uniforme est atteint**, autrement dit, un critère donnant la longueur du coursier à partir de laquelle il y a apparition de cet état d'équilibre. De nouveau, Boes et Hager (2003a), proposent une relation permettant de définir, en fonction du débit (donc de la hauteur critique  $h_c$ ) et de l'angle du coursier  $\phi$ , une **hauteur de barrage  $H_{dam,u}$  au-delà de laquelle l'écoulement uniforme sera atteint avant la fin du coursier** (Éq.37). Avec notre géométrie de coursier ( $\phi=52^\circ$ ), nous arrivons à une **hauteur relative minimale de barrage** de  $H_{dam,u} / h_c = 20,5$ . D'autres auteurs ont également étudié la question, à l'instar de Christodoulou (1999), qui propose l'Éq.38 pour calculer la longueur de coursier  $L_u$  à partir de laquelle l'écoulement uniforme est établi.

$$\frac{H_{dam,u}}{h_c} = 24 \cdot (\sin \phi)^{2/3} \cong 20,5 \quad \text{Éq.37}$$

$$L_u = \frac{8,60 \cdot q^{0,713}}{K^{0,0695} \cdot (\sin \phi)^{0,277}} \quad \text{Éq.38}$$

Si nous transposons cette dernière relation pour obtenir une forme similaire à celle de Boes et Hager (Éq.37), c'est-à-dire que nous divisons par la hauteur critique  $h_c$  (fonction du débit spécifique  $q$ ) et que nous multiplions par le sinus de l'inclinaison  $\phi$  du coursier (pour transformer la longueur de coursier en hauteur verticale  $H_{dam}$ ), nous arrivons à une **borne limite constante d'environ 18 (au lieu des 20,5 de Boes et Hager)**.

Dans la suite, nous avons décidé de considérer **comme borne limite, fixant la hauteur de barrage nécessaire pour avoir développement de l'écoulement uniforme avant la fin du coursier en aval d'un seuil libre standard, à 90% de la limite fournie par la relation de Boes et Hager (Éq.37)**, ce qui donne  $H_{dam,u} / h_c = 18,4$ . **Attention, que cette borne est valable, de manière rigoureuse, uniquement pour les données expérimentales relatives au modèle équipé du seuil libre standard !**

Comparons les résultats de la Figure 66, obtenus lors de la précédente campagne expérimentale menée par Erpicum *et al.* (2011), à cette borne (ligne orange en pointillé : 20,5 et mauve en pointillé : 18,4). Nous pouvons constater que la majorité des points se trouvent au-delà de la limite, ce qui signifie que, pour ces points, l'écoulement uniforme est atteint avant la fin du coursier. Ce graphique permet de justifier ce qui avait été annoncé au début du travail, à savoir que la longueur du coursier, lors de cette première étude, était trop importante que pour permettre de constater d'éventuelles différences entre le seuil libre et les déversoirs en touches de piano. En effet, pour cette longueur de coursier, l'écoulement uniforme étant atteint pour presque toutes les valeurs testées de débit, l'énergie résiduelle en pied de coursier était indépendante du type de déversoir en crête de barrage. C'est pourquoi, nous observons à la Figure 66 qu'aucune tendance nette, concernant la dissipation d'énergie sur l'ouvrage, ne peut être déterminée à partir de ces résultats (hypothèse : la borne, dans le cas des seuils PKW, indiquant le développement de l'écoulement uniforme avant la fin du coursier, est du même ordre de grandeur que celle pour un seuil Creager – hypothèse vérifiée par la suite).

Par contre, si nous traçons le même type de graphique, avec les résultats de la présente étude, nous arrivons à la Figure 67. Nous y constatons que le nombre de points au-delà de la limite (ligne orange en pointillé : 20,5 et mauve en pointillé : 18,4) est, cette fois-ci, nettement inférieur. En effet, pour le seuil libre standard, seuls trois points de la campagne avec le chenal dans sa position I et deux avec le chenal dans sa position II se situent au-delà de la borne limite 18,4.

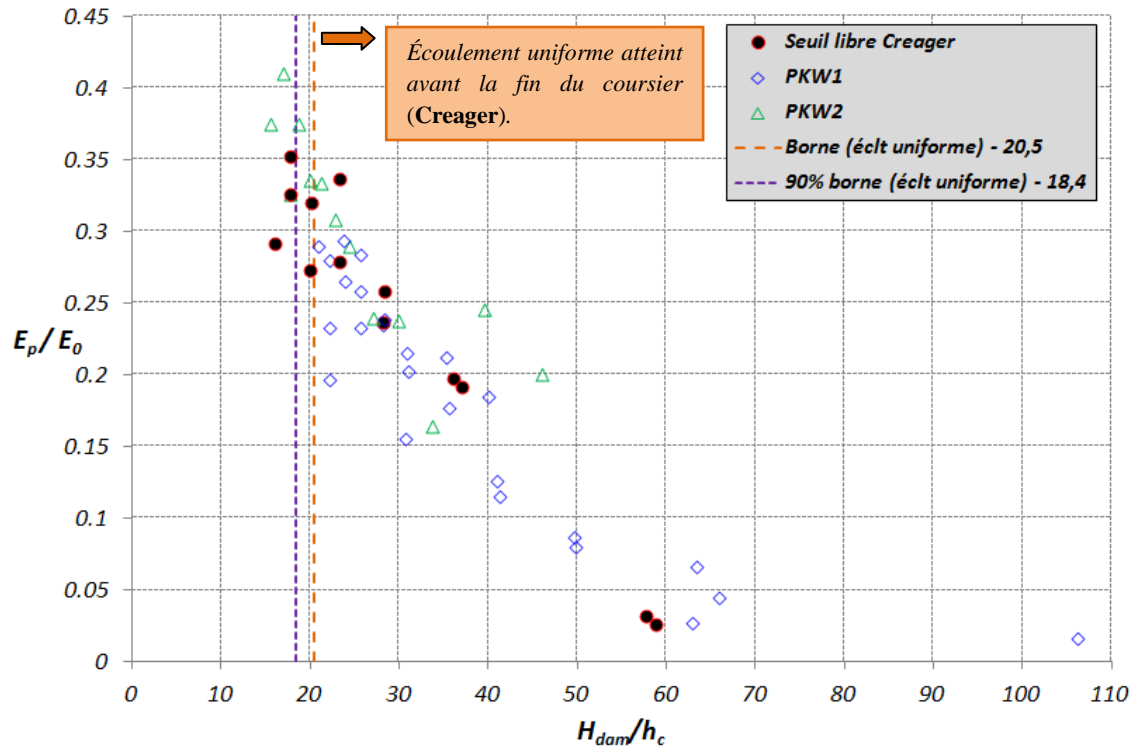


Figure 66 : résultats expérimentaux (seuil libre Creager & PKW) de la campagne d'essais menée par Erpicum *et al.* (2011) : énergie résiduelle relative en pied de coursier en fonction de  $H_{dam} / h_c$ .

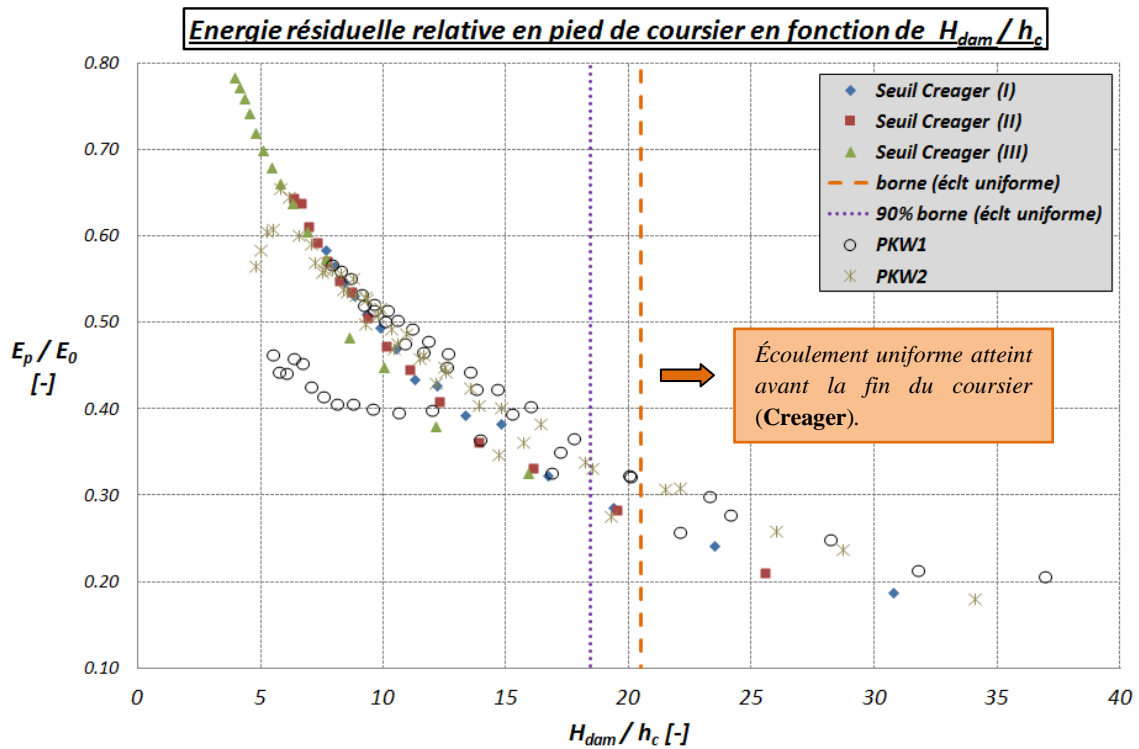


Figure 67 : résultats expérimentaux de la présente étude (seuil libre Creager & PKW) : énergie résiduelle relative en pied de coursier en fonction de  $H_{dam} / h_c$ .

#### 4.5.1.2 Comparaison de la théorie Vs expérimentale (Creager – écoulement uniforme) & Définition de la perte locale en pied de coursier due au changement de pente coursier-chenal

Le rapport  $H_{dam}/h_c$  permet de regrouper en un jeu unique de données, indépendamment de la position du chenal, l'ensemble des *données expérimentales de la présente étude, relatives aux essais sur seuil libre Creager, pour lesquels l'écoulement uniforme a été atteint avant la fin du coursier*. Dans la pratique, nous avons au total cinq points à disposition.

Si nous comparons les valeurs d'énergie résiduelle relative ( $E_p/E_0$ ) venant de l'expérimentation à celles définies par la démarche théorique décrite au point précédent, nous arrivons à la Figure 68. Nous constatons un écart significatif entre la théorie et les résultats expérimentaux. Cet écart trouve son explication dans la définition de la section où l'énergie résiduelle est calculée. En effet, dans la théorie, la formule de l'Éq.30 calcule l'énergie résiduelle en fin de coursier (mais sur le coursier !\!) alors qu'avec notre démarche expérimentale, nous calculons l'énergie résiduelle en pied de coursier au niveau du chenal horizontal. La différence entre les deux est la *perte d'énergie locale provoquée par l'impact du jet en pied de coursier lors du changement de pente coursier-chenal*. Dès lors, il est logique d'observer que l'énergie résiduelle théorique est plus importante que celle trouvée expérimentalement puisque pour cette dernière, la dissipation d'énergie due à l'impact du jet est déjà prise en compte. La relation qui traduit le phénomène est celle de l'Éq.39.

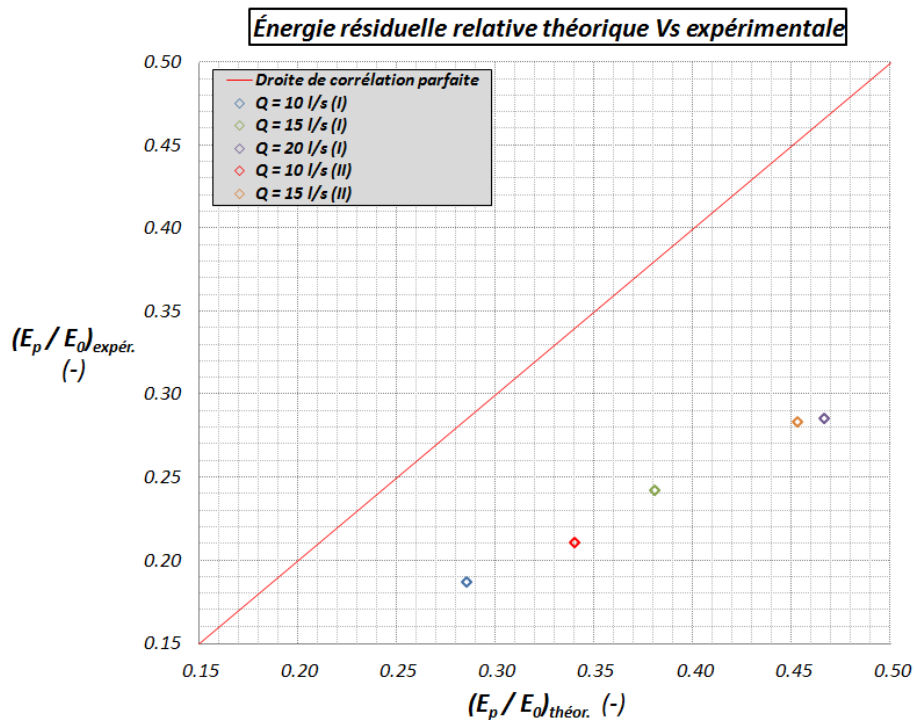


Figure 68 : énergie résiduelle relative théorique Vs expérimentale (écoulement uniforme – seuil libre Creager).

$$(E_{p,theor.} - \Delta E_{impact} = E_{p,expér.})_{uniforme} \quad \text{Éq.39}$$

Pour la suite de l'interprétation des résultats, il est bénéfique de réussir à quantifier cette **perte locale**  $\Delta E_{\text{impact}}$  *causée par l'impact du jet sur le chenal horizontal*.

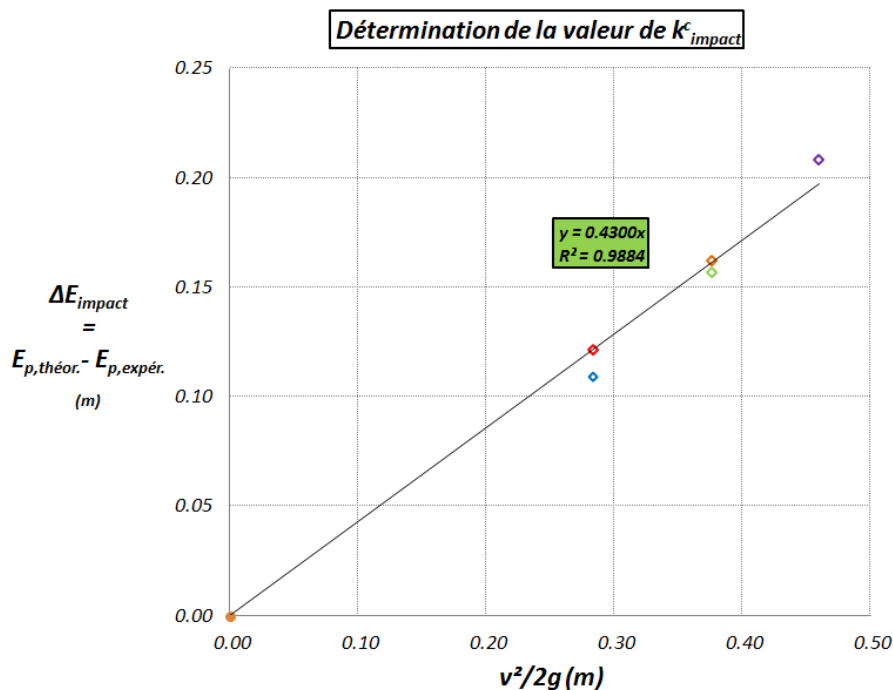
Considérons la forme classique de l'Éq.40 pour une perte locale, où la vitesse (amont à la perte) peut être calculée par l'Éq.41 ( $Q$  est le débit en  $m^3/s$ ,  $l_{\text{coursier}} = 0,494 \text{ m}$  et la hauteur uniforme  $h_{w,u}$  est donnée par l'Éq.36).

$$\Delta E_{\text{impact}} = k_{\text{impact}}^c \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{Éq.40}$$

$$v = \frac{Q}{l_{\text{coursier}} \cdot h_{w,u}} \quad \text{Éq.41}$$

Dès lors, pouvant évaluer théoriquement le terme  $v^2/2g$ , nous pouvons définir la valeur du **coefficient de perte**  $k_{\text{impact}}^c$  (constant en théorie) en traçant le graphique de ( $\Delta E_{\text{impact}} = E_{p,\text{théor.}} - E_{p,\text{expér.}}$ ) en fonction de  $v^2/2g$  (Figure 69).

En forçant le passage par l'origine des axes, pour respecter la théorie considérée, nous arrivons à une **valeur de coefficient de perte locale**  $k_{\text{impact}}^c$  **de 0,43** (pente angulaire de la droite d'interpolation linéaire passant par l'origine et les cinq points expérimentaux) relative à un coefficient de corrélation de 0,9884.

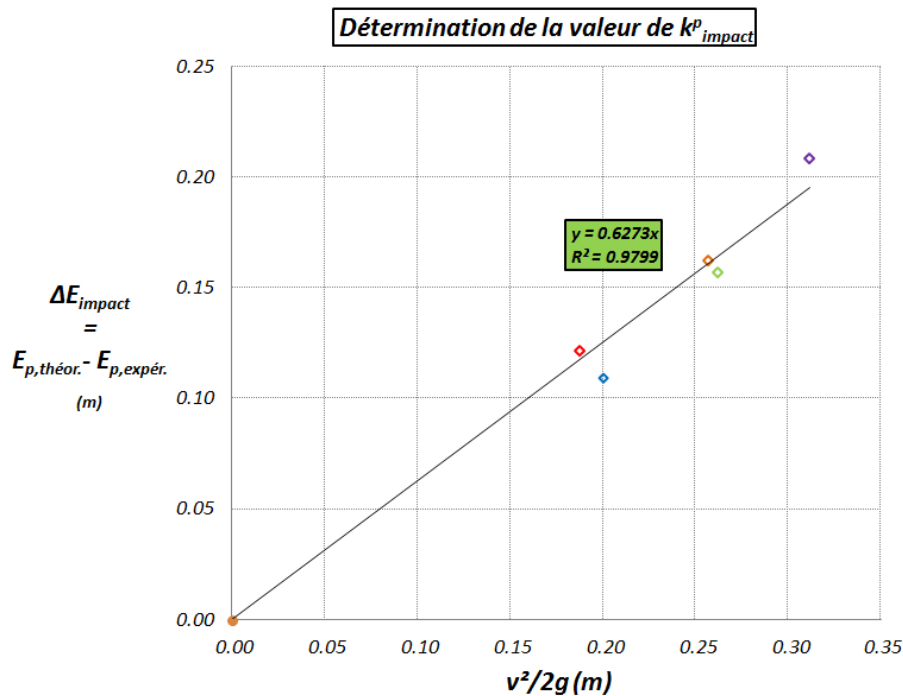


**Figure 69 : détermination de la valeur du coefficient de perte  $k_{\text{impact}}^c$  pour le calcul de la perte locale due à l'impact du jet sur le chenal horizontal, en fonction de la vitesse amont à la perte locale ( $f^u h_{w,u}$ ) (seuil Creager – écoulement uniforme).**

À présent, en vue de pouvoir estimer, à partir des données expérimentales, la perte d'énergie due au changement de pente coursier-chenal, nous allons réitérer la démarche, mais cette fois-ci, en considérant le **coefficient de perte**  $k^p_{impact}$  déterminé par rapport à la vitesse aval à la perte. Cette dernière est calculée par l'Éq.42 (au lieu de l'Éq.41) en se basant sur la hauteur d'eau en pied de coursier déterminée expérimentalement (après perte locale due à l'impact).

$$v = \frac{Q}{l_{coursier} \cdot h_p} \quad \text{Éq.42}$$

Tous les calculs faits, nous arrivons à la Figure 70 qui indique une **valeur de coefficient de perte**  $k^p_{impact}$  **de 0,6273** (pente angulaire de la droite d'interpolation linéaire passant par l'origine et les cinq points expérimentaux) relative à un coefficient de corrélation de 0,9799.



**Figure 70 : détermination de la valeur du coefficient de perte  $k^p_{impact}$  pour le calcul de la perte locale due à l'impact du jet sur le chenal horizontal, en fonction de la vitesse aval à la perte locale ( $v^2/2g$ ) (seuil Creager – écoulement uniforme).**

Remarquons que l'ordre de grandeur des coefficients de perte singulière due à un changement de pente est en accord avec les chiffres que l'on peut trouver dans la littérature pour un coude brusque en prenant l'analogie d'un écoulement sous pression dans une conduite. En effet, d'après l'ouvrage de référence en la matière, à savoir Idel'Chik (1979), nous avons dans le cas d'un coude brusque pour une canalisation carrée à parois lisses, un coefficient de perte locale  $\zeta$  égal à 0,439 (Éq.43. où  $C_1 = 1$  (section carrée),  $A$  et  $\zeta_M$  sont obtenus à partir de la courbe de la Figure 91 en fonction de  $\phi$  (Annexes).

$$\zeta = C_1 \cdot A \cdot \zeta_M = 1 \cdot 1,7 \cdot 0,258 = 0,439 \quad \text{Éq.43}$$

### 4.5.1.3 Écoulement uniforme pour les déversoirs en touches de piano

À ce stade, nous sommes en mesure, pour une configuration de barrage donnée (inclinaison, hauteur de barrage,...) de prédire l'énergie résiduelle en pied de coursier  $E_p^{uni}$  (après changement de pente coursier-chenal) dans le cas où l'écoulement uniforme apparaît avant la fin de celui-ci. Rappelons que cette énergie  $E_p^{uni}$  est indépendante du type de seuil en crête de coursier.

En effet, cette énergie résiduelle peut être calculée par la relation de l'Éq.46, où le terme de droite est calculé sur base de la hauteur d'eau  $h_p$  en pied de coursier déterminée expérimentalement et du coefficient de perte  $k_{impact}^p$  déterminé au point précédent. Les facteurs du terme de gauche ont déjà été explicités dans la section précédente, à l'exception près que l'énergie théorique amont au seuil  $E_{max}$  est calculée à partir de l'Éq.44 où la hauteur critique est déterminée par rapport à la longueur développée totale du seuil PKW (voir Éq.45).

$$E_{max} = E_0' = H_{dam} + 1,5 \cdot h_{c,PKW} \quad \text{Éq.44}$$

$$h_{c,PKW} = \sqrt[3]{\frac{q_{PKW}^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{Q}{L_{dév,PKW}}\right)^2}{g}} \quad \text{Éq.45}$$

Dès lors, connaissant, de manière théorique, la valeur de l'énergie résiduelle en pied de coursier  $E_p^{uni}$  dans le cas où l'écoulement uniforme s'est développé avant la fin de celui-ci, nous pouvons comparer celle-ci à l'énergie résiduelle en pied de coursier  $E_{p,expér}$  déterminée expérimentalement, afin d'identifier les points correspondant à l'atteinte de l'écoulement uniforme avant la fin du coursier, **dans le cas des déversoirs en touches de piano (PKW)**.

$$E_p^{uni} = E_{max} \cdot \left( \frac{F}{\frac{H_{dam}}{h_c} + \frac{3}{2}} \right) - k_{impact}^p \cdot \frac{\left(\frac{Q}{l_{coursier} \cdot h_p}\right)^2}{2g} \quad \text{Éq.46}$$

Aux figures suivantes (Figure 71 à Figure 76 - une géométrie de PKW et une hauteur de barrage par figure), les points qui s'alignent sur la droite à  $45^\circ$  correspondent à des points pour lesquels l'écoulement uniforme a été atteint avant la fin du coursier. Sur ces Figures, les points identifiés comme correspondant à l'atteinte de l'écoulement uniforme, sont représentés par des losanges évidés. Ils ont été choisis en fonction de leur position par rapport à la droite à  $45^\circ$  ainsi que suivant les tendances adoptées par les courbes de points. En effet, les premiers points s'alignent relativement bien sur la droite à  $45^\circ$  avant de diverger de celle-ci.

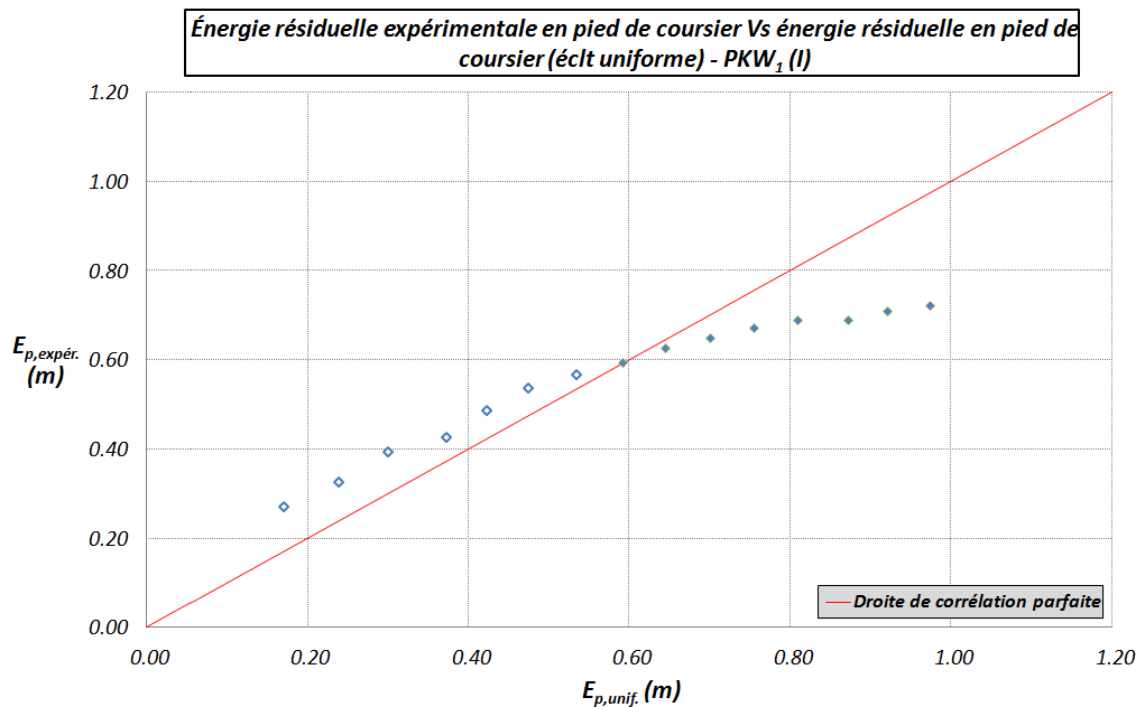
Notons que certains points correspondant à l'écoulement uniforme sont légèrement écartés de la droite de corrélation parfaite. Ceci peut s'expliquer d'une part, par la nature expérimentale des résultats, mais également par la relation analytique utilisée à l'Éq.46 pour quantifier la dissipation d'énergie en régime uniforme. En effet, cette dernière (membre de gauche) a été définie en considérant un seuil libre standard pour lequel l'uniformité du débit spécifique sur la largeur du coursier est

indiscutable, ce qui n'est pas forcément le cas pour un déversoir en touches de piano (de par la nature de l'écoulement). Néanmoins, *au vu des faibles écarts, la fiabilité des résultats et les conclusions qui en découlent ne sont pas du tout remises en cause!*

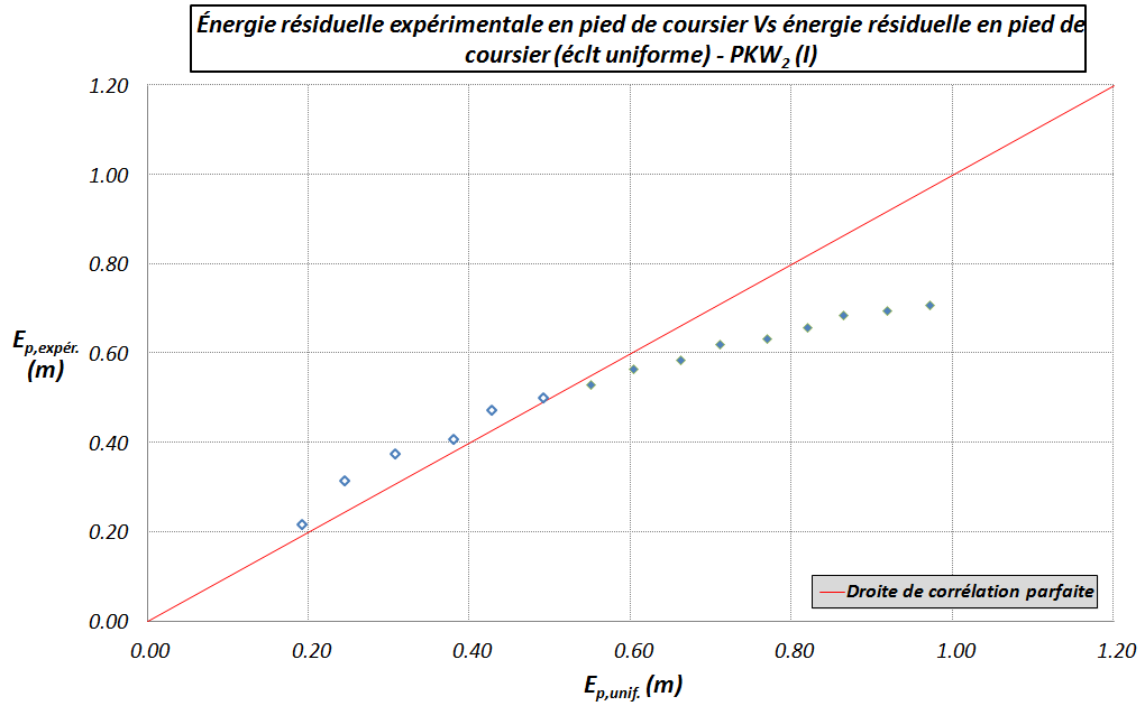
Au final, nous sommes donc capables d'identifier les points pour lesquels l'écoulement uniforme a été atteint avant la fin du coursier dans le cas des déversoirs en touches de piano. Dès lors, ceux-ci peuvent être séparés des points pour lesquels cela n'est pas le cas.

Cette démarche permet également de définir une borne limite, définissant le rapport  $H_{dam}/h_c$  pour lequel l'écoulement uniforme est atteint sur un coursier en marches d'escalier associé en crête à un déversoir en touches de piano (analogue à la borne définie pour un coursier en marches d'escalier associé à un seuil libre standard).

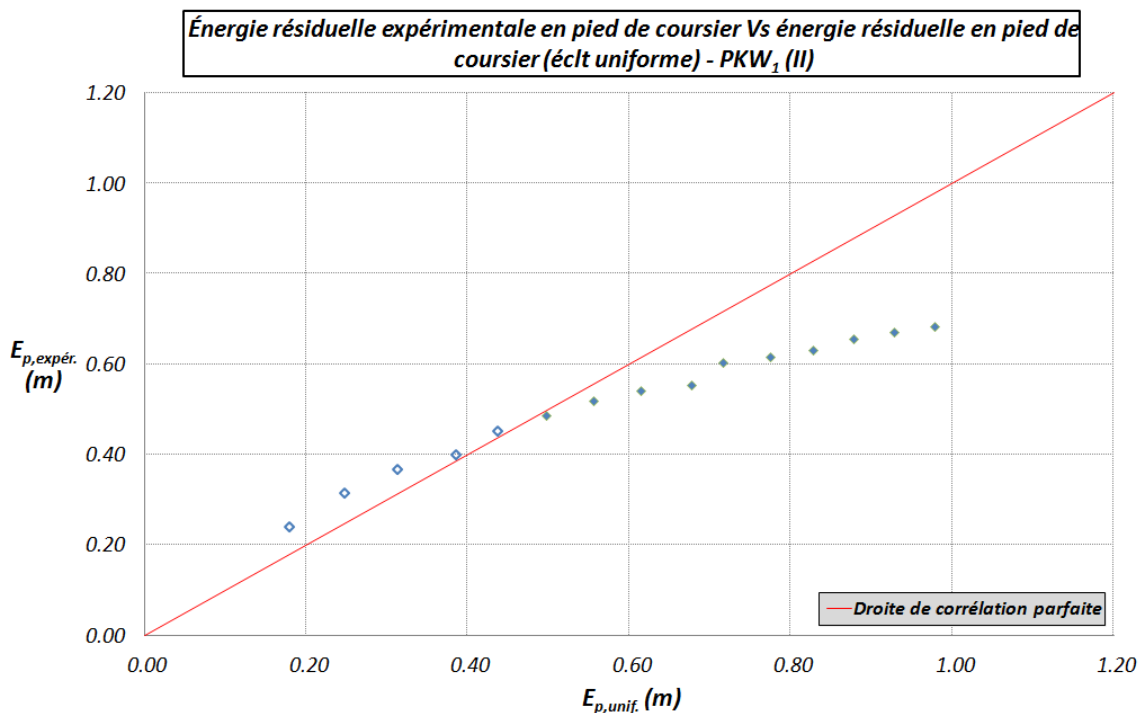
***La hauteur critique  $h_c$ , utilisée dans cette section, correspondant toujours à celle calculée par rapport à la largeur du coursier !***



**Figure 71 : énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier Vs énergie résiduelle en pied de coursier théorique – seuil PKW<sub>1</sub> & Position I (longueur maximale de coursier) – losange vide : point en écoulement uniforme ; losange rempli : point en écoulement non uniforme.**



**Figure 72 : énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier Vs énergie résiduelle en pied de coursier théorique – seuil PKW<sub>2</sub> & Position I (longueur maximale de coursier) – losange vide : point en écoulement uniforme ; losange rempli : point en écoulement non uniforme.**



**Figure 73 : énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier Vs énergie résiduelle en pied de coursier théorique – seuil PKW<sub>1</sub> & Position II (longueur intermédiaire de coursier) – losange vide : point en écoulement uniforme ; losange rempli : point en écoulement non uniforme.**

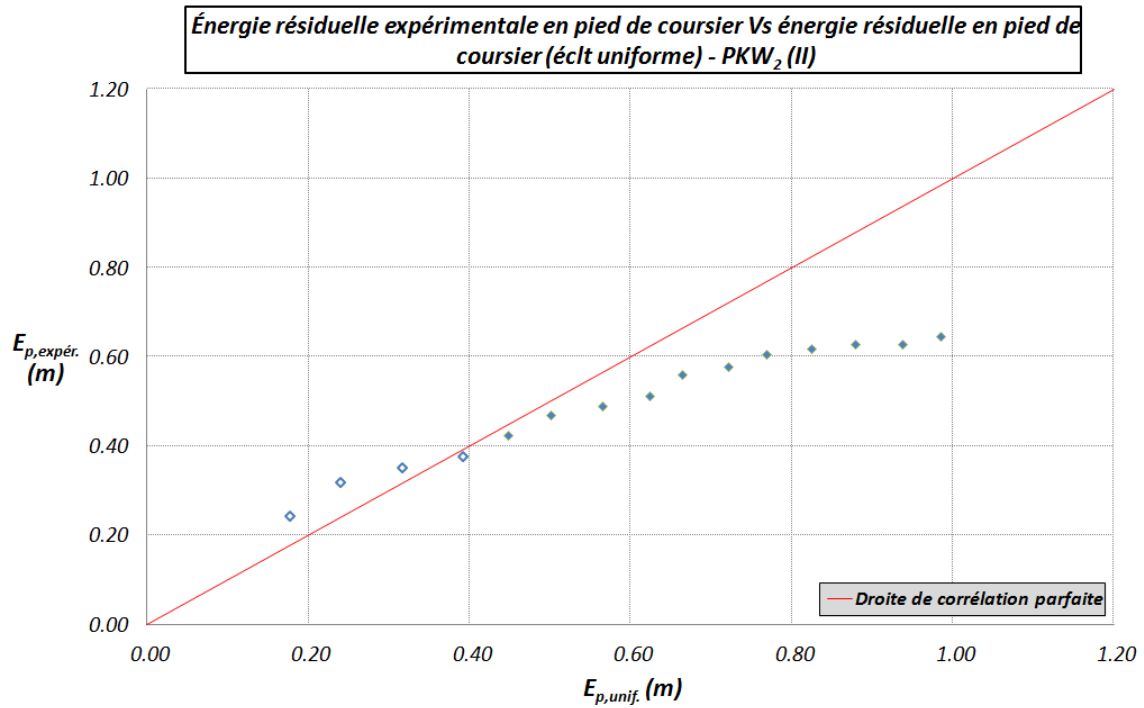


Figure 74 : énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier Vs énergie résiduelle en pied de coursier théorique – seuil PKW<sub>2</sub> & Position II (longueur intermédiaire de coursier) – losange vide : point en écoulement uniforme ; losange rempli : point en écoulement non uniforme.

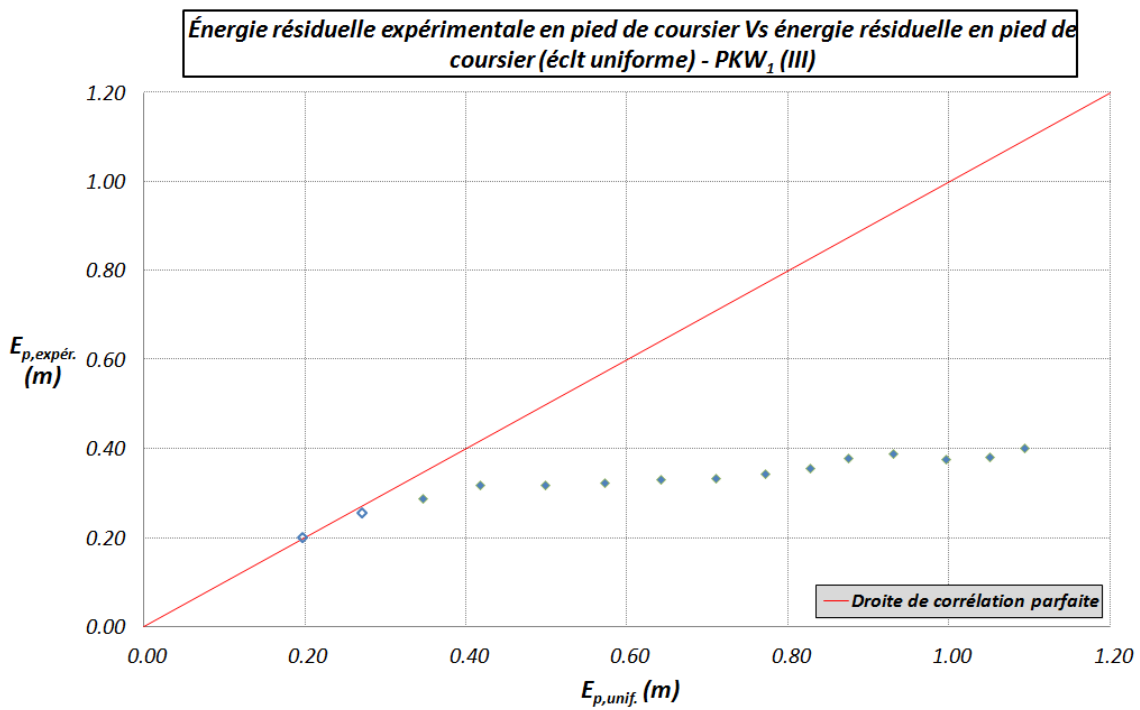
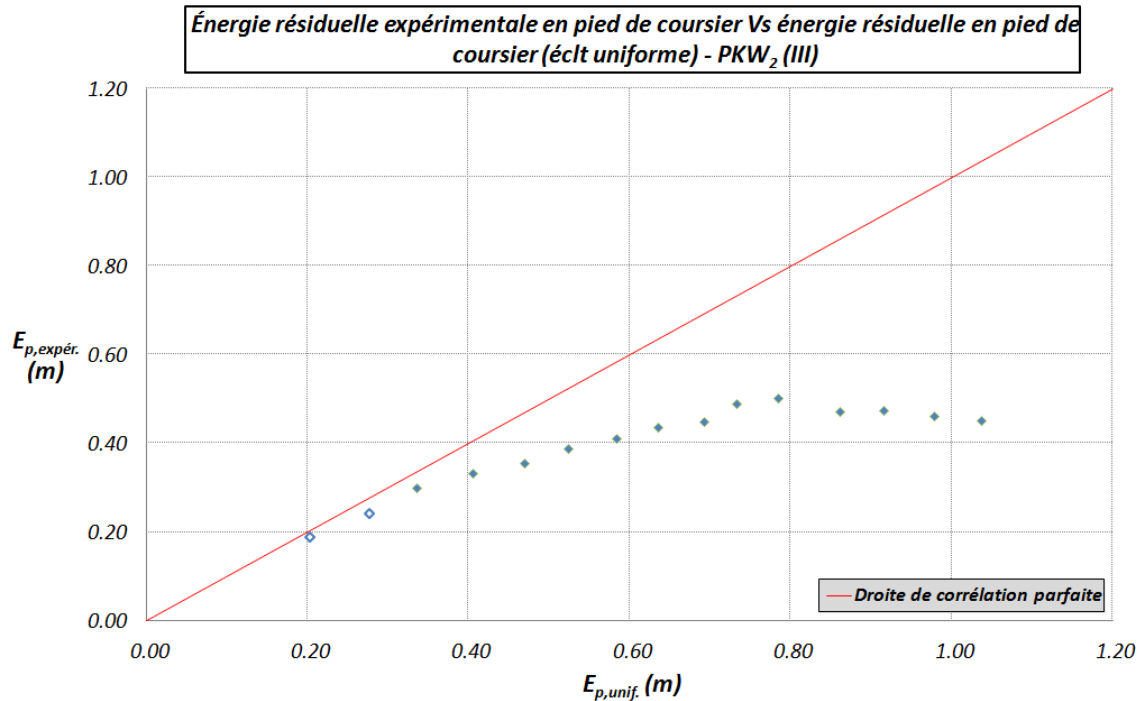


Figure 75 : énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier Vs énergie résiduelle en pied de coursier théorique – seuil PKW<sub>1</sub> & Position III (longueur minimale de coursier) – losange vide : point en écoulement uniforme ; losange rempli : point en écoulement non uniforme.



**Figure 76 : énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier Vs énergie résiduelle en pied de coursier théorique – seuil PKW<sub>2</sub> & Position III (longueur minimale de coursier) – losange vide : point en écoulement uniforme ; losange rempli : point en écoulement non uniforme.**

Pour définir le rapport  $H_{dam}/h_c$  (**hauteur critique  $h_c$  calculée sur la largeur du coursier (!)**), dans le cas d'un coursier en marches d'escalier associé en crête à un déversoir en touches de piano, pour lequel l'écoulement uniforme est atteint avant la fin du coursier, nous utilisons les résultats des figures précédentes ainsi que ceux de la Figure 77.

Sur base de cette dernière, nous observons qu'**une borne limite se dégage, située aux alentours de  $H_{dam}/h_c = 14,5$** , de manière indépendante de la géométrie du seuil PKW, à comparer avec la borne de 20,5 dans le cas d'un seuil libre standard (point 4.5.1.1 à la page 94). Nous décidons d'adopter cette valeur de 14,5 comme borne limite pour la suite du rapport.

À ce stade, nous sommes donc capables de scinder les résultats expérimentaux, relatifs à tous les seuils testés, en deux groupes distincts selon que l'écoulement uniforme ait été atteint, ou non, avant la fin du coursier.

L'étape suivante est l'étude de la dissipation d'énergie prenant place uniquement le long du coursier lorsque l'écoulement uniforme n'a pas été atteint, ce qui correspond en pratique à des valeurs  $H_{dam}/h_c$  inférieures à 20,5 dans le cas du seuil libre Creager et à 14,5 dans le cas des deux PKW.

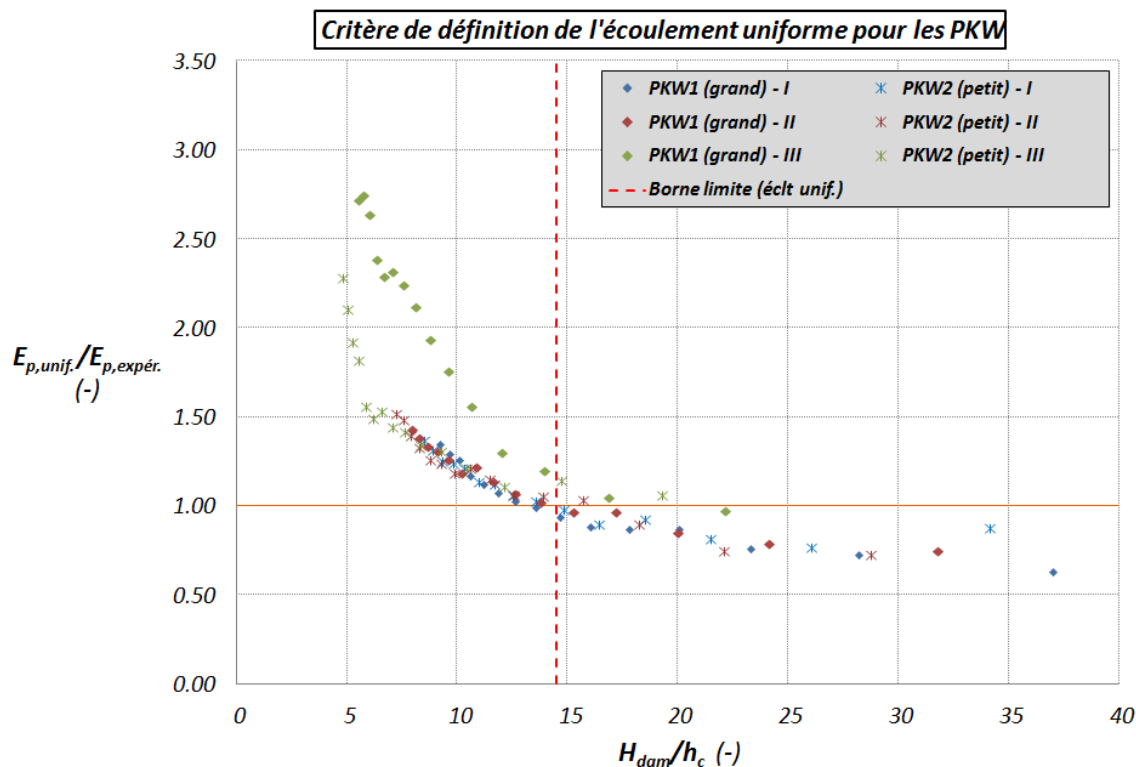


Figure 77 : critère de définition de l'atteinte de l'écoulement uniforme dans le cas d'un coursier en marches d'escalier associé en crête à un déversoir en touches de piano.

#### 4.5.2 Dissipation d'énergie le long du coursier (écoulement non uniforme)

L'objectif de ce paragraphe est de définir une formule analytique permettant de prédire la dissipation d'énergie le long du coursier *lorsque l'écoulement uniforme n'a pas été atteint avant la fin du coursier*.

##### 4.5.2.1 Démarche théorique issue de la littérature

En travaillant uniquement avec les résultats relatifs au seuil Creager, nous avons la possibilité de définir une relation analytique permettant de prédire la dissipation d'énergie se produisant uniquement le long du coursier en marches d'escalier (pertes en long). En effet, l'ensemble des théories relatives au seuil libre standard s'accordent sur le fait que le passage au niveau du seuil libre n'engendre aucune perte d'énergie (hypothèse).

Dès lors, dans notre étude expérimentale (seuil libre Creager), la dissipation d'énergie totale enregistrée entre l'amont et le pied de coursier ( $E_0 - E_{p,expér.}$ ) correspond à la somme de la perte en long sur le coursier et de la perte locale suite à l'impact lors du changement de pente coursier-chenal. En effet, la perte locale due au changement de pente peut être calculée par l'Éq.47 en connaissant expérimentalement la valeur du débit  $Q$ , la hauteur d'eau  $h_p$  en pied de coursier, le coefficient de perte locale  $k_{impact}^p$  et la géométrie du modèle ( $l_{coursier} = 0,494 \text{ m}$ ).

Par conséquent, étant en mesure d'estimer cette perte locale  $\Delta E_{impact}$ , nous pouvons déterminer une valeur expérimentale de l'énergie résiduelle en fin de coursier  $E_{f,expér.}$  (Éq.48).

$$\Delta E_{impact} = k_{impact}^p \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,6273 \cdot \frac{\left(\frac{Q}{0,494 \cdot h_p}\right)^2}{2g} \quad \text{Éq.47}$$

$$E_{f,expér.} = E_{p,expér.} + \Delta E_{impact} \quad \text{Éq.48}$$

Parallèlement, sur base de la littérature, nous avons accès à une *démarche théorique* permettant d'évaluer la dissipation d'énergie se produisant sur un coursier en marches d'escalier, toujours dans le cas d'un seuil libre Creager, mais cette fois, pour un écoulement n'ayant pas atteint son état d'équilibre (écoulement non uniforme). D'après Boes et Hager (2003), l'*énergie résiduelle théorique*  $E_{f,theor.}$  *en fin d'un coursier en marches d'escalier*, lorsque l'écoulement uniforme n'a pas été atteint, c'est-à-dire dans notre cas lorsque  $H_{dam} / h_c < 18,4$ , peut être calculée à partir de l'Éq.49, où le diamètre hydraulique  $D_{h,w}$  est déterminé à partir de la hauteur d'eau uniforme définie à l'Éq.36. L'ensemble des autres termes a déjà été défini au point 4.5.1.1 (page 94).

$$E_{f,theor.} = E_{max} \cdot \left( \exp \left[ \left( -0,045 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^{0,1} \sin \phi^{-0,8} \right) \cdot \frac{H_{dam}}{h_c} \right] \right) \quad \text{Éq.49}$$

Au final, nous sommes donc en mesure, pour les points correspondant à  $H_{dam} / h_c < 18,4$  (écoulement non uniforme – seuil libre Creager) de calculer l'énergie résiduelle théorique en fin de coursier  $E_{f,theor.}$  et de la comparer à l'énergie résiduelle en pied de coursier  $E_{p,expér.}$  obtenue expérimentalement, corrigée de la perte locale  $\Delta E_{impact}$  due au changement de pente (Éq.50).

$$(E_{p,theor.} = E_{p,expér.} + \Delta E_{impact})_{non\ uniforme} \quad \text{Éq.50}$$

Tous les calculs faits, nous arrivons aux résultats de la Figure 78.

En analysant les graphiques de la Figure 78, nous constatons que la corrélation entre la théorie et les résultats expérimentaux n'est pas très élevée. En effet, les points ne s'alignent pas sur la droite à 45° comme ils le devraient (à l'écart expérimental près!).

Cependant, la relation analytique utilisée pour calculer l'énergie résiduelle théorique en pied de coursier (Éq.49) a été définie par Boes et Hager sur base de résultats expérimentaux relatifs à un modèle légèrement différent de celui étudié dans le présent travail. En effet, les expériences de Boes et Hager ont été menées sur un coursier en marches d'escalier (sans seuil) pour lequel l'écoulement était modélisé via un système appelé 'jetbox'. Ce dernier permet de contrôler parfaitement les caractéristiques de l'écoulement injecté. Dans leur étude, les caractéristiques étaient telles que l'écoulement pouvait être associé à celui prenant place en aval d'un déversoir libre standard. Par contre, dans notre étude, le seuil libre standard est physiquement présent, ce qui peut être une première explication justifiant la dissimilitude entre la théorie et l'expérimental.

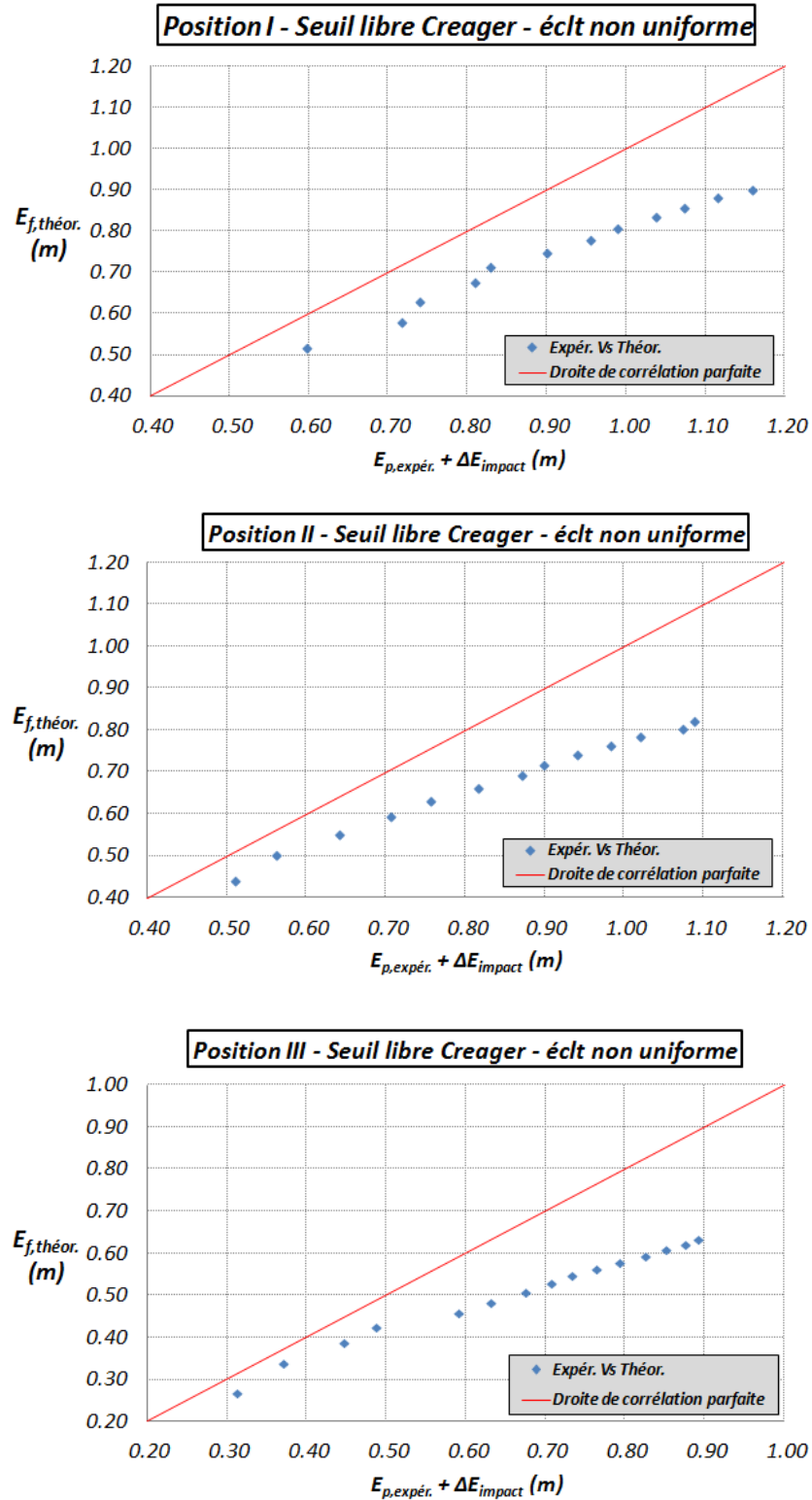
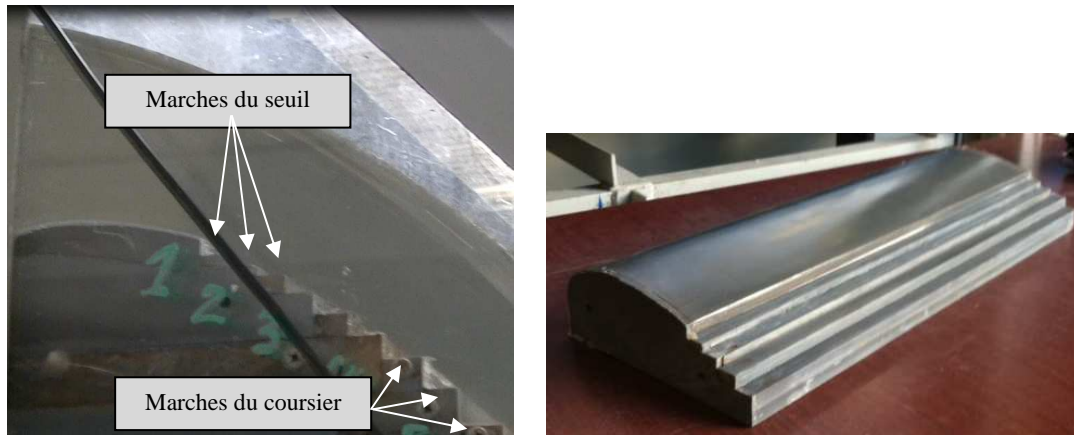


Figure 78 : corrélation entre l'énergie résiduelle théorique en fin de coursier et l'énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier corrigée de la perte locale lors de l'impact, dans le cas du seuil libre Creager (écoulement non uniforme) pour la Position I (supérieure), Position II (centre) et Position III (inférieure).

De plus, dans notre étude, les premières marches directement en aval du seuil libre Creager, ne sont pas de tailles identiques (entre elles et par rapport à celles du coursier), comme nous pouvons nous en rendre compte aux photos de la Figure 79, ce qui n'était pas le cas lors des expériences de Boes et Hager étant donné qu'il n'y avait pas de déversoir. Dès lors, ce phénomène peut également jouer un rôle dans les différences observées entre la théorie et l'expérimental.



**Figure 79 : évolution progressive de la géométrie des marches.**

Néanmoins, en regardant à nouveau les résultats de la Figure 78, nous constatons que l'agencement des points par rapport à la droite à  $45^\circ$  n'est pas complètement erratique, que du contraire. Cela signifie que les considérations physiques à partir desquelles la démarche théorique a été développée sont en accord avec les phénomènes en jeu dans notre étude. En d'autres mots, la forme générale de l'Éq.49 semble convenir.

C'est pourquoi, *au point suivant, nous allons adapter cette relation analytique théorique proposée par Boes et Hager afin qu'elle convienne dans notre cas (en incorporant l'effet de la présence et de la géométrie du seuil libre Creager utilisé lors des essais).*

#### **4.5.2.2 Dissipation d'énergie le long d'un coursier en marches d'escalier équipé d'un seuil libre Creager en crête**

En analysant la forme générale de l'équation théorique (Éq.49), nous constatons que deux paramètres portent directement sur des facteurs caractérisant la géométrie de l'ouvrage et son comportement, à savoir le  $0,1$  sur le rapport  $K/D_{h,w}$  ainsi que le  $-0,8$  sur le  $\sin \phi$ . Dès lors, il nous a semblé opportun de garder constants ces deux paramètres et de jouer sur le facteur  $-0,045$  ( $\rightarrow C_1$ ). Ce dernier peut être vu comme portant sur le rapport  $H_{dam} / h_c$ .

Or, si nous considérons ce qui a été expliqué ci-dessus concernant les légères différences de modèle entre notre approche et celle de Boes et Hager, nous pouvons sentir qu'une modification de la hauteur de barrage  $H_{dam}$  peut se justifier.

Ensuite, les premiers tests, qui ont consisté à ne jouer que sur la valeur de  $C_1$  (Éq.51), n'aboutissant pas à une valeur satisfaisante, nous avons décidé d'incorporer une autre constante  $C_2$  jouant directement sur la quantité d'énergie amont  $E_{max}$  considérée (voir Éq.52).

$$E_{f,theor.} = E_{max} \cdot \left( \exp \left[ \left( C_1 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^{0,1} \sin \phi^{-0,8} \right) \cdot \frac{H_{dam}}{h_c} \right] \right) \quad \text{Éq.51}$$

De plus, afin de valider notre approche, nous avons choisi, dans une première étape, de caler les valeurs des paramètres  $C_1$  et  $C_2$  dans la relation analytique de l'Éq.52, uniquement sur base des résultats expérimentaux venant des campagnes réalisées sur le modèle avec le chenal aval dans sa position *I* et *III* (longueurs de coursier extrêmes) et pour les points correspondant à l'écoulement non uniforme. Dans une seconde étape, nous avons utilisé les résultats expérimentaux relatifs à la position intermédiaire *II* afin de vérifier la loi analytique qui venait d'être établie.

$$E_{f,theor.} = E_{max} \cdot C_2 \cdot \left( \exp \left[ \left( C_1 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^{0,1} \sin \phi^{-0,8} \right) \cdot \frac{H_{dam}}{h_c} \right] \right) \quad \text{Éq.52}$$

Tous les calculs faits, nous sommes arrivés aux valeurs suivantes :  $C_1 = -0,06$  et  $C_2 = 1,446$ . Celles-ci ont été obtenues en utilisant un solveur dont la contrainte était la minimisation de la somme des carrés des différences relatives entre l'énergie résiduelle théorique et l'énergie résiduelle expérimentale en fin de coursier (Éq.53). La corrélation entre la formule théorique établie après calage des deux paramètres et les résultats expérimentaux est montrée à la Figure 80. Nous pouvons y observer un alignement plus que correct de l'ensemble des points par rapport à la droite à  $45^\circ$ .

$$CONTRAINTE \text{ DU SOLVEUR} = \text{minimisation} \sum \left( \frac{E_{f,theor.} - E_{f,expér.}}{E_{f,theor.}} \right)^2 \quad \text{Éq.53}$$

Ensuite, nous avons calculé, de manière théorique, sur base de l'Éq.52, l'énergie attendue en fin de coursier pour le modèle équipé du seuil Creager avec le chenal horizontal dans sa position intermédiaire *II*. Cette courbe théorique est tracée à la Figure 81 (trait continu), sur laquelle les points expérimentaux sont également présents. Nous pouvons ainsi juger de la relative bonne corrélation entre l'énergie théorique et l'énergie déterminée expérimentalement.

Dès lors, nous pouvons affirmer que la relation théorique de l'Éq.52 permet d'estimer, de manière assez précise, dans le cas de l'écoulement non uniforme, la part de dissipation d'énergie qui se produit le long d'un coursier en marches d'escalier associé en crête à un déversoir libre standard, à condition de connaître la pente  $\phi$  et la géométrie du coursier, la hauteur de barrage  $H_{dam}$ , la valeur du débit  $Q$ , la charge amont au seuil  $E_{max}$  et la taille des marches  $s$ .

Notons qu'il s'agit de paramètres classiques, que, généralement, l'on connaît ou que l'on se fixe au début d'un tel projet (barrage avec coursier en marches d'escalier).

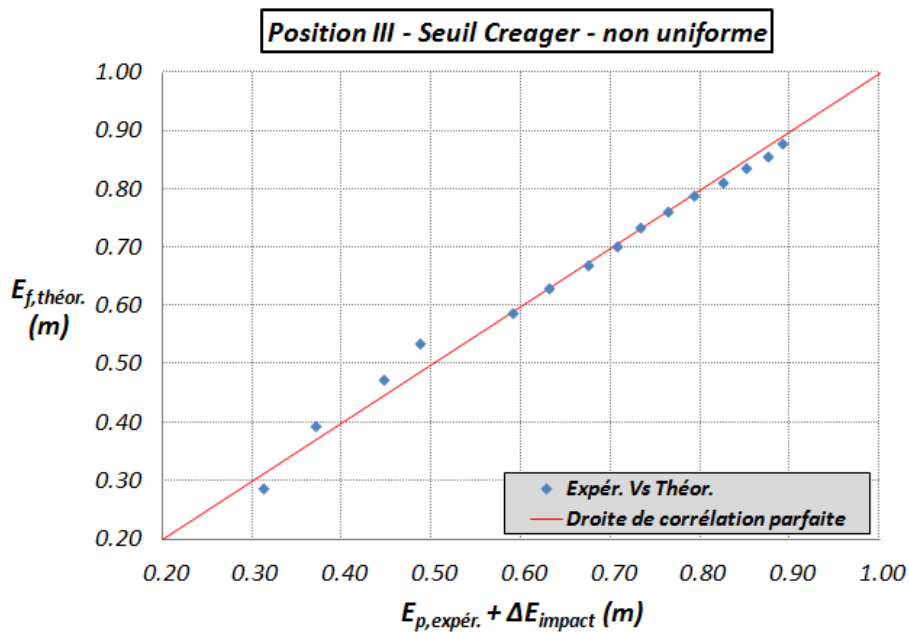
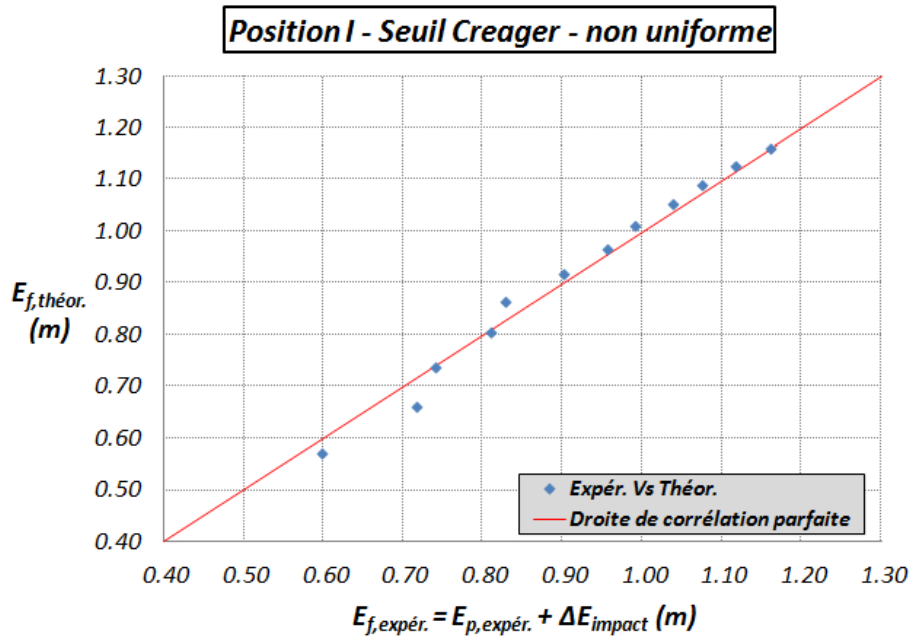
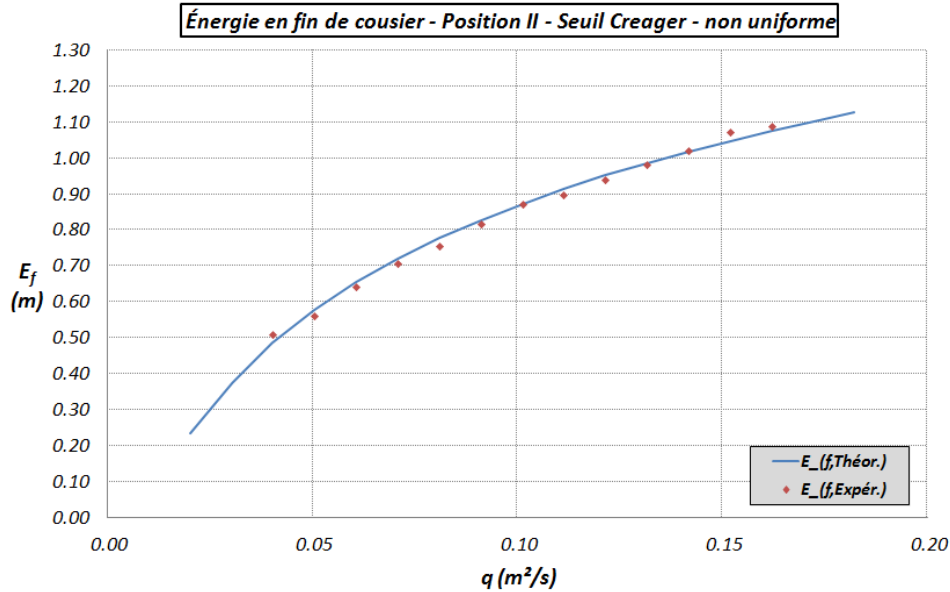


Figure 80 : comparaison entre l'énergie résiduelle théorique en fin de coursier et l'énergie résiduelle expérimentale en pied de coursier corrigée de la perte locale lors de l'impact, dans le cas du seuil Creager : *supérieure* : position I et *inférieure* : position III.



**Figure 81 : comparaison entre l'énergie résiduelle théorique  $E_{f,Théor.}$  en fin de coursier (après calage des deux paramètres) et l'énergie résiduelle expérimentale  $E_{f,Expér.}$  en pied de coursier corrigée de la perte locale lors de l'impact, dans le cas du seuil Creager et de la position intermédiaire II.**

Au final, nous proposons la *méthode de calcul suivante* (Éq.54 à Éq.59) qui permet, à partir de quelques paramètres (voir ci-dessus), de prédire la dissipation d'énergie  $\Delta E_{Creager}$  se produisant sur un ouvrage composé d'un coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un seuil libre Creager lorsque  $H_{dam}/h_c < 20,5$  (écoulement non uniforme) (seuil de géométrie analogue à celle utilisée dans l'étude). Au besoin, les différentes notations sont explicitées au tableau à la page 130.

$$\Delta E_{Creager} = E_0 - E_0 \cdot 1,446 \cdot \left( \exp \left[ \left( -0,06 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^{0,1} \sin \phi^{-0,8} \right) \cdot \frac{H_{dam}}{h_c} \right] \right) \quad \text{Éq.54}$$

$$E_0 = H_{dam} + 1,5 \cdot h_c \quad \text{Éq.55}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(Q/l_{coursier})^2}{g}} \quad \text{Éq.56}$$

$$K = s \cdot \cos \phi \quad \text{Éq.57}$$

$$D_{h,w} \approx 4 \cdot R_{h,w} = 4 \cdot \frac{l_{coursier} \cdot h_{w,u}}{l_{coursier} + 2 \cdot h_{w,u}} \quad \text{Éq.58}$$

$$h_{w,u} = s \cdot 0,23 \cdot F_*^{0,65} = s \cdot 0,23 \cdot \left( \frac{q}{\sqrt{g \sin \phi} s^3} \right)^{0,65} \quad \text{Éq.59}$$

### 4.5.2.3 Dissipation d'énergie le long du coursier en aval d'un seuil PKW

L'étape suivante aurait logiquement été l'étude de la dissipation d'énergie  $\Delta E_{long}$  qui prend place uniquement le long du coursier en marches d'escalier en aval d'un seuil PKW (écoulement non uniforme), en vue d'établir une formule analytique permettant de la calculer. En effet, lorsque le modèle est équipé en crête d'un des deux déversoirs en touches de piano, la dissipation d'énergie totale entre l'amont et le  pied  du coursier vient de l'addition de trois contributions, à savoir :

- [1] la dissipation d'énergie locale lors du passage de l'écoulement sur le seuil PKW (principalement due à l'interaction des nappes et à l'impact, sur le coursier, des nappes déversant en aval des inlets) ;
- [2] la dissipation d'énergie le long du coursier en marches d'escalier ;
- [3] la dissipation d'énergie locale lors de l'impact de l'écoulement suite au changement de pente coursier-chenal aval horizontal.

Dès lors, pouvant calculer [2] et [3] et connaissant expérimentalement la valeur de l'énergie amont  $E_0$  ainsi que la valeur de l'énergie résiduelle  $E_{p,expér.}$  en pied de coursier (écoulement non uniforme), nous aurions été en mesure, par la relation de l'Éq.60, de déterminer **la perte d'énergie  $\Delta E_{PKW}$  provoquée par le passage de l'écoulement sur le déversoir en touches de piano**. De là, une loi analytique aurait pu être calée, à l'instar de ce qui a été réalisé au point précédent dans le cas du seuil libre Creager.

$$\Delta E_{PKW} = E_0 - E_{p,expér.} - \Delta E_{impact} - \Delta E_{long} \quad \text{Éq.60}$$

Le problème est que, le passage sur un déversoir en touches de piano ayant une influence sur l'énergie, nous n'avons pas accès à un ensemble de résultats expérimentaux donnant les valeurs de dissipation d'énergie  $\Delta E_{long}$  uniquement le long du coursier (comme c'était le cas pour le seuil libre Creager puisque l'hypothèse d'une dissipation d'énergie nulle lors du passage sur le seuil, avait été prise en accord avec de nombreuses théories). Dès lors, **il nous était impossible, dans le cas des PKW, de caler une loi analytique donnant uniquement la contribution de la dissipation d'énergie le long d'un coursier en marches d'escalier en aval d'un seuil PKW**.

C'est pourquoi, nous avons adopté une autre stratégie qui reste, néanmoins, tout aussi intéressante en termes d'applicabilité future. Cette stratégie va être explicitée au point suivant.

### 4.5.3 Étude de la dissipation d'énergie sur un coursier en marches d'escalier équipé, en crête, d'un déversoir en touches de piano (PKW) – (écoulement non uniforme)

**L'idée principale de départ est de réussir à établir une loi analytique (ou plusieurs lois avec domaines de validité) permettant de calculer, à partir de la pente  $\phi$  du coursier, de la géométrie du barrage (hauteur  $H_{dam}, \dots$ ), de la valeur du débit  $Q$ , de la charge amont au seuil  $E_0$  et de la taille des marches  $s$ , l'énergie résiduelle en fin de coursier  $E_f$  pour un coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un déversoir en touches de piano (PKW), dans le cas de l'écoulement non uniforme.** Ce (ou ces) loi(s) sera (seront) calée(s) à partir des résultats expérimentaux relatifs aux seuils PKW (six jeux de données au total : deux géométries de seuils par position de chenal).

La forme générale de cette (ou ces) loi(s) devra, au moins, contenir un terme relatif à une dissipation d'énergie locale  $\Delta E_{PKW}$  provoquée par le seuil PKW (sous la forme de l'Éq.61) et une contribution de perte en long  $\Delta E_{long}$  suite au passage de l'écoulement sur le coursier en marches d'escalier. Pour cette dernière, étant donné les bons résultats obtenus, dans le cas du seuil libre Creager, avec la forme initiale proposée par Boes et Hager, nous avons décidé de repartir de celle-ci (Éq.62).

$$\Delta E_{PKW} = k \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{Éq.61}$$

$$\Delta E_{long} = E_0 - E_0 \cdot C_4 \cdot \exp \left[ C_3 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^{0,1} \cdot \sin \phi^{-0,8} \cdot \frac{H_{dam}}{h_c} \right] \quad \text{Éq.62}$$

#### 4.5.3.1 Loi analytique calée sur la totalité des résultats

Nous avons commencé par étudier le phénomène sur l'ensemble des résultats expérimentaux relatifs aux seuils de type PKW (pour l'écoulement non uniforme :  $H_{dam}/h_c < 14,5$ ). L'étape suivante a été de définir précisément chacun des paramètres apparaissant dans les deux équations ci-dessus (Éq.61 et Éq.62). Pour ce faire, il a fallu s'interroger sur la signification de chacune d'entre elles, sur leur rôle ainsi que sur les différents facteurs qui pouvaient les influencer. Après réflexion, nous avons posé que :

- la vitesse  $v$  de la perte locale  $\Delta E_{PKW}$  serait calculée avec la portion  $(1-\phi)$  de débit spécifique  $q$  qui déverse 'dans l'air' à partir des inlets (où le débit spécifique est celui sur la largeur du coursier) - Éq.63 à Éq.65. Cette hypothèse est basée sur le fait que la contribution principale de la dissipation d'énergie locale provoquée par un PKW vient de l'interaction des nappes voisines dans les inlets et de leur déversement dans l'air suivi de leur impact sur le coursier (ou dans le chenal aval). Or, le débit spécifique qui participe à ce phénomène est celui qui déverse 'dans l'air' à partir des inlets. C'est pourquoi, nous avons posé le **facteur  $\phi$  égal au rapport de la longueur développée efficace des outlets du déversoir ( $L_{q,PKW}$ ) et de sa longueur développée totale ( $L_{dev,PKW}$ )**. Celles-ci sont définies géométriquement à la Figure 82 et mathématiquement (dans notre cas) à l'Éq.67 ;
- la vitesse  $v_{IN}$  de la perte locale  $\Delta E_{PKW}$  serait calculée sur base de la hauteur critique  $h_c^{IN}$  relative à la longueur développée efficace des inlets (avec la portion  $(1-\phi)$  de débit spécifique  $q$ ) - Éq.66;

$$v_{IN} = \frac{q_{IN}}{h_c^{IN}} \quad \text{Éq.63}$$

$$q_{IN} = (1 - \phi) \cdot q \quad \text{Éq.64}$$

$$\phi = \frac{L_{q,PKW}}{L_{dev,PKW}} \quad \text{Éq.65}$$

$$h_c^{IN} = \sqrt[3]{\frac{q_{IN}^2}{g}} \quad \text{Éq.66}$$

$$L_{q,PKW_1} = (B_0 + B_b) \cdot 3 + \frac{3}{2} \cdot W_0 = 1,724 \text{ m}$$

$$L_{q,PKW_2} = (B_0 + B_b) \cdot 5 + \frac{5}{2} \cdot W_0 = 1,793 \text{ m}$$

Éq.67

$$L_{dév,PKW_1} = 2,403 \text{ m}$$

$$L_{dév,PKW_2} = 2,466 \text{ m}$$

- les termes  $K$ ,  $D_{h,w}$  et  $\phi$  sont identiques à ceux définis dans le cas du seuil Creager (p. 111) ;
- le terme  $H_{dam}$  (dans l'Éq.62) serait pris égal à la hauteur totale du barrage  $H_{dam}$  moins la hauteur verticale  $P$  du seuil PKW. En effet, ce terme correspondant à la dissipation d'énergie le long du coursier en marches d'escalier, il est donc logique d'enlever la contribution du seuil ;
- l'énergie  $E_0$  amont au seuil serait calculée à partir de l'Éq.68 où la hauteur critique  $h_{c,PKW}$  serait déterminée (Éq.69) sur base du débit spécifique  $q_{PKW}$  relatif à la longueur développée totale du déversoir (Éq.70) ;

$$E_0 = H_{dam} + 1,5 \cdot h_{c,PKW} \quad \text{Éq.68}$$

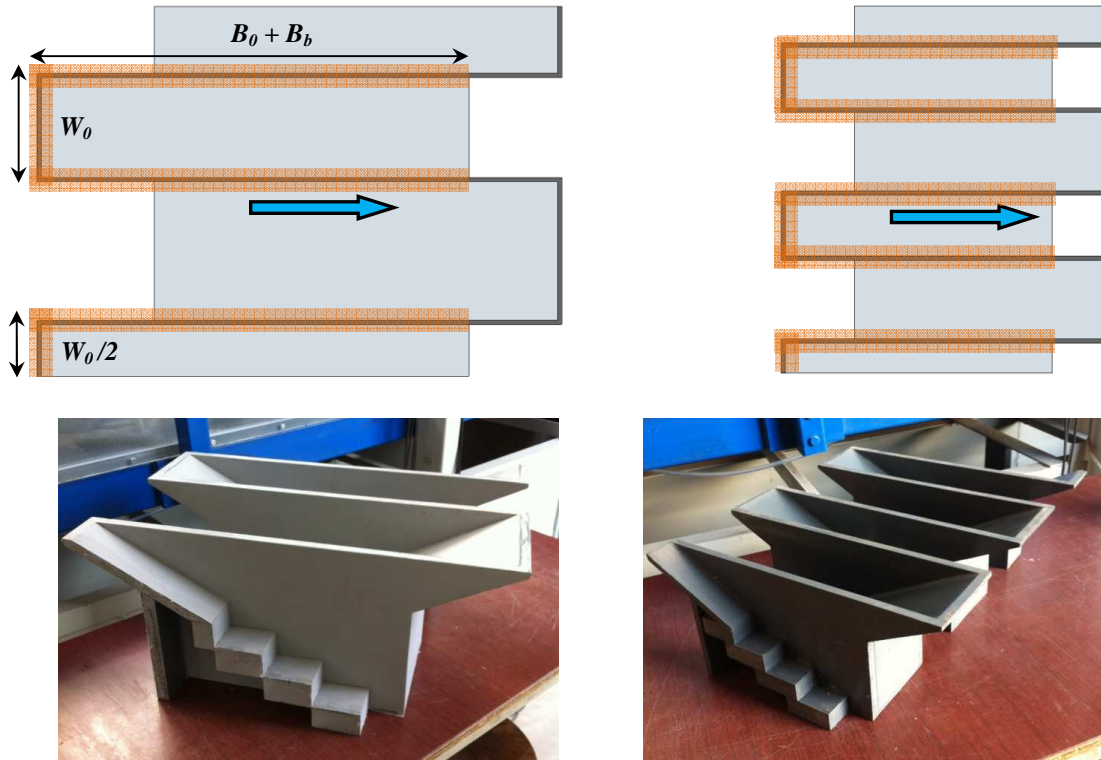
$$h_{c,PKW} = \sqrt[3]{\frac{q_{PKW}^2}{g}} \quad \text{Éq.69}$$

$$q_{PKW} = \frac{Q}{L_{dév,PKW}} \quad \text{Éq.70}$$

- la hauteur critique  $h_c^*$  (dans l'Éq.62) serait calculée par rapport à la portion ( $\varphi$ ) de débit spécifique  $q$  passant dans les outlets (Éq.71 et Éq.72). En effet, ce terme concernant la dissipation d'énergie le long du coursier en marches d'escalier, il est logique d'uniquement prendre en compte la quantité de débit qui passe sur le coursier. Or, ce dernier correspond au débit passant par les outlets (et une partie déversant des inlets directement dans ceux-ci).

$$q^* = \varphi \cdot q \quad \text{Éq.71}$$

$$h_c^* = \sqrt[3]{\frac{q^{*2}}{g}} \quad \text{Éq.72}$$



**Figure 82 : vue en plan schématique des PKW<sub>1</sub> (gauche) et PKW<sub>2</sub> (droite) – détermination des longueurs développées efficaces des outlets ( $L_{q,PKWi}$ ), surlignées en orange et des longueurs développées totales ( $L_{dév,PKW}$ ), traits gris foncé, pour la dissipation d'énergie en long (la flèche bleue indique le sens de l'écoulement sur le seuil) – voir page 35 pour la description des symboles.**

Au final, la forme de départ pour le calage d'une loi analytique sur l'ensemble des résultats expérimentaux était celle de l'Éq.73.

$$\Delta E = \left( E_0 - E_0 \cdot C_4 \cdot \exp \left[ C_3 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^{0,1} \cdot \sin \phi^{-0,8} \cdot \frac{(H_{dam} - P)}{h_c^*} \right] \right) + k \cdot \frac{v_{IN}^2}{2g} \quad \text{Éq.73}$$

Après une série de tentatives, la solution optimale qui en est ressortie est celle qui consiste à prendre les valeurs suivantes de constantes ( $N$  : nombre de points considérés pour le calage des paramètres) :

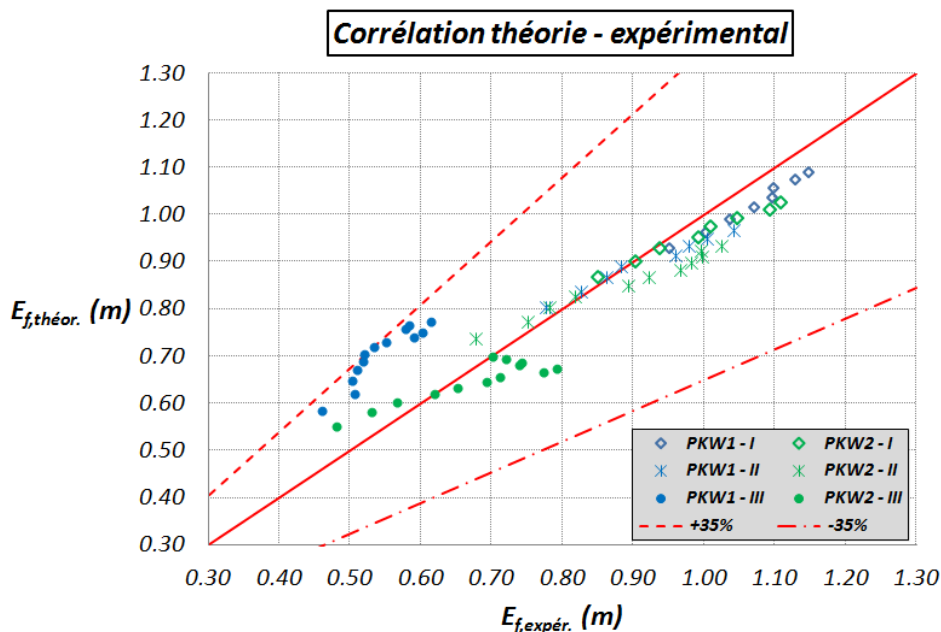
- $C_3 = -0,031$
- $C_4 = 1,1$
- $k = 0,98$
- $\varepsilon_0 = \varepsilon / N = 0,924 / 64 = 0,0144$

Ces valeurs ont été déterminées par un solveur dont la contrainte principale était la minimisation de  $\varepsilon_0$  : la somme des carrés des différences relatives entre l'énergie résiduelle théorique et l'énergie résiduelle expérimentale en fin de coursier (Éq.74). Des contraintes supplémentaires ont également été

ajoutées afin d'obliger le terme  $A$  à être plus petit ou égal à l'unité, étant donné que des valeurs de  $A$  supérieures à "1" ne sont physiquement pas possibles.

$$\text{minimisation}(\varepsilon_0) = \text{minimisation} \left( \sum \left( \frac{E_{f,\text{théor.}} - E_{f,\text{expér.}}}{E_{f,\text{théor.}}} \right)^2 \right) \quad \text{Éq.74}$$

La corrélation entre les valeurs théoriques et celles obtenues lors des essais expérimentaux est montrée à la Figure 83. Nous voyons que l'erreur sur les résultats est conséquente puisqu'elle est de  $\pm 35\%$ . De plus, l'allure décrite par les points correspondant aux essais pour la longueur minimale de coursier (*III*), n'est pas tout à fait linéaire et ne s'aligne pas sur une droite parallèle à la droite de corrélation parfaite.



**Figure 83 : corrélation entre la théorie et l'expérimental lors du calage d'une loi analytique, à partir de la forme de départ de Boes et Hager, concernant la dissipation d'énergie sur le coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un seuil de type PKW.**

L'équation utilisée ne convient donc pas tout à fait. Néanmoins, la disposition des points par rapport à la droite à  $45^\circ$  n'est pas totalement erratique, ce qui signifie, à nouveau, que la forme générale de l'équation n'est pas totalement farfelue. Nous pouvons nous en convaincre en superposant sur un graphique, en fonction du débit spécifique, l'énergie résiduelle théorique en fin de coursier, tracée à partir de l'Éq.73 et des valeurs de constantes déterminées, et l'énergie résiduelle en fin de coursier déterminée expérimentalement.

Nous montrons à la Figure 84 ces graphiques dans le cas du PKW<sub>2</sub> & position *I*, PKW<sub>1</sub> & position *II* et enfin le PKW<sub>1</sub> & position *III*. Comme annoncé par la corrélation à la Figure 83, les différences entre la théorie et les résultats expérimentaux peuvent être assez élevées. Par contre, nous voyons bien que les tendances décrites par les courbes théoriques sont analogues à celles suivies par les points expérimentaux.

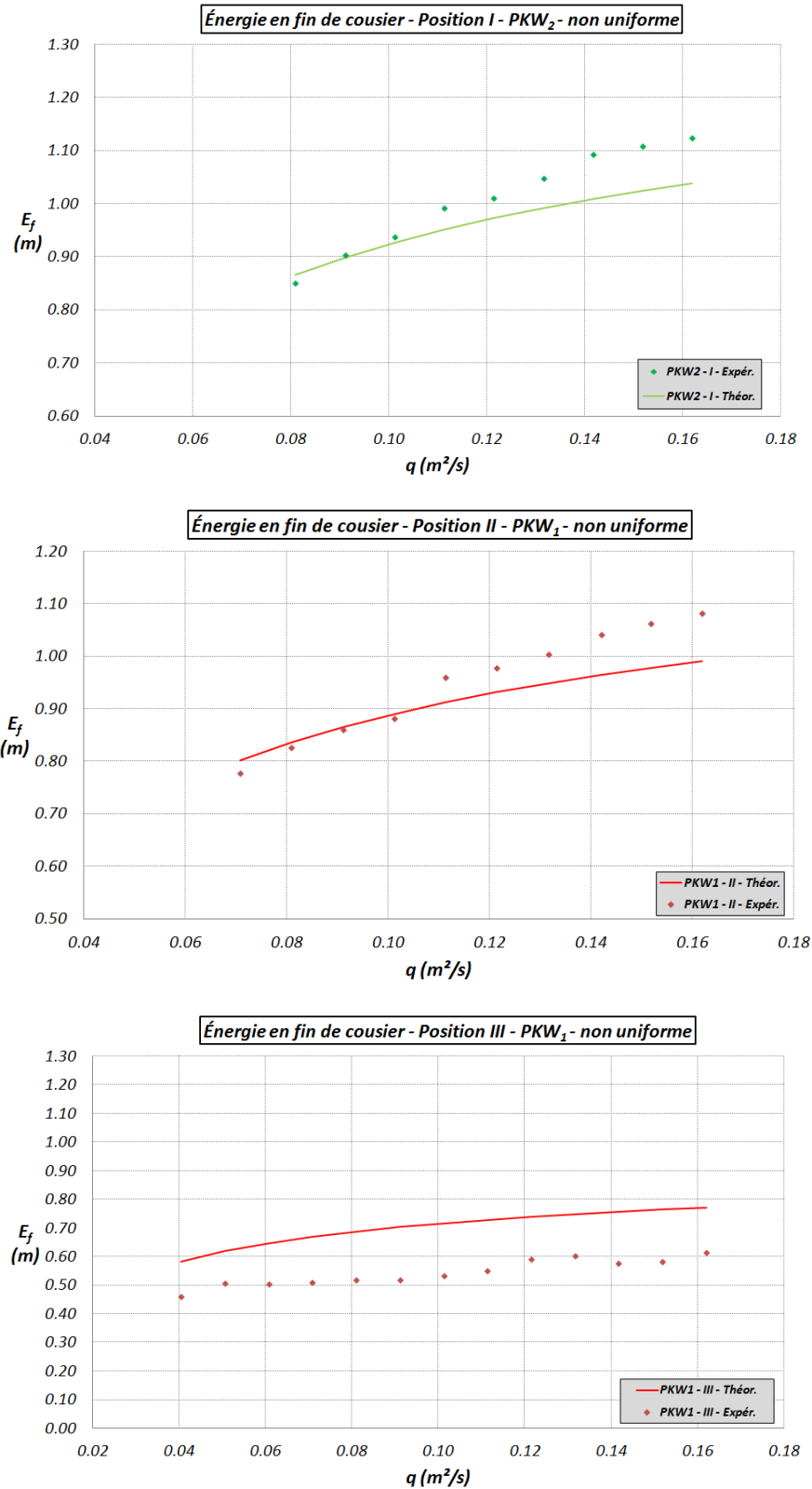


Figure 84 : énergie résiduelle théorique en fin de coursier par rapport à l'énergie résiduelle en fin de coursier déterminée expérimentalement dans le cas du PKW<sub>2</sub> & position I, PKW<sub>1</sub> & position II et PKW<sub>1</sub> & position III (sur base de la formule de départ - Éq.73).

Au vu des résultats prometteurs de cette première approche, nous avons décidé d'essayer d'améliorer l'Éq.73, afin d'augmenter la corrélation entre la théorie et l'expérimental (diminuer les  $\pm 35\%$ , ce qui revient à réduire  $\varepsilon_0$ ) et ainsi augmenter la justesse des prédictions théoriques. Pour ce faire, nous avons envisagé une série de solutions. Nous présentons ici, uniquement les équations qui ont contribué à l'élaboration de l'équation finale.

Nous sommes repartis de l'Éq.73 où nous avons autorisé la variation des deux exposants dans le terme A. La formule a donc évolué vers la forme de l'Éq.75.

$$\Delta E = \left( E_0 - E_0 \cdot C_5 \cdot \exp \left[ \underbrace{C_6 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^\alpha \cdot \sin \phi^\beta \cdot \frac{(H_{dam} - P)}{h_c^*}}_A \right] \right) + k \cdot \frac{v_{IN}^2}{2g} \quad \text{Éq.75}$$

En suivant la même démarche que celle utilisée ci-dessus, en ajoutant simplement deux variables au solveur ( $\alpha$  et  $\beta$ ), nous sommes arrivés aux valeurs de constantes suivantes :

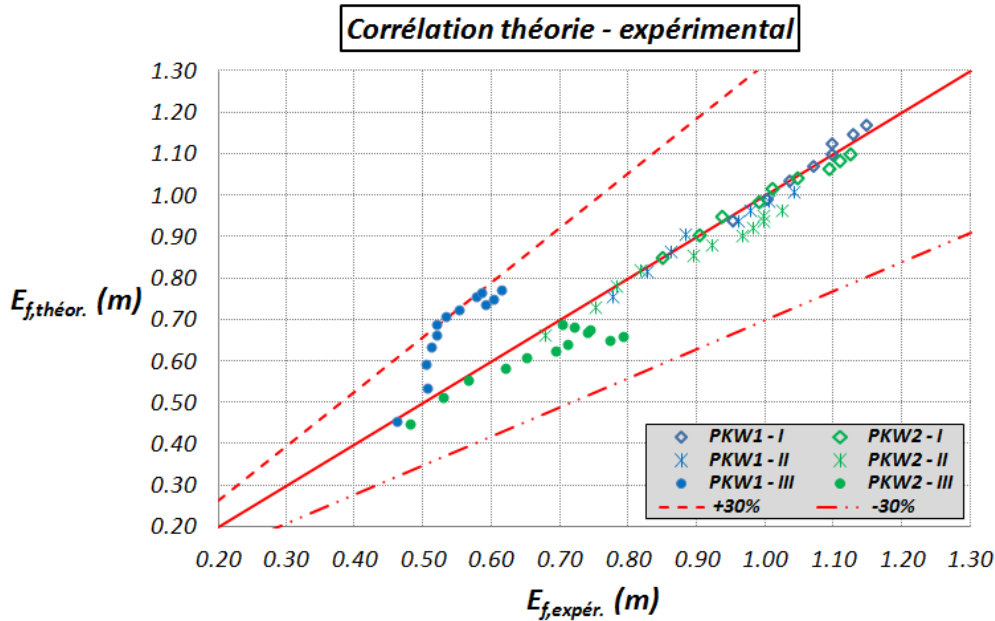
- $C_5 = 1,07$
- $C_6 = -0,087$
- $k = 1,7$
- $\alpha = 1,2$
- $\beta = -2,85$
- $\varepsilon_0 = \varepsilon / N = 0,693 / 64 = 0,0108$

La corrélation entre les valeurs théoriques et celles obtenues lors des essais expérimentaux est montrée à la Figure 85. Nous voyons que l'erreur sur les résultats diminue mais que, néanmoins, elle reste encore très élevée ( $\pm 30\%$ ). De plus, l'allure décrite par les points correspondant aux essais pour la longueur minimale de coursier (*III*) dans le cas du grand PKW (PKW<sub>1</sub>), n'est toujours pas correcte.

En observant les résultats de la Figure 85, nous avons constaté que la corrélation posait problème essentiellement pour les points relatifs aux essais pour la longueur de coursier minimale (*III*). C'est pourquoi, nous avons cherché à trouver un facteur qui permettait de jouer sur les résultats de cette position sans modifier (ou légèrement) ceux correspondant aux essais pour les positions *I* et *II* qui sont déjà relativement acceptables (point de vue de la corrélation avec la théorie).

C'est ainsi que nous avons incorporé à l'équation le rapport  $B_i / P_{coursier}$ , où  **$B_i$  est la portion du seuil PKW qui dépasse (en aval) sur le coursier**. Cette distance est définie au tableau à la page 35 et  **$P_{coursier}$  est la largeur, prise horizontalement, du coursier uniquement** (hauteur totale du barrage  $H_{dam}$  moins la hauteur verticale  $P$  du seuil PKW - Éq.76). De plus, jouer avec l'exposant ( $\gamma$ ) de ce rapport  $B_i / P_{coursier}$ , permet d'accentuer la différence apportée par ce terme supplémentaire entre les positions (*I*, *II* ou *III*).

$$P_{coursier} = \frac{(H_{dam} - P)}{\tan \phi} \quad \text{Éq.76}$$



**Figure 85 : corrélation entre la théorie et l'expérimental lors du calage d'une loi analytique, à partir de l'Éq.75, concernant la dissipation d'énergie sur le coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un seuil de type PKW.**

L'équation a donc évolué vers la forme de l'Éq.77.

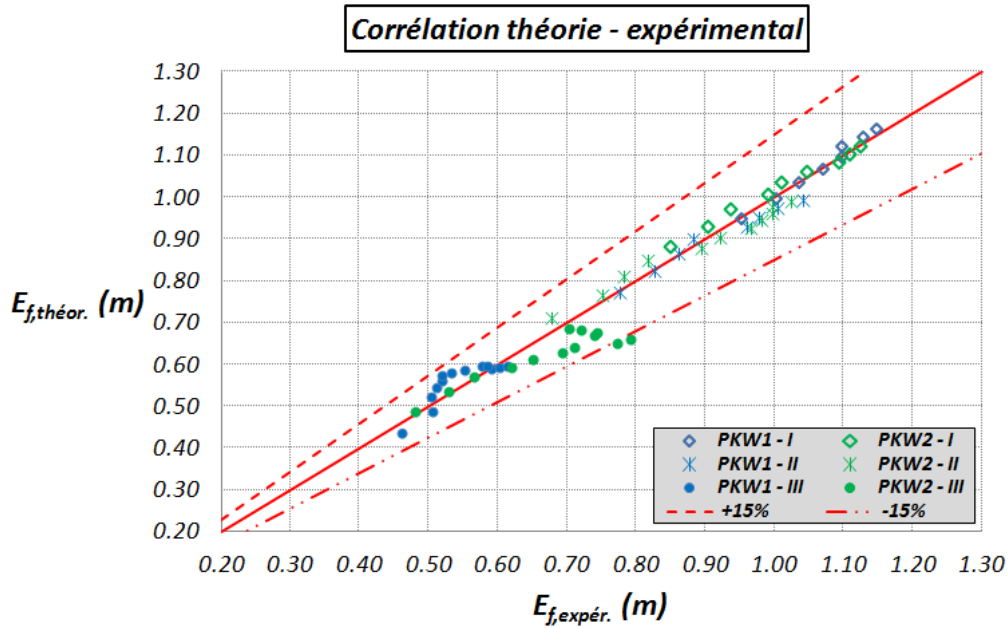
$$\Delta E = \left( E_0 - E_0 \cdot C_5 \cdot \exp \left[ C_6 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^\alpha \cdot \sin \phi^\beta \cdot \frac{(H_{dam} - P)}{h_c^*} \right] \right) + \dots \quad \text{Éq.77}$$

$$\dots + k \cdot \left( \frac{B_i}{P_{coursier}} \right)^\gamma \cdot \frac{v_{IN}^2}{2g}$$

De nouveau, nous avons effectué une série de tests en procédant de manière différente avec le solveur, les contraintes,... La solution optimale, qui a finalement été conservée, est celle de l'Éq.77 avec les valeurs de constantes suivantes :

- $C_5 = 1,09$
- $C_6 = -0,113$
- $k = 350$
- $\alpha = 0,76$
- $\beta = 0,74$
- $\gamma = 3$
- $\varepsilon_0 = \varepsilon / N = 0,189 / 64 = 0,0030$

Nous constatons à la Figure 86, qu'avec cette relation, la corrélation entre la théorie et l'expérimental augmente puisque les bornes de confiance passent de  $\pm 30\%$  à  $\pm 15\%$  (avec une valeur de  $\varepsilon_0$  qui, elle, passe de  $0,0108$  à  $0,0030$ ).



**Figure 86 : corrélation entre la théorie et l'expérimental lors du calage d'une loi analytique, à partir de l'Éq.77, concernant la dissipation d'énergie sur le coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un seuil de type PKW.**

Nous pouvons nous convaincre de l'intérêt de la démarche exécutée (recherche de la forme analytique permettant de coller au mieux avec les résultats expérimentaux), en regardant les graphiques de la Figure 87 et de la Figure 88. Nous y observons, qu'au fur et à mesure que la relation analytique est optimisée (Éq.73 → Éq.77), les courbes théoriques collent de mieux en mieux avec les résultats expérimentaux. Nous pouvons également constater que l'influence sur l'allure de la courbe théorique en passant d'une équation à l'autre est plus marquée dans le cas de la position III. Or, il s'agissait d'un des buts recherchés au cours de l'optimisation.

Au final, nous sommes donc parvenus à proposer une relation analytique, celle de l'Éq.78 (avec les valeurs de constantes correspondantes) associée aux équations Éq.63 à Éq.72, qui permet de prédire, dans le cas de l'écoulement non uniforme, la dissipation d'énergie se produisant sur un ouvrage composé d'un coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un déversoir en touches de piano de géométrie définie, simplement à partir de quelques paramètres classiques : la pente  $\phi$  du coursier, la géométrie du barrage (hauteur  $H_{dam}$ , ...), la géométrie du coursier (largeur), la taille des marches  $s$ , la valeur du débit  $Q$ , la géométrie du seuil PKW. Signalons que l'énergie résiduelle en fin de coursier peut être calculée simplement en soustrayant à l'énergie amont cette dissipation d'énergie.

$$\Delta E = \left( E_0 - E_0 \cdot 1,09 \cdot \exp \left[ -0,113 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^{0,76} \cdot \sin \phi^{0,74} \cdot \frac{(H_{dam} - P)}{h_c^*} \right] \right) + \dots$$

$$\dots + 350 \cdot \left( \frac{B_i}{P_{coursier}} \right)^3 \cdot \frac{v_{IN}^2}{2g}$$

**Éq.78**

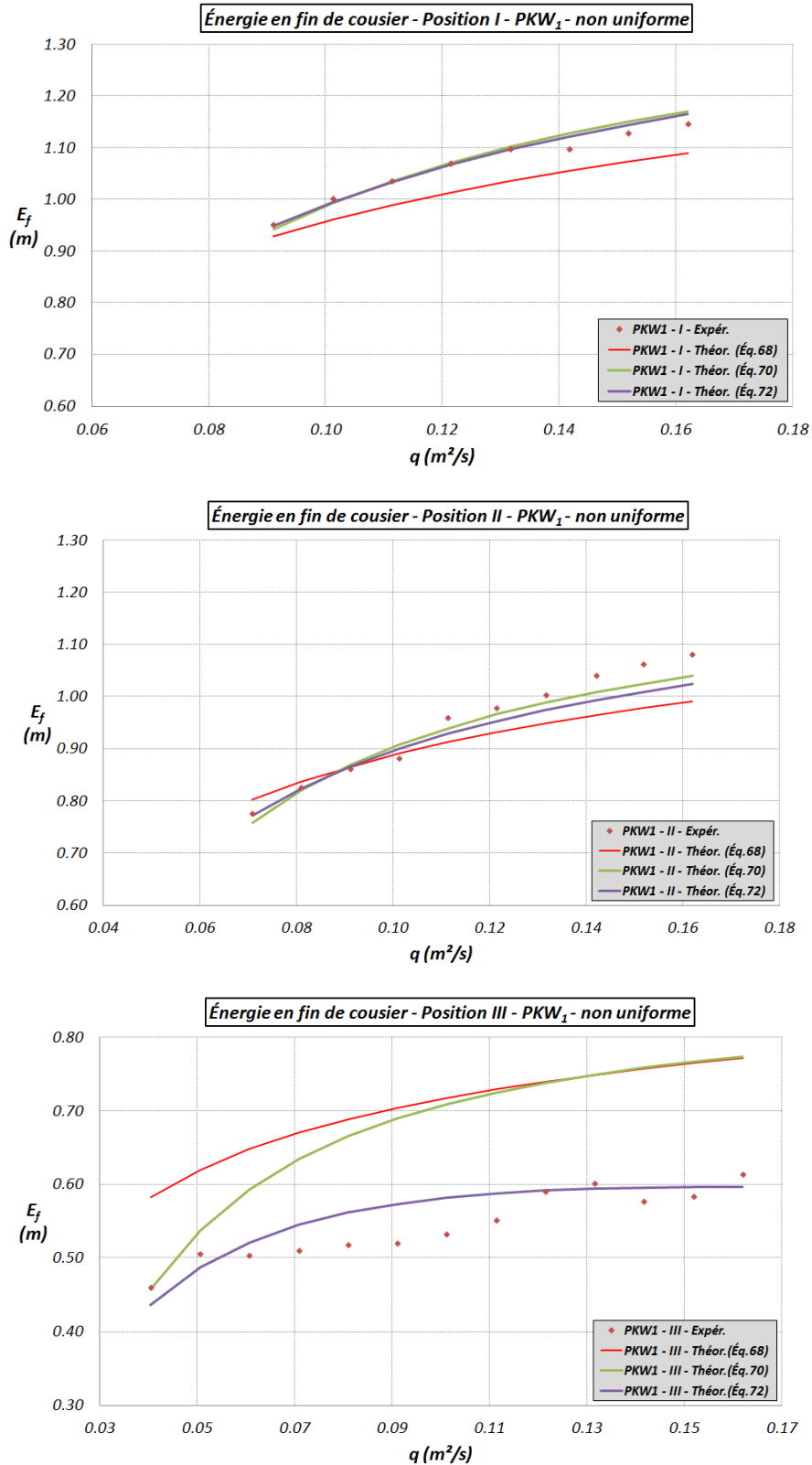


Figure 87 : comparaison entre l'énergie résiduelle en fin de coursier obtenue expérimentalement (losanges rouges) et l'énergie résiduelle en fin de coursier calculée théoriquement à partir des relations calées (lignes continues) : Éq.73 (rouge), Éq.75 (vert) et Éq.77 (mauve) pour le PKW<sub>1</sub>.

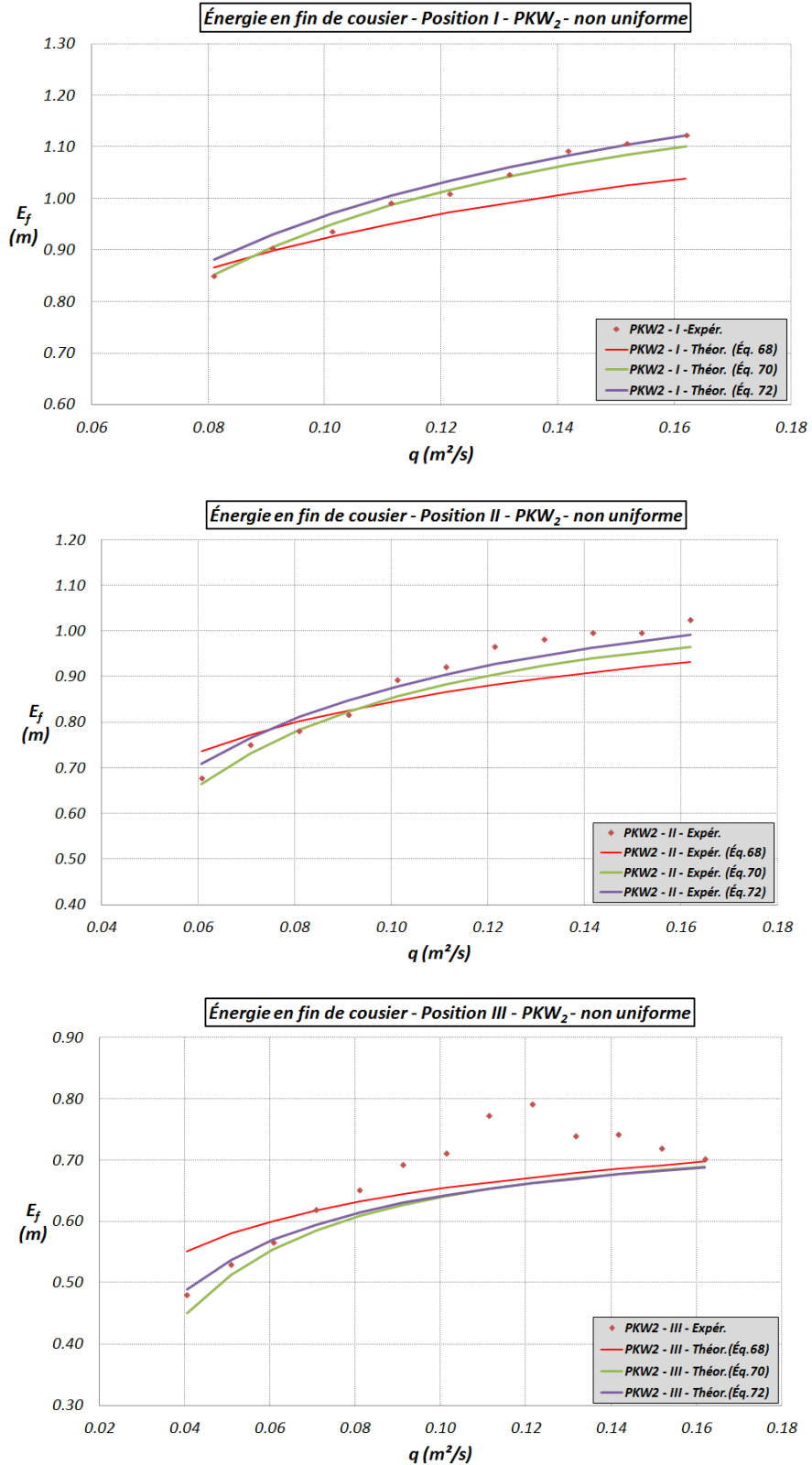


Figure 88 : comparaison entre l'énergie résiduelle en fin de coursier obtenue expérimentalement (losanges rouges) et l'énergie résiduelle en fin de coursier calculée théoriquement à partir des relations calées (lignes continues) : Éq.73 (rouge), Éq.75 (vert) et Éq.77 (mauve) pour le PKW<sub>2</sub>.

Cependant, sur base des résultats des Figure 87 et Figure 88, nous avons décidé de *poursuivre l'optimisation de la relation analytique mais en considérant un nombre réduit de points expérimentaux*. En effet, lors de l'analyse QUALITATIVE menée dans une section précédente du rapport (point 4.4 à la page 81), nous avons identifié une série de points présentant un comportement atypique par rapport aux autres. Nous avons même identifié et proposé quelques pistes pouvant être à l'origine de ce comportement différent.

C'est pourquoi, nous avons cherché si une autre relation analytique, présentant une meilleure corrélation ( $\varepsilon_0$  minimal), ne pouvait pas être calée sur un ensemble de points moindres, tous représentatifs d'un comportement similaire. Les résultats obtenus sont présentés au point suivant.

#### 4.5.3.2 Loi analytique calée uniquement sur les résultats représentatifs d'un même comportement sur l'ouvrage & Discussion

Les points atypiques, qui ont été écartés, correspondent :

- à tous les résultats obtenus lors de la campagne d'essais menée sur le modèle dans sa position III (longueur de coursier minimale) équipé du grand seuil PKW (PKW<sub>1</sub>) ;
- aux résultats obtenus, pour  $Q = 55$  à  $80$  l/s, lors de la campagne d'essais menée sur le modèle dans sa position III (longueur de coursier minimale) équipé du petit seuil PKW (PKW<sub>2</sub>).

Cette sélection des points correspondant à un comportement atypique est confortée en observant les résultats de la Figure 86 où l'on peut clairement observer que les points qui présentent la plus mauvaise corrélation entre la théorie et l'expérimental sont ceux répertoriés ci-dessus.

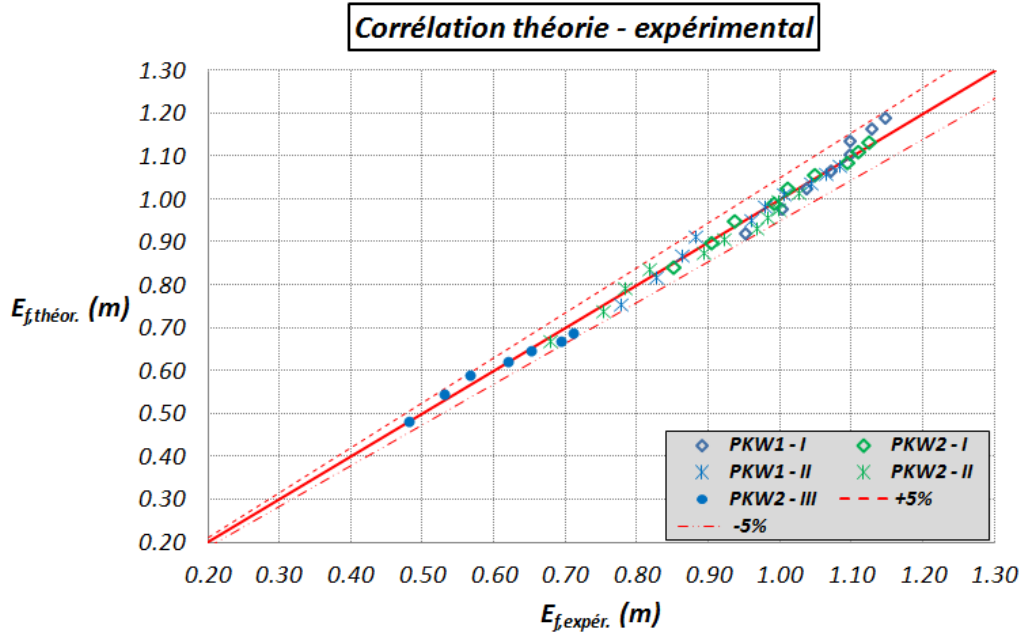
Dès lors, sur base de l'ensemble des points restants (relatifs, pour rappel, à l'écoulement non uniforme), nous avons recommencé une démarche analogue à celle suivie au point précédent sur l'ensemble des résultats expérimentaux. Signalons que le rapport commençant à prendre une certaine ampleur et souhaitant ménager l'intérêt du lecteur jusqu'à son terme, nous donnons uniquement la forme optimale obtenue à la fin de la démarche. De plus, décrire à nouveau l'entièreté de la démarche serait peu enrichissant (le principe restant identique : recherche de la forme donnant la meilleure corrélation entre la théorie et l'expérimental).

Tous les calculs faits, nous arrivons à la forme de l'Éq.79 où les constantes sont égales à :

- $C_7 = 1,16$
  - $C_8 = -0,097$
  - $k^* = 0,5$
  - $\alpha = 0,77$
  - $\beta = -0,9$
  - $\gamma = 0$
- $\varepsilon_0 = \varepsilon / N = 0,017 / 45 = 0,0004$

*Cette dernière expression analytique permet d'arriver à une excellente corrélation entre les prédictions théoriques et les résultats expérimentaux comme nous pouvons en juger à la Figure 89, où les bornes de confiance de la relation ne sont plus que de seulement  $\pm 5\%$  (correspondant à  $\varepsilon_0 = 0,0004$ ).*

$$\begin{aligned} \Delta E &= \Delta E_{long} + \Delta E_{PKW} \\ &= \left( E_0 - E_0 \cdot C_7 \cdot \exp \left[ C_8 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^\alpha \cdot \sin \phi^\beta \cdot \frac{(H_{dam} - P)}{h_c^*} \right] \right) + \dots \\ &\quad + k^* \cdot \left( \frac{B_i}{P_{coursier}} \right)^\gamma \cdot \frac{v_{IN}^2}{2g} \end{aligned} \quad \text{Éq.79}$$



**Figure 89 : corrélation entre la théorie et l'expérimental lors du calage d'une loi analytique, à partir de l'Éq.79, concernant la dissipation d'énergie sur le coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un seuil de type PKW.**

Pour visualiser cette très bonne corrélation, nous invitons vivement le lecteur à consulter les graphiques des Figure 92 et Figure 93 en Annexes (pages 140 et 141) où l'énergie résiduelle théorique en fin de coursier, calculée à partir de l'Éq.79, est superposée à celle correspondant aux résultats expérimentaux.

Finalement, afin de garder un esprit critique sur les résultats fournis par cette relation analytique, nous avons regardé la part occupée par le terme associé à la perte locale ( $\Delta E_{PKW}$ ) suite au passage sur le seuil PKW par rapport à la perte totale ( $\Delta E_{tot}$ ) sur l'ouvrage. Celle-ci est représentée à la Figure 90, où nous pouvons constater que le pourcentage du terme relatif à la perte locale  $\Delta E_{PKW}$ , augmente avec un débit croissant à longueur de coursier fixée et augmente également avec la diminution de la longueur de coursier à débit fixé. Or, ceci semble en accord avec la physique du phénomène puisque la longueur du coursier diminuant, la dissipation d'énergie absolue le long du coursier diminue, donnant ainsi une plus grande importance au terme de perte locale.

Sur base de cette dernière figure, nous pouvons affirmer que la forme de la relation analytique déterminée à l'Éq.79 est relativement correcte (pour les seuils PKW de type A). Il est donc correct de considérer que *la dissipation d'énergie totale se produisant sur un ouvrage composé d'un coursier en marches d'escalier et d'un déversoir en touches de piano vient de la somme d'un terme relatif à*

la dissipation d'énergie se produisant le long du coursier et d'un second terme, correspondant plutôt à la perte occasionnée par le passage de l'écoulement sur une géométrie particulière de seuil, à savoir un seuil PKW.

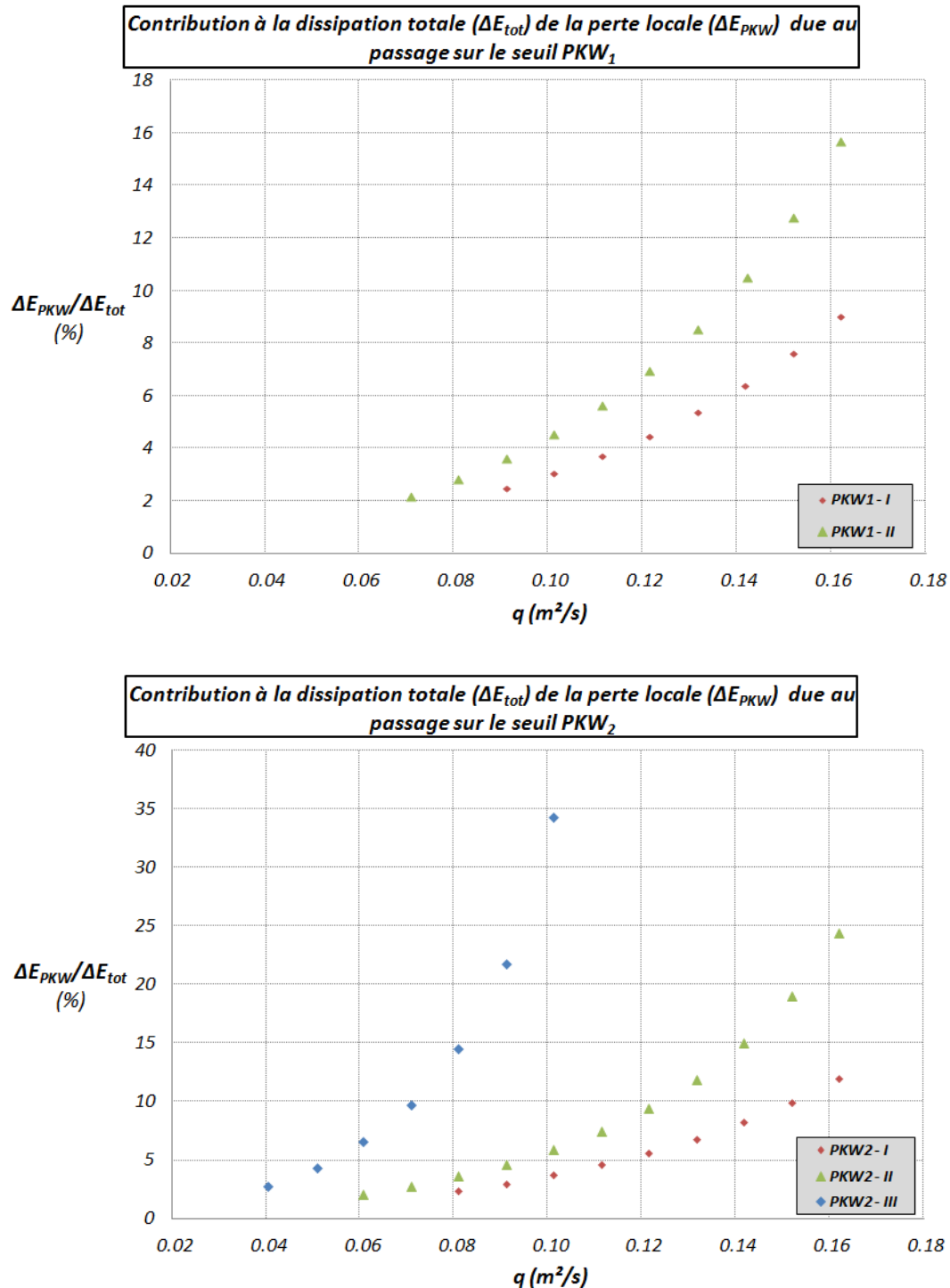


Figure 90 : contribution à la dissipation d'énergie totale, du terme relatif à la perte locale due au passage sur le seuil PKW pour les différentes hauteurs de barrages testées, déterminée à partir de l'Éq.79 – supérieure : PKW<sub>1</sub> et inférieure : PKW<sub>2</sub>.

#### **4.6 Résumé de l'ensemble des méthodes analytiques établies au cours du travail**

Ce point est uniquement présent pour permettre, à un lecteur désireux de prendre connaissance uniquement des différentes lois analytiques établies au cours du rapport, d'y accéder directement et simplement. C'est ainsi que *l'ensemble des démarches théoriques analytiques proposées dans la présente étude, en vue de déterminer la dissipation d'énergie se produisant sur un ouvrage composé d'un coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un seuil libre standard ou d'un déversoir type PKW (type A), est regroupé dans la partie intitulée 'Résumé des démarches analytiques de calcul' débutant à la page 142 (page bleue).*

## 5 Conclusions générales

Le présent travail s'inscrit dans la continuité d'une précédente étude menée par Erpicum *et al.* (2011). L'objectif principal était de vérifier, de manière expérimentale, l'exactitude du postulat qui affirme que, dans certaines situations, recourir à l'utilisation d'un déversoir en touches de piano (PKW) en crête d'un coursier en marches d'escalier, en lieu et place d'un déversoir libre standard, pourrait conduire à une augmentation de la dissipation d'énergie, à longueur de coursier identique, ou encore, que les caractéristiques géométriques particulières des déversoirs en touches de piano permettraient d'atteindre l'écoulement uniforme sur des longueurs réduites de coursiers en marches d'escalier (en comparaison avec des seuils libres standards).

L'étude a consisté en la comparaison, dans un environnement idéalisé (en laboratoire), de la dissipation d'énergie se produisant sur un coursier en marches d'escalier en aval d'un seuil libre standard par rapport à celle apparaissant pour le même coursier associé successivement à deux géométries différentes de déversoirs en touches de piano (PKW<sub>1</sub> & PKW<sub>2</sub>), cette étude se concentrant uniquement sur le régime d'écoulement en mousse.

Nous avons classiquement débuté le rapport par un état de l'art très général sur les barrages : leurs fonctionnalités et les différents ouvrages envisageables pour dissiper l'énergie de l'écoulement avant sa restitution au cours d'eau aval. Il s'en est suivi une description plus précise des coursiers en marches d'escalier (sujet de ce présent travail). Nous avons discuté des régimes d'écoulement pouvant apparaître (en nappe, de transition et en mousse), de la résistance à l'écoulement mais également des effets et avantages de l'aération de l'écoulement sur de tels coursiers. Ensuite, nous avons décrit les types de déversoirs pouvant équiper ces coursiers avant de parler des effets d'échelles et lois de similitudes, indispensables lorsque l'on parle d'étude expérimentale sur modèle physique (en laboratoire). Nous avons terminé l'introduction en décrivant la présente étude ainsi que son fondement.

Le second point du rapport a abordé la description du modèle, de l'instrumentation et des principes des mesures expérimentales utilisées au cours de l'étude. Nous y avons notamment discuté de la particularité de la détermination de l'énergie résiduelle en pied de coursier, qui a été effectuée via une méthode indirecte (forcer l'apparition d'un ressaut hydraulique) afin de palier les problèmes d'instabilité de la surface libre et du taux important d'entraînement d'air à cet endroit. Ensuite, après un ensemble de calculs préliminaires dont le but était de mettre en lumière la négligeabilité du frottement sur le tronçon infracritique du chenal aval, contrairement au cas du tronçon supercritique, nous avons pu définir la section de formation du ressaut (en pied de coursier) ainsi que la géométrie de l'instrumentation du modèle pour les essais expérimentaux (sondes de hauteur d'eau et prises de pression statique principalement).

La troisième section du travail a porté sur la méthodologie des essais expérimentaux au laboratoire. Nous y avons décrit le but de l'étude, le protocole expérimental, en précisant la méthodologie du tarage des sondes de hauteur d'eau ainsi que le critère de positionnement du ressaut utilisé lors des essais, indispensable pour acquérir des données pouvant être corrélées entre elles. Ensuite, nous avons développé, avec grand soin, le double traitement appliqué aux données expérimentales en vue d'éliminer l'ensemble du bruit des signaux enregistrés lors des essais et réussir à dégager une valeur uniquement de voltage de ceux-ci (nécessaire aux calculs de hauteurs d'eau) – voir paragraphe 3.3. Nous avons terminé cette section en décrivant la méthode de calcul de l'énergie en amont du seuil et de l'énergie résiduelle en pied de coursier à partir des résultats expérimentaux (après traitement).

Le point suivant a logiquement constitué la plus importante partie du rapport puisqu'il présente et discute les résultats mais surtout leurs analyses et interprétations. L'erreur ainsi que sa propagation ont, tout d'abord, été définis et décrits. Nous avons ensuite montré que les résultats dégagés au cours de la présente étude pouvaient être exportés vers des ouvrages de tailles réelles puisque les nombres de Reynolds et de Webber respectaient certains critères, qui nous assuraient d'avoir une influence relativement faible des effets d'échelles sur les caractéristiques de l'écoulement (paragraphe 4.3). De là, une approche qualitative des résultats a permis, d'une part, de valider l'hypothèse de départ de la présente étude et, d'autre part, de mettre en lumière des tendances différentes en termes de dissipation d'énergie suivant le type de seuil en crête du coursier. En effets, pour des longueurs réduites de coursier (écoulement non uniforme), celle-ci est plus grande en aval de déversoirs en touches de piano qu'en aval d'un seuil libre, toute autre élément restant égal. Nous avons comparé les résultats relatifs au seuil libre standard et ceux relatifs aux seuils de type PKW, étudié l'influence de la hauteur de barrage et de la géométrie du seuil PKW. Cette approche qualitative a également permis de se rendre compte de certains comportements atypiques correspondant à des valeurs élevées de débits et des hauteurs de barrages réduites (paragraphe 4.4). Certaines pistes pouvant être à l'origine de ces comportements différents ont même été proposées.

Ensuite, nous avons mené une étude quantitative afin de réussir à établir des équations pouvant servir à prédire la dissipation d'énergie se produisant sur un ouvrage composé d'un coursier en marches d'escalier équipé en crête soit d'un seuil libre standard, soit d'un seuil de type PKW. Nous avons commencé par définir et étudier le cas de l'écoulement uniforme (paragraphe 4.5.1). L'étude des résultats expérimentaux relatifs à l'atteinte de l'écoulement uniforme avant la fin du coursier, dans le cas du seuil libre standard, a permis de quantifier mathématiquement la perte locale en pied de coursier due à l'impact du jet suite au changement de pente coursier-chenal aval. À partir de là, nous avons pu identifier les résultats expérimentaux relatifs à l'atteinte de l'écoulement uniforme avant la fin du coursier dans le cas des deux seuils PKW, en comparant l'énergie résiduelle en fin de coursier obtenue expérimentalement et celle correspondant à l'atteinte de l'écoulement uniforme avant la fin de celui-ci (démarche théorique au paragraphe 4.5.1.3). Nous en avons déduit une borne limite, donnée par  $H_{dam}/h_c = 14,5$ , au-delà de laquelle l'écoulement uniforme se développera avant la fin du coursier (en aval d'un PKW).

Ensuite, nous avons isolé et étudié les résultats correspondant à un écoulement non uniforme sur le coursier. Nous avons ainsi développé une démarche analytique permettant de prédire, à partir de quelques paramètres classiques (inclinaison du coursier, taille des marches, débit,...), le niveau de dissipation d'énergie se produisant sur un coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un seuil libre standard dans le cas de l'écoulement non uniforme (paragraphe 4.5.2.2). Cette loi a été déterminée en calant une série de coefficients, à partir des résultats expérimentaux, sur base d'une forme théorique proposée par Boes et Hager (2003a).

Pour terminer, nous avons établi une démarche analytique analogue, mais dans le cas d'un seuil de type PKW en crête. La forme adoptée contient un terme relatif à une perte en long due au passage de l'écoulement (du moins d'une partie) sur le coursier en marches d'escalier et un second terme sous la forme d'une perte locale due au passage de l'écoulement sur un seuil de type PKW. À nouveau, les paramètres de cette loi ont été déterminés à partir des résultats expérimentaux relatifs aux déversoirs en touches de piano. En pratique, nous proposons une première loi qui a été calée sur l'ensemble des résultats provenant des essais sur seuils PKW ainsi qu'une deuxième qui elle, a été calée uniquement sur les résultats correspondant à un même comportement de l'écoulement sur l'ouvrage. Cette seconde relation offre une excellente corrélation entre la théorie et l'expérimental (moins de 5% d'erreur). Les

résultats expérimentaux appartenant à cette catégorie (comportement identique sur l'ouvrage) ont été choisis à partir des conclusions de l'analyse qualitative qui a, notamment, révélé la présence de certains résultats au comportement atypique.

Résumons l'ensemble des résultats principaux établis au terme de la présente étude expérimentale. Cette dernière a permis de dégager une première valeur de borne ( $H_{dam}/h_c = 14,5$ ) au-delà de laquelle l'écoulement uniforme se développerait avant la fin du coursier en marches d'escalier en aval d'un seuil de type PKW. Cette valeur de borne confirme un des postulats de départ de l'étude, à savoir que l'utilisation d'un déversoir en touche de piano en crête d'un coursier en marches d'escalier pouvait conduire à l'atteinte de l'écoulement uniforme sur une longueur de coursier réduite (par rapport à un seuil libre standard). De manière générale, le travail a permis de mettre en lumière la plus grande dissipation d'énergie obtenue en aval d'un seuil PKW par rapport à celle se produisant en aval d'un seuil de type Creager. Enfin, sur base des résultats expérimentaux, nous avons proposé différentes lois analytiques générales permettant de prédire, à partir de quelques paramètres classiques, la dissipation d'énergie se produisant sur un coursier en marches d'escalier en aval soit d'un seuil libre standard soit d'un déversoir en touches de piano (type A), aussi bien dans le cas de l'écoulement uniforme que dans le cas de l'écoulement non uniforme (régime d'écoulement en mousse uniquement). Signalons que ces lois possèdent un domaine d'application très grand puisqu'elles peuvent être utilisées pour n'importe quelle configuration de l'ouvrage.

En termes de perspectives, le sujet de la présente étude offre un très large éventail de possibilités. En effet, il serait, par exemple, intéressant de réaliser des études expérimentales complémentaires afin de valider la borne établie sur l'atteinte de l'écoulement uniforme dans le cas des seuils PKW ainsi que de déterminer si cette borne est indépendante ou non de la géométrie de ceux-ci. De plus, des essais complémentaires avec des inclinaisons et géométries de coursiers différentes permettraient d'établir une loi analytique, semblable à celle existant pour les seuils libres standards, donnant la valeur de cette borne limite pour n'importe quelle combinaison d'inclinaison et de géométrie de coursier. Un autre aspect pouvant être abordé est la réalisation d'une série de campagnes d'essais expérimentaux sur des géométries différentes de coursiers en marches d'escalier et de seuil PKW afin de valider l'exactitude des lois établies au cours de la présente étude pour une géométrie particulière de coursier et un type de seuil PKW (type A). Enfin, les points identifiés comme présentant un comportement atypique devraient faire l'objet d'une étude plus spécifique afin, dans un premier temps, d'en identifier la (ou les) cause(s) (protocole expérimental inapproprié ?, changement du comportement de l'écoulement sur le seuil PKW ?,...) et dans un second temps, d'établir des lois analytiques traduisant le phénomène. Dans ce cas, il serait essentiel de définir des bornes de validité entre ces nouvelles expressions et celles établies dans le présent travail.

## 6 Table des symboles utilisés dans le travail

<u>Symbole</u>	<u>Unité</u>	<u>Signification</u>
$B_0$	[m]	Défini à la Figure 19
$B_i$	[m]	Défini à la Figure 19
$\bar{C}$	[-]	La concentration moyenne en air du mélange eau-air
$C_d$	[-]	Coefficient de débit d'un seuil libre (débitance)
$D_H (D_{h,w})$	[m]	Diamètre hydraulique
$E_0$	[m]	Énergie dans le réservoir amont (énergie amont au seuil de manière général)
$E_{max}$	[m]	Énergie maximale amont au seuil
$E_f$	[m]	Énergie résiduelle <u>en fin</u> de coursier
$E_p$	[m]	Énergie résiduelle <u>en pied</u> de coursier (au niveau du chenal aval)
$f$	[-]	Coefficient de frottement de l'écoulement
$f_b$	[-]	Coefficient de frottement de la rugosité du fond
$f_m$	[-]	Coefficient de frottement d'un écoulement biphasique <u>sans</u> considération d'entraînement d'air
$f_w$	[-]	Coefficient de frottement d'un écoulement biphasique <u>avec</u> considération d'entraînement d'air
$F (Fr)$	[-]	Nombre de Froude
$F^*$	[-]	Nombre de Froude de rugosité
$h_0$	[m]	Hauteur d'eau dans le réservoir amont (sur le modèle)
$h_1$	[m]	Hauteur d'eau juste en amont du ressaut
$h_2$	[m]	Hauteur d'eau juste en aval du ressaut
$h_c$	[m]	Hauteur critique de l'écoulement
$h_c^*$	[m]	Hauteur critique de l'écoulement relative à la longueur développée efficace des outlets du déversoir PKW
$h_{c,PKW}$	[m]	Hauteur critique de l'écoulement relative à la longueur développée totale des alvéoles du seuil PKW
$h_p$	[m]	Hauteur d'eau en pied de coursier
$h_v$	[m]	Hauteur d'eau juste en amont de la vanne (aval au chenal horizontal)
$h_{vanne}$	[m]	Distance être le fond du chenal et le sommet de la vanne (sur le modèle)
$h_w$	[m]	Hauteur d'eau
$h_{w,u}$	[m]	Hauteur uniforme d'eau pure
$H$	[m]	Charge amont au seuil (charge par rapport à $H_d$ )
$H_d$	[m]	Charge de dimensionnement d'un déversoir libre standard (Creager)
$H_{dam}$	[m]	Hauteur du barrage du pied jusqu'au sommet de la crête
$H_{dam,u}$	[m]	Hauteur du barrage au-delà de laquelle l'écoulement uniforme est installé avant la fin du coursier
$K$	[m]	Indice de rugosité
$k'_s$	[m]	Rugosité de surface

$l_{coursier}$	[m]	Largeur du coursier en marches d'escalier
$L_{dev,PKW}$	[m]	Longueur développée totale des alvéoles du déversoir PKW
$L_r$	[m]	Longueur du ressaut hydraulique
$L_{fr}$	[m]	Distance entre le pied du coursier sur le modèle et la fin du ressaut hydraulique
$L_{q,PKW}$	[m]	Longueur développée efficace des outlets du déversoir
$L_s$	[m]	Distance entre deux arêtes de marches successives
$p_l$	[m]	Pression locale de l'écoulement
$p_v$	[m]	Pression de vapeur de l'eau
$P$	[m]	Hauteur du seuil (verticalement)
$P_{coursier}$	[m]	Profondeur du coursier en pied (calculée horizontalement)
$PKW_1$	/	Plus grand des deux déversoirs en touches de piano testés lors des essais
$PKW_2$	/	Plus petit des deux déversoirs en touches de piano testés lors des essais
$q$	[m <sup>2</sup> /s]	Débit spécifique sur l'ouvrage (ou sur le modèle)
$q_{IN}$	[m <sup>2</sup> /s]	Débit spécifique passant par les inlets du déversoir PKW
$Q$	[m <sup>3</sup> /s]	Débit de l'écoulement sur l'ouvrage
$Q_e$	[m <sup>3</sup> /s]	Débit de l'eau pure (non aérée)
$Q_a$	[m <sup>3</sup> /s]	Débit de l'air
$Q_m$	[m <sup>3</sup> /s]	Débit du mélange eau-air (suite à l'aération de l'écoulement)
$Re$	[-]	Nombre de Reynolds
$R_{h,w}$	[m]	Rayon hydraulique
$s$	[m]	Hauteur des marches du coursier – dans la présente étude : $s = 3\text{ cm}$
$s_p$	[m]	Profondeur des marches du coursier – dans la présente étude : $s_p = 2,4\text{ cm}$
$u_m$	[m/s]	Vitesse moyenne de l'écoulement (dans le calcul du nombre de Webber)
$v(u)$	[m/s]	Vitesse de l'écoulement (pour le calcul de la perte locale)
$V_{moy}$	[V]	Voltage moyen (lors du traitement du signal)
$V_{M,i}$	[V]	Voltage moyen de calcul au niveau de la sonde $i$ (après traitement du signal)
$W$	[-]	Nombre de Webber
$z_{res}$	[m]	Distance entre le fond du réservoir amont et le fond du chenal (modèle)
$z_{sonde}$	[m]	Distance entre le fond du chenal (modèle) et le bas de la sonde de hauteur d'eau
$\Delta E$	[m]	Dissipation d'énergie
$\Delta E_{impact}$	[m]	Dissipation d'énergie lors de l'impact de l'écoulement suite au changement de pente coursier-chenal aval (sur le modèle)
$\Delta E_{long}$	[m]	Dissipation d'énergie le long du coursier en marches d'escalier
$\Delta E_{PKW}$	[m]	Dissipation d'énergie due au passage de l'écoulement sur le seuil PKW
$\phi$	[°]	Angle d'inclinaison du fond virtuel du coursier sur l'horizontale
$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	
$\sigma$	[N/m]	Tension superficielle de l'eau (dans le calcul du nombre de Webber)
$\sigma$	[-]	Écart-type de la distribution statistique (lors du traitement du signal)
$\nu$	[m <sup>2</sup> /s]	Viscosité cinématique

## 7 Bibliographie

- Anderson R.M. 2011. *Piano Key Weir Head Discharge Relationships*. All Graduate Theses and Dissertations. Paper 880.
- Boes R.M. & Hager W.H. 2003a. *Hydraulic design of stepped spillways*. Journal of hydraulic engineering ASCE., Vol. 129, N°9, 671-679.
- Boes R.M. & Hager W.H. 2003b. *Two-Phase Flow Characteristics of Stepped Spillways*. Journal of hydraulic engineering ASCE., Vol. 129, N°9, 661-670.
- Bureau of Reclamation. 2010. *Appurtenant Structures for Dams (Spillway and Outlet Works). Design Standards*. Reclamation, Managing Water in the West. Design Standards N° 14. U.S. Department of Interior.
- Chafi C. & Hazzab A. 1998. *Dissipation d'Energie des Ecoulements dans des Canaux de Profils Complexes " Type Marches d'Escalier"*. Rev. Energ. Ren. : Physique Energétique, 73-80.
- Chamani M.R. & Rajaratnam N. 1994. *Jet Flow on Stepped Spillways*. JI of Hyd. Engrg., ASCE, Vol. 120, N°2 : 254-259. Discussion : JI of Hyd. Engrg., ASCE, Vol. 121, N°5 : 441-448.
- Chanson H. 1994a. *Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways*. Pergamon, Oxford, U.K.
- Chanson H. 1994b. *Hydraulics of Nappe Flow Regime above Stepped Chutes and Spillways*. Aust. Civil Engrg Trans., I.E.Aust., Vol. CE36, N°1, Jan. : 69-76.
- Chanson H. 1994c. *Drag Reduction in Open Channel Flow by Aeration and Suspended Load*. Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 32, N°1: 87-101.
- Chanson H. 1994d. *Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regimes on stepped chutes*. Journal of Hydraulic Research, Vol. 32, N°2, 213-219.
- Chanson H. 1996. *Prediction of the transition nappe/skimming flow on a stepped channel*. Journal of Hydraulic Research, Vol. 34, N°3, 421-429.
- Chanson H. 2001. *The Hydraulics of Stepped Chutes and Spillways*. Balkema, Lisse, The Netherlands.
- Chanson H. 2008. *Physical modeling, scale effects and self-similarity of stepped spillways flows*. World Environmental and Water Resources Congress 2008 Ahupua'a.
- Chanson H. & Toombes L. 1997a. *Energy Dissipation in Stepped Waterway*. IN F.M. Holly Jr. and A. Alsaffar (ed.) Proc. 27<sup>th</sup> IAHR Congress, Sa, Francisco, USA, Vol. D: 595-600.
- Chanson H. & Toombes L. 1997b. *Flow Aeration at Stepped Cascades*. Research Report N° CE155, Dept. of Civil Engineering, University of Queensland, Australia, June : 110 pages.
- Christodoulou G.C. 1999. *Design of Stepped Spillways for Optimal Energy Dissipation*. Hydropower and Dams, Issue 5, 90-93.
- Commission Mondiale des Barrages. 2000. *Barrages et Développement, Un nouveau cadre pour la prise de décisions* (Chapitre 1 : Eau, Développement et Grands Barrages). Commission Mondiale des Barrages.
- Dermawan V, Anwar N. & Edijatno. 2010. *Hydraulic model of flow conditions on stepped spillway due to number of steps*. International Journal of Academic Research. Vol. 2, N°5, 200-205.
- Dewals B.J., André S., Schleiss A. & Piroton M. 2004. *Validation of a quasi-2D model for aerated flows over mild and steep stepped spillways*. In Liong, Phoon & Babovic (eds). Proc. Of the 6<sup>th</sup> Int. Conf. on Hydroinformatics, Singapore. Vol. I, 63-70. World Scientific Publishing Company.

- 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*. Labyrinth and Piano Key Weirs-PKW 2011. Erpicum et al. (eds). Taylor & Francis Group, London, 105-111.
- Ervine D.A. & Falvey H.T. 1987. *Behavior of Turbulent Water Jets in the Atmosphere and in Plunge Pools*. Proc. Instn Civ. Engrs., Part 2, Mar., 295-314. Discussion : Part 2, 359-363.
- Hager W.H. & Boes R.M. 2000. *Backwater and drawdown curves in stepped spillways flow*. Proc. Int. Workshop on Hydraulics of Stepped Spillways, VAW, ETH Zurich, H.-E. Minor and W.H. Hager, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 129-136.
- Hager W.H. & Schleiss J. 2009. *Constructions Hydrauliques, Écoulements stationnaires*. Presses polytechniques et universitaires Romandes. Volume 15, 597 pages.
- Hansen K.D. 2000. *History & Development of RCC dams*. Proc. Int. RCC Dams Seminar, K.D. Hansen (ed), Denver, USA.
- Homann C., Schramm J., Demny G. & Köngeter J. 2000. *Wellenerscheinungen in der Hochwasserentlastungskaskade der Sorpetelsperre*. Proc., 2. Ju W-treffen, VAW, ETH Zurich, Switzerland, 30-32 (in German).
- Horner M. W. 1969. *An analysis of flow on cascades of steps*. PhD Thesis, Univ. of Birmingham, Birmingham, UK.
- ICOLD. 2000. *State-of-the-art of roller-compacted concrete dams*. Bulletin CIRC 1599 (Daft), Version 4.1, Dec.
- Idel'Cik. 1979. *Memento des pertes de charge, coefficients de pertes de charge singulières et de pertes de charge par frottement*. Collection de la direction des études et recherches d'électricité de France. Eyrolles. 200-201.
- Kobus H. 1984. *Local air entrainment and detrainment*. Proc. IAHR Symp. on Scale Effects in Modeling Hydraulic Structures (H. Kobus, ed.) Esslingen, Germany, 4.10: 1-10.
- Laugier F. 2007. *Design and construction of the first Piano Key Weir (PKW) spillway at the Goulours dam*. Hydropower & Dams, Vol.14, N°5: 94-101.
- Leite Ribeiro M., Boillat J.-L., Schleiss A., Laugier F. & Albalat C. 2007. *Rehabilitation of St-Marc Dam – Experimental Optimization of a Piano Key Weir*. Proceeding of the 32nd Congress of IAHR. Venice, Italy.
- Lejeune A. 1999. *Principes de mécanique des fluides*. Centrale des Cours de l'AEES (asbl), Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées.
- Lempérière F., Vigny J.-P. & Ouamane A. 2011. *General comments on Labyrinths and Piano Key Weirs : The past and present*. Labyrinth and Piano Key Weirs-PKW 2011. Erpicum et al. (eds). Taylor & Francis Group, London, 17-24.
- Lux F. & Hinchliff D. 1985. *Design and construction of labyrinth spillways*. 15<sup>th</sup> Congress ICOLD, Vol. IV, Q59-R15, Lausanne, Suisse, 249-274.
- Machiels O., Erpicum S., Archambeau P., Dewals B., Piroton M. 2009. *Analyse expérimentale du fonctionnement hydraulique des déversoirs en touche de piano*. Colloque CFBR-SHF: «Dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crues», 20-21 janvier 2009, Lyon.
- Magalhães Pinto A. 1985. *Labyrinth-weir spillways*. 15<sup>th</sup> Congress ICOLD, Vol. IV, Q59-R24, Lausanne, Suisse, 395-407.
- Matos J. 2001. *Discussion of 'Onset of skimming flow on stepped spillways' by M. R. Chamani and N. Rajaratnam*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 127, N°6: 519-521.
- Matos J. 2003. *Roller compacted concrete and stepped spillways: From new dams to dam rehabilitation*. Dam Maintenance and Rehabilitation, Llanos et al. (eds). Swets & Zeitlinger, Lisse: p.553-560.

- Matos J. & Quintela A. 1994. *Discussion of jet flow on stepped weirs*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 120, 443-444.
- Matos J. & Quintela A. 1995. *Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regime on stepped chutes*. Discussion, Journal of Hydraulic Engineering, IARH, Vol. 33, N°2, 115-119.
- Meireles I., Matos J. & Falcão De Melo J. 2005. *Pressure head and residual energy in skimming flow on steeply sloping stepped spillways*. Proc., 31<sup>st</sup> IAHR Congress, Seoul, Korea, 2654-2663.
- Millet J.C., Chambon J., Soyer G. & Lefevre C. 1988. *Augmentation de la capacité des ouvrages d'évacuation de divers barrages*. Q63 R78, 16<sup>ème</sup> Congrès des Grands Barrages, San Francisco, USA.
- Minor H.-E. & Hager W.H. 2000. *Hydraulics of Stepped Spillways*. Balkema, Rotterdam, 201 pp.
- Montes J.S. 1992. *A Potential Flow Solution for the Free Overfall*. Proc. Intn. Civ. Engrs Wat. Marit. & Energy, Vol. 96, Dec., 259-266..
- Moore W.L. 1943. *Energy Loss at the Base of a Free Overfall*. Transactions, ASCE, Vol. 108, 1343-1360. Discussion : Vol.108, 1361-1392.
- Ohtsu I. & Yasuda Y. 1997. *Characteristics of flow conditions on stepped channel*. Proc., 27<sup>th</sup> IAHR Congress, F. M. Holly and A. Alsaffar, eds., San Francisco, 583-588.
- Ouamane A. & Lempérière F. 2006a. *Design of a new economic shape of weir*. The International Symposium on Dams in the Societies of the 21<sup>st</sup> Century, Barcelona, Spain.
- Ouamane A. & Lempérière F. 2006b. *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, Bilda, Algérie.
- Ouamane A. & Lempérière F. 2007. *Increase of the safety of dams*. Rehabilitation of weirs. ICOLD 75<sup>th</sup> Annual meeting, St Petersburg, Russia.
- Ouamane A. & Lempérière F. 2003. *The Piano Keys weir : a new cost-effective solution for spillways*. Journal of International Hydropower Association.
- Paternoster C. 1963. *Mécanique des fluides, La cinématique des fluides (Tôme 2)*. Editions Vyncke.
- Pegram G.G.S., Officer A.K. & Mottram S.R. 1999. *Hydraulics of skimming flow on modeled stepped spillways*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 125, N°5, 500-510.
- Peyras P., Royet P. & Degoutte G. 1991. *Ecoulement et Dissipation sur les Déversoirs en Gradins de Gabions*. JI LA Houille Blanche, N°1, 37-47.
- Peyras P., Royet P. & Degoutte G. 1992. *Flow and Energy Dissipation Over Stepped Gabion Weir*. Journal of hydraulic engineering, ASCE., Vol. 118, N°5, 707-717.
- Pirard E., 2009. *Analyse Spatiale des données Géo-Environnementales*. Rév.2.1 (notes de cours).
- Rajaratnam N. 1990. *Skimming flow in stepped spillways*. Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, Vol. 116, N°4: 587-591.
- Rand W. 1955. *Flow geometry at Straight Drop Spillways*. Proceedings, ASCE, Vol. 81, N°791, Sept., 1-13.
- Rutschmann P. 1988. *Belüftungseinbauten in Schussrinnen (Aerator devices in spillways)*. Doctoral Dissertation. Mitteilung N° 97, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich (in German).
- Salmasi F. 2011. *Energy Loss at Drops using NeuroSolutions*. Worl Academy of Science, Engeneering and Technology, n°80.
- Schleiss A.J. 2011. *From labyrinth to Piano Key Weirs – A historical review*. Labyrinth and Piano Key Weirs-PKW 2011. Erpicum et al. (eds). Taylor & Francis Group, London, 3-15.

- Schnitter N.J. 1994. *A History of Dams : the Useful Pyramids*. Balkema Publ., Rotterdam, The Netherlands.
- Schnitter Reinhardt N.1979. *Les barrages Romains*. Les Dossiers de l'Archéologie, n°38 (octobre-novembre).
- Shvainshtein A.M. 1999. *Stepped spillways and energy dissipation*. Hydrotechnical construction. N°33(5), 275-282.
- Smith N. 1971. *A History of Dams*. The Chaucer Press, Peter Davies, London, UK.
- Sorensen M. 1985. *Stepped Spillway hydraulic model investigation*. Journal of hydraulic engineering, ASCE., Vol. 111, N°12:1461-1472.
- Speerli J. 1999. *Strömungsprozesse in Grundablassstollen (Flow phenomena in bottom outlets)*. Doctoral Dissertation. Mitteilung N° 163, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich (in German).
- Stephenson D. 1991. *Energy Dissipation down Stepped Spillways*. Intl Water Power and Dam Construction, Vol. 43, N°9, Sept., 12-35.
- Toombes L. & Chanson H. 2000. *Air-Water Flow and Gas Transfer at Aeration Cascades : a Comparative Study of Smooth and Stepped Chutes*. Balkema, In HE.E. Minor & W.H. Hager (ed.) International Workshop on Hydraulics of stepped Spillways, Zürich, Switzerland, 77-84.
- White M.P. 1943. *Energy Loss at the Base of a Free Overfall*. Transactions, ASCE, Vol. 108, 1361-1364.
- Wood I. R., Ackers P. & Loveless J. 1983. *General method for critical point on spillways*. J. Hydr. Eng., ASCE, 109(27), 308-312.

### **Sites internet**

- <http://www.linternaute.com/science/environnement/dossiers/06/eau-potable/5.shtml>, consulté le 6 février 2012.
- [http://en.wikipedia.org/wiki/File:New\\_Croton\\_Dam\\_from\\_below.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/File:New_Croton_Dam_from_below.jpg), consulté le 29 février 2012.
- <http://legrosjerome.free.fr/barragedesgloriettes.html>, consulté le 29 février 2012.
- <http://webtice.ac-guyane.fr/edd/spip.php?article486>, consulté le 9 mai 2012.

## 8 Annexes

### 8.1 Démarche de l'article de Boes & Hager (2003a)

#### – Données

- Largeur du chenal amont au seuil et du coursier:  $l_b$ .
- Distance pied de coursier – crête du **seuil Creager** :  $H_{dam}$ .
- Inclinaison du coursier :  $\phi$ .
- Hauteur de marche :  $s$ .
- Débit injecté:  $Q$ .

#### – Énergie amont au coursier

- Calcul du débit spécifique  $q$  :

$$q = \frac{Q}{l_b}$$

- Calcul de la hauteur critique  $h_c$  :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

- Calcul de l'énergie maximale amont au seuil  $E_{max}$  :

$$E_{max} = H_{dam} + 1,5 \cdot h_c$$

#### – Étude de la dissipation sur le coursier en marches

- A-t-on atteint l'écoulement uniforme avec la hauteur de barrage en jeu ?

$$H_{dam,u} = h_c \cdot 24 \cdot (\sin \phi)^{2/3} \text{ ? } < \text{ ? } H_{dam}$$

⇒ **deux possibilités : soit l'écoulement uniforme est atteint, ou pas.**

#### 1) Dissipation d'énergie sur le coursier en marches dans le cas d'un écoulement **non uniforme**

- Cas où  $H_{dam}/h_c < 20,5$ .
- Calcul de la longueur à partir de laquelle on a un début d'entraînement d'air  $L_i$  :

$$L_i = \frac{5,90 h_c^{5/6}}{\sin \phi^{5/7} s^{5/7}}$$

- Calcul de la hauteur uniforme d'eau pure équivalente  $h_{w,u}$  (en fonction du nombre de Froude de rugosité  $F_*$ ) :

$$F_* = \frac{q}{\sqrt{g \sin \phi} s^3}$$

$$h_{w,u} = s \cdot 0,23 \cdot F_*^{0,65}$$

- Calcul de la hauteur de rugosité perpendiculaire au fond virtuel  $K$  (indice de rugosité) :

$$K = s \cdot \cos \phi$$

- Calcul de la concentration moyenne en air  $\bar{C}_i$  au point de début d'entraînement d'air :

$$\bar{C}_i = 1,2 \cdot 10^{-3} \cdot (240 - \phi)$$

- Calcul de la hauteur du mélange  $h_{m,i}$  eau-air au point du début d'entraînement d'air :

$$h_{m,i} = s \cdot 0,40 \cdot F_*^{0,6}$$

- Calcul de la hauteur d'eau pure  $h_{w,i}$  équivalente au point de début d'entraînement d'air :

$$h_{w,i} = (1 - \bar{C}_i) \cdot h_{m,i}$$

- Calcul de  $z_i$  :

$$z_i \approx L_i \sin \phi$$

- Calcul de la hauteur d'eau pure équivalente en pied de coursier  $h_{w,e1}$  par interpolation linéaire entre la hauteur d'eau pure  $h_{w,i}$  équivalente au point de début d'entraînement d'air & hauteur uniforme d'eau pure équivalente  $h_{w,u}$  :

$$h_{w,e1} = h_{w,i} - \frac{h_{w,i} - h_{w,u}}{H_{dam,u} - z_i} \cdot (H_{dam} - z_i)$$

- Calcul du rayon hydraulique  $R_{h,w}$  et du diamètre hydraulique  $D_{h,w}$  :

$$R_{h,w} = \frac{l_b \cdot h_{w,e1}}{l_b + 2 \cdot h_{w,e1}}$$

$$D_{h,w} \approx 4 \cdot R_{h,w}$$

- Calcul de l'énergie résiduelle  $H_{res} = E_p$  en pied de coursier dans le cas d'un écoulement non uniforme :

$$H_{res} = E_p = E_{max} \cdot \left( \exp \left[ \left( -0,045 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^{0,1} \sin \phi^{-0,8} \right) \cdot \frac{H_{dam}}{h_c} \right] \right)$$

- Calcul de la hauteur d'eau pure équivalente en pied de coursier  $h_{w,e2}$  par ( $\alpha = 1$  : coefficient de correction) :

$$E_p = h_{w,e2} + \alpha \cdot \frac{q^2}{2gh_{w,e2}^2} \rightarrow h_{w,e2}$$

⇒ Relativement proche de la hauteur  $h_{w,e1}$  obtenue par interpolation linéaire.

- Calcul de la hauteur d'eau pure équivalente  $h_{w,e}$  en pied de coursier par une moyenne arithmétique :

$$h_{w,e} = h_p = \frac{h_{w,e1} + h_{w,e2}}{2}$$

2) Dissipation d'énergie sur le coursier en marches dans le cas d'un écoulement uniforme

- Cas où  $H_{dam}/h_c \geq 20,5$ .
- Calcul du coefficient de frottement  $f_b$  du fond :

$$\frac{1}{\sqrt{f_b}} = \frac{1}{\sqrt{0,5 - 0,42 \cdot \sin(2\phi)}} \cdot \left[ 1,0 - 0,25 \cdot \log\left(\frac{K}{D_{h,w}}\right) \right]$$

- Calcul du facteur  $F$  :

$$F = \left(\frac{f_b}{8 \cdot \sin \phi}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \cos \phi + \frac{\alpha}{2} \cdot \left(\frac{f_b}{8 \cdot \sin \phi}\right)^{\frac{-2}{3}}$$

- Calcul de l'énergie résiduelle  $H_{res} = E_p$  en pied de coursier dans le cas d'un écoulement uniforme :

$$H_{res} = E_{max} \cdot \left(\frac{F}{\frac{H_{dam}}{h_c} + \frac{3}{2}}\right)$$

- Calcul de la hauteur d'eau pure équivalente en pied de coursier  $h_{w,e1}$  par ( $\alpha = 1$  : coefficient de correction) :

$$E_p = h_{w,e1} + \alpha \cdot \frac{q^2}{2gh_{w,e1}^2} \rightarrow h_{w,e1}$$

**8.2 Tableaux résultats des calculs préliminaires**

Débit [l/s]	$\Delta E/E_0$ [%]	$h_1$ [cm]	$L_{fr}$ [m]	$h_2$ [cm]	$h_v$ [cm]	$h_{vanne}$ [cm]	Erreur relative sur $h_v$ [%] (infracritique)
10	67,7	0,9	0,49	9,7	9,6	5,3	0,9
15	58,9	1,2	0,63	12,5	12,4	6,8	0,7
20	56,4	1,5	0,75	14,9	14,8	8,1	0,6
25	52,8	1,8	0,85	17,1	17	9,2	0,5
30	47,9	2	0,96	19,2	19,1	10,2	0,5
35	43,9	2,3	1,05	20,9	20,8	11,1	0,5
40	40,6	2,5	1,13	22,7	22,6	12,0	0,4
45	37,8	2,8	1,22	24,4	24,3	12,9	0,4
50	35,4	3,2	1,30	26,1	26,0	13,7	0,4
55	33,3	3,2	1,37	27,6	27,5	14,4	0,4
60	31,4	3,4	1,45	29,1	29,0	15,2	0,4
65	29,7	3,6	1,52	30,6	30,5	15,9	0,3
70	28,2	3,9	1,59	32,0	31,9	16,6	0,3
75	26,9	4,1	1,65	33,4	33,3	17,3	0,3
80	25,7	4,3	1,72	34,8	34,7	17,9	0,3

**Tableau 7 : résultats des calculs préliminaires sur l'influence du frottement en long (début du ressaut en pied du coursier ; cas du seuil libre Creager et  $H_{dam} = 1,035$  m (position I)).**

Débit [l/s]	$\Delta E/E_0$ [%]	$h_1$ [cm]	$L_{fr}$ [m]	$h_2$ [cm]	$h_v$ [cm]	$h_{vanne}$ [cm]	Erreur relative sur $h_v$ [%] (infracritique)
10	54,3	1,0	0,45	9,1	9,0	4,8	1,1
15	44,0	1,3	0,58	11,6	11,5	6,0	0,9
20	37,4	1,7	0,69	13,8	13,7	7,1	0,8
25	32,8	2,0	0,78	15,9	15,8	8,1	0,7
30	29,4	2,3	0,87	17,7	17,6	8,9	0,7
35	26,7	2,6	0,96	19,5	19,4	9,8	0,6
40	24,6	2,8	1,04	21,2	21,0	10,5	0,6
45	22,8	3,1	1,11	22,7	22,6	11,3	0,6
50	21,3	3,4	1,18	24,2	24,1	12,0	0,5
55	20,1	3,6	1,25	25,7	25,6	12,6	0,5
60	19,0	3,9	1,32	27,1	27,0	13,2	0,5
65	18,0	4,1	1,38	28,4	28,3	13,9	0,5
70	17,1	4,4	1,44	29,7	29,6	14,4	0,5
75	16,4	4,6	1,50	31,0	30,9	15,0	0,4
80	15,7	4,8	1,56	32,3	32,2	15,6	0,4

Tableau 8 : résultats des calculs préliminaires sur l'influence du frottement en long (début du ressaut en pied du coursier ; cas du seuil libre Creager et  $H_{dam} = 0,535 m$  (position II)).

### 8.3 Courbe issue d'Idel'cik

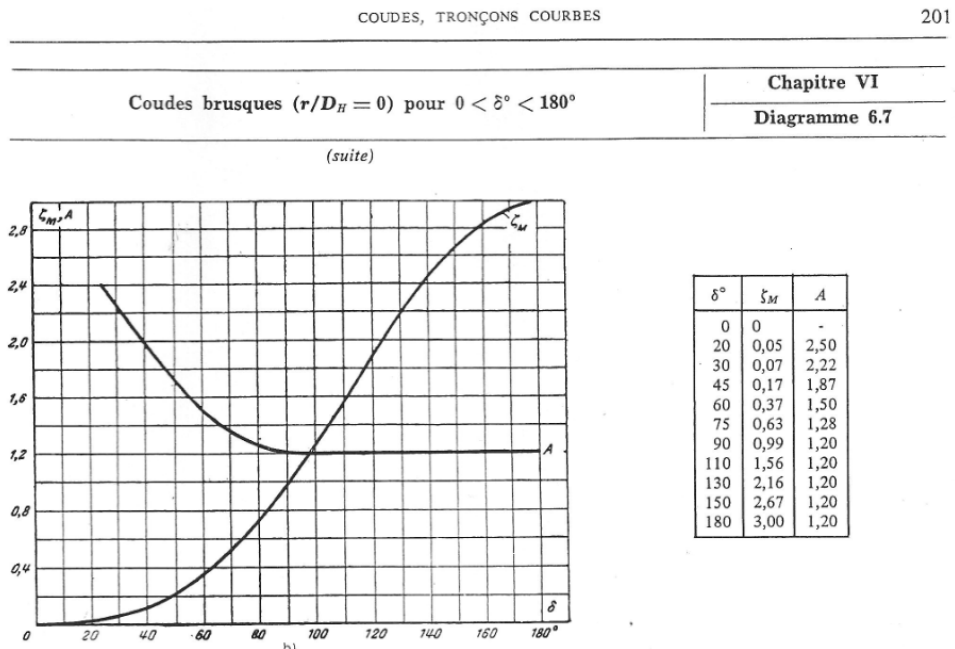
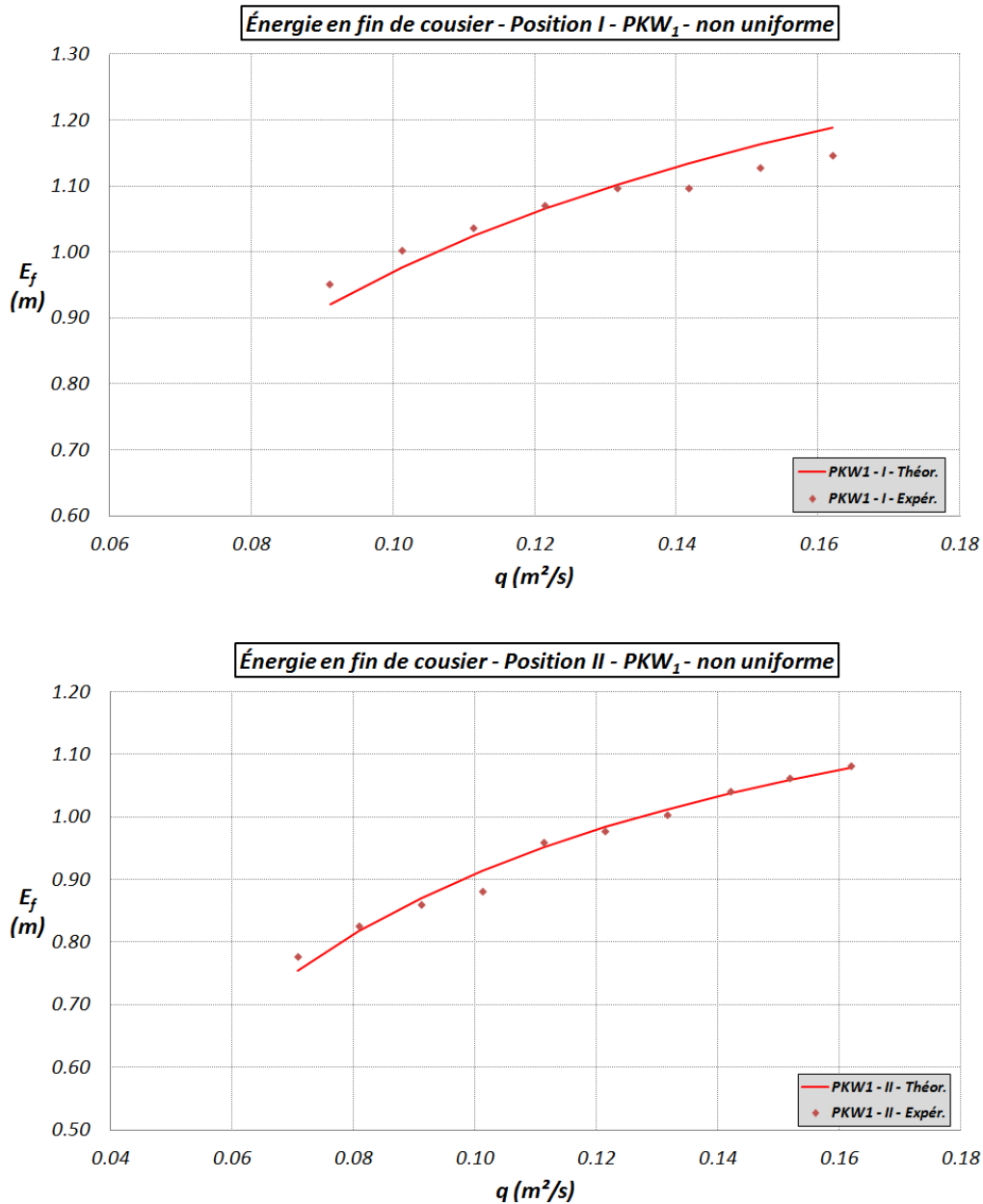


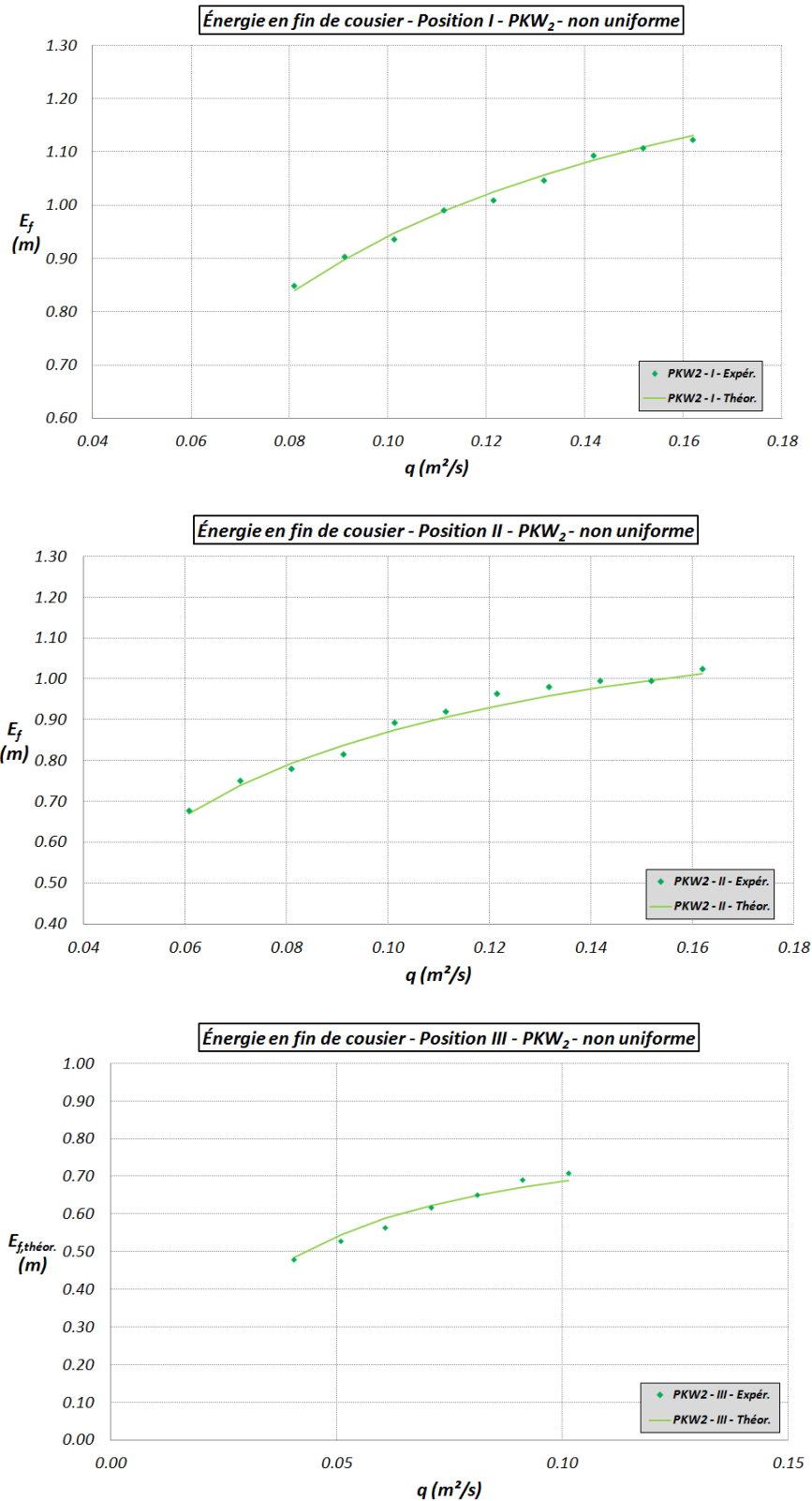
Figure 91 : courbe théorique donnant A et  $\zeta_M$  en fonction de l'angle ( $\delta = 52^\circ$ ) en vu du calcul du coefficient de perte dans un coude brusque (canalisation carrée à parois lisses).

## 8.4 Calage d'une loi analytique sur les résultats expérimentaux représentatifs d'un même comportement (écoulement non uniforme - PKW)

Figures issues du point 4.5.3.2 à la page 123.



**Figure 92 : comparaison entre l'énergie résiduelle en fin de coursier obtenue expérimentalement (losanges) et l'énergie résiduelle en fin de coursier calculée théoriquement à partir de la relation de l'Éq.79 (ligne continue) pour le PKW<sub>1</sub>.**



**Figure 93 : comparaison entre l'énergie résiduelle en fin de coursier obtenue expérimentalement (losanges) et l'énergie résiduelle en fin de coursier calculée théoriquement à partir de la relation de l'Éq.79 (ligne continue) pour le PKW<sub>2</sub>.**

## 9 Résumé des démarches analytiques de calcul

Cette partie synthétise et regroupe *l'ensemble des démarches théoriques analytiques qui ont été établies dans différentes sections du rapport.*

*Ces démarches permettent de déterminer la dissipation d'énergie se produisant sur un ouvrage composé d'un coursier en marches d'escalier équipé en crête d'un seuil libre standard ou d'un déversoir type PKW dans le cas d'un RÉGIME D'ÉCOULEMENT EN MOUSSE*

Afin de pouvoir utiliser ces méthodes de calcul de prédiction de la dissipation d'énergie, il est essentiel de connaître la liste suivante de paramètres :

- la géométrie du coursier en marches d'escalier : la pente  $\phi$ , la hauteur des marches  $s$  et sa largeur  $l_{\text{coursier}}$ .
- la hauteur de barrage  $H_{\text{dam}}$  (distance verticale entre le pied du coursier et la crête du seuil équipant le barrage) ;
- la valeur du débit  $Q$  passant sur l'ouvrage ;
- la charge amont au seuil  $E_0$  ;
- le type de seuil :
  - libre standard (Creager) : /
  - en touches de piano (PKW) : la géométrie du déversoir : dimensions des alvéoles, hauteur du seuil,...

À partir de ce point, la démarche théorique change en fonction du type de seuil présent en crête du barrage : **libre standard** → 9.1 ou **PKW** → 9.2.

### 9.1 Cas d'un seuil libre standard (Creager)

La première étape est d'*identifier le régime d'écoulement qui se développera sur le coursier*, en d'autres mots, il faut déterminer si la longueur du coursier est suffisante pour permettre à l'*écoulement uniforme* d'apparaître ou non (dans ce dernier cas, on parle d'*écoulement non uniforme*). La limite théorique, *dans le cas des seuils libres standards*, fixant la hauteur de barrage relative, à partir de laquelle l'écoulement uniforme apparaîtra avant la fin du coursier est  $H_{\text{dam},u}/h_c$  (où la hauteur critique  $h_c$  est calculée par rapport à la largeur du coursier). Nous proposons de travailler avec une limite correspondant à 90% de cette valeur (sans aucune obligation). Cette limite a été discutée à la page 94.

Cette borne théorique définissant l'écoulement uniforme peut être approchée de manière relativement correcte par la relation de l'Éq.80, proposée par Boes et Hager (2003a).

$$\frac{H_{\text{dam},u}}{h_c} = 24 \cdot (\sin \phi)^{2/3} \quad \text{Éq.80}$$

Si les rapports  $H_{\text{dam}}/h_c$  sur l'ouvrage (où  $h_c$  est calculée à partir de l'Éq.81), se trouvent au-delà de cette valeur, l'écoulement uniforme sera donc établi avant la fin du coursier. Dans le cas contraire (valeur inférieure), l'écoulement sera qualifié de non uniforme.

À partir de là, les méthodes de calcul divergent en fonction du régime d'écoulement identifié.

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(Q/l_{\text{coursier}})^2}{g}} \quad \text{Éq.81}$$

### 9.1.1 Cas de l'écoulement uniforme

Lorsque  $H_{dam}/h_c \geq H_{dam,u}/h_c$ , l'énergie résiduelle en fin de coursier  $E_f$  peut être calculée en appliquant la démarche suivante (proposée par Boes et Hager, 2003a).

- (1) Calcul de l'énergie théorique amont au seuil  $E_0$  à partir de la hauteur du barrage et de la hauteur critique relative à la largeur du coursier (Éq.82).

$$E_0 = H_{dam} + 1,5 \cdot h_c \quad \text{Éq.82}$$

- (2) Calcul d'une série de facteurs (coefficient de frottement, rugosité relative, diamètre hydraulique,...) à partir de l'Éq.83 à l'Éq.87 (au besoin, consulter la liste des symboles page 130).

$$F = \left(\frac{f_b}{8 \cdot \sin \phi}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \cos \phi + \frac{\alpha}{2} \cdot \left(\frac{f_b}{8 \cdot \sin \phi}\right)^{\frac{-2}{3}} \quad \text{Éq.83}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f_b}} = \frac{1}{\sqrt{0,5 - 0,42 \cdot \sin(2\phi)}} \cdot \left[1,0 - 0,25 \cdot \log\left(\frac{K}{D_{h,w}}\right)\right] \quad \text{Éq.84}$$

$$K = s \cdot \cos \phi \quad \text{Éq.85}$$

$$D_{h,w} \approx 4 \cdot R_{h,w} = 4 \cdot \frac{l_{\text{coursier}} \cdot h_{w,u}}{l_{\text{coursier}} + 2 \cdot h_{w,u}} \quad \text{Éq.86}$$

$$h_{w,u} = s \cdot 0,23 \cdot F_*^{0,65} = s \cdot 0,23 \cdot \left(\frac{q}{\sqrt{g \sin \phi} s^3}\right)^{0,65} \quad \text{Éq.87}$$

- (3) Calcul de l'énergie résiduelle en fin de coursier ( $E_f$ ) à partir de la relation de l'Éq.88.

$$E_f = E_0 \cdot \left(\frac{F}{\frac{H_{dam}}{h_c} + \frac{3}{2}}\right) \quad \text{Éq.88}$$

- (4) La dissipation d'énergie sur l'ouvrage ( $\Delta E$ ) peut être simplement déterminée par l'Éq.89.

$$\Delta E = E_0 - E_f \quad \text{Éq.89}$$

### 9.1.2 Cas de l'écoulement non uniforme

Lorsque  $H_{dam}/h_c < H_{dam,u}/h_c$ , l'énergie résiduelle en fin de coursier  $E_f$  peut être calculée en appliquant la démarche suivante.

- (1) Calcul de l'énergie théorique amont au seuil  $E_0$  à partir de la hauteur du barrage et de la hauteur critique relative à la largeur du coursier (Éq.90).

$$E_0 = H_{dam} + 1,5 \cdot h_c \quad \text{Éq.90}$$

- (2) Calcul d'une série de facteurs (coefficient de frottement, rugosité relative, diamètre hydraulique,...) à partir de l'Éq.91 à l'Éq.93 (au besoin, consulter la liste des symboles page 130).

$$K = s \cdot \cos \phi \quad \text{Éq.91}$$

$$D_{h,w} \approx 4 \cdot R_{h,w} = 4 \cdot \frac{l_{coursier} \cdot h_{w,u}}{l_{coursier} + 2 \cdot h_{w,u}} \quad \text{Éq.92}$$

$$h_{w,u} = s \cdot 0,23 \cdot F_*^{0,65} = s \cdot 0,23 \cdot \left( \frac{q}{\sqrt{g \sin \phi} s^3} \right)^{0,65} \quad \text{Éq.93}$$

- (3) Calcul de l'énergie résiduelle en fin de coursier ( $E_f$ ) à partir de la relation de l'Éq.94.

$$E_f = 1,446 \cdot E_0 \cdot \left( \exp \left[ \left( -0,06 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^{0,1} \sin \phi^{-0,8} \right) \cdot \frac{H_{dam}}{h_c} \right] \right) \quad \text{Éq.94}$$

- (4) La dissipation d'énergie sur l'ouvrage ( $\Delta E$ ) peut être simplement déterminée par l'Éq.95.

$$\Delta E = E_0 - E_f \quad \text{Éq.95}$$

## 9.2 Cas d'un déversoir en touches de piano (PKW)

La première étape est d'*identifier le régime d'écoulement qui se développera sur le coursier*, en d'autres mots, il faut déterminer si la longueur du coursier est suffisante que pour permettre à l'*écoulement uniforme* d'apparaître ou non (dans ce dernier cas, on parle d'*écoulement non uniforme*). La limite théorique, *dans le cas des déversoirs en touches de piano (PKW)*, fixant la hauteur de barrage relative, à partir de laquelle l'écoulement uniforme apparaîtra avant la fin du coursier est  $H_{dam,u} / h_c$  (où la hauteur critique  $h_c$  est calculée par rapport à la largeur du coursier) a été discutée à la page 100.

*Dans le cas de la présente étude* (voir géométrie du coursier et des seuils au point 2.1 de la page 33), la borne théorique définissant l'écoulement uniforme a été fixée à 14,5. **La validité de cette borne n'est garantie que dans le cas de modèles présentant une géométrie analogue** (inclinaison du coursier,...) à celle étudiée dans la présente recherche /!\

Si les rapports  $H_{dam}/h_c$  sur l'ouvrage (où  $h_c$  est calculée à partir de l'Éq.96), se trouvent au-delà de cette valeur, l'écoulement uniforme sera donc établi avant la fin du coursier. Dans le cas contraire (valeur inférieure), l'écoulement sera qualifié de non uniforme.

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(Q/l_{coursier})^2}{g}} \quad \text{Éq.96}$$

À partir de là, les méthodes de calcul divergent en fonction du régime d'écoulement identifié.

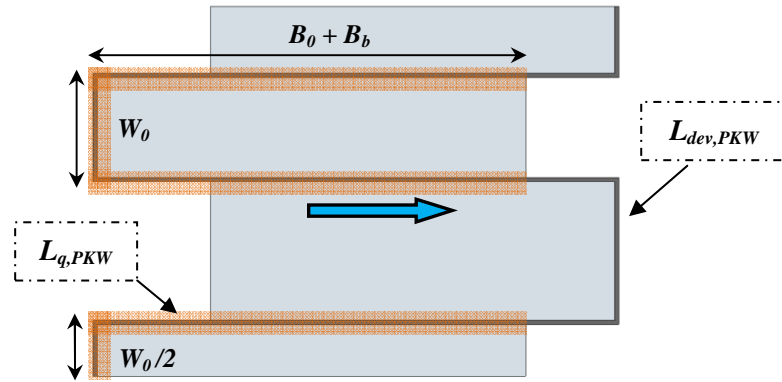
### 9.2.1 Cas de l'écoulement uniforme

Lorsque l'écoulement uniforme s'installe sur le coursier avant la fin de celui-ci, la dissipation d'énergie s'étudie de manière indépendante du type de seuil en crête (par définition de l'écoulement uniforme). Dès lors, dans ce cas, nous vous renvoyons au point 9.1.1 dans le cas du seuil libre standard.

En effet, la démarche est identique à l'exception près que l'énergie théorique amont au seuil  $E_0$  (Éq.97) est calculée à partir de la hauteur du barrage et de la hauteur critique (Éq.98) relative à la longueur développée totale du seuil PKW, définie géométriquement à la Figure 94.

$$E_0 = H_{dam} + 1,5 \cdot h_{c,PKW} \quad \text{Éq.97}$$

$$h_{c,PKW} = \sqrt[3]{\frac{q_{PKW}^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{Q}{L_{dev,PKW}}\right)^2}{g}} \quad \text{Éq.98}$$



**Figure 94 : vue en plan schématique d'un PKW – détermination de la longueur développée efficace des outlets ( $L_{q,PKW}$ ), surlignée en orange et de la longueur développée totale ( $L_{dev,PKW}$ ), traits gris foncé, pour la dissipation d'énergie en long (la flèche bleue indique le sens de l'écoulement sur le seuil) – voir page 35 pour la description des symboles.**

## 9.2.2 Cas de l'écoulement non uniforme

Si l'écoulement sur le coursier est identifié comme non uniforme, l'énergie résiduelle  $E_f$  en fin de coursier peut être calculée par l'Éq.99, qui a été établie sur base de l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus au cours de la présente étude ( $\varepsilon_0 = 0,0030$ ). Au besoin, consulter le point 4.5.3.1 débutant à la page 113.

$$E_f = E_0 - \left\{ \left( E_0 - E_0 \cdot 1,09 \cdot \exp \left[ -0,113 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^{0,76} \cdot \sin \phi^{0,74} \cdot \frac{(H_{dam} - P)}{h_c^*} \right] \right) + \dots 350 \cdot \left( \frac{B_i}{P_{coursier}} \right)^3 \cdot \frac{v_{IN}^2}{2g} \right\} \quad \text{Éq.99}$$

Une seconde relation, celle de l'Éq.100, a été établie uniquement à partir des résultats expérimentaux correspondant à un même comportement sur l'ouvrage (avec une meilleure corrélation entre théorie et expérimental -  $\varepsilon_0 = 0,0004$ ). Pour plus de précision, consulter le point 4.5.3.2 débutant à la page 123.

$$E_f = E_0 - \left\{ \left( E_0 - 1,16 \cdot E_0 \cdot \exp \left[ -0,097 \cdot \left( \frac{K}{D_{h,w}} \right)^{0,77} \cdot \sin \phi^{-0,9} \cdot \frac{(H_{dam} - P)}{h_c^*} \right] \right) + 0,5 \cdot \frac{v_{IN}^2}{2g} \right\} \quad \text{Éq.100}$$

Les différents facteurs dans ces deux équations sont définis ci-dessous de l'Éq.101 à l'Éq.109. En cas d'incompréhension de l'un ou l'autre paramètre, nous vous invitons à consulter la liste des symboles de la page 130 ou le point correspondant dans le rapport, à savoir le point 4.5.3 à la page 112.

Notons que la dissipation d'énergie sur l'ouvrage ( $\Delta E$ ) peut être simplement déterminée en soustrayant l'énergie résiduelle  $E_f$  en fin de coursier à l'énergie  $E_0$  amont au seuil.

$$v_{IN} = \frac{q_{IN}}{h_c^{IN}} \quad \text{Éq.101}$$

$$q_{IN} = (1 - \varphi) \cdot q \quad \text{Éq.102}$$

$$\varphi = \frac{L_{q,PKW}}{L_{dév,PKW}} \quad \text{Éq.103}$$

$$h_c^{IN} = \sqrt[3]{\frac{q_{IN}^2}{g}} \quad \text{Éq.104}$$

$$E_0 = H_{dam} + 1,5 \cdot h_{c,PKW} \quad \text{Éq.105}$$

$$h_{c,PKW} = \sqrt[3]{\frac{q_{PKW}^2}{g}} \quad \text{Éq.106}$$

$$q_{PKW} = \frac{Q}{L_{dév,PKW}} \quad \text{Éq.107}$$

$$q^* = \varphi \cdot q \quad \text{Éq.108}$$

$$h_c^* = \sqrt[3]{\frac{q^{*2}}{g}} \quad \text{Éq.109}$$