

Évaluation des pressions agissant sur les bajoyers des bassins de dissipation en aval de coursiers lisses et en marches

Auteur : Malarme, Hugo

Promoteur(s) : Erpicum, Sébastien

Faculté : Faculté des Sciences appliquées

Diplôme : Master en ingénieur civil des constructions, à finalité spécialisée en "civil engineering"

Année académique : 2024-2025

URI/URL : <http://hdl.handle.net/2268.2/23318>

Avertissement à l'attention des usagers :

Tous les documents placés en accès ouvert sur le site le site MatheO sont protégés par le droit d'auteur. Conformément aux principes énoncés par la "Budapest Open Access Initiative"(BOAI, 2002), l'utilisateur du site peut lire, télécharger, copier, transmettre, imprimer, chercher ou faire un lien vers le texte intégral de ces documents, les disséquer pour les indexer, s'en servir de données pour un logiciel, ou s'en servir à toute autre fin légale (ou prévue par la réglementation relative au droit d'auteur). Toute utilisation du document à des fins commerciales est strictement interdite.

Par ailleurs, l'utilisateur s'engage à respecter les droits moraux de l'auteur, principalement le droit à l'intégrité de l'oeuvre et le droit de paternité et ce dans toute utilisation que l'utilisateur entreprend. Ainsi, à titre d'exemple, lorsqu'il reproduira un document par extrait ou dans son intégralité, l'utilisateur citera de manière complète les sources telles que mentionnées ci-dessus. Toute utilisation non explicitement autorisée ci-avant (telle que par exemple, la modification du document ou son résumé) nécessite l'autorisation préalable et expresse des auteurs ou de leurs ayants droit.

Évaluation des pressions agissant sur les bajoyers des bassins de dissipation en aval de coursiers lisses et en marches

Malarme Hugo

Travail de fin d'études présenté en vue de l'obtention du grade de :
Master en Ingénieur Civil des Constructions

Année académique 2024-2025

Promoteur :
Sébastien Erpicum

Membres du jury :
Thomas Andrianne
Arnaud Chapuis

Abstract

Title : Assessment of Pressures Acting on the Sidewalls of Energy Dissipation Basins Downstream of Smooth and Stepped Chutes

Author : Hugo Malarne

Supervisor : Sébastien Erpicum

Section : Civil Engineering — specialization in Civil Engineering

Academic Year : 2024–2025

Keywords : pressure, sidewall, energy dissipation basin, hydraulic jump, smooth chute, stepped chute

This master's thesis aims to evaluate the hydrodynamic pressures exerted on the sidewalls of stilling basins located downstream of both smooth and stepped spillways. While the loads acting on the basin apron have been extensively studied, those affecting the lateral walls remain poorly documented. An experimental approach was therefore conducted at the Hydraulic Constructions Laboratory of the University of Liège to further investigate this type of loading.

Using piezometric sensors installed on a sidewall and on the floor of a channel located downstream of both smooth and stepped spillways, pressure measurements were carried out for discharges ranging from 0.01 to 0.08 m²/s. The results reveal pressure fluctuations up to 1.4 times higher on the walls than on the floor, with pressure peaks reaching 3.5 times the hydrostatic pressure.

This work provides new data on lateral pressures generated by a hydraulic jump and compares the influence of the spillway type (smooth or stepped) on these pressures and their fluctuations. The results suggest that a specific design approach for the walls, distinct from the one traditionally applied to the basin floor, should be considered.

Résumé

Titre : Évaluation des pressions agissant sur les bajoyers des bassins de dissipation en aval de coursiers lisses et en marches

Auteur : Hugo Malarne

Promoteur : Sébastien Erpicum

Section : Ingénieur civil des constructions, à finalité spécialisée en génie civil

Année académique : 2024–2025

Mots-clés : pression, bajoyer, bassin de dissipation, ressaut hydraulique, coursier lisse, coursier en marches

Ce travail de fin d'études a pour objectif d'évaluer les pressions hydrodynamiques exercées sur les bajoyers des bassins de dissipation situés en aval de coursiers lisses et en marches. Alors que les sollicitations sur le fond ont fait l'objet de nombreuses études, celles agissant sur les parois latérales restent peu documentées. Une approche expérimentale a donc été menée au Laboratoire d'hydraulique des constructions de l'Université de Liège afin de documenter d'avantage ce type de sollicitation.

À l'aide de capteurs piézométriques installés sur une paroi latérale et sur le fond d'un canal situé en aval d'un coursier lisse et en marches, des pressions ont été mesurées pour des débits variant de 0.01 à 0.08 m²/s. Les résultats révèlent des fluctuations de pression jusqu'à 1.4 fois plus fortes sur les parois que sur le fond, avec des pics de pression atteignant 3.5 fois la pression hydrostatique.

Ce travail fournit de nouvelles données sur les pressions latérales générées par un ressaut hydraulique, et compare les effets du type de coursiers (lisses ou en marches) sur ces pressions et leurs fluctuations. Les résultats suggèrent qu'une approche de dimensionnement spécifique aux parois, distincte de celle traditionnellement appliquée aux fonds de bassin, devrait être exploitée.

Remerciements

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Je remercie tout d'abord mon promoteur, Monsieur Sébastien Erpicum, pour l'encadrement qu'il m'a apporté tout au long de ce travail. Sa rigueur scientifique, son sens pratique et ses remarques constructives ont été essentiels à l'élaboration de ce mémoire.

J'adresse également mes sincères remerciements aux techniciens du Laboratoire d'Hydraulique des Constructions, Messieurs Maxime Mathieu, Grégory Thonard et Claude Lhermerout, pour leur expertise, leur précieuse aide dans la conception et la mise en place du dispositif expérimental, ainsi que pour leur disponibilité constante durant la campagne de mesures.

Je remercie aussi Messieurs Arnaud Chapuis et Thomas Andrianne pour le temps qu'ils consacreront à l'évaluation de ce mémoire.

Enfin, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à ma famille et à mes amis pour leur soutien indéfectible et leurs encouragements tout au long de mon parcours académique.

Table des matières

Abstract	i
Résumé	ii
Remerciements	iii
Liste des symboles	vii
Liste des tableaux	xi
Table des figures	xii
1 Introduction	1
1.1 Objectifs	4
1.2 Structure du document	4
2 État de l’art	6
2.1 Écoulement aéré	6
2.2 Les coursiers lisses	7
2.2.1 Point critique	9
2.2.2 Concentration en air	11
2.2.3 Écoulement aéré uniforme	13
2.2.4 Hauteurs d’eau aérées	14
2.3 Les coursiers en marches d’escalier	15
2.3.1 Régime d’écoulement	16
2.3.2 Écoulement aéré uniforme	18
2.3.3 Hauteurs d’eau	19
2.4 Ressaut hydraulique et bassins de dissipation	19

2.4.1	Classification des ressauts	20
2.4.2	Longueurs caractéristiques	22
2.4.3	Hauteur d'eau à considérer	23
2.4.4	Niveau de la surface libre	24
2.4.5	Pressions en jeu	26
2.4.6	Bassin de dissipation	33
2.5	Effets d'échelle	34
3	Dispositif expérimental	36
3.1	Description générale du modèle	36
3.2	Matériel de mesure	40
3.2.1	Mesure du débit	40
3.2.2	Mesure des pressions	40
3.2.3	Mesure des niveaux d'eau	49
3.2.4	Protocole de mesure	52
3.3	Calculs préliminaires - Coursier lisse	53
3.4	Calculs préliminaires - Coursier en marches	56
4	Résultats et analyses	59
4.1	Campagnes de mesure	59
4.2	Caractéristiques des niveaux d'eau	61
4.2.1	Hauteurs d'eau moyennes	61
4.2.2	Hauteur d'eau à l'entrée de ressaut	62
4.3	Pressions brutes	63
4.4	Pressions du fond	65
4.4.1	Distribution des pressions	65
4.4.2	Distribution des coefficients de pression	66
4.5	Pressions sur les parois	68
4.5.1	Distribution des pressions	69
4.5.2	Distribution des coefficients de pression	75
5	Conclusions	80
5.1	Résultats	81
5.1.1	Sollicitations du fond	81
5.1.2	Sollicitations des parois	82
5.2	Discussions et perspectives	84

A	Implantation des capteurs de pressions	85
B	Étalonnage des capteurs de pression	88
C	Étalonnage des capteurs de distance	100
D	Détails des essais sur coursier en marches	103
D.1	Pressions brutes	103
D.2	Pressions caractéristiques	107
E	Détails des essais sur coursier lisse	112
E.1	Pressions brutes	112
E.2	Pressions caractéristiques	118
	Références	125

Liste des symboles

Roman

<i>Symbole</i>	<i>Description</i>	<i>Unité</i>
a	Coefficient	[-]
A	Section de l'écoulement	[m ²]
b	Coefficient	[-]
C	Concentration en air locale	[-]
C_0	Concentration en air au fond	[-]
C_e	Concentration moyenne en air entraîné	[-]
$C_{e,\infty}$	Concentration moyenne en air entraîné à l'équilibre	[-]
C_f	Concentration en air au pied du coursier	[-]
C'_p	Coefficient de variation de pression basé sur l'écart-type	[-]
C_m	Concentration en air moyenne	[-]
$C_p^{0,1}$	Coefficient de pression pour une probabilité de 0,1 %	[-]
$C_p^{99,9}$	Coefficient de pression pour une probabilité de 99,9 %	[-]
C_p^{\max}	Coefficient de pression maximale extrême	[-]
C_p^{\min}	Coefficient de pression minimale extrême	[-]
C_u	Concentration en air à l'équilibre (écoulement uniforme atteint)	[-]
CDx	Capteur de distance n°x	[-]
CPx	Capteur de pression n°x	[-]
c	Coefficient	[-]
F_1	Nombre de Froude juste à l'amont du ressaut	[-]

F_2	Nombre de Froude juste à l'aval du ressaut	[-]
F_r	Nombre de Froude de l'écoulement	[-]
F	Force sur un bajoyer par tronçon unitaire de bajoyer	[N/m]
f	Coefficient standard de Darcy-Weisbach	[-]
f_a	Coefficient de Darcy-Weisbach modifié en condition aérée	[-]
g	Accélération de la gravité	[m/s ²]
H_{dam}	Hauteur de la crête du déversoir comptée depuis le fond du bassin de dissipation	[m]
H_s	Distance verticale entre le niveau d'énergie total en amont et la surface libre locale au point critique	[m]
h_1	Hauteur d'eau juste à l'amont du ressaut	[m]
h_2	Hauteur d'eau juste à l'aval du ressaut	[m]
h_c	Hauteur d'eau critique de l'écoulement	[m]
h_{cw}	Hauteur d'eau équivalente en eau claire (<i>equivalent clear water depth</i>)	[m]
$h_{cw,u}$	Hauteur d'eau équivalente en eau claire à l'écoulement uniforme	[m]
$h_{cw,f}$	Hauteur d'eau équivalente en eau claire au pied du coursier	[m]
h_i	Hauteur d'eau au point critique	[m]
h_{ref}	Hauteur d'eau de référence	[m]
K_{Al}	Coefficient de frottement de Manning-Strickler du coursier lisse en aluminium	[m ^{1/3} /s]
K	Coefficient d'aplatissement (kurtosis)	[-]
k_s	Coefficient de rugosité de Nikuradse	[m]
L_i	Position du point critique sur le coursier, comptée depuis la crête du déversoir	[m]
L_{crc}	Longueur du coursier	[m]
n	Nombre d'échantillons de pression	[-]
p	Pression instantanée	[m]
p'	Écart-type de la pression (composante variable)	[m]
p_i	Pression à un instant donné i	[m]
p_m	Pression moyenne	[m]

p_{\max}	Pression maximale mesurée	[m]
p_{\min}	Pression minimale mesurée	[m]
$p_{0,1}$	Pression avec une probabilité d'occurrence de 0,1 %	[m]
p_s	Pression hydrostatique	[m]
$p_{99,9}$	Pression avec une probabilité d'occurrence de 99,9 %	[m]
Q	Débit total	[m ³ /s]
q	Débit spécifique	[m ² /s]
R	Rayon hydraulique	[m]
Re	Nombre de Reynolds de l'écoulement	[-]
s	Hauteur des marches du coursier	[m]
S	Pente	[-]
S_f	Pente de frottement	[-]
S_0	Pente de fond	[-]
T	Durée de l'échantillonnage	[s]
v	Vitesse de référence	[m/s]
V	Vitesse de l'écoulement moyennée sur la section	[m/s]
V_1	Vitesse de l'écoulement juste à l'amont du ressaut	[m/s]
V_2	Vitesse de l'écoulement juste à l'aval du ressaut	[m/s]
w	Profondeur des marches du coursier	[m]
W_c	Largeur du coursier	[m]
W_{ch}	Largeur du canal horizontal aval	[m]
x	Position sur le coursier comptée depuis la crête du déversoir	[m]
x_j	Distance depuis le pied du ressaut comptée positivement dans le sens de l'écoulement	[m]
x^*	Position sur le coursier comptée depuis le point critique	[m]
x_f^*	Distance entre le point critique et le pied du coursier	[m]
x_u^*	Position de l'écoulement uniforme comptée depuis le point critique	[m]
y	Hauteur d'eau caractéristique (aérée) en toute généralité	[m]
y_i	Position du point critique comptée verticalement depuis la crête du déversoir	[m]

y_{90}	Hauteur d'eau caractéristique (aérée) jusque $y_{(C=0.9)}$	[m]
$y_{90,u}$	Hauteur d'eau caractéristique (aérée) à l'écoulement uniforme jusque $y_{(C=0.9)}$	[m]
Z	Hauteur d'eau adimensionnelle le long du ressaut	[-]

Grecque

<i>Symbole</i>	<i>Description</i>	<i>Unité</i>
α	Coefficient de correction d'énergie cinétique	[-]
δ	Épaisseur de la couche limite	[m]
σ	Tension superficielle de l'eau	[kg/s ²]
ν	Viscosité cinématique de l'eau	[m ² /s]
η	Hauteur d'eau moyenne dans le bassin de dissipation	[m]
ρ	Masse volumique de l'eau	[kg/m ³]
φ	Pente du coursier	[°]

Liste des tableaux

TABLE	Page
2.1 Valeurs de k_s pour des surfaces communes (JAMES, 2020).	10
2.2 Coefficients de l'EQ. 2.84	32
2.3 Coefficients de l'EQ. 2.85	32
2.4 Exemples de critères liés à l'application de la similitude	35
3.1 Caractéristiques du dispositif expérimental	39
3.2 Coordonnées des capteurs de pression	47
4.1 Caractéristiques des essais	60
4.2 Valeurs du rapport x/h_2 pour chacune des zones observées par essai. .	71
4.3 Variations des rapports de pression selon les zones	72
4.4 Variations des rapports de pression selon les zones	74

Table des figures

FIGURE	Page
1.1 Barrage d'Itaipu.	2
1.2 Barrage de Wadi Wala.	3
2.1 Entraînement d'air sur coursier lisse	7
2.2 Diagramme énergétique d'un écoulement sur coursier	10
2.3 Évolution de la position du point critique	11
2.4 Entraînement d'air sur coursier en marches	16
2.5 Régimes d'écoulement sur les coursiers en marches	17
2.6 Ressaut hydraulique classique	20
2.7 Classification des ressauts selon leur forme	21
2.8 Classification des ressauts selon leur position	22
2.9 Comparaison du rapport h_2/h_1 avec la loi de Bélanger	24
2.10 Mesure typique de fluctuation de pression	27
2.11 Mesure de pression	28
2.12 Valeurs C'_p sous un ressaut hydraulique	31
2.13 Configurations possibles d'un bassin de dissipation	34
3.1 Dispositif expérimental complet	38
3.2 Canal du dispositif expérimental	38
3.3 Photographie du dispositif expérimental	39
3.4 Débitmètre Siemens MAG5000	40
3.5 Capteurs de pression exploités	40
3.6 Courbe de calibration du CP1	41
3.7 Influence de la fréquence d'acquisition	42
3.8 Comparaison de l'influence de la fréquence d'acquisition sur le spectre de pression	43
3.9 Influence de la durée d'échantillonnage	44

3.10	Influence de la durée sur les erreurs relatives des fractiles à 1% et 99% . .	45
3.11	Disposition capteurs de pression du fond	46
3.12	Position des capteurs de pression sur la paroi	47
3.13	Position CP du fond	47
3.14	Capteurs de distance utilisés	49
3.15	Courbe de calibration du CD1	50
3.16	Profil de la surface libre et du fond.	51
3.17	Erreur absolue au droit des capteurs de distance	52
3.18	Position du ressaut au pied du coursier	53
4.1	Niveau de surface libre et position des CP	61
4.2	Considération sur la référence de la hauteur h_1	62
4.3	Comparaisons des formulation de $h_{cw,u}$	63
4.4	Pressions mesurées.	64
4.5	Pressions du fond	66
4.6	Coefficients de pressions du fond	67
4.7	Évolution des p_m , $p_{99.9}$, $p_{0.1}$ et p_s selon x/h_2 et $y/\eta(x)$	70
4.8	Évolution de la pression moyenne des parois en aval du coursier en marches. 70	
4.9	Évolution des p_m , $p_{99.9}$, $p_{0.1}$ et p_s selon x/h_2 et $y/\eta(x)$	73
4.10	Évolution du ratio p_m/p_s selon x/h_2	73
4.11	Pressions des parois	74
4.12	Évaluation des C'_p	76
4.13	Comparaison des C'_p issus des capteurs en pied de paroi	77
4.14	Coefficients de pressions des parois	79
B.1	Dispositif de calibration des capteurs de pression	89
B.2	Courbe d'étalonnage CP1	89
B.3	Courbe d'étalonnage CP2	90
B.4	Courbe d'étalonnage CP3	90
B.5	Courbe d'étalonnage CP4	90
B.6	Courbe d'étalonnage CP5	91
B.7	Courbe d'étalonnage CP6	91
B.8	Courbe d'étalonnage CP7	91
B.9	Courbe d'étalonnage CP8	92
B.10	Courbe d'étalonnage CP9	92
B.11	Courbe d'étalonnage CP10	92

B.12	Courbe d'étalonnage CP11	93
B.13	Courbe d'étalonnage CP12	93
B.14	Courbe d'étalonnage CP13	93
B.15	Courbe d'étalonnage CP14	94
B.16	Courbe d'étalonnage CP15	94
B.17	Courbe d'étalonnage CP16	94
B.18	Courbe d'étalonnage CP17	95
B.19	Courbe d'étalonnage CP18	95
B.20	Courbe d'étalonnage CP19	95
B.21	Courbe d'étalonnage CP20	96
B.22	Courbe d'étalonnage CP21	96
B.23	Courbe d'étalonnage CP22	96
B.24	Courbe d'étalonnage CP23	97
B.25	Courbe d'étalonnage CP24	97
B.26	Courbe d'étalonnage CP25	97
B.27	Courbe d'étalonnage CP26	98
B.28	Courbe d'étalonnage CP27	98
B.29	Courbe d'étalonnage CP28	98
B.30	Courbe d'étalonnage CP29	99
B.31	Courbe d'étalonnage CP30	99
C.1	Disposition d'une cale lors d'une mesure	100
C.2	Courbe d'étalonnage du capteur CD1	101
C.3	Courbe d'étalonnage du capteur CD2	101
C.4	Courbe d'étalonnage du capteur CD3	101
C.5	Courbe d'étalonnage du capteur CD4	102
D.1	Pressions brutes mesurées à l'essai Q10M1	104
D.2	Pressions brutes mesurées à l'essai Q10M2	104
D.3	Pressions brutes mesurées à l'essai Q20M1	105
D.4	Pressions brutes mesurées à l'essai Q20M2	105
D.5	Pressions brutes mesurées à l'essai Q30M1	106
D.6	Pressions brutes mesurées à l'essai Q30M2	106
D.7	Pressions brutes mesurées à l'essai Q40M1	107
D.8	Pressions brutes mesurées à l'essai Q40M2	107
D.9	Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q10M1	108

D.10 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q10M	108
D.11 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q20M1	109
D.12 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q20M2	109
D.13 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q30M1	110
D.14 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q30M2	110
D.15 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q40M1	111
D.16 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q40M2	111
E.1 Pressions brutes mesurées à l'essai Q5M1L	112
E.2 Pressions brutes mesurées à l'essai Q5M2L	113
E.3 Pressions brutes mesurées à l'essai Q7.5M1L	113
E.4 Pressions brutes mesurées à l'essai Q7.5M2L	114
E.5 Pressions brutes mesurées à l'essai Q10M1L	114
E.6 Pressions brutes mesurées à l'essai Q10M2LL	115
E.7 Pressions brutes mesurées à l'essai Q20M1L	115
E.8 Pressions brutes mesurées à l'essai Q20M2L	116
E.9 Pressions brutes mesurées à l'essai Q30M1L	116
E.10 Pressions brutes mesurées à l'essai Q30M2L	117
E.11 Pressions brutes mesurées à l'essai Q40M1L	117
E.12 Pressions brutes mesurées à l'essai Q40M2L	118
E.13 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q5M1L	118
E.14 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q5M2L	119
E.15 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q7.5M1L	119
E.16 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q7.5M2L	120
E.17 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q10M1L	120
E.18 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q10M2L	121
E.19 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q20M1L	121
E.20 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q20M2L	122
E.21 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q30M1L	122
E.22 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q30M2L	123
E.23 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q40M1L	123
E.24 Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q40M2L	124

Chapitre 1

Introduction

Les cours d'eau sont modifiés par les civilisations depuis la nuit des temps afin de contrôler leur écoulement. Lorsque les hommes se sont regroupés dans des cités, l'eau est devenue une priorité. Ainsi, dans les vestiges d'anciennes civilisations bordant la Méditerranée comme en Mésopotamie ou en Égypte, les archéologues ont retrouvé des traces d'ouvrages datant de plusieurs millénaires servant à retenir cette ressource. Les plus anciennes traces connues proviennent du barrage de Sadd-el Kafara en Égypte, construit entre 2950 et 2750 av. J.-C. et présentant une hauteur de 14 m pour une longueur de 113 m (HAGER, W.H. et al., 2021).

Initialement constitués d'accumulations de matériaux fins, de terre et de pierres, les barrages ont évolué pour répondre à des fonctions diversifiées. Aujourd'hui, ils sont notamment utilisés pour l'irrigation, le stockage d'eau potable, la production d'énergie hydroélectrique, la navigation ou encore la gestion des crues.

Les grands barrages modernes sont principalement classés en deux catégories. D'une part les barrages en remblai, constitués de matériaux peu cohésifs tels que des enrochements ou des sols fins et dont l'étanchéité est souvent assurée par un noyau argileux ou une membrane. D'autre part les barrages en béton, incluant les barrages-poids, les barrages-voûtes, les barrages à contreforts ainsi que des structures combinant ces différentes technologies.

Dans les années 1970, les barrages-poids en béton ont perdu en compétitivité face aux barrages en remblai, moins coûteux et plus rapides à construire grâce aux progrès des équipements de terrassement. Pour réduire les coûts et accélérer la construction, l'idée d'utiliser une technique réservée jusque-là aux travaux de terrassement a émergé : le béton compacté au rouleau sans joints (*RCC pour Roller-compacted*

concrete). Après des études et expérimentations, la première application concrète du RCC apparaît en 1980 au Japon (barrage de Shimajigawa), suivie par plusieurs barrages aux États-Unis, dont Willow Creek (1982). Aujourd'hui, les barrages en RCC offrent une alternative efficace aux barrages en béton conventionnel avec des gains significatifs en temps et coûts de construction (TANCHEV, 2014).

Une constante existe parmi tous les types de barrages cités précédemment : la nécessité d'éviter la surverse sur l'ouvrage. Cela implique l'intégration d'organes spécifiques destinés à restituer l'excédent d'eau en aval. Une configuration classique comprend un dispositif de contrôle du niveau du réservoir (ex. un seuil à surface libre), un ouvrage de transport (ex. coursier lisse ou en marches) et un système de dissipation d'énergie (ex. bassin de dissipation, saut de ski, etc.). L'évacuateur de crue du barrage d'Itaipu (Brésil/Paraguay) est présenté à la FIG. 1.1. Dans un contexte de changement climatique, qui entraîne bien souvent une révision à la hausse des débits de crue, ces structures, essentielles à la sécurité du barrage, doivent faire l'objet d'un suivi rigoureux et, si nécessaire, être adaptées ou renforcées. Notons que les inondations dépassant la capacité du déversoir figurent parmi les causes principales des défaillances de barrages (SINGH, 1996) soulignant ainsi l'importance des dispositifs relatifs à l'évacuation des débits exceptionnels.



FIGURE 1.1 – **Barrage d'Itaipu.** Évacuateur de crue en fonctionnement du barrage d'Itaipu (Brésil/Paraguay) (ITAIPU BINACIONAL, 2025)

Généralement, les ouvrages de transport des évacuateurs de crue sont des galeries, des coursiers lisses (*smooth spillway channel*) ou des coursiers en marches (*stepped spillway channel*).

Les déversoirs en marches, en tant qu'ouvrages de transport des crues, sont utilisés depuis plus de 3000 ans (CHANSON, 2015). Ces dernières décennies, grâce aux progrès de la technique de construction en béton compacté au rouleau, les déversoirs en marches, s'intégrant particulièrement bien aux structures RCC ont connu un nouvel essor (JAMES, 2020). Contrairement aux canaux lisses qui concentrent la dissipation d'énergie en aval, les coursiers en marches assurent une dissipation progressive qui s'initie dès le sommet du coursier. Cette caractéristique permet de réduire la taille et le coût des structures de dissipation terminales (HAGER, W.H. et al., 2021).

Un moyen courant de dissiper l'énergie cinétique en aval des coursiers lisses et en marches consiste à provoquer un ressaut hydraulique contenu dans un bassin de dissipation. Ce bassin, soumis à d'importantes pressions dynamiques, est une structure renforcée qui présente généralement un radier et des bajoyers en béton afin de prévenir l'érosion du lit et des rives. L'énergie dissipée doit être suffisante pour assurer la transition de l'écoulement d'un régime torrentiel supercritique en amont du ressaut (coursier) à un régime fluvial infracritique à son aval (rivière).

Le barrage du Wadi Wala (Jordanie) construit en 2004 et rehaussé en 2017 illustre la complémentarité d'un ouvrage réalisé en RCC exploité comme coursier en marches (FIG. 1.2) en amont d'un bassin de dissipation.



(a)



(b)

FIGURE 1.2 – **Barrage de Wadi Wala.** Barrage de Wadi Wala (Jordanie) en construction (a) et en fonctionnement (b) (GENERAL EQUIPMENT, 2021)

Les directives de conception des bassins de dissipation sous les déversoirs lisses sont encore appliquées aux bassins précédés de déversoirs en marches (STOJNIC, 2020). C'est à partir de ce constat que des travaux visant à comparer les pressions sur le fond des bassins de dissipation en aval de coursiers lisses et en marches ont été menés (STOJNIC, 2020). Plus généralement, la littérature se concentre essentiellement sur la caractérisation des sollicitations au fond et beaucoup moins sur celles agissant sur les parois latérales. Par conséquent, d'une part très peu de travaux ont porté sur l'évaluation de la pression exercée sur les bajoyers des bassins de dissipation situés en aval d'un coursier lisse, et d'autre part, encore moins d'études ont comparé ces sollicitations en aval de coursiers lisses et de coursiers en marches.

1.1 Objectifs

L'étude présentée dans ce travail a pour objectif d'analyser les pressions exercées sur les bajoyers des bassins de dissipation, notamment en les comparant à celles s'exerçant au fond. La quantification de ces pressions et de leurs fluctuations sera réalisée par voie expérimentale, avec pour objectif de fournir des données nécessaires à un dimensionnement structurel optimisé.

L'analyse des pressions exercées au fond et sur les parois sera menée sur un bassin de dissipation sans seuil ni baffles, situé en aval d'un coursier lisse et en aval d'un coursier en marches. L'ensemble des grandeurs mesurées fera l'objet d'une comparaison systématique avec les données issues de la littérature.

1.2 Structure du document

Ce travail de fin d'études est divisé en 5 chapitres :

- Le *Chapitre 1* introduit et met en contexte le sujet de l'étude,
- Le *Chapitre 2* présente l'état de l'art de la littérature concernant les coursiers lisses et en marches, ainsi que les pressions se développant dans les bassins de dissipation en aval de ces structures,
- Le *Chapitre 3* présente le dispositif expérimental ainsi que des calculs préliminaires intervenant dans la mise en place du dispositif expérimental,

- Le *Chapitre 4* évalue les pressions en aval d'un coursier en marches, en aval d'un coursier lisse et compare les résultats,
- Le *Chapitre 5* conclut sur le document et présente les points clés.

Enfin, les résultats complets des expériences réalisées ainsi que des notes complémentaires seront repris dans les Annexes.

Chapitre 2

État de l'art

Cette section vise à établir un état de l'art des principaux éléments nécessaires à la compréhension des écoulements sur coursiers (lisses et en marches), des bassins de dissipation, des ressauts hydrauliques et de l'évaluation des pressions dynamiques. Étant donné l'ampleur des thématiques abordées, seuls les points clés nécessaires à la préparation des expériences et à l'analyse de leurs résultats seront traités.

2.1 Écoulement aéré

En toute généralité, l'eau qui s'écoule sur un canal découvert interagit avec l'air environnant, ce qui affecte sa surface libre. Lorsque la vitesse de l'eau est grande par rapport à la vitesse moyenne de l'air, la surface libre de l'écoulement devient rugueuse. Une différence considérable de vitesse à l'interface eau-air provoque un échange d'énergie, emprisonnant des bulles d'air dans l'eau et des bulles d'eau dans l'air. S'ensuit alors un mécanisme complexe d'entraînement d'air, menant au développement d'un écoulement biphasique eau-air, couramment nommé *écoulement aéré* (HAGER, W.H. & SINNIGER, R. O., 1989).

Les écoulements aérés peuvent être caractérisés par leur concentration en air moyenne (C_m) et leur hauteur d'eau équivalente en eau claire (h_{cw}).

$$C_m = \frac{1}{y_{90}} \int_0^{y_{90}} C dy, \quad (2.1)$$

$$h_{cw} = \int_0^{y_{90}} (1 - C) dy = (1 - C_m) y_{90}, \quad (2.2)$$

avec y_{90} la profondeur caractéristique communément définie comme l'emplacement de la surface libre et correspondant à une concentration en air de 90% ($C = 0.9$) (WOOD,

R. I. et al., 1983).

2.2 Les coursiers lisses

L'écoulement de l'eau le long du coursier est d'abord le siège d'une zone d'écoulement non-aéré, caractérisée par le développement progressif d'une couche limite turbulente (d'épaisseur δ) dans le sens de l'écoulement. Lorsque cette couche atteint la surface libre, au point critique (*inception point*), le mécanisme d'entraînement de l'air s'initie et l'épaisseur de la lame d'eau augmente progressivement (transition entre l'écoulement non-aéré et la zone d'écoulement uniforme aéré). Si le coursier est suffisamment long, l'écoulement du mélange devient uniforme et atteint alors la hauteur uniforme aérée $y_{90,u}$ (HAGER, W.H. & SINNIGER, R. O., 1989). La FIG. 2.1 reprend un schéma de définition illustrant les différentes grandeurs ainsi que la terminologie exploitée.

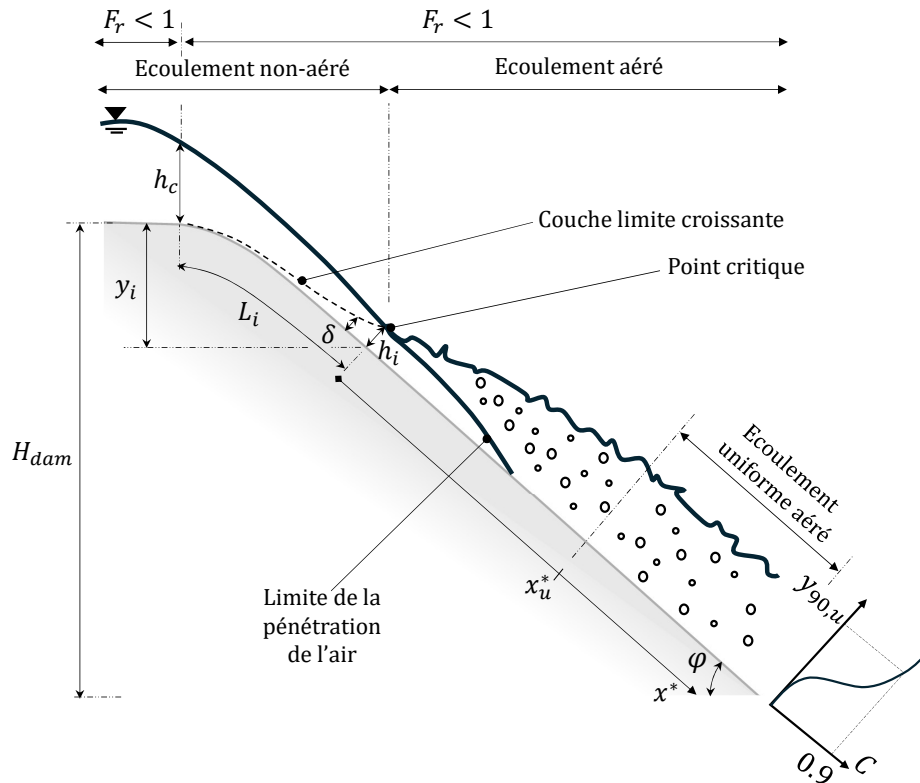


FIGURE 2.1 – **Entrainement d'air sur coursier lisse.** Schéma de définition et évolution de la concentration en air sur un coursier lisse. Adapté de WOOD, R. I. et al. (1983), CHANSON (1993), ANDRÉ & SCHLEISS (2004).

Avec :

- C : la concentration en air locale,
- H_{dam} : la hauteur de la crête du déversoir comptée verticalement depuis le pied du coursier,
- L_i : position du point critique sur le coursier, comptée depuis la crête du déversoir,
- h_c : la hauteur critique de l'écoulement,
- h_i : la hauteur d'eau au point critique,
- x^* : le repère le long du coursier, compté depuis le point critique,
- x_u^* : la position de l'écoulement uniforme comptée depuis le point critique,
- y_i : la distance verticale entre le point critique et la crête du déversoir,
- $y_{90,u}$: la hauteur d'eau aérée de l'écoulement correspondant à $C = 0.9$,
- δ : l'épaisseur de la couche limite,
- φ : la pente du coursier.

Contrairement aux coursiers en marches, la position de la zone d'écoulement uniformément aérée n'a pas été clairement établie (JAMES, 2020). Cependant, FALVEY (1980) déduit à partir des résultats expérimentaux de BORMANN (1968) que la distance entre le sommet du seuil et le point critique est du même ordre de grandeur que la distance entre le point critique et la zone d'écoulement uniforme (JAMES, 2020).

Il est nécessaire de déterminer les hauteurs d'eau en pied de coursier afin d'estimer les pressions présentes dans le bassin de dissipation. Là aussi, la hauteur d'eau s'établissant en tout point d'un coursier n'a pas été clairement établie. En revanche, la hauteur d'eau de l'écoulement situé en aval du point critique sera au minimum la hauteur d'eau au point critique, h_i et au maximum la hauteur d'eau en écoulement uniformément aéré, $y_{90,u}$. La littérature permet le calcul de ces deux hauteurs.

Comme mentionné à la SEC. 2.1, soulignons que la zone d'écoulement uniformément aéré et sa hauteur équivalente en eau claire sont définies par la hauteur d'écoulement du mélange relative à une certaine concentration en air. La littérature propose de considérer 90% (CHANSON, 1993), 95% ou encore 99% (HAGER, 1991). En raison de sa plus grande utilisation pour les coursiers lisses, le seuil de 90% sera considéré. L'écoulement uniforme sera donc ici caractérisé par sa concentration en air C_u , sa hauteur d'eau $y_{90,u}$ et sa hauteur équivalente en eau claire $h_{cw,u}$. Compte tenu de ces

considérations, l'EQ. 2.2 devient :

$$h_{cw,u} = (1 - C_u) y_{90,u}. \quad (2.3)$$

2.2.1 Point critique

◦ Emplacement du point critique

La définition de l'emplacement du point critique proposée par WOOD, R. I. et al. (1983) et reprise par STOJNIC (2020) est :

$$L_i = k_s 13.6 (\sin \varphi)^{0.0796} Fr_*^{0.713}, \quad (2.4)$$

avec L_i (cf. FIG. 2.1) la distance le long du coursier comptée depuis le sommet du déversoir, k_s la rugosité de surface de Nikuradse (cf. TAB. 2.1), q le débit spécifique et $Fr_* = q / (g \sin \varphi k_s^3)$.

La position verticale du point critique y_i , comptée depuis le sommet du seuil, peut dès lors être approximée (STOJNIC, 2020) par :

$$y_i \approx L_i \cdot \sin(\varphi). \quad (2.5)$$

Le point critique se trouve alors sur le coursier pour autant que $y_i < H_{dam}$ avec H_{dam} la hauteur comprise entre le pied du coursier et la crête du seuil. Notons que WOOD, R. I. et al. (1983) proposent une expression (EQ. 2.6) du développement de l'épaisseur de la couche limite δ .

Cette expression permet de déterminer de manière indirecte la position du point critique ainsi que sa hauteur d'eau :

$$\frac{\delta}{x} = 0.0212 \left(\frac{x}{H_s} \right)^{0.11} \left(\frac{x}{k_s} \right)^{-0.10}, \quad (2.6)$$

avec x compté depuis le sommet du coursier, δ l'épaisseur de la couche limite, H_s la distance verticale entre le niveau d'énergie total en amont et la surface libre locale au point critique, tel que décrit sur la FIG. 2.2.

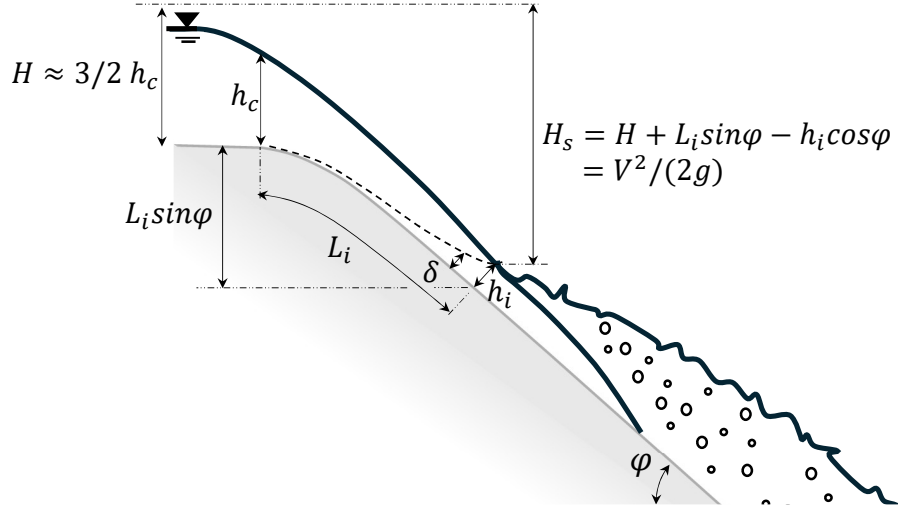


FIGURE 2.2 – Diagramme énergétique d'un écoulement sur coursier adapté de JAMES (2020).

De cette relation, il vient :

$$V = (2gH_s)^{1/2} = (2g(H + L_i \sin \varphi - h_i \cos \varphi))^{1/2}, \quad (2.7)$$

où V est la vitesse de l'écoulement moyennée sur la section. JAMES (2020) propose des valeurs de k_s pour différentes surfaces, celles-ci étant reprises à la TAB. 2.1.

TABLE 2.1 – Valeurs de k_s pour des surfaces communes (JAMES, 2020).

Surface	k_s (mm)
PVC (plastique)	0.01–0.02
Tuyau en acier	0.045
Béton lissé	0.15
Surfaces lisses en enduit de ciment avec joints affleurants	0.30
Béton taloché	1.5
Béton brut	7
Béton projeté	14

Comme l'illustre la FIG. 2.3, la position du point critique tend à s'éloigner du déversoir à mesure que le débit augmente, ce qui est en accord avec l'Eq. 2.7. Bien que la FIG. 2.3 ait été obtenue sur le coursier en marches du laboratoire, un comportement similaire apparaît sur les coursiers lisses *pour autant que la longueur soit suffisante pour assurer l'apparition du point critique*.

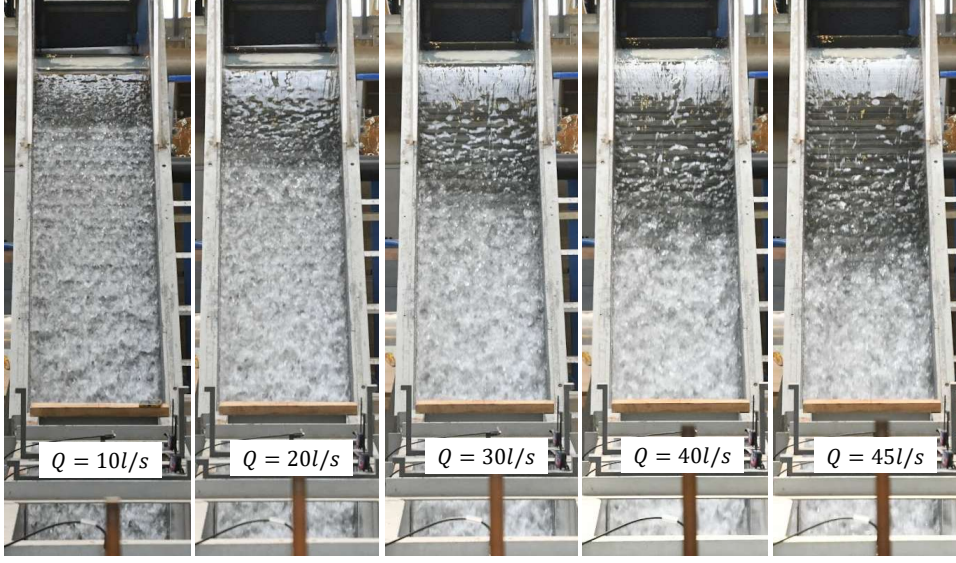


FIGURE 2.3 – **Évolution de la position du point critique.** Éloignement du point critique du déversoir pour des débits compris dans une plage de 10 à 45 l/s.

◦ Hauteur d'eau au point critique

La hauteur d'eau au point critique peut être déterminée grâce à la relation exploitée par STOJNIC (2020) et reprise sous une autre forme dans WOOD (1991) :

$$h_i = k_s \frac{0.223}{\sin \varphi^{0.04}} \left(\frac{q}{\sqrt{g \sin \varphi} k_s^3} \right)^{0.643}. \quad (2.8)$$

Comme mentionné précédemment, la hauteur d'eau au point critique peut également être déterminée de manière indirecte par l'EQ. 2.6 exploitée conjointement avec l'EQ. 2.7. Un exemple chiffré est présenté dans la SEC. 3.3.

2.2.2 Concentration en air

La concentration en air évolue le long du coursier et perpendiculairement au coursier. D'une valeur nulle au sommet du coursier, la concentration atteint une valeur maximale (C_u) à l'équilibre lorsque l'écoulement uniformément aéré est atteint. La FIG. 2.1 présente l'allure de l'évolution de la concentration en air sur un coursier lisse.

Cette section vise à définir la valeur de la concentration en air à l'équilibre C_u mentionnée à l'EQ. 2.3. La littérature propose de nombreuses expressions, plus ou moins complexes, permettant de déterminer la valeur de C_u . Seront présentées ici les propositions de WILHEMS & GULLIVER (2005), WOOD (1991) et HAGER (1991). D'autres propositions existent notamment dans CHANSON (1994) et TAKAHASHI & OHTSU (2012).

WILHEMS & GULLIVER (2005) :

Selon WILHEMS & GULLIVER (2005), la concentration moyenne en air en un point du coursier et en aval du point critique présente deux composantes : l'air entraîné (*entrained air*) et l'air piégé (*entrapped air*). L'air entraîné est transporté avec l'écoulement sous forme de bulles d'air qui, à un moment donné, ont été aspirées dans l'eau en mouvement par le processus d'entraînement d'air. L'air piégé se trouve au-dessus de la surface de l'eau entre les vagues qui forment la rugosité de surface. L'addition de l'air entraîné et de l'air piégé constitue l'air total transporté, qui est généralement défini dans la littérature comme étant l'air entraîné.

La concentration moyenne en air entraîné évolue depuis le point critique jusqu'à l'équilibre selon WILHEMS & GULLIVER (2005) et JAMES (2020)) :

$$C_e = C_{e,\infty} (1 - e^{-0.010x^*/h_i}), \quad (2.9)$$

avec $C_{e,\infty}$ la concentration à l'équilibre, x^* la distance le long du coursier comptée depuis le point critique et h_i la hauteur d'eau au point critique (*inception point*). $C_{e,\infty}$ se détermine par :

$$C_{e,\infty} = 0.656 (1 - e^{-0.0356(\varphi-10.9)}) \quad 15^\circ < \varphi < 75^\circ, \quad (2.10)$$

où $C_{e,\infty}$ est donné sous forme de fraction de 1. Il faut ajouter la concentration en air piégé (*entrapped air*) de 23 %, 14.2 % et 7.3 % pour les niveaux d'intégration de 98 %, 95 % et 90 %, respectivement. À l'équilibre et pour une borne d'intégration de $C = 90$ % il vient donc :

$$C_u = C_{e,\infty} + 7.3\%. \quad (2.11)$$

WOOD (1991) :

WOOD (1991) propose des relations simplement basées sur la pente du coursier afin d'estimer la concentration moyenne en air (%) :

$$C_u = \frac{3}{2}\varphi \quad 0^\circ \leq \varphi \leq 40^\circ, \quad (2.12)$$

$$C_u = 45 + 0.36\varphi \quad 40^\circ < \varphi \leq 70^\circ. \quad (2.13)$$

HAGER (1991) :

Selon HAGER (1991) la concentration en moyenne en air C_u s'exprime par la relation :

$$C_u = C_0 + 1.05(0.9 - C_0)(0.45 \sin(\varphi)^{1/2}), \quad (2.14)$$

dans laquelle le terme entre parenthèses à droite approxime la fonction d'erreur définie et dans laquelle C_0 est la concentration d'air au fond ($C_0 = C_{u(y=0)}$), qui s'exprime par :

$$C_0 = 1.25 \left(\frac{\pi}{180} \varphi \right)^3 \quad 0 \leq \varphi \leq 40^\circ, \quad (2.15)$$

$$C_0 = 0.65 \sin(\varphi) \quad 40 \leq \varphi \leq 80^\circ. \quad (2.16)$$

Notons que l'Eq. 2.14 peut s'approximer par (HAGER, 1991 & ICOLD, 1992) :

$$C_u = 0.75(\sin \varphi)^{0.75}. \quad (2.17)$$

2.2.3 Écoulement aéré uniforme

Comme mentionné, il est difficile de déterminer clairement la zone d'écoulement uniforme (JAMES, 2020). Cependant, l'Eq. 2.9 permet de déterminer l'évolution de la concentration en air. Il est donc possible de déterminer la position à laquelle la concentration n'évolue plus (ou du moins quasi plus, au vu du caractère asymptotique de l'expression). Cette position pouvant être considérée comme étant celle de l'écoulement uniforme. En considérant que l'écoulement uniforme est établi pour un ratio $\frac{C_e}{C_{e\infty}} = 99,9\%$, l'Eq 2.9 devient successivement :

$$C_e = C_{e,\infty}(1 - e^{-0.010x^*/y_i}), \quad (2.18)$$

$$x_u^* = \frac{\ln(0.001) y_i}{-0.010}, \quad (2.19)$$

avec x_u^* la position de l'écoulement uniforme, comptée depuis le point critique (cf. FIG.2.1).

2.2.4 Hauteurs d'eau aérées

La profondeur d'eau aérée (*bulk flow depth*) présente différentes définitions qui sont proposées notamment par WOOD (1984) ou ACKERS & PRIESTLEY (1985). Nous considérons ici qu'il s'agit de la profondeur jusqu'à laquelle la concentration d'air intégrée est de 90 %. En toute généralité, la profondeur aérée y s'exprime :

$$y = \frac{h_{cw}}{1 - C}. \quad (2.20)$$

Dès que l'écoulement uniforme est atteint ($C = C_u$, $y = y_{90,u}$ et $h_{cw} = h_{cw,u}$) et que C est déterminé, deux approches existent, soit déterminer y puis h_{cw} soit l'inverse.

WOOD (1984) :

Afin déterminer directement y à l'écoulement uniforme WOOD (1984) propose la relation suivante :

$$y_{90,u} = c h_c = c \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3}, \quad (2.21)$$

avec h_c la hauteur critique et c un coefficient empirique compris dans la plage $0.32 < c < 0.37$.

WOOD (1984) propose ensuite de déterminer la profondeur d'eau équivalente (non-aérée) uniforme $h_{cw,u}$ par :

$$\frac{y_{90,u} - h_{cw,u}}{h_{cw,u}} = 0.1 \sqrt{0.2 F_r^2 - 1}. \quad (2.22)$$

ACKERS & PRIESTLEY (1985) :

Pour déterminer la hauteur d'eau aérée par l'équation de continuité (EQ. 2.27) et l'équation de Darcy-Weisbach (EQ. 2.26), ACKERS & PRIESTLEY (1985) proposent d'ajuster le coefficient de friction de Darcy-Weisbach (f) afin de tenir compte de la réduction de la résistance de l'écoulement due à son aération (JAMES, 2020). La modification du coefficient f se traduit par :

$$\frac{f_a}{f} = 1 - 1.9 C^2 \quad C < 0.65, \quad (2.23)$$

$$\frac{f_a}{f} = 0.2 \quad C > 0.65, \quad (2.24)$$

avec f le coefficient standard de Darcy-Weisbach et f_a sa valeur modifiée en condition aérée. Le coefficient f est uniquement fonction de la rugosité en écoulement rugueux

($Re^* > 70$, *Shear Reynolds Number - Nombre de Reynolds de cisaillement*) et s'obtient par :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left(\frac{12R}{k_s} \right). \quad (2.25)$$

L'équation de Darcy-Weisbach (en écoulement à surface libre) s'exprime selon :

$$V = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{RS}, \quad (2.26)$$

avec V la vitesse de l'écoulement, R le rayon hydraulique et S la pente de frottement ($S = S_f$). L'écoulement étant uniforme, la pente de fond du coursier peut être utilisée ($S = S_f = S_0$).

L'équation de continuité s'exprime selon :

$$Q = AV, \quad (2.27)$$

avec A la section de l'écoulement. L'EQ. 2.25 est exploitée avec la hauteur d'eau au point critique qui est, par définition, non aérée afin de déterminer f . Tandis que l'équation de Darcy-Weisbach (EQ. 2.26), couplée à la continuité (EQ. 2.27), est exploitée avec $f = f_a$ afin de déterminer la hauteur d'eau uniforme aérée ($h_{cw,u}$). L'application de ces principes est présentée à la SEC. 3.3.

2.3 Les coursiers en marches d'escalier

Les coursiers en marches d'escalier ont d'abord été utilisés pour leur facilité de mise en œuvre. Par la suite, leur meilleure dissipation de l'énergie et la réduction du risque de cavitation ont favorisé leur essor.

La FIG. 2.4 reprend un schéma de définition illustrant les différentes grandeurs ainsi que la terminologie exploitée.

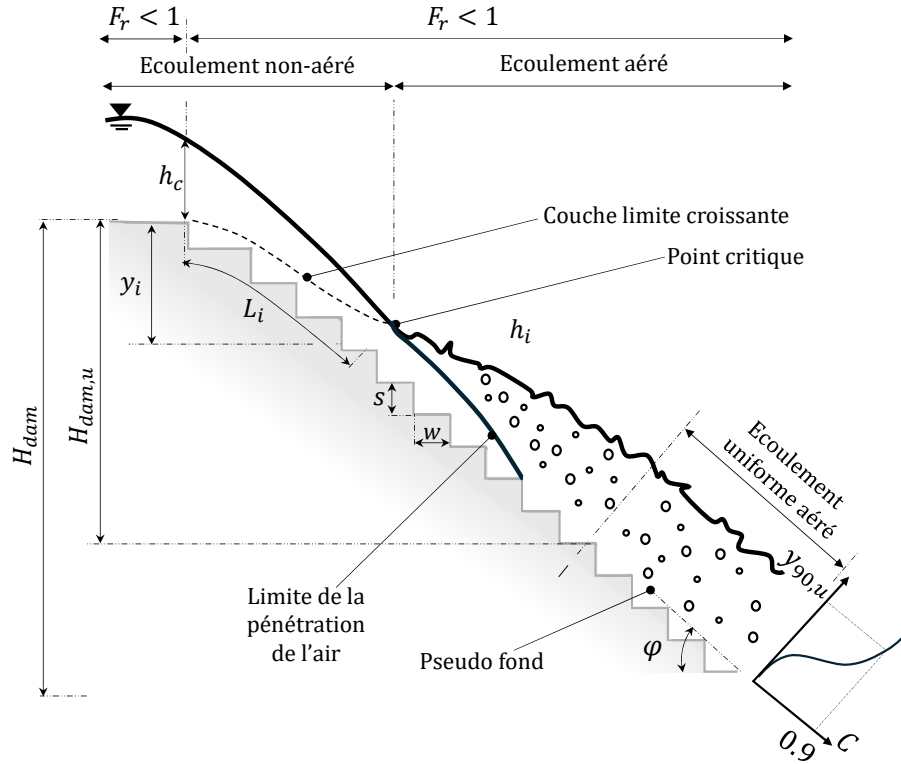


FIGURE 2.4 – **Entraînement d'air sur coursier en marches.** Schéma de définition adapté de CHANSON (1994).

Avec comme grandeurs non définies à la FIG. 2.1, la hauteur des marches s et w leur profondeur. L'angle φ est ici compté entre l'horizontal et le pseudo-fond créé par les arêtes de chacune des marches.

2.3.1 Régime d'écoulement

Trois régimes d'écoulement principaux peuvent se développer sur un coursier en marches, à savoir le régime d'écoulement en nappe (*nappe flow regime*), de transition (*transition flow regime*) et en mousse (*skimming flow regime*) (BOES & HAGER, 2003a). La FIG. 2.5 capturée lors des essais met en évidence le régime d'écoulement en nappe, le régime d'écoulement en mousse ainsi que le régime d'écoulement présent en zone non aérée, ce dernier étant situé à l'amont du point critique.

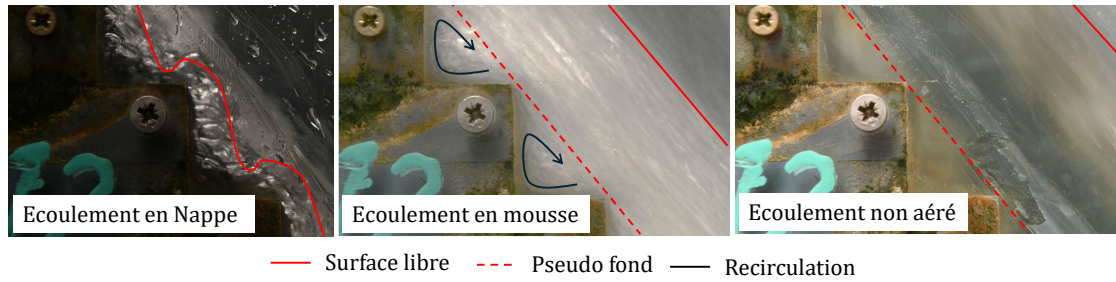


FIGURE 2.5 – **Régimes d'écoulement sur les coursiers en marches.** Mise en évidence du régime d'écoulement en nappe, en mousse et non aéré.

◦ Écoulement en nappe

L'écoulement en nappe est caractérisé par une division de la chute totale en une série de petites chutes et apparaît généralement à de faibles débits. Chaque marche se comporte alors individuellement comme un déversoir, et l'eau plonge de marche en marche (BOES & HAGER, 2003a).

◦ Écoulement de transition

L'écoulement de transition est caractérisé par de fortes turbulences, une forte aération de la surface libre et une grande variation des propriétés de l'écoulement à chaque marche. Ce régime apparaît pour des débits intermédiaires (STOJNIC, 2020).

◦ Écoulement en mousse

L'écoulement en mousse apparaît pour de plus grands débits. Ce type d'écoulement est caractérisé par la naissance d'un pseudo-fond formé par l'arrête des marches et au-dessus duquel l'écoulement est cohérent et semble glisser. Les cavités des marches, situées sous le pseudo fond, sont le siège d'un écoulement secondaire caractérisé par de fortes recirculations (BOES & HAGER, 2003a) tel qu'illustré à la FIG. 2.5. La majeure partie de l'énergie cinétique est dissipée pour maintenir cette circulation dans les cavités (CHANSON, 2015b). La direction principale de l'écoulement en mousse est parallèle au pseudo-fond. Comme ce régime d'écoulement se produit pour des débits relativement élevés, la plupart des coursiers en marches sont conçus pour fonctionner dans ce régime d'écoulement (STOJNIC, 2020).

Lorsque l'écoulement en mousse est atteint, un phénomène d'entraînement d'air comparable à ce qui a été présenté pour les coursiers lisses apparaît (SEC. 2.2),

ceci étant illustré à la FIG. 2.4. À l'instar de ce qui a été décrit pour les coursiers lisses, l'entraînement d'air augmente progressivement jusqu'à l'apparition d'une zone d'écoulement uniforme.

Afin de présenter un écoulement en mousse, la relation suivante (BOES & HAGER, 2003b) doit être satisfaite :

$$\frac{h_c}{s} > 0.91 - 0.14 \tan \varphi, \quad (2.28)$$

avec φ la pente du canal, s la hauteur des marches du coursier et $h_c = (q^2/g)^{1/3}$ la hauteur critique.

2.3.2 Écoulement aéré uniforme

Si les conditions sont réunies (longueur de coursier suffisante à débit donné), l'écoulement uniforme aéré peut être pleinement développé sur la longueur du coursier. La position de l'écoulement quasi-uniforme peut s'exprimer (BOES & HAGER, 2003a) selon la hauteur $H_{\text{dam,u}}$, correspondant à la hauteur comprise entre la crête du déversoir et la zone pouvant être considérée comme l'écoulement uniforme. Il vient :

$$\frac{H_{\text{dam,u}}}{h_c} = 24 \sin(\varphi)^{\frac{2}{3}}. \quad (2.29)$$

Soit,

$$H_{\text{dam,u}} = 24 \sin(\varphi)^{\frac{2}{3}} h_c = 24 \sin(\varphi)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}}. \quad (2.30)$$

L'écoulement uniforme peut prendre place pour autant que $H_{\text{dam,u}}$ soit inférieur à la hauteur réelle du seuil par rapport au pied du coursier (H_{dam}). Ceci permet de déterminer le débit maximum permettant d'assurer le développement de l'écoulement uniforme sur le coursier (EQ.2.33) :

$$H_{\text{dam,u}} < H_{\text{dam}}, \quad (2.31)$$

$$24 \sin(\varphi)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} < H_{\text{dam}}, \quad (2.32)$$

$$q < \sqrt{\left(\frac{H_{\text{dam}}}{24 \sin(\varphi)^{\frac{2}{3}}} \right)^3 g}. \quad (2.33)$$

2.3.3 Hauteurs d'eau

◦ Hauteur d'eau équivalente en eau claire

La hauteur d'eau équivalente en eau claire lorsque l'écoulement uniforme aéré est pleinement développé peut être déterminée par (BOES & HAGER, 2003a) :

$$\frac{h_{cw,u}}{s} = 0.23F_*^{0.65}, \quad (2.34)$$

avec le nombre de Froude de rugosité $F_* = q/(g \sin \varphi s^3)^{1/2}$. L'Eq. 2.34 peut être approximée par :

$$h_{cw,u} = h_c 0.215 (\sin \varphi)^{-1/3}. \quad (2.35)$$

◦ Hauteur d'eau aérée

La hauteur d'eau aérée (telle que $C = 0.9$) dans la zone d'écoulement uniforme peut se déterminer par (BOES & HAGER, 2003a) :

$$\frac{y_{90,u}}{s} = 0.5F_*^{0.1 \tan \varphi + 0.5}. \quad (2.36)$$

2.4 Ressaut hydraulique et bassins de dissipation

Dans un canal à surface libre, la transition d'un écoulement supercritique à un écoulement infracritique est appelée un ressaut hydraulique. Cette transition est un écoulement rapidement varié caractérisé par de fortes fluctuations turbulentes, un entraînement d'air intense et une dissipation d'énergie significative (WANG & CHANSON, 2015b).

Dans les écoulements à surface libre, l'apparition d'un ressaut hydraulique est généralement liée à une discontinuité de profondeur, un changement de pente, une expansion soudaine du canal ou la présence d'obstacles tels que des ouvrages hydrauliques (STOJNIC, 2020). En aval des coursiers, les ressauts hydrauliques prennent place dans un bassin de dissipation.

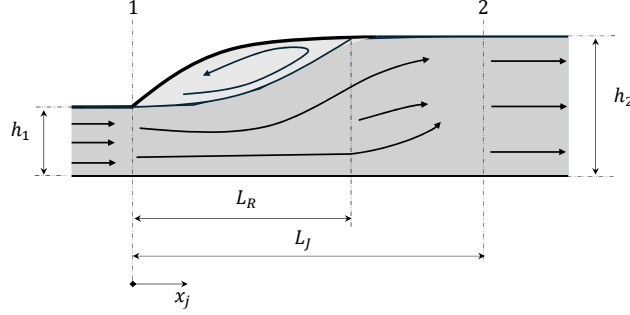


FIGURE 2.6 – **Ressaut hydraulique classique.** Schéma de définition adapté de STOJNIC (2020).

Tel que présenté sur le schéma de définition de la FIG. 2.6, les ressauts hydrauliques sont caractérisés par leur hauteur d'eau supercritique h_1 et infracritique h_2 , ainsi que par les nombres de Froude (F_1 et F_2) et les vitesses moyennes (V_1 et V_2) associées aux sections 1 et 2. Le nombre de Froude amont F_1 est lié à la vitesse V_1 selon (PETERKA, 1984) :

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}. \quad (2.37)$$

En supposant une distribution hydrostatique de la pression et des profils de vitesse uniformes aux deux extrémités du ressaut hydraulique (sections 1 et 2 sur la FIG. 2.6) et en négligeant les forces de frottement sur les parois, l'équation de quantité de mouvement entre les sections 1 et 2 permet d'obtenir la relation de Bélanger (EQ. 2.38). Cette relation lie la hauteur d'eau supercritique h_1 et infracritique h_2 :

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right). \quad (2.38)$$

Les ressauts hydrauliques sont également caractérisés par leur longueur de rouleau (L_R , *Roller Length*) et leur longueur totale (L_j , *Jump Length*). Après L_j , les lignes de courant redeviennent parallèles au fond, de telle sorte que l'on peut admettre une distribution hydrostatique des pressions (HAGER, W.H. & SINNIGER, R. O., 1989).

2.4.1 Classification des ressauts

Les ressauts hydrauliques présentent différentes formes et sont généralement classifiés selon leur nombre de Froude amont F_1 (PETERKA, 1984). Quatre types de ressauts

sont définis, ceux-ci étant présentés à la FIG. 2.7 :

- *Ressaut faible ou pré-ressaut (weak or pre jump)* pour $1.7 \leq F_1 \leq 2.5$, caractérisé par une surface relativement lisse avec une série de petits rouleaux, une répartition de vitesse assez uniforme et une perte d'énergie faible (FIG. 2.7a),
- *Ressaut de transition (transition jump)* pour $2.5 \leq F_1 \leq 4.5$, caractérisé par une forte agitation de la surface causée par des oscillations de période non régulière du jet entrant et une perte d'énergie de 25 à 50% (FIG. 2.7b),
- *Ressaut stable (steady jump)* pour $4.5 \leq F_1 \leq 9$, caractérisé par des conditions d'écoulement équilibrées et une perte d'énergie de 50 à 70% (FIG. 2.7c),
- *Ressaut turbulent ou irrégulier (rough or choppy jump)* pour $F_1 > 9$, caractérisé par une surface rugueuse, une forte agitation des vagues due à des oscillations marquées et une perte d'énergie supérieure à 70% (FIG. 2.7d) .

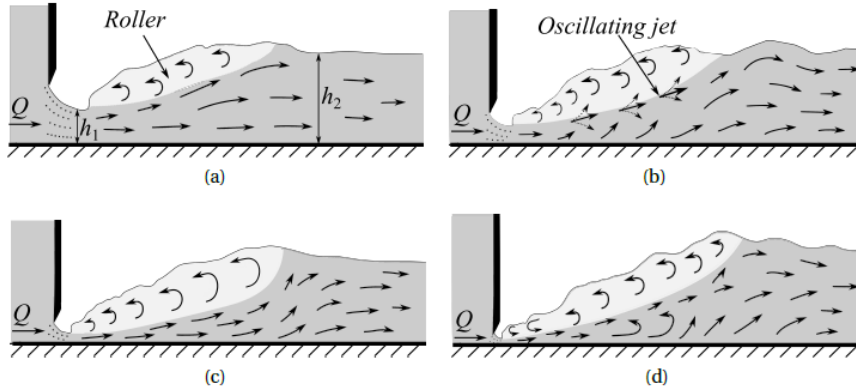


FIGURE 2.7 – **Classification des ressauts selon leur forme.** Schéma de classification repris de STOJNIC (2020) et adapté de PETERKA (1984), présentant en (a) un ressaut faible, en (b) un ressaut de transition, en (c) un ressaut stable et en (d) un ressaut turbulent.

Le ressaut turbulent ($F_1 > 9$) dissipe le plus d'énergie mais est fortement sensible aux variations de hauteur d'eau en aval. Pour des raisons de stabilité, le ressaut stable est donc préféré dans les ouvrages de dissipation d'énergie (PETERKA, 1984).

L'emplacement du ressaut hydraulique par rapport à la fin du coursier permet également de classer les ressauts en quatre types (KHATSURIA, 1999) :

- *Type A*, lorsque le ressaut se forme à la jonction entre le coursier incliné et le radier du bassin de dissipation (FIG. 2.8a),
- *Type B*, lorsque le ressaut se forme sur le coursier incliné et se termine sur le radier du bassin de dissipation (FIG. 2.8b),

- *Type C*, lorsque le ressaut se forme sur le coursier incliné et se termine à la jonction entre le coursier incliné et le radier du bassin de dissipation (FIG. 2.8c),
- *Type D*, lorsque le saut hydraulique se forme entièrement sur le coursier incliné (FIG. 2.8d).

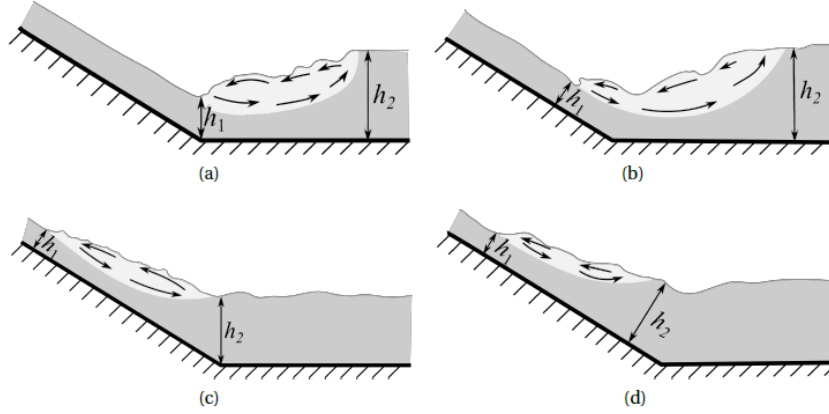


FIGURE 2.8 – **Classification des ressauts selon leur position.** Schéma de définition repris de STOJNIC (2020) et adapté de KHATSURIA (1999), présentant en (a) un ressaut de Type A, en (b) un ressaut de Type B, en (c) un ressaut de Type C, et en (d) un ressaut de Type D.

Le type de ressaut exploité sur coursier en marches lors des phases expérimentales de la présente étude est un ressaut stable ($4.5 < F_1 < 9$) de Type A (localisé au pied du coursier). En revanche, un ressaut de turbulent ($F_1 > 9$) de Type A s'est formé au pied du coursier lisse.

2.4.2 Longueurs caractéristiques

Comme mentionné précédemment, deux longueurs caractéristiques sont généralement considérées pour décrire un ressaut hydraulique : la longueur du ressaut (*jump length*, L_j) et la longueur du rouleau (*roller length*, L_R). Ces longueurs sont généralement exprimées en fonction des hauteurs conjuguées h_1 et h_2 .

La longueur du rouleau L_R correspond à la distance, mesurée depuis la section 1 (ou depuis le pied du coursier pour un ressaut de type A) sur laquelle le niveau moyen de la surface libre croît de manière monotone (WANG & CHANSON, 2015b). WANG & CHANSON (2018) proposent une relation basée sur le nombre de Froude :

$$\frac{L_R}{h_1} = 6 (F_1 - 1). \quad (2.39)$$

STOJNIC (2020) propose la relation suivante :

$$L_R = 5.0 h_2. \quad (2.40)$$

La longueur du ressaut L_j est définie comme la distance, à partir de la section 1 — ou du pied du coursier pour un ressaut de type A — nécessaire pour que les lignes d'écoulement retrouvent une direction parallèle au fond du canal (HAGER, W.H. & SINNIGER, R. O., 1989). PETERKA (1984) propose, pour $4 < F_1 < 12$:

$$L_j = 6 h_2. \quad (2.41)$$

STOJNIC (2020) propose deux formulations pour L_j :

$$L_j = 6.7 h_2, \quad \text{en aval d'un coursier en marches,} \quad (2.42)$$

$$L_j = 6.05 h_2, \quad \text{en aval d'un coursier lisse.} \quad (2.43)$$

Selon STOJNIC (2020), bien que la longueur du ressaut soit affectée par le type de coursier, elle ne l'est pas par la pente de ce coursier.

2.4.3 Hauteur d'eau à considérer

La relation de Bélanger (Eq. 2.38) a été établie pour un ressaut classique se formant en aval d'un écoulement supercritique non aéré. L'écoulement étant aéré dans bien des situations, il est important de déterminer s'il est dès lors nécessaire de considérer la hauteur d'eau de l'écoulement aéré ou, au contraire, sa hauteur équivalente en eau claire. Les travaux de STOJNIC (2020) ont montré que l'utilisation de paramètres équivalents en eau claire en fin de coursier lisse (Run 1 à 9 sur FIG. 2.9) et en marches (Run 10 à 15 sur FIG. 2.9) permettent une bonne estimation de la hauteur d'eau conjuguée (calculée classiquement avec la quantité de mouvement) et donc de la profondeur d'eau aval nécessaire pour maintenir le ressaut hydraulique à l'intérieur du bassin de dissipation.

En effet, STOJNIC (2020) présente la bonne correspondance entre les hauteurs d'eau réelles du ressaut mesurées (capteur à ultrasons) et celles obtenues par application de la loi de Bélanger, en considérant la hauteur mesurée h_2 comme hauteur conjuguée aval.

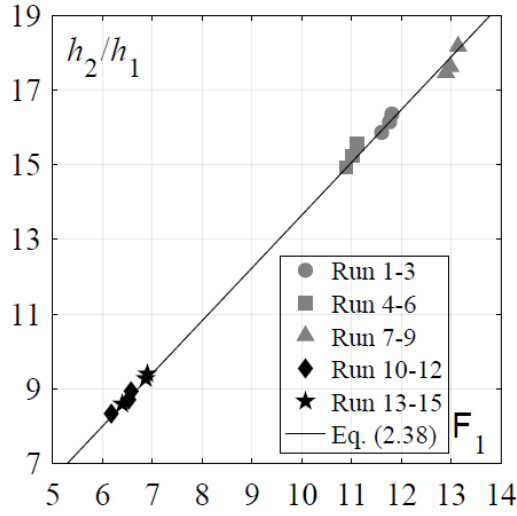


FIGURE 2.9 – **Comparaison du rapport h_2/h_1 avec la loi de Bélanger.** Comparaison des hauteurs mesurées en aval d'un coursier lisse (*Run1-9*) et en marches (*Run10-15*) avec la relation de Bélanger (EQ. 2.38).

FALVEY (1980) admet également que considérer les propriétés équivalentes en eau claire permet de déterminer correctement les hauteurs conjuguées via la loi de Bélanger.

2.4.4 Niveau de la surface libre

Les mouvements turbulents de l'eau dans le ressaut hydraulique donnent naissance à une surface libre relativement variable, en particulier dans la zone comprise entre le pied du ressaut et la longueur du rouleau (L_R). De nombreuses études ont analysé le niveau moyen de l'eau ainsi que ses variations (HAGER, 1993, CHANSON, 2011, WANG & CHANSON, 2015b, MONTANO & AL., 2018, STOJNIC, 2020). Les mesures expérimentales de ces études ont été réalisées ponctuellement ou continûment sur la longueur du ressaut (Lidar, caméras haute fréquence, jauges, capteurs à ultrasons, etc.).

La hauteur moyenne de l'écoulement au sein d'un ressaut, notée η , est généralement exprimée par une fonction dépendant d'une part des hauteurs conjuguées h_1 et h_2 et d'autre part de la longueur du rouleau L_R . La distance x_j présente dans les EQ. 2.44 à 2.51 est comptée depuis le pied du ressaut et positivement dans le sens de l'écoulement (cf. FIG. 2.6.) Le niveau d'eau moyen $\eta(x_j)$ connaît différentes définitions. Citons tout d'abord HAGER (1993) :

$$\frac{\eta - h_1}{h_2 - h_1} = \tanh \left(1.5 \frac{x_j}{L_R} \right). \quad (2.44)$$

Par le biais de mesures réalisées par des capteurs de distance à ultrasons, CHANSON (2011) propose :

$$\frac{\eta - h_1}{h_2 - h_1} = \left(\frac{x_j}{L_R} \right)^{0.441} \quad 2.4 < Fr_1 < 8.5. \quad (2.45)$$

Plus tard, suite à des mesures réalisées par des capteurs à ultrasons et complétées par des mesures ponctuelles (jauges) WANG & CHANSON (2015a) proposent :

$$\frac{\eta - h_1}{h_2 - h_1} = \left(\frac{x_j}{L_R} \right)^{0.54} \quad 3.8 < Fr_1 < 8.5. \quad (2.46)$$

De manière généralisée, la profondeur adimensionnelle Z le long du ressaut s'exprime (CHANSON, 2011 et WANG & CHANSON, 2015a) selon :

$$Z = \frac{\eta - h_1}{h_2 - h_1} = a \left(\frac{x_j}{L_{R,\eta}} \right)^b, \quad (2.47)$$

où η est la profondeur moyenne du flux, $L_{R,\eta}$ est la longueur du rouleau mesurée entre le pied du ressaut ($x_j = 0$) et le maximum de surface et a et b sont des coefficients. CHANSON (2011) propose les couples de coefficients : (1) $a = 1.07$ et $b = 0.32$, et (2) $a = 1.07$ et $b = 0.39$.

En se basant sur les résultats de CHANSON (2011), les travaux de STOJNIC (2020) préconisent l'emploi des relations suivantes :

$$\forall x_j < L_R :$$

$$\eta(x_j) = 1.07 \left(\frac{x_j}{L_R} \right)^{0.32} (h_2 - h_1) + h_1, \text{ pour les coursiers en marches,} \quad (2.48)$$

$$\eta(x_j) = 1.07 \left(\frac{x_j}{L_R} \right)^{0.39} (h_2 - h_1) + h_1, \text{ pour les coursiers lisses,} \quad (2.49)$$

$$\forall L_r < x_j < L_J :$$

$$\eta(x_j) = \frac{\eta(L_J) - \eta(L_R)}{L_J - L_R} \cdot x_j, \quad (2.50)$$

$$\forall x_j > L_J :$$

$$\eta(x_j) = h_2. \quad (2.51)$$

Ces expressions de l'évolution de la surface libre moyenne, basées sur les grandeurs équivalentes en eau claire, permettent de déterminer la composante hydrostatique des pressions dynamiques mesurées.

2.4.5 Pressions en jeu

D'une part, des pressions hydrostatiques internes agissent sur les bajoyers et le radier du bassin de dissipation : le niveau d'eau à considérer pour l'évaluation de ces pressions est le niveau d'eau claire (PAVLOV, 2022). D'autre part, le ressaut hydraulique prenant place dans le bassin de dissipation génère des pressions hydrodynamiques sur les composantes du bassin. Le ressaut est marqué par la formation de forts tourbillons générant des fluctuations macro-turbulentes, un entraînement d'air et une dissipation d'énergie (KHATSURIA, 1999). En raison de la nature hautement aléatoire de ces fluctuations, l'analyse et la caractérisation de la pression hydrodynamique reposent principalement sur des méthodes statistiques (STOJNIC, 2020, LOPARDO & HENNING, 1985, KHATSURIA, 1999 et PAVLOV, 2022).

En tout point de l'écoulement, la pression instantanée p peut être décomposée en une pression moyenne, p_m et une fluctuation de pression p' :

$$p = p_m + p'. \quad (2.52)$$

La pression moyenne p_m est définie comme une intégrale moyennée dans le temps sur la durée totale de l'échantillonnage T :

$$p_m = \frac{1}{T} \int_0^T p \, dt. \quad (2.53)$$

Selon PAVLOV (2022), la composante fluctuante des pressions hydrodynamiques, responsable de l'excitation des vibrations structurelles, pourrait être représentée par sa valeur quadratique moyenne (*Root Mean Square - RMS*) notée p'_{RMS} . En prenant comme valeur de référence la pression moyenne, il vient :

$$p'_{RMS} = \sigma = \sqrt{p'^2} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T (p - p_m)^2 dt}, \quad (2.54)$$

et, pour N échantillons mesurés, il vient :

$$p'_{RMS} = \sigma = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (p_i - p_m)^2}. \quad (2.55)$$

Une série typique de mesure de ce phénomène de fluctuation de pression est présentée à la FIG. 2.10.

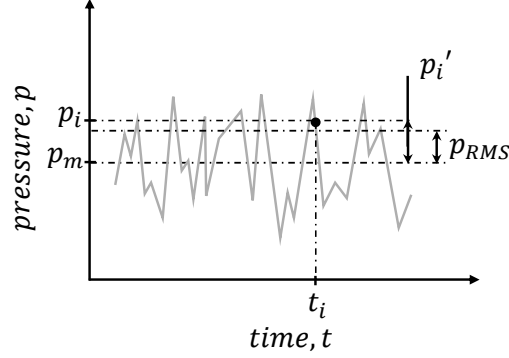


FIGURE 2.10 – **Mesure typique de fluctuation de pression.** Schéma adapté de KHATSURIA (1999)).

D'autres paramètres statistiques permettent l'analyse des pressions et de leurs fluctuations :

- La pression maximale et minimale p_{min} et p_{max} ,
- Les pression extrêmes aux fractiles 99.9% et 0.1% , $p_{99.9}$ et $p_{0.1}$.

La pression et ses variations sont généralement caractérisées par des coefficients de pression adimensionnels définis par rapport à l'énergie cinétique juste en amont du ressaut (KHATSURIA, 1999, STOJNIC, 2020). Soulignons que la littérature propose d'accroître l'énergie cinétique d'un coefficient de correction α , permettant de tenir compte des profils de vitesse et de concentration en air perpendiculaires au pseudo-fond. Le coefficient α présente des valeurs comprises entre 1.05 et 1.2 (BOES & HAGER, 2003a, STOJNIC, 2020 et MEIRELES et al., 2005). Cependant, dans ce rapport, afin de faciliter la comparaison, la hauteur de vitesse $V_1^2/2g$ ne sera pas multipliée par ce coefficient α .

En revanche, lorsque les résultats obtenus seront comparés à des résultats de la littérature ayant recours à ce coefficient, il sera clairement indiqué que le coefficient alpha est ajouté aux résultats obtenus.

Le coefficient de variation de pression, basé sur les fluctuations, est défini comme :

$$C'_p = \frac{p'_{RMS}}{\frac{V_1^2}{2g}} . \quad (2.56)$$

Le coefficient de pression correspondant aux pressions de probabilité d'occurrence de 99.9 %, $C_p^{99.9}$ est défini comme :

$$C_p^{99.9} = \frac{p_{99.9} - p_m}{\frac{V^2}{2g}} . \quad (2.57)$$

Le coefficient de pression correspondant aux pressions de probabilité d'occurrence de 0.1 %, $C_p^{0.1}$ est défini comme :

$$C_p^{0.1} = \frac{p_m - p_{0.1}}{\frac{V^2}{2g}} . \quad (2.58)$$

La FIG. 2.11 présente une mesure de pression représentative, issue d'un capteur apposé sur le fond. Les valeurs des fractiles à 0,1 % et à 99,9 %, ainsi que la moyenne et la médiane, sont mises en évidence.

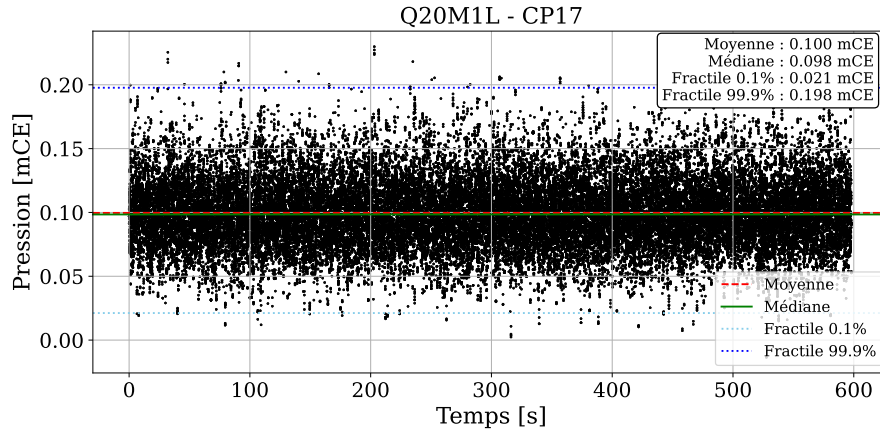


FIGURE 2.11 – **Mesure de pression.** Enregistrement d'un capteur situé sur la paroi (CP17) lors d'un essai en aval du coursier lisse, réalisé avec un débit de $Q = 20$ l/s sur une durée de 600s et une fréquence de 500Hz.

2.4.5.1 Pressions sur le fond

Les études des pressions de fond des bassins de dissipation en aval de coursiers lisses qui se basent sur cette approche statistique sont nombreuses. Les conclusions de ces études portent sur les caractéristiques spatiales et temporelles des fluctuations de pression dans un ressaut hydraulique. Elles soulignent l'influence du type d'écoulement, du type de ressaut et de la géométrie locale sur l'intensité et la fluctuation

des pressions. Ces analyses mettent également en évidence la présence d'événements extrêmes tels que les dépressions proches de la pression de vapeur. Le détail de ces conclusions est notamment repris dans KHATSURIA (1999), STOJNIC (2020), PAVLOV (2022) et HAGER, W.H. et al. (2021). Les études évaluant les pressions du fond en aval de coursier en marches sont moins nombreuses, citons ici HOUSTON (1987), K. H. FRIZELL (1990), BAUMENN et al. (2006), K. FRIZELL et al. (2009), MEIRELES et al. (2005), MEIRELES et al. (2010), NOVAKOSKI, C. K. et al. (2017), et KHADER & ELANGO (1974). La plus récente étant STOJNIC (2020), qui propose une évaluation des pressions de fond en aval de coursier lisse et à marche. Les pressions et leurs fluctuations ainsi obtenues servent de base pour le dimensionnement des dalles et des joints des radiers de bassins de dissipation.

Les EQ. 2.59 à 2.83, développées par STOJNIC (2020) ont permis d'estimer la plage de pressions à laquelle les capteurs du dispositif expérimental seront soumis (cf. SEC. 3).

◦ **Expressions des pressions du fond en aval d'un coursier lisse**

$$p_m(x) = \left(1.53 - \tanh \left(22 \frac{x}{L_J} \right)^{40x/L_J} \right) (h_2 - h_1) + h_1 \quad 0.03 \leq \frac{x}{L_J} \leq 0.18, \quad (2.59)$$

$$p_m(x) = \left(\tanh \left(3.1 \frac{x}{L_J} \right)^{5.9x/L_J - 0.14} \right) (h_2 - h_1) + h_1 \quad \frac{x}{L_J} > 0.18, \quad (2.60)$$

$$p'(x) = \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.006 - \tanh \left(3.0 \frac{x}{L_J} \right)^{0.31 \frac{x}{L_J} + 0.006} \right) \quad \frac{x}{L_J} \geq 0.03, \quad (2.61)$$

$$p_{\max}(x) = p_m(x) + \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.035 - \tanh \left(3.41 \frac{x}{L_J} \right)^{3.41 \frac{x}{L_J} + 0.06} \right) \quad \frac{x}{L_J} \geq 0.03, \quad (2.62)$$

$$p_{99.9}(x) = p_m(x) + \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.020 - \tanh \left(3.31 \frac{x}{L_J} \right)^{1.60 \frac{x}{L_J} + 0.037} \right) \quad \frac{x}{L_J} \geq 0.03, \quad (2.63)$$

$$p_{\min}(x) = p_m(x) - \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.020 - \tanh \left(2.52 \frac{x}{L_J} \right)^{1.80 \frac{x}{L_J} + 0.01} \right) \quad \frac{x}{L_J} \geq 0.03, \quad (2.64)$$

$$p_{0.1}(x) = p_m(x) - \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.015 - \tanh \left(2.46 \frac{x}{L_J} \right)^{0.79 \frac{x}{L_J} + 0.01} \right) \quad \frac{x}{L_J} \geq 0.03, \quad (2.65)$$

avec le coefficient d'énergie $\alpha = 1.08$. Au pied du ressaut ($x = 0$), les pressions du fond valent :

$$p_m(0) = 0.58\alpha V_1^2/2g, \quad (2.66)$$

$$p'(0) = 0.05\alpha V_1^2/2g, \quad (2.67)$$

$$p_{max}(0) = p_m(0) + 0.32\alpha V_1^2/2g, \quad (2.68)$$

$$p_{99.9}(0) = p_m(0) + 0.16\alpha V_1^2/2g, \quad (2.69)$$

$$p_{min}(0) = p_m(0) - 0.32\alpha V_1^2/2g, \quad (2.70)$$

$$p_{0.1}(0) = p_m(0) - 0.16\alpha V_1^2/2g. \quad (2.71)$$

◦ Expressions des pressions du fond en aval d'un coursier en marches

$$p_m(x) = \left(1.53 - \tanh\left(30\frac{x}{L_J}\right)^{260\frac{x}{L_J}-0.15} \right) (h_2 - h_1) + h_1 \quad \frac{x}{L_J} \leq 0.18 \quad (2.72)$$

$$p_m(x) = \left(\tanh\left(3.1\frac{x}{L_J}\right)^{5.9\frac{x}{L_J}-0.14} \right) (h_2 - h_1) + h_1 \quad \frac{x}{L_J} > 0.18, \quad (2.73)$$

$$p'(x) = \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.04 - \tanh\left(19\frac{x}{L_J}\right)^6 \frac{x}{L_J} \right) \quad \frac{x}{L_J} \leq 0.13, \quad (2.74)$$

$$p'(x) = \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.006 - \tanh\left(3.0\frac{x}{L_J}\right)^{0.31\frac{x}{L_J}+0.006} \right) \quad \frac{x}{L_J} > 0.13, \quad (2.75)$$

$$p_{max}(x) = p_m(x) + \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.36 - \tanh\left(28\frac{x}{L_J}\right)^{1.54\frac{x}{L_J}+0.02} \right) \quad \frac{x}{L_J} \leq 0.13, \quad (2.76)$$

$$p_{max}(x) = p_m(x) + \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.035 - \tanh\left(3.41\frac{x}{L_J}\right)^{3.41\frac{x}{L_J}+0.06} \right) \quad \frac{x}{L_J} > 0.13, \quad (2.77)$$

$$p_{99.9}(x) = p_m(x) + \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.19 - \tanh\left(21\frac{x}{L_J}\right)^{31\frac{x}{L_J}+0.07} \right) \quad \frac{x}{L_J} \leq 0.13, \quad (2.78)$$

$$p_{99.9}(x) = p_m(x) + \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.020 - \tanh\left(3.31\frac{x}{L_J}\right)^{1.60\frac{x}{L_J}+0.037} \right) \quad \frac{x}{L_J} > 0.13, \quad (2.79)$$

$$p_{min}(x) = p_m(x) - \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.24 - \tanh\left(24\frac{x}{L_J}\right)^{28\frac{x}{L_J}-0.05} \right) \quad \frac{x}{L_J} \leq 0.13, \quad (2.80)$$

$$p_{min}(x) = p_m(x) - \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.020 - \tanh\left(2.52\frac{x}{L_J}\right)^{1.80\frac{x}{L_J}+0.01} \right) \quad \frac{x}{L_J} > 0.13, \quad (2.81)$$

$$p_{0.1}(x) = p_m(x) - \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.12 - \tanh\left(18\frac{x}{L_J}\right)^{10\frac{x}{L_J}-0.007} \right) \quad \frac{x}{L_J} \leq 0.13, \quad (2.82)$$

$$p_{0.1}(x) = p_m(x) - \alpha \frac{V_1^2}{2g} \left(1.015 - \tanh\left(2.46\frac{x}{L_J}\right)^{0.79\frac{x}{L_J}+0.01} \right) \quad \frac{x}{L_J} > 0.13. \quad (2.83)$$

avec le coefficient d'énergie $\alpha = 1.20$.

◦ Amplitude des fluctuations

Les fluctuations de pression agissant sous le ressaut hydraulique ont été étudiées par KHADER & ELANGO (1974). La valeur quadratique moyenne des fluctuations de pression a été analysée et normalisée par la hauteur de vitesse en pied de ressaut. Cette expression correspond au coefficient de fluctuation de pression C'_p présenté précédemment. Ainsi, les fluctuations maximales présentent un pic valant 10 % de la hauteur de vitesse et interviennent en moyenne à une position de $10 \cdot h_1$, comme illustré sur le graphique de la FIG. 2.10.

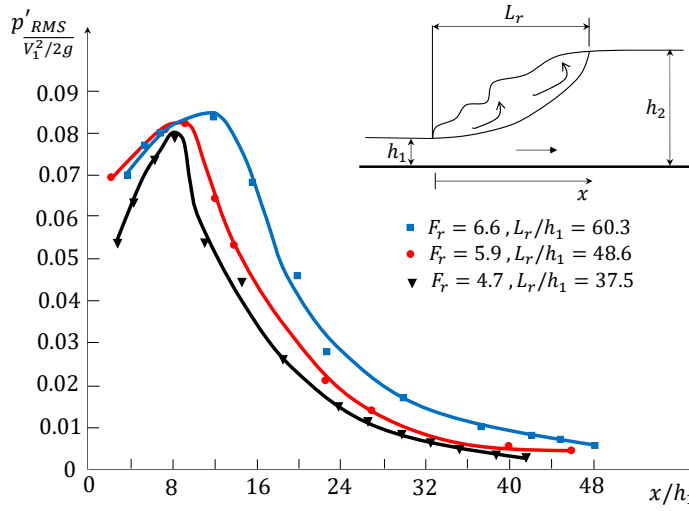


FIGURE 2.12 – Valeurs de C'_p sous un ressaut hydraulique. Graphique adapté de KHADER & ELANGO (1974)

Selon ICOLD (1987), les demi-amplitudes maximales totales des fluctuations de pression atteignent des valeurs de $0.4 \cdot \frac{V_1^2}{2g}$, et leur période est de l'ordre de la seconde.

STOJNIC (2020) propose différentes formulations (pour un coursier de $\varphi = 50^\circ$) des coefficients de pression C'_p , $C_p^{99.9}$ et $C_p^{0.1}$, lesquelles sont présentées aux EQ. 2.84 à 2.85. Notons que les valeurs des coefficients de pression proposées par STOJNIC (2020) incluent le coefficient de correction d'énergie cinétique α , considéré comme égal à 1.05 pour les coursiers lisses et à 1.20 pour les coursiers en marches. Les coefficients relatifs à ces relations sont présentés aux TAB. 2.2 et 2.3.

Pour les coursiers lisses, la relation proposée est :

$$C_p/\alpha = d - \tanh(eX_j)^{jX_j+k} \quad X_j \geq 0.03. \quad (2.84)$$

La même équation peut être utilisée pour les coursiers en marches pour $X_j \geq 0.13$. Sinon, pour les coursiers en marches, la relation proposée est :

$$C_p/\alpha = A - \tanh(DX_j)^{GX_j+I} \quad X_j < 0.13. \quad (2.85)$$

TABLE 2.2 – Coefficients de l'EQ. 2.84

Coefficient	d	e	j	k	R^2
C'_p	1.006	3.00	0.31	0.006	0.99
$C_p^{99.9}$	1.020	3.31	1.60	0.037	0.98
$C_p^{0.1}$	1.015	2.46	0.79	0.010	0.97

TABLE 2.3 – Coefficients de l'EQ. 2.85

Coefficient	A	D	G	I	R^2
C'_p	1.04	19	6	0.000	0.98
$C_p^{99.9}$	1.19	21	31	0.070	0.97
$C_p^{0.1}$	1.12	18	10	-0.007	0.96

2.4.5.2 Pression sur les bajoyers

Les études relatives à l'analyse des pressions et forces agissant sur les parois verticales des bassins de dissipation, en aval de coursiers lisses ou en marches, sont bien moins nombreuses que celles portant sur les pressions exercées sur le fond.

La littérature propose différentes valeurs à attribuer à la fluctuation de pression exprimée également comme fraction de la charge de vitesse. PAVLOV (2022), propose que la valeur p'_{RMS} sur les bajoyers des bassins de dissipation soit :

$$p'_{RMS} = 0.10 \frac{V_1^2}{2g}$$

Selon ICOLD (1987), la valeur de p'_{RMS} des fluctuations sur les parois est comprise entre $0,10$ et $0,12 \cdot \frac{V_1^2}{2g}$.

D'autres travaux (KHATSURIA, 1999) ont indiqué que la pression à la base de la paroi pouvait fluctuer de la pression statique à jusqu'à 1,5 fois la hauteur de vitesse entrant dans le bassin. Il semble cependant que cette valeur soit trop conservatrice (KHATSURIA, 1999).

Une procédure générale pour calculer la charge dynamique et le moment de flexion agissant sur les bajoyers a été développée par U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1990) et FLETCHER & SAUNDERS (1988) en utilisant des capteurs de force. Grâce à ces travaux, les forces maximales, minimales et moyennes ainsi que le moment de flexion sur la paroi latérale peuvent être estimés à l'aide de graphiques limités aux bassins de dissipation sans baffles ni seuils et en aval de coursiers lisses.

Retenons ici que les pressions ont été évaluées par un dispositif expérimental comprenant des parois rotulées en base, de manière à libérer tous mouvements de battement des bajoyers. Ces bajoyers ont été équipés de capteurs en leur base et en leur sommet, ceci permettant la mesure continue de forces. Des informations relatives à cette étude sont reprises dans KHATSURIA (1999).

2.4.6 Bassin de dissipation

Les bassins de dissipation sont des structures renforcées conçues pour contenir et stabiliser le ressaut hydraulique formé à l'aval d'un ouvrage de chute. Le radier de ces structures peut être lisse ou équipé de dispositifs dissipateurs tels que des plots, ceci étant exploité notamment dans les bassins USBR.

Afin de favoriser la formation du ressaut hydraulique dans une position stable, les bassins de dissipation sont souvent construits avec un radier surbaissé par rapport au lit naturel de la rivière situé en aval, de manière à garantir une profondeur d'eau suffisante. Lorsque le bassin présente ce type de configuration, la profondeur d'eau conjuguée du ressaut (profondeur aval théorique issue de l'analyse du ressaut hydraulique) diffère de la profondeur naturelle de la rivière, ceci étant présenté à la FIG. 2.13

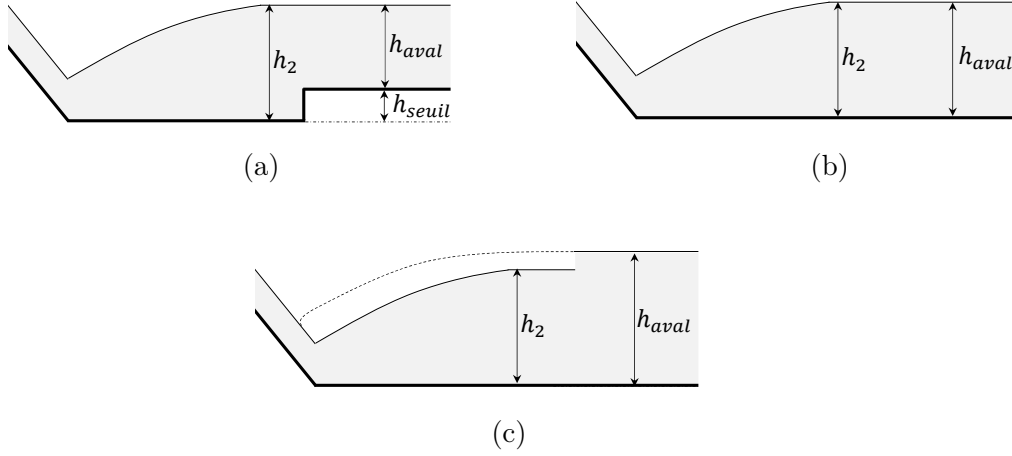


FIGURE 2.13 – **Configurations possibles d'un bassin de dissipation.** Illustration des configurations possibles des niveaux d'eau dans un bassin de dissipation.

Le niveau d'eau mesuré h_2 dans le présent rapport représente donc le niveau h_2 dans les configurations (a) et (b), et non pas le niveau h_{aval} . La configuration (c), quant à elle, n'est pas couverte par les résultats de ce document. En effet, cette configuration mène à un ressaut noyé d'une longueur réduite par rapport à celle d'un ressaut formé librement. La configuration (c) apparaît lorsque le niveau de la rivière mène à des niveaux supérieurs à h_2 .

2.5 Effets d'échelle

La modélisation physique des écoulements à surface libre repose sur le respect de certaines similitudes dynamiques afin de garantir la correspondance des résultats avec ceux à l'échelle réelle. La gravité étant le moteur de l'écoulement, la similitude de Froude est bien souvent la première qu'il est nécessaire de respecter. Cela implique une égalité entre les nombres de Froude ($F_r = v / \sqrt{g h_{ref}}$) du dispositif expérimental et du modèle à l'échelle réelle, avec v une vitesse caractéristique et h_{ref} une profondeur d'eau de référence.

Cependant, pour atteindre une véritable similarité dynamique, les similitudes de Reynolds ($Re = v h_{ref} / \nu$) et de Weber ($We = \rho v^2 h_{ref} / \sigma$) doivent également être satisfaites, avec ν la viscosité cinématique ($\nu = 1.1007 \times 10^{-6}$, eau à 20°C) et σ la tension superficielle ($\sigma = 0.073 \text{ kg/s}^2$, eau à 20°C). Cette égalité simultanée des similitudes de Froude, Reynolds et Weber n'est physiquement pas réalisable en

pratique STOJNIC (2020).

Lorsque la similitude de Froude est appliquée avec des fluides identiques dans le modèle réduit et le modèle à l'échelle réelle, les écoulements diphasiques (eau–air) ne peuvent pas être correctement modélisés, à moins de travailler à échelle réelle (FELDER & CHANSON, 2009). Les effets se manifestent notamment au niveau du transport d'air, qui est affecté par une sous-estimation des forces visqueuses et une surestimation des forces de tension de surface.

Ainsi, plusieurs études ont évalué les effets d'échelle sur les écoulements eau–air, et différents critères ont été établis quant aux valeurs des nombres de Reynolds, Weber et Froude permettant de minimiser les effets d'échelle. Ces recommandations sont présentées à la TAB. 2.4.

TABLE 2.4 – Exemples de critères liés à l'application de la similitude

Auteurs	Application	Caractéristique	Critère
KOBUS (1984)	Générale	Entraînement d'air	$Re > 1 \times 10^5$
PFISTER & CHANSON (2014)	Écoulements diphasiques	Concentration en air	$Re > 2-3 \times 10^5$, pour $5 < Fr < 15$
CHANSON (2009)	Ouvrages hydrauliques	Propriétés des bulles	$Re > 5 \times 10^5$
BOES (2000)	Coursiers à marches	Concentration en air	$Re > 1 \times 10^5$ et $We > 100$
CHANSON & CHACHEREAU (2013)	Ressaut hydraulique	Concentration en air	$Re > 4 \times 10^4$

Chapitre 3

Dispositif expérimental

Cette section présente d’une part le dispositif expérimental et d’autre part les calculs préliminaires nécessaires à la définition des conditions de fonctionnement des expériences.

En effet, plusieurs calculs préliminaires sont nécessaires afin d’exploiter efficacement le dispositif expérimental. Ces calculs visent notamment à déterminer les débits de travail, les hauteurs d’eau et les plages de pressions attendues.

Les hauteurs d’eau attendues, correspondant à chaque débit de travail, doivent être évaluées afin de déterminer les positions optimales des capteurs de pression. Ces capteurs sont placés sur le fond et les parois latérales du dispositif expérimental et présenteront une configuration unique pour toute la campagne de tests. En d’autres termes, leur position doit être optimale pour l’ensemble des gammes de débits testées, ainsi que pour les deux types de coursiers (lisse et en marches). Par conséquent, le nombre de débits testés sera également limité. Les hauteurs d’eau doivent également être prédites pour garantir le fonctionnement des capteurs de distance dans leur plage de mesures admissibles.

Enfin, une évaluation des pressions doit être réalisée afin de déterminer les gammes de pression qui seront appliquées aux capteurs, ceci dans le but de choisir un capteur de pression adapté pour chaque point de mesure.

3.1 Description générale du modèle

Le modèle expérimental se situe dans le Laboratoire d’hydraulique des constructions de l’Université de Liège. Le modèle a notamment été exploité par DEWALS et al.

(2004), ERPICUM et al. (2011), SILVESTRI (2012), SILVESTRI et al. (2014) et DALEM (2023).

Le modèle est alimenté en eau issue d'un circuit fermé qui est acheminée vers un réservoir par la conduite d'alimentation. Une fois le niveau du réservoir suffisant, l'eau franchit le seuil standard et s'écoule le long du coursier, incliné de 52° , avant de rejoindre un canal horizontal en aval. L'eau est ensuite évacuée par l'extrémité aval du canal horizontal. Le coursier et le canal horizontal présentent tous deux une section rectangulaire. Le débit entrant est réglable à l'aide d'une vanne apposée sur la conduite d'alimentation, qui est également équipée d'un débitmètre. Le niveau d'eau du canal horizontal est ajustable grâce à une vanne levante située en fin de canal, qui agit comme un seuil mince réglable verticalement.

Les parois du coursier sont constituées de plexiglas transparent et d'acier. Le fond et les parois du canal horizontal sont composés d'acier et de PVC. Les marches du coursier en marches sont réalisées en PVC, tandis que le fond du coursier lisse est en aluminium. Le coursier lisse est modulable et peut être installé sur le coursier en marches.

Le fond et les parois du canal horizontal aval, siège du ressaut hydraulique, sont équipés d'un total de 30 capteurs de pression. Le canal horizontal aval est également équipé de 4 capteurs de distance permettant de mesurer le niveau de la surface libre. Afin de faciliter la mesure de pression sur le fond du canal horizontal aval, un faux-fond a été apposé et percé au droit de chacun des points de mesure. Ce faux-fond, d'une longueur de 2 m comptée depuis le pied du coursier, crée une marche de 8.3 cm de hauteur que l'écoulement doit franchir avant de rejoindre l'extrémité aval du canal.

Des représentations et une photographie du dispositif expérimental sont présentées aux FIG. 3.1, FIG. 3.2 et FIG. 3.3.

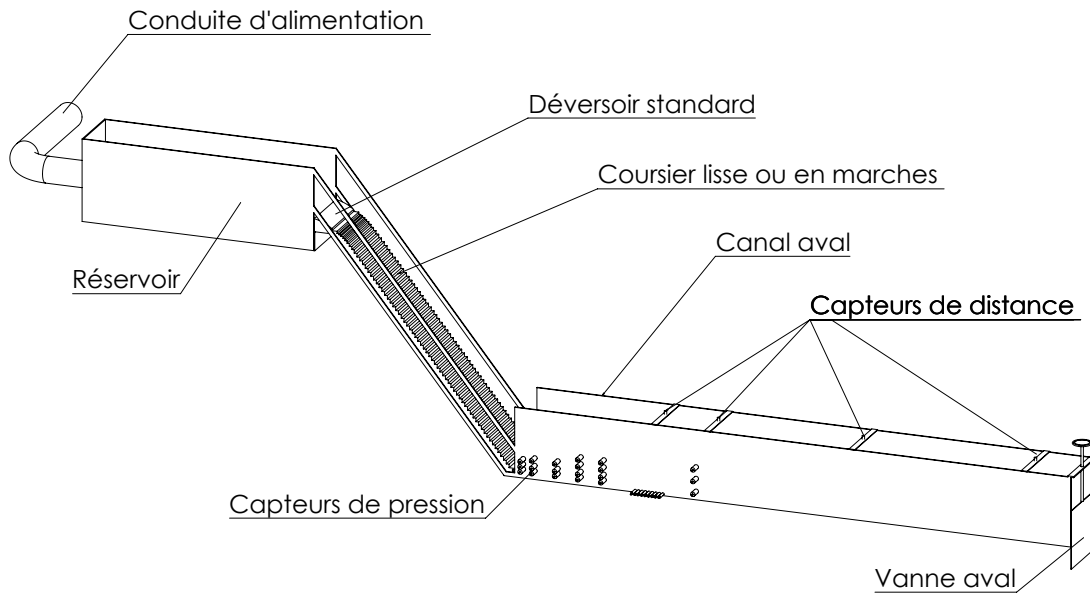


FIGURE 3.1 – **Dispositif expérimental complet.** Modélisation des éléments constitutifs du dispositif expérimental.

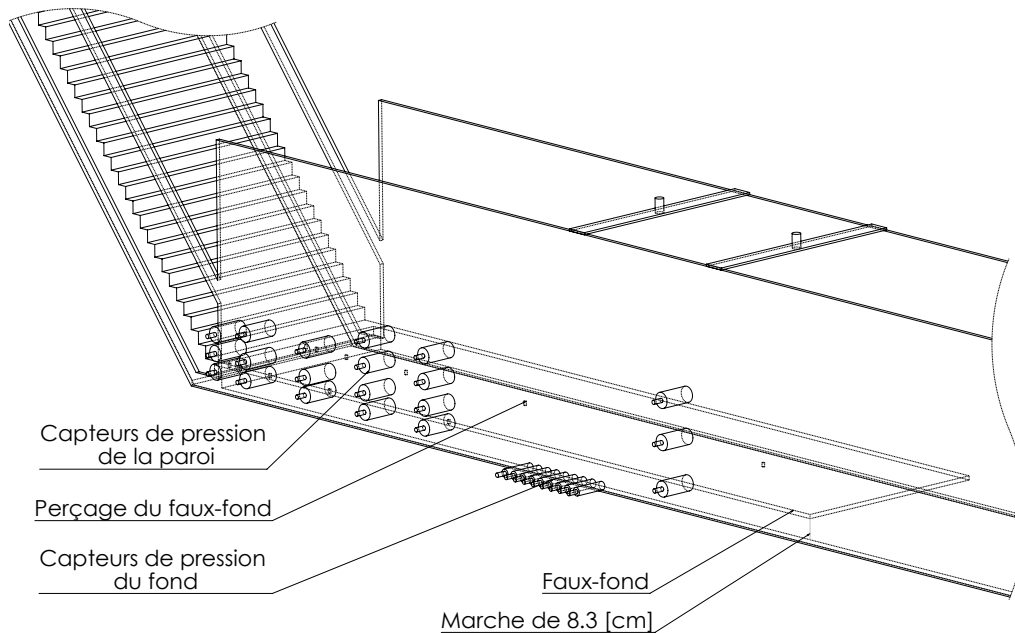


FIGURE 3.2 – **Canal du dispositif expérimental.** Mise en évidence du faux-fond situé au pied du coursier, ainsi que de la disposition des capteurs de pression.

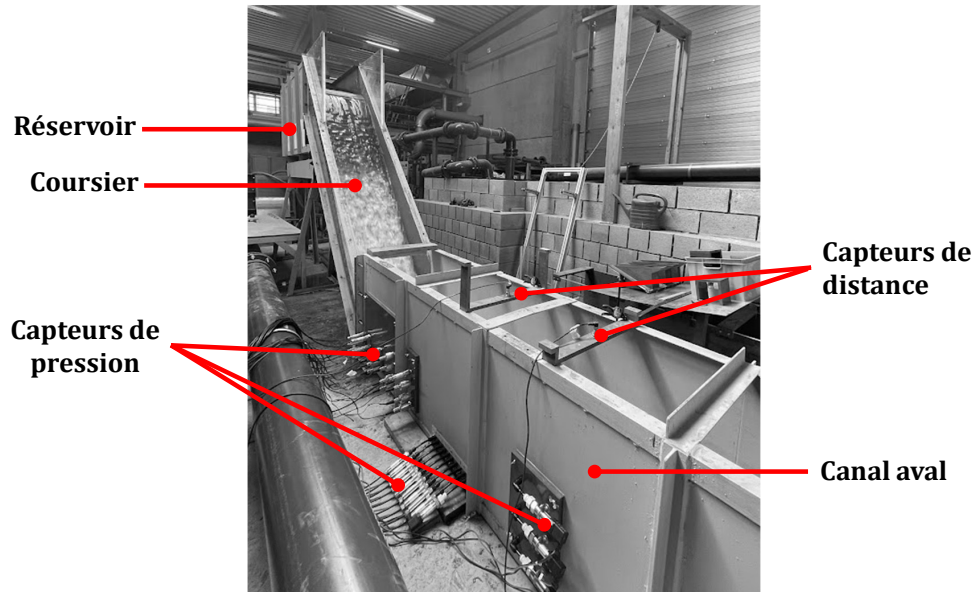


FIGURE 3.3 – **Photographie du dispositif expérimental.** Photographie réalisée depuis l'aval du dispositif, en fonctionnement avec le coursier en marches.

Les propriétés du dispositif expérimental sont présentées dans le tableau ci après.

TABLE 3.1 – Caractéristiques du dispositif expérimental

Dénomination	Valeur	Unité	Description
W_c	0.494	m	Largeur du coursier
φ	52	°	Pente du coursier
W_{ch}	0.493	m	Largeur du canal horizontal
s	0.03	m	Hauteur des marches
W_s	0.024	m	Profondeur des marches
K_{Al}	90	$\text{m}^{\frac{1}{3}}/\text{s}$	Coefficient de frottement de Manning de l'aluminium
H_{seuil}	0.067	m	Hauteur du seuil standard
H_{dam}	2.077	m	Hauteur totale du seuil (depuis le canal horizontal aval)

3.2 Matériel de mesure

3.2.1 Mesure du débit

Les mesures du débit sont réalisées à l'aide d'un débitmètre installé sur la conduite d'alimentation du réservoir. Le débitmètre est un Siemens MAG 5000. Le débit est réglé à l'aide d'une vanne et lu sur le débitmètre une fois la valeur de débit stabilisée.



FIGURE 3.4 – Débitmètre Siemens MAG5000.

3.2.2 Mesure des pressions

Les pressions relatives sont mesurées à l'aide de capteurs de pression piézorésistifs Keller. Les modèles exploités sont le PR-41X/ ± 50 mbar, le PR25 0/ ± 200 mbar et le PR23 -200/ ± 400 mbar. Les capteurs mesurent la pression à l'aide d'une membrane séparatrice qui réagit aux variations de pression. Ces variations agissent contre l'huile emprisonnée dans le capteur, qui relaie la pression jusqu'à une puce en silicium chargée de convertir la déformation en un signal électrique. Les capteurs fournissent finalement une tension ou un courant, proportionnels aux pressions mesurées.



FIGURE 3.5 – Capteurs de pression exploités. Illustration du Keller PR23 en (a), du Keller PR25 en (b) et du Keller PR-41X en (c).

◦ Calibration des capteurs

La calibration des capteurs de pression (noté CPx dans la suite du document, avec x le numéro du capteur) a été réalisée en plaçant chacun des capteurs à la base d'une colonne d'eau de hauteur connue. La variation des niveaux d'eau et des tensions mesurées (100 Hz durant 30 s) a permis d'obtenir une courbe de calibration liant tension et pression. La courbe de calibration du capteur de pression n°1 (CP1) est présentée à la FIG. 3.6, à titre d'exemple. Des illustrations de l'installation ainsi que l'ensemble des courbes d'étalonnage relatives aux différents capteurs de pression sont présentées en ANNEXE B.

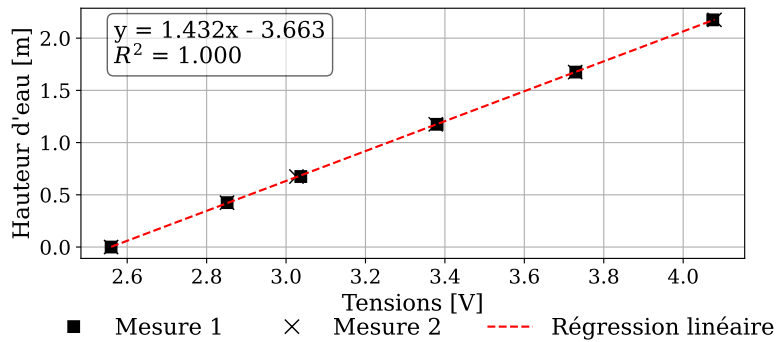


FIGURE 3.6 – **Courbe de calibration.** Courbe issue de la calibration du CP1, réalisée avec des hauteurs d'eau comprises entre 0 m et 2.10 m.

◦ Fréquence des mesures de pression

La fréquence d'acquisition doit être suffisante pour capter les fluctuations de pression, tout en étant limitée afin de restreindre le volume de données. Une campagne d'essais a été menée afin de déterminer la fréquence minimale au-delà de laquelle les statistiques du signal (médiane, moyenne, fractiles 0.1% et 99.9%) ne varient plus de manière significative. Trois essais de 20 minutes chacun ont été réalisés à la fréquence maximale d'acquisition des capteurs de pression (1000 Hz), pour trois débits distincts : 10, 20 et 40 l/s.

Pour chaque essai, des sous-échantillonnages ont été effectués sur les séries temporelles pour simuler des fréquences d'acquisition comprises entre 5 Hz et 1000 Hz, par pas de 5 Hz. Pour chaque fréquence simulée, les indicateurs statistiques ont été recalculés. L'évolution de ces valeurs a ensuite été tracée en fonction de la fréquence pour chaque capteur. Les résultats ont été analysés pour l'ensemble des capteurs et pour les trois

débits considérés. Il en résulte qu'une fréquence de 500 Hz assure une stabilisation des caractéristiques statistiques citées précédemment, comme l'illustre la FIG. 3.7 issue d'une mesure au CP12 pour un débit de $Q = 10$ l/s.

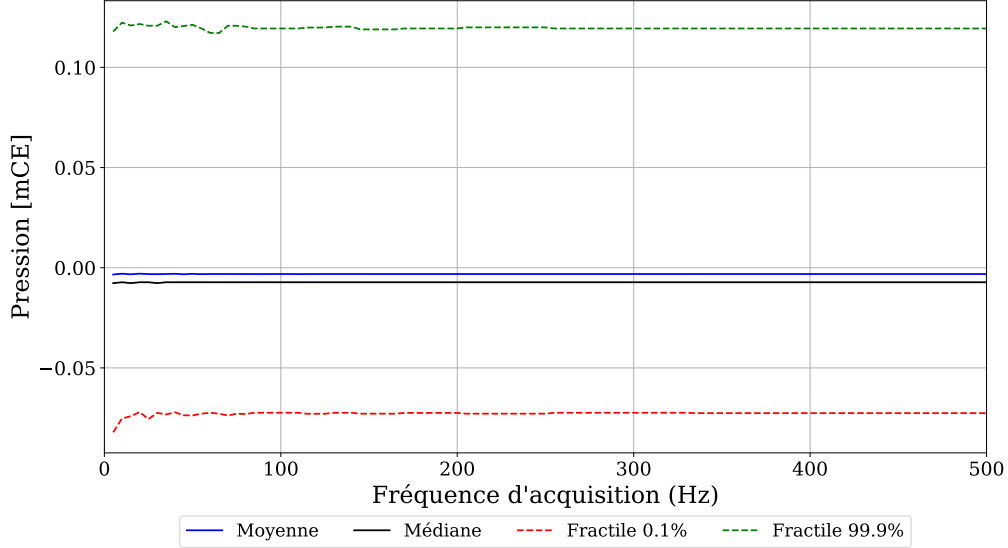


FIGURE 3.7 – **Influence de la fréquence d'acquisition.** Évaluation de l'influence de la fréquence sur les indicateurs statistiques, données issues d'un essai sur le CP12 avec un débit de 40 l/s illustrant une stabilisation dès 200 Hz.

Outre cette analyse, une inspection visuelle des sous-échantillonnages a été réalisée afin de déterminer quelle était la fréquence minimale permettant de reproduire fidèlement le signal original à mesuré 1000 Hz. La comparaison visuelle a été effectuée pour chacun des capteurs de pression et pour chacun des débits considérés. Il en résulte qu'une fréquence de 100 Hz permet de couvrir l'ensemble du signal représenté avec une fréquence de 1000 Hz. En effet, la FIG. 3.8a (CP14, $Q = 40$ l/s) montre que le signal capté à 500 Hz couvre complètement le signal mesuré à 1000 Hz.

La FIG. 3.8b montre quant à elle que la fréquence de 100 Hz semble également permettre de couvrir le signal de 1000 Hz. De cette analyse visuelle, il est conclu que la fréquence de 100 Hz permet de restituer correctement les fluctuations du signal.

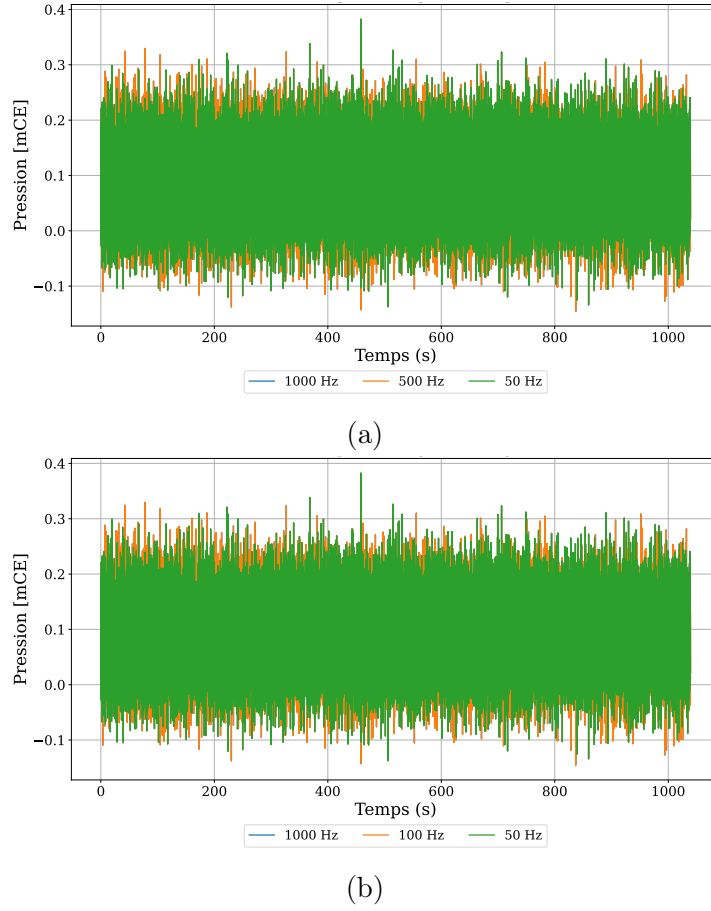


FIGURE 3.8 – **Comparaison de l’influence de la fréquence d’acquisition sur le spectre de pression.** Comparaison pour des fréquences de 1000 - 500 - 1000 Hz en (a) & de 1000 - 100 - 50 Hz en (b). Données issues d’un essai de 40 l/s mesurée au CP14.

Compte tenu de ces deux analyses, une *fréquence d’acquisition de 500 [Hz]* est jugée largement suffisante pour garantir une mesure fiable des pressions.

◦ Durée d’échantillonnage

La durée d’échantillonnage doit être suffisante pour capter l’ensemble du spectre des fluctuations de pression. La campagne d’essais a permis de déterminer la durée minimale au-delà de laquelle les indicateurs statistiques ne varient plus de manière significative. Les mêmes mesures que celles utilisées pour l’analyse de la fréquence d’acquisition minimale ont été exploitées ici. Des durées de mesure réduites ont été simulées en ne conservant que le début du signal temporel (sous-échantillonnage).

Les premiers résultats ont révélé une stabilisation de la moyenne et de la médiane pour des durées inférieures à 200 s. En revanche, l'analyse temporelle a permis de constater que les fractiles à 99.9% et à 0.1%, *au droit de certains capteurs*, ne se stabilisent pas après une durée de 20 minutes. Bien qu'inattendu, ce résultat peut s'expliquer en considérant qu'une augmentation du temps de mesure induit une augmentation de la probabilité de mesure d'un événement extrême. Pour ces raisons, les fractiles à 1%, 5%, 10%, 99%, 95% et 90% ont été observés afin de déterminer le temps de mesure respectant ces critères statistiques. Notons qu'il est aussi questionnable de considérer les fractiles à 99.9% et 0.1% comme valeur de dimensionnement d'un ouvrage tant ses valeurs présentent une faible probabilité d'occurrence et, de surcroît, un temps d'application faible. L'analyse a été réalisée en excluant les capteurs qui, de par leur position relativement proche de la surface libre, n'étaient pas immergés sur l'ensemble de la durée d'échantillonnage. Pour le débit de 40 l/s, il s'agit des capteurs CP[13;16;19;23;27;30]. Notons qu'une attention particulière a été portée aux capteurs du fond les plus proches du coursier en raison des conclusions de STOJNIC (2020) qui a noté de plus fortes variations de pression au voisinage du pied du ressaut.

Les fractiles à 99% et à 1% se stabilisant pour des durées d'échantillonnage de 300 s, cette valeur sera retenue. La mesure au CP2 ($Q=10$ l/s), représentative des capteurs de pression immergés, illustre cette stabilisation à la FIG. 3.9.

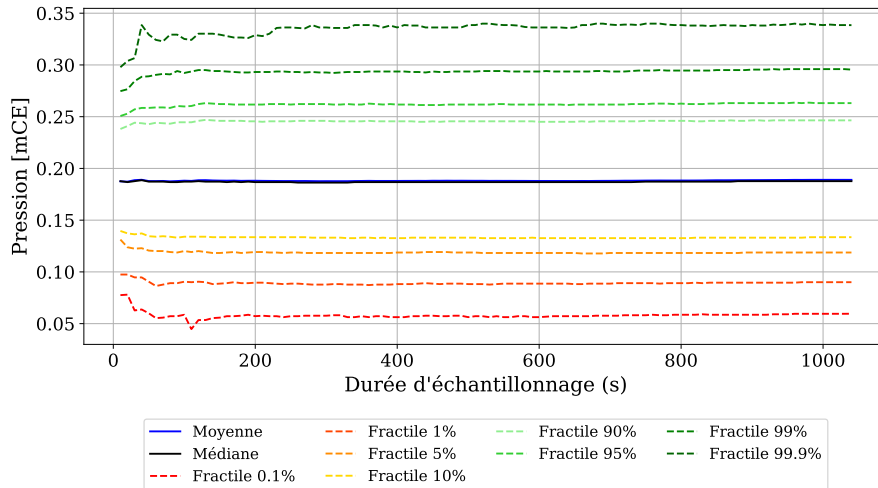


FIGURE 3.9 – **Influence de la durée d'échantillonnage sur les indicateurs statistiques.** Évaluation de l'influence de la durée de la mesure sur les fractiles à [0.1, 1, 5, 10, 99.9, 99, 95, 90] %, données issues d'un essai sur le CP2 avec un débit de 40 l/s illustrant une stabilisation dès 600 s.

Les erreurs relatives pour les indicateurs statistiques des fractiles à 1% et à 99% en considérant comme valeurs de référence les valeurs des fractiles correspondant à une durée de 20 minutes ont été représentées. Ces graphiques indiquent qu'au-delà de 400 s, l'erreur relative sur ces fractiles n'excède pas les 5%. Une analyse identique sur les fractiles à 0.1% et 99.9% indique une erreur relative de <10% pour le fractile à 0.1% et une erreur relative de <5% pour le fractile à 99.9%, pour des durées de 400 s.

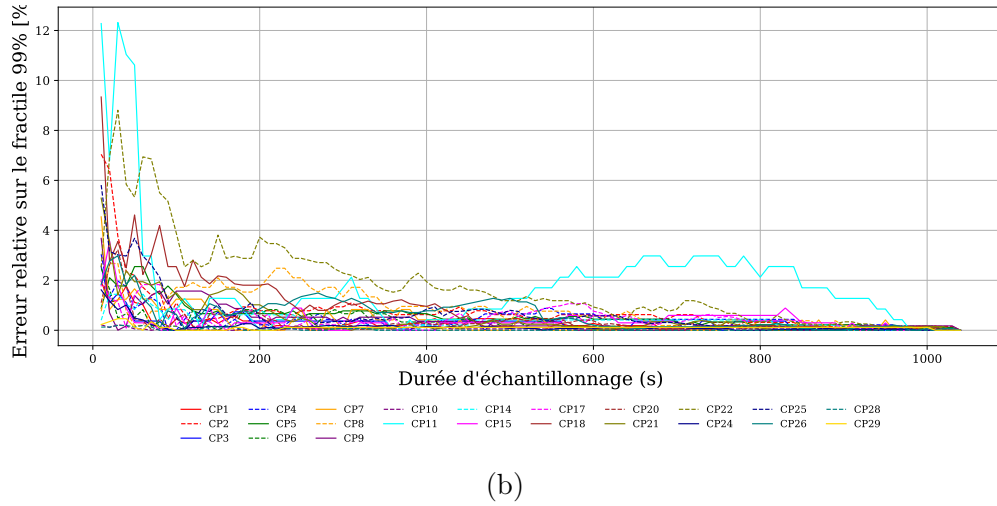
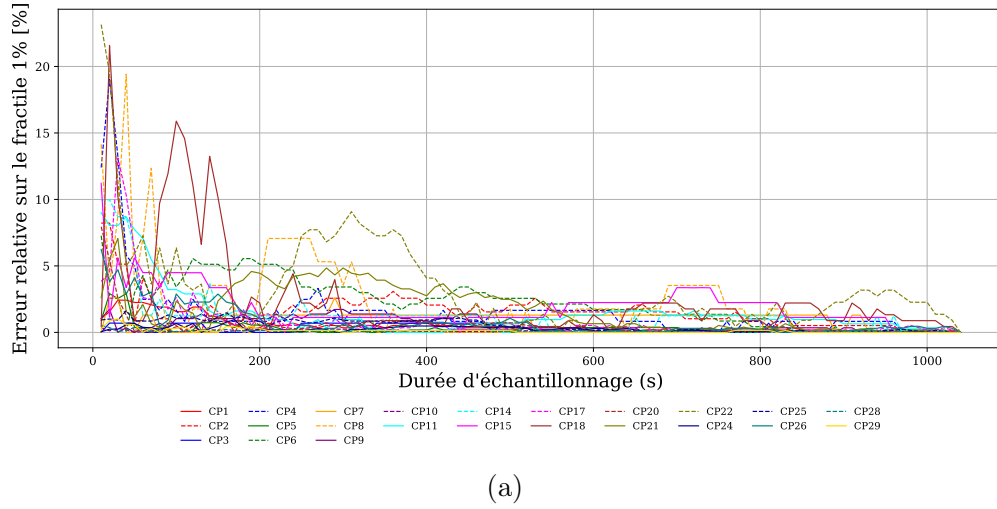


FIGURE 3.10 – **Influence de la durée sur les erreurs relatives des fractiles à 1% et 99%.** Evolution des erreurs relatives des fractiles à 1% en (a) et 99% en (b), données issues d'un essai à 40 l/s

Compte tenu de ces analyses, une *durée d'échantillonnage de 600 s* est jugée largement suffisante pour garantir une mesure fiable des pressions.

◦ Positions des capteurs de pression

Les points de mesure des pressions dynamiques et statiques sont placés sur le fond et sur les parois latérales du canal aval horizontal du dispositif expérimental.

Chaque point de mesure situé sous le faux-fond est relié à un capteur de pression par un tube en plastique rigide. De cette manière, le capteur de pression associé au point de mesure n'est pas immergé. Les points de mesure situés sur les bajoyers sont quant à eux apposés directement contre les parois.

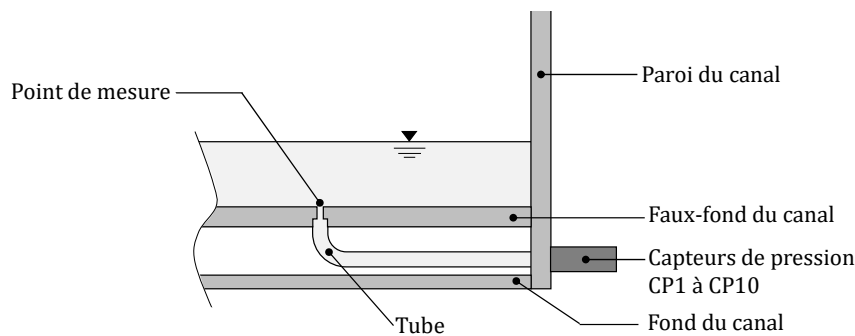


FIGURE 3.11 – **Disposition capteurs de pression du fond.** Schéma de principe du positionnement des capteurs de pression du fond.

Les points de mesure conservent une position fixe pour l'ensemble de la gamme de débits testée et pour les deux types de coursiers exploités.

La position à attribuer aux points de mesures dépend d'une part de la longueur du ressaut L_j et d'autre part des hauteurs d'eau présentes en amont et en aval du ressaut. De plus, les fluctuations de pression étant plus marquées au début du ressaut, un plus grand nombre de capteurs a été placé dans cette zone. Il s'agit donc de déterminer la zone enveloppe des longueurs et hauteurs d'eau correspondantes à chaque débit, afin de déterminer les positions envisageables des capteurs. Les EQ. 2.48 à 2.51 ont été exploitées pour déterminer ces enveloppes.

Les FIG. 3.12 et 3.13 reprennent les positions des capteurs de pression (CP) et de distance (CD) sur la paroi et sur le fond du dispositif expérimental. La TAB. 3.2 reprend les coordonnées des capteurs de pression dans le repère (x;y) de la FIG. 3.12 pour les capteurs de la paroi et dans le repère (x;y) de la FIG. 3.13.

Des plans détaillés et cotés de l'implantation des capteurs sont présentés à l'ANNEXE A.

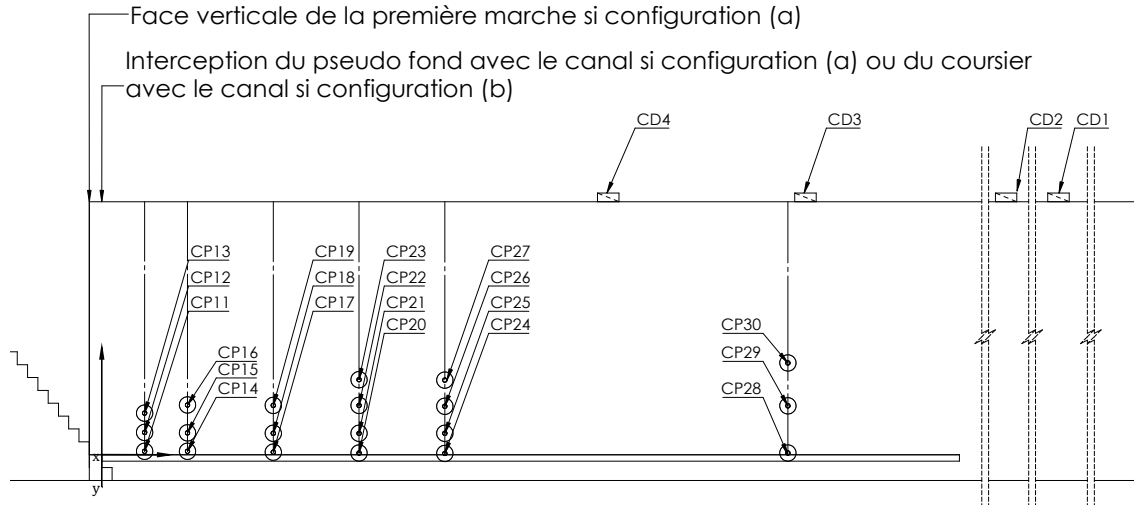


FIGURE 3.12 – **Position des capteurs de pression sur la paroi.** Les capteurs de la paroi sont numérotés de CP11 à CP30. La configuration (a) mentionnée sur la mise en plan correspond au coursier en marches, et la configuration (b) correspond au coursier lisse.

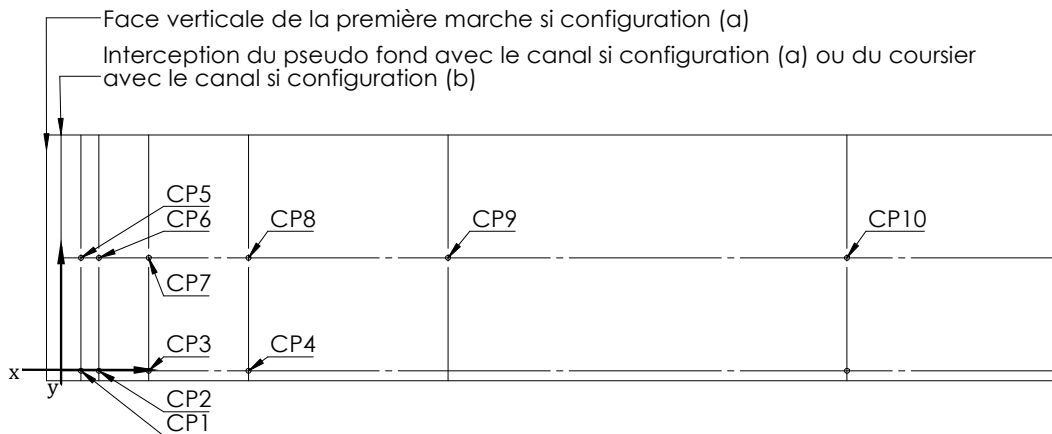


FIGURE 3.13 – **Position CP du fond.** Les capteurs du fond sont numérotés de CP1 à CP10. La configuration (a) mentionnée sur la mise en plan correspond au coursier en marches, et la configuration (b) correspond au coursier lisse.

TABLE 3.2 – Coordonnées des capteurs de pression

Modèle	Capteur	x (m)	y (m)	Emplacement
PR23	CP1	0.040	0.020	Fond
PR23	CP2	0.076	0.020	Fond
PR23	CP3	0.176	0.020	Fond
PR23	CP4	0.376	0.020	Fond

Table 3.2 – Suite

Modèle	Capteur	x (m)	y (m)	Emplacement
PR23	CP5	0.040	0.2465	Fond
PR23	CP6	0.076	0.2465	Fond
PR23	CP7	0.176	0.2465	Fond
PR23	CP8	0.376	0.2465	Fond
PR23	CP9	0.776	0.2465	Fond
PR25	CP10	1.576	0.2465	Fond
PR23	CP11	0.100	0.008	Paroi
PR23	CP12	0.100	0.052	Paroi
PR23	CP13	0.100	0.097	Paroi
PR23	CP14	0.200	0.008	Paroi
PR23	CP15	0.200	0.051	Paroi
PR23	CP16	0.200	0.116	Paroi
PR41x	CP17	0.400	0.006	Paroi
PR41x	CP18	0.400	0.050	Paroi
PR41x	CP19	0.400	0.115	Paroi
PR41x	CP20	0.600	0.004	Paroi
PR41x	CP21	0.600	0.050	Paroi
PR41x	CP22	0.600	0.115	Paroi
PR41x	CP23	0.600	0.175	Paroi
PR41x	CP24	0.800	0.003	Paroi
PR41x	CP25	0.800	0.050	Paroi
PR41x	CP26	0.800	0.113	Paroi
PR41x	CP27	0.800	0.174	Paroi
PR25	CP28	1.600	0.004	Paroi
PR25	CP29	1.600	0.114	Paroi
PR25	CP30	1.600	0.214	Paroi

3.2.3 Mesure des niveaux d'eau

Les niveaux d'eau le long du canal ont été mesurés de manière non intrusive à l'aide d'un capteur de distance (nommé CD ci-après) à ultrasons, fonctionnant par mesure du temps s'écoulant entre l'émission et la réception d'une onde réfléchie par la surface libre.

La tête du capteur a été positionnée parallèlement au fond du canal. Celui-ci a été installé près de la fin du canal, afin de mesurer la hauteur d'eau dans une zone présentant peu de fluctuations de surface.

De cette manière, la hauteur d'eau h_2 est mesurée indirectement, par le calcul de la ligne d'eau. Les capteurs utilisés sont des *microsonic pico+100/U* présentant une plage de mesure de 120 à 1000 mm.

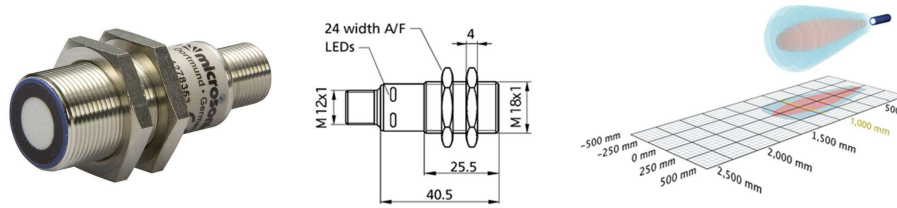


FIGURE 3.14 – **Capteurs de distance utilisés.** Illustration des capteurs de distance et cône de diffusion sur la plage de mesure.

◦ Calibration des capteurs de distance

Les capteurs de distance ont été calibrés à l'aide de cales de hauteur connues. Pour chacun des capteurs, 4 cales différentes (15.5, 20, 30, et 45 cm) ont été exploitées de manière à obtenir une courbe de calibration liant la tension mesurée à la distance correspondante.

La courbe de calibration du CD1 est présentée à la FIG. 3.15. Davantage d'informations relatives aux calibrations des capteurs de distance sont présentées en ANNEXE C.

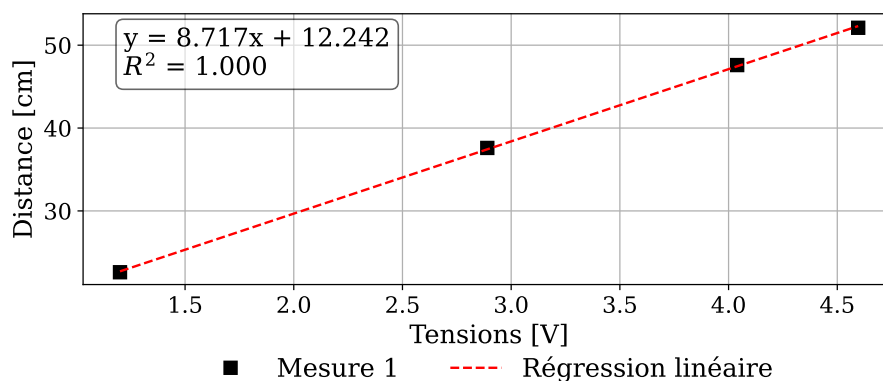


FIGURE 3.15 – **Courbe de calibration.** Courbe issue de la calibration du CD1, réalisée avec des cales de hauteurs comprises entre 15 cm et 55 cm.

◦ Évaluation du coefficient de frottement

Afin de déterminer la hauteur d'eau h_2 à partir d'une seule mesure de distance, il est nécessaire d'effectuer un calcul de ligne d'eau, ce qui implique la connaissance des propriétés du canal horizontal aval. Il a donc été nécessaire de caractériser le coefficient de frottement de Manning-Strickler du canal. Rappelons qu'un faux-fond a été placé sur une distance de 2 mètres à partir du pied du coursier, surélevant localement le fond de 8.3 cm. Cette marche n'a pas montré d'influence significative sur la surface libre lors des essais.

Le calcul de la ligne d'eau a été réalisé entre le point de mesure CD1 et la fin du coursier, en remontant vers l'amont. Pour calibrer le coefficient de Manning-Strickler, quatre capteurs de distance (CD1 à CD4) ont été installés le long du canal et les niveaux d'eau ont été mesurés pour un débit de 10 l/s et un ressaut noyé, de manière à réduire au maximum les fluctuations de surface libre.

Le coefficient de frottement a été ajusté de manière à ce que la ligne d'eau calculée à partir de la mesure au CD1 corresponde au mieux aux niveaux observés aux CD2, CD3 et CD4. La hauteur initiale utilisée pour la ligne d'eau correspond à la mesure en CD1.

De l'analyse des mesures de niveau d'eau et de la comparaison avec les lignes d'eau calculées, deux éléments sont à retenir.

Premièrement, les mesures réalisées au niveau des capteurs CD1 à CD4 ont fourni des niveaux d'eau qui ne différaient pas de plus d'un millimètre. Or, l'incertitude

relative à la pose des capteurs, et donc de leur mesure, étant de l'ordre du millimètre, les mesures ne permettent pas de constater une évolution du niveau de la surface libre.

Les niveaux d'eau mesurés lors de la campagne de détermination du coefficient de frottement du canal sont présentés à la FIG. 3.16, sur laquelle est également tracée la ligne d'eau correspondant à un coefficient de Manning–Strickler de $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Deuxièmement, l'erreur absolue entre le niveau de surface libre mesuré et celui calculé, pour un large spectre de coefficients de Manning–Strickler (coefficient K de 20 à $120 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$), n'excède pas un millimètre au droit de chacun des capteurs. Ceci est illustré à la FIG. 3.17.

De ces deux observations, il a été conclu que la courte longueur du canal ne permettait pas de percevoir l'effet du frottement sur l'allure de la ligne d'eau. En conséquence, *l'effet du frottement sur la ligne d'eau a été négligé, et le niveau de la surface libre mesuré au CD1, soustrait du niveau de la marche, est considéré comme la hauteur conjuguée h_2 du ressaut.*

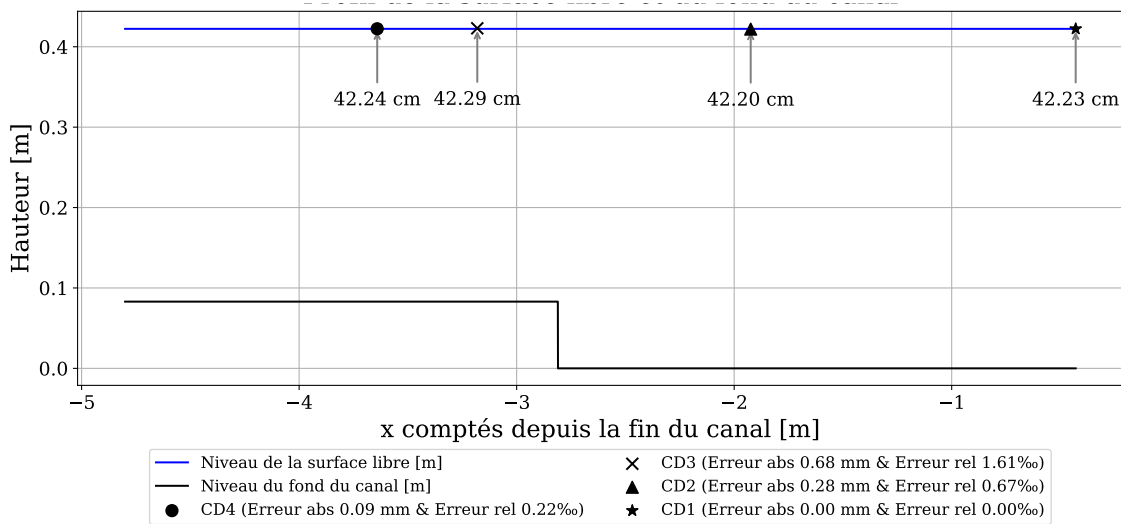


FIGURE 3.16 – **Profil de la surface libre et du fond.** Ligne d'eau réalisée avec $K=90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ et mise en évidence des mesures du niveau de la surface libre qui ne diffèrent pas de plus d'1 mm entre le CD1 et le CD4.

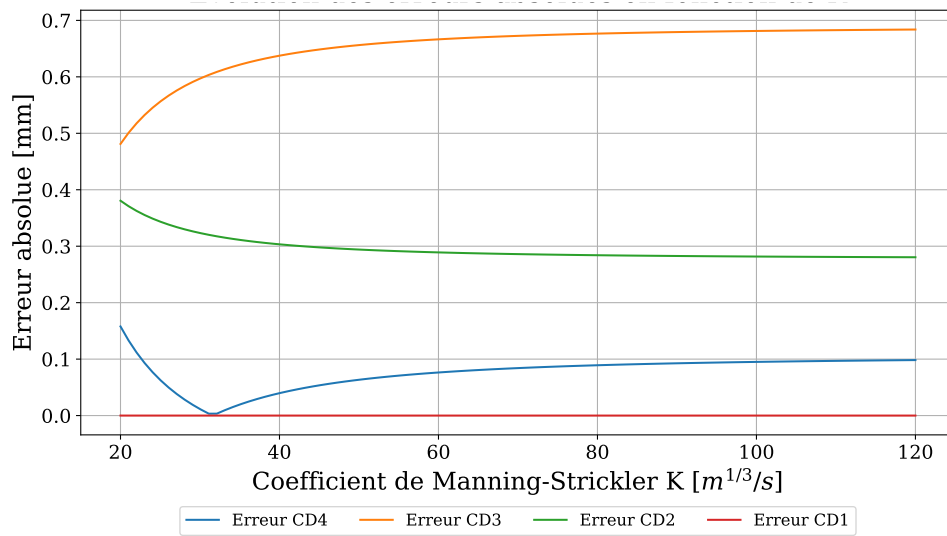


FIGURE 3.17 – **Erreur absolue au droit des capteurs de distance.** Évolution de l'erreur absolue entre la valeur mesurée et calculée pour une large plage de coefficient K.

3.2.4 Protocole de mesure

Les mesures ont été réalisées par augmentation progressive du débit, chaque série de mesures est réalisée selon le protocole suivant :

1. **Réglage du débit** : le débit d'alimentation est ajusté à la valeur souhaitée à l'aide de la vanne amont.
2. **Stabilisation du débit** : une période d'attente est observée afin d'assurer une stabilisation du débit. Cette étape est vérifiée à l'aide du débitmètre.
3. **Levage progressif de la vanne aval** : la vanne située à l'aval du canal est progressivement levée afin de déplacer la ligne d'eau.
4. **Positionnement du ressaut** : le levage de la vanne aval est arrêté lorsque le ressaut hydraulique est positionné au pied du coursier, tel qu'illustré à la FIG. 3.18.
5. **Stabilisation de l'écoulement** : un temps d'attente est respecté jusqu'à l'obtention d'un écoulement complètement stabilisé.
6. **Lancement des mesures** : une fois l'écoulement stable, l'acquisition des données est réalisée pour une durée et fréquence prédéfinie.
7. **Répétition pour un autre débit** : le protocole est repris à l'étape 1 pour la série de mesures suivante correspondant à un débit supérieur.

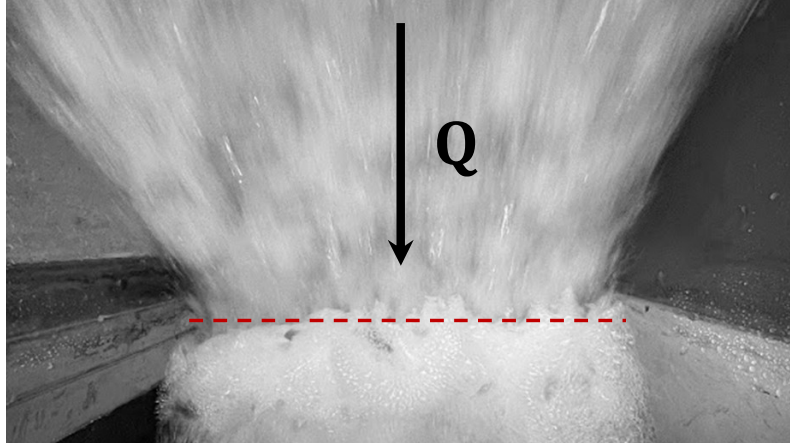


FIGURE 3.18 – **Position du ressaut au pied du coursier.** La ligne rouge représente la position d’interception du canal aval avec le coursier dans la configuration coursier lisse et avec le pseudo-fond dans la configuration coursier en marche.

3.3 Calculs préliminaires - Coursier lisse

En pratique, il y a lieu de déterminer d’une part les débits de travail permettant d’assurer la présence des conditions uniformes en pied de coursier et d’autre part les hauteurs d’eau équivalentes en eau claire à l’écoulement uniforme. Si les conditions uniformes ne sont pas atteignables en pied de coursier pour le débit considéré, il y a tout de même lieu de déterminer la concentration en air afin de déterminer h_{cw} . En effet, comme déjà mentionné, STOJNIC (2020) précise qu’il est correct d’étudier le ressaut en considérant les hauteurs d’eau équivalentes en eau claire, tel que $h_1 = h_{cw}$.

Cette section vise à appliquer les concepts théoriques développés à la *Sec. 2.2* et se base en partie sur la démarche expliquée par JAMES (2020). Successivement, il s’agira de déterminer concrètement :

1. Les débits permettant d’assurer la position du point critique sur le coursier ;
2. La concentration d’air à l’écoulement uniforme aéré et la concentration d’air au pied du coursier ;
3. La profondeur d’eau aéré à l’uniforme et la profondeur d’eau aérée au pied du coursier ;
4. La profondeur d’eau équivalente en eau claire en pied de coursier ;

La démarche qui a été réalisée pour chacun des débits est ici présentée pour le cas d’un débit de $Q = 5 \text{ l/s}$.

1. Position du point critique

La position du point critique est déterminée grâce à l'Eq. 2.6 (WOOD, R. I. et al., 1983) appliquée avec $x = L_i$ et $\delta = y$ au point critique tel que :

$$L_i = \frac{h_i}{0.0212 \left(\frac{L_i}{H_s} \right)^{0.11} \left(\frac{L_i}{k_s} \right)^{-0.10}} \quad (3.1)$$

La profondeur d'eau h_i au point critique correspondant à un certain débit q s'obtient en déterminant le couple de valeurs $(L_i; y)$ satisfaisant d'une part la continuité (Eq. 2.27) et d'autre part l'expression de la vitesse au point critique (Eq. 2.7). Le calcul avec les valeurs correctes correspondant au débit $Q = 5 \text{ l/s}$ ($q = Q/Wc = 0.01 \text{ m}^2/\text{s}$) est présenté ci-après. Avec $L_i = 0.425 \text{ m}$ et $h_i = 0.0038 \text{ m}$, l'Eq.3.1 est satisfaite, ensuite il vient :

$$\begin{aligned} H_s &= H + L \sin \varphi - h_i \cos \varphi \\ &= \frac{3}{2} h_c + L_i \sin \varphi - h_i \cos \varphi \\ &= \frac{3}{2} \sqrt{\frac{q^2}{g}} + L_i \sin \varphi - h_i \cos \varphi \\ &= \frac{3}{2} \sqrt{\frac{0.01^2}{9.81}} + 0.425 \sin 52 - 0.0038 \cos 52 \\ &= 0.366 \text{ m} \end{aligned}$$

Et donc :

$$V = \sqrt{2gH_s} = \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 0.366} = 2.679 \text{ m/s}$$

Vérification :

$$h_i = \frac{q}{V} = \frac{0.01}{2.679} = 0.0038 \text{ m} \quad (3.2)$$

Ce qui correspond à la valeur de h_i précédemment testée. Avec ce couple de valeurs, la position L_i est vérifiée :

$$L_i = \frac{0.0038}{0.0212 \left(\frac{0.425}{H_s} \right)^{0.11} \left(\frac{0.425}{k_s} \right)^{-0.10}} = 0.425 \text{ m} \quad (3.3)$$

Ce qui correspond à la valeur de L_i précédemment testée.

2. Concentration en air

Le calcul de C est réalisé par la méthode de WILHEMS & GULLIVER (2005), présentée aux EQ. 2.9 à 2.11.

À l'équilibre (uniforme) :

$$\begin{aligned} C_u &= C_{pig} + C_{e,\infty} \\ &= 0.073 + 0.656 (1 - e^{-0.0356(52-10.9)}) \\ &= 0.577 \end{aligned}$$

Au pied du coursier :

$$\begin{aligned} C_f &= C_{pig} + C_{e,\infty}(1 - e^{-0.010x^*/h_i}) \\ &= 0.073 + 0.656 (1 - e^{-0.0356(\varphi-10.9)}) (1 - e^{-0.010x_f^*/h_i}) \\ &= 0.073 + 0.656 (1 - e^{-0.0356(\varphi-10.9)}) (1 - e^{-0.010(L_{crc}-L_i)/h_i}) \\ &= 0.073 + 0.656 (1 - e^{-0.0356(52-10.9)}) (1 - e^{-0.010(2.636-0.425)/0.0038}) \\ &= 0.576 \end{aligned}$$

Avec $L_{crc} = 2.636$ m la longueur totale du coursier et avec $x_f^* = L_{crc} - L_i$, la distance entre la fin du coursier et le point critique. À la fin du coursier, l'écoulement uniforme est approché à $\frac{C_f}{C_u} = 99.75\%$.

3. Profondeur d'eau aéré

La profondeur d'eau aérée est donnée par l'EQ. 2.20 dans laquelle h_{cw} doit être calculé avec un facteur de frottement réduit ($f_a < f$). Le facteur f est déterminé par l'EQ. 2.25, avec $h_i = 0.0038$ m, il vient :

$$\begin{aligned} \frac{1}{\sqrt{f}} &= 2 \log \left(\frac{12R}{k_s} \right) \\ f &= \left(2 \log \left(\frac{12R}{k_s} \right) \right)^{-2} \\ f &= \left(2 \log \left(\frac{12((W_c h_i)/(W_c + 2h_i))}{k_s} \right) \right)^{-2} \\ f &= \left(2 \log \left(\frac{12((0.493 \cdot 0.0038)/(0.493 + 2 \cdot 0.0038))}{k_s} \right) \right)^{-2} \\ f &= 0,0303 [-] \end{aligned}$$

Par l'Eq. 2.23, il vient :

$$\begin{aligned} f_a &= 0.0303(1 - 1.9 \cdot 0.577^2) = 0.0111 [-] \quad , \text{à l'équilibre} \\ f_a &= 0.0303(1 - 1.9 \cdot 0.576^2) = 0.0112 [-] \quad , \text{en pied de coursier} \end{aligned}$$

4. Profondeur d'eau équivalente en eau claire

Il est enfin possible d'utiliser l'Eq. 2.26 (Darcy-Weisbach) conjointement avec l'Eq. 2.27 (Continuité) afin de déterminer la hauteur équivalente en eau claire à l'équilibre $h_{cw,u}$ et en pied de coursier $h_{cw,f}$:

$$\begin{aligned} Q &= AV = W_c h_{cw} \sqrt{\frac{8g}{f_a}} \sqrt{R S_0} \\ Q &= AV = W_c h_{cw} \sqrt{\frac{8g}{f_a}} \sqrt{\frac{W_c h_{cw}}{W_c + 2h_{cw}} \tan \varphi} \\ &\rightarrow h_{cw} = h_{cw,u} = 0.0023 \text{ m} \quad , \text{à l'équilibre} \\ &\rightarrow h_{cw} = h_{cw,f} = 0.0023 \text{ m} \quad , \text{en pied de coursier} \end{aligned}$$

La hauteur d'eau équivalente h_{cw} permet ensuite de calculer les propriétés du ressaut (pression, longueur de rouleau, longueur du ressaut, profil de hauteur d'eau,...) en considérant $h_1 = h_{cw}$.

La réalisation de cette série d'opérations a été effectuée pour l'ensemble des débits testés sur le coursier lisse, à savoir 2.5, 5, 7.5, 10, 20, 30 et 40 l/s. Les conditions uniformes d'aération au pied du coursier ne peuvent être atteintes que pour les débits de 2.5 à 7.5 l/s, pour lesquels les ratios C_f/C_u sont supérieurs à 96,7 %. Cependant les observations visuelles lors des essais n'ont pas permis de constater l'aération de la nappe d'eau sur le coursier lisse. Ceci pourrait être attribué aux effets d'échelle.

3.4 Calculs préliminaires - Coursier en marches

Il s'agit ici de déterminer :

1. Le débit minimum permettant d'atteindre l'écoulement en mousse
2. Le débit maximum permettant d'atteindre l'écoulement uniforme sur le coursier
3. Les profondeurs d'eau en zone d'écoulement uniforme

Les notations exploitées ci-dessous se réfèrent à la FIG. 2.4 de la page 16.

1. Écoulement en mousse

Afin de présenter un écoulement en mousse, l'EQ. 2.28, doit être satisfaite. En considérant les propriétés du dispositif expérimental, il vient $h_c > 0.0219$ m. En exploitant la relation d'énergie minimale liant la hauteur critique au débit spécifique, appliquée en canal de section rectangulaire, le débit spécifique (q) requis vaut simplement :

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}} \rightarrow q = \sqrt{h_c^3 \cdot g} \rightarrow q > \sqrt{0.0219^3 \cdot 9.81} \rightarrow q > 0.01 \text{ m}^2/\text{s}$$

Soit un débit total minimum de :

$$Q = q \times L_{\text{coursier}} = 0.01 \times 0.494 = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit total minimum doit être de 5.0 l/s.

2. Écoulement uniforme

La distance correspondant à la hauteur comprise entre la crête du déversoir et l'emplacement où l'écoulement uniforme équivalent en eau claire se détermine par l'EQ. 2.29.

L'écoulement uniforme est atteignable pour autant que $H_{\text{dam,u}}$ soit inférieur à H_{dam} . ($H_{\text{dam}} = 2.01 + 0.067 = 2.047$ m selon les propriétés du modèle expérimental exploité). En exploitant l'EQ. 2.33 il vient :

$$q < \sqrt{\left(\frac{H_{\text{dam}}}{24 \cdot \sin(\varphi)^{\frac{2}{3}}}\right)^3 \cdot g} \quad (3.4)$$

$$q < 0.1 \text{ m}^2/\text{s} \quad (3.5)$$

Soit un débit total maximum de :

$$Q = q \times L_{\text{coursier}} = 0.099 \times 0.494 = 0.049 \text{ m}^3/\text{s} = 49 \text{ l/s} \quad (3.6)$$

Par conséquent, le débit total doit être compris entre 5.0 et 48.9 l/s. Ceci induit un débit spécifique compris entre 0.01 et 0.1 m^2/s .

3. Profondeur d'eau

La hauteur d'eau critique (section rectangulaire) s'obtient par :

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.7)$$

Pour une plage de débit contenue entre 10 et 45 l/s, la hauteur d'eau critique est bornée par :

$$h_c \in \left[\left(\frac{0.02^2}{g} \right)^{1/3} ; \left(\frac{0.09^2}{g} \right)^{1/3} \right] = [0.035; 0.095] \text{ m} \quad (3.8)$$

La profondeur d'eau équivalente en eau claire au pied du coursier en marches ($h_{cw,u} = h_1$) se détermine à l'aide de EQ. 2.35. La hauteur h_1 est donc bornée par :

$$h_1 \in [0.009; 0.023] \text{ m} \quad (3.9)$$

Ce qui mène aux vitesses $V_1 = q/h_1$ et aux nombres de Froude $F_1 = V_1/(gh_1)^{0.5}$ suivants :

$$V_1 \in [2.356; 3.989] \text{ m/s} \quad (3.10)$$

$$F_1 \in [8.12; 8.43] \quad (3.11)$$

La hauteur d'eau h_2 requise pour maintenir le ressaut hydraulique au pied du coursier est déterminée par l'équation de Bélanger (EQ. 2.38). La hauteur d'eau aval appartient donc à l'intervalle suivant :

$$h_2 \in [0.094; 0.261] \text{ m} \quad (3.12)$$

La réalisation de cette série d'opérations permet de déterminer que les conditions uniformes d'aération au pied du coursier sont atteintes pour l'ensemble des débits testés sur le coursier en marche à savoir : 10, 20, 30, et 40 l/s.

Chapitre 4

Résultats et analyses

Cette section a pour objectif de présenter les conditions expérimentales des campagnes de mesures ainsi que les résultats obtenus. Leurs analyses et leur validation seront abordées selon trois axes principaux :

- La comparaison des pressions mesurées au fond avec celles issues de la littérature, en particulier celles présentées par STOJNIC (2020) ;
- La comparaison des pressions mesurées au fond avec celles mesurées sur les parois latérales ;
- La comparaison des résultats obtenus en aval d'un coursier lisse avec ceux obtenus en aval d'un coursier en marches, afin d'évaluer l'influence du type de coursier sur les pressions hydrodynamiques, en particulier sur les parois.

Les pressions sont étudiées par représentation des valeurs de pression caractéristiques (p_m , $p_{0.1}$ et $p_{99.9}$) normalisées à l'aide de la pression hydrostatique (p_s). Les fluctuations de pression ainsi que leurs amplitudes sont étudiées par analyse des coefficients de pression C'_p , $C_p^{99.9}$ et $C_p^{0.1}$ (cf. SEC. 2.4.5).

En complément des analyses présentées dans ce chapitre, des détails relatifs aux essais réalisés en aval du coursier en marches et du coursier lisse sont présentés respectivement à l'ANNEXE D et à l'ANNEXE E.

4.1 Campagnes de mesure

Les campagnes de mesure ont été réalisées pour 4 débits couvrant une plage de 10 à 40 l/s dans la configuration avec le coursier en marches et pour 6 débits couvrant une plage de 5 à 40 l/s dans la configuration avec le coursier lisse. Pour chacun des débits, deux mesures de pression ont été effectuées avec une fréquence d'échantillonnage

de 500 Hz et une durée d'acquisition de 10 minutes. Au total, 8 essais ont donc été réalisés pour le coursier en marches et 12 pour le coursier lisse.

Les essais sont notés QXMY ou QXMYL, où X représente le débit en l/s, Y le numéro de la mesure et L indique s'il s'agit d'un essai sur le coursier lisse. Par exemple, l'essai Q10M1 correspond au premier essai réalisé avec un débit total de 10 l/s sur le coursier en marches.

La TAB. 4.1 ci-après reprend les caractéristiques des essais et de l'écoulement calculées à partir des mesures de la hauteur d'eau h_2 et des relations présentées dans les EQ. 2.37, 2.38, 2.42 et EQ. 2.43. Les nombres de Weber (We_1) et de Reynolds (Re_1) en entrée de ressaut ont été calculés selon les relations exposées à la SEC. 2.5. Au vu des recommandations de la TAB. 2.4, les effets d'échelle influent sur l'entraînement d'air pour l'ensemble des essais ($Re_1 < 1 \times 10^5$).

TABLE 4.1 – **Caractéristiques des essais.** Les indices 1 et 2 sont relatifs aux propriétés de la section d'entrée et de sortie du ressaut.

Essai	Coursier	Q (L/s)	q (m ² /s)	h_2 (cm)	h_1 (cm)	V_1 (m/s)	L_J (cm)	F_1 (-)	$Re_1 \times 10^5$ (-)	We_1 (-)
Q10M1	En marches	10	0.020	9.5	0.9	2.4	63.7	8.2	0.20	666
Q10M2	En marches	10	0.020	9.5	0.9	2.4	63.7	8.2	0.20	664
Q20M1	En marches	20	0.040	14.9	1.4	2.9	99.8	7.9	0.40	1642
Q20M2	En marches	20	0.040	14.9	1.4	2.9	99.8	7.9	0.40	1637
Q30M1	En marches	30	0.061	19.2	1.9	3.3	128.6	7.6	0.60	2743
Q30M2	En marches	30	0.061	19.2	1.9	3.2	128.6	7.6	0.60	2740
Q40M1	En marches	40	0.081	23.0	2.3	3.5	154.1	7.4	0.80	3937
Q40M2	En marches	40	0.081	23.0	2.3	3.5	154.1	7.4	0.80	3944
Q5M1L	Lisse	5	0.010	7.5	0.4	2.9	45.6	15.4	0.10	404
Q5M2L	Lisse	5	0.010	7.5	0.4	2.9	45.6	15.5	0.10	404
Q7.5M1L	Lisse	7.5	0.015	9.6	0.5	3.1	58.1	14.2	0.15	657
Q7.5M2L	Lisse	7.5	0.015	9.6	0.5	3.1	58.1	14.3	0.15	658
Q10M1L	Lisse	10	0.020	11.7	0.6	3.5	70.6	14.4	0.20	970
Q10M2L	Lisse	10	0.020	11.7	0.6	3.5	70.6	14.4	0.20	971
Q20M1L	Lisse	20	0.040	18.5	0.9	4.3	111.8	14.3	0.40	2434
Q20M2L	Lisse	20	0.040	18.5	0.9	4.3	111.8	14.3	0.40	2435
Q30M1L	Lisse	30	0.061	23.3	1.3	4.6	140.9	12.8	0.60	3890
Q30M2L	Lisse	30	0.061	23.2	1.3	4.6	140.5	12.7	0.60	3868
Q40M1L	Lisse	40	0.081	27.3	1.7	4.8	165.3	11.7	0.80	5380
Q40M2L	Lisse	40	0.081	27.3	1.7	4.8	165.2	11.7	0.80	5371

4.2 Caractéristiques des niveaux d'eau

4.2.1 Hauteurs d'eau moyennes

Les niveaux de surface libre ont été déterminés sur la base de la hauteur d'eau conjuguée h_2 mesurée pour chaque essai et sur la base des EQ. 2.48 à 2.51. Ces niveaux ainsi qu'une vérification visuelle lors de chaque essai ont permis d'identifier les capteurs immergés lors des mesures. Les capteurs non immergés n'ont pas été considérés dans l'analyse des résultats statistiques. La position des capteurs de la paroi ainsi que les lignes d'eau théoriques sont présentées à la FIG. 4.1. Les courbes des essais réalisés à même débit se superposent logiquement (*trait continu et trait discontinu d'une même couleur*), la hauteur d'eau h_2 mesurée étant sensiblement identique. Comme attendu, les nombres de Froude F_1 plus élevés à l'entrée du ressaut en aval du coursier lisse par rapport à ceux en aval du coursier en marches entraînent des hauteurs d'eau plus importantes pour des débits spécifiques q similaires.

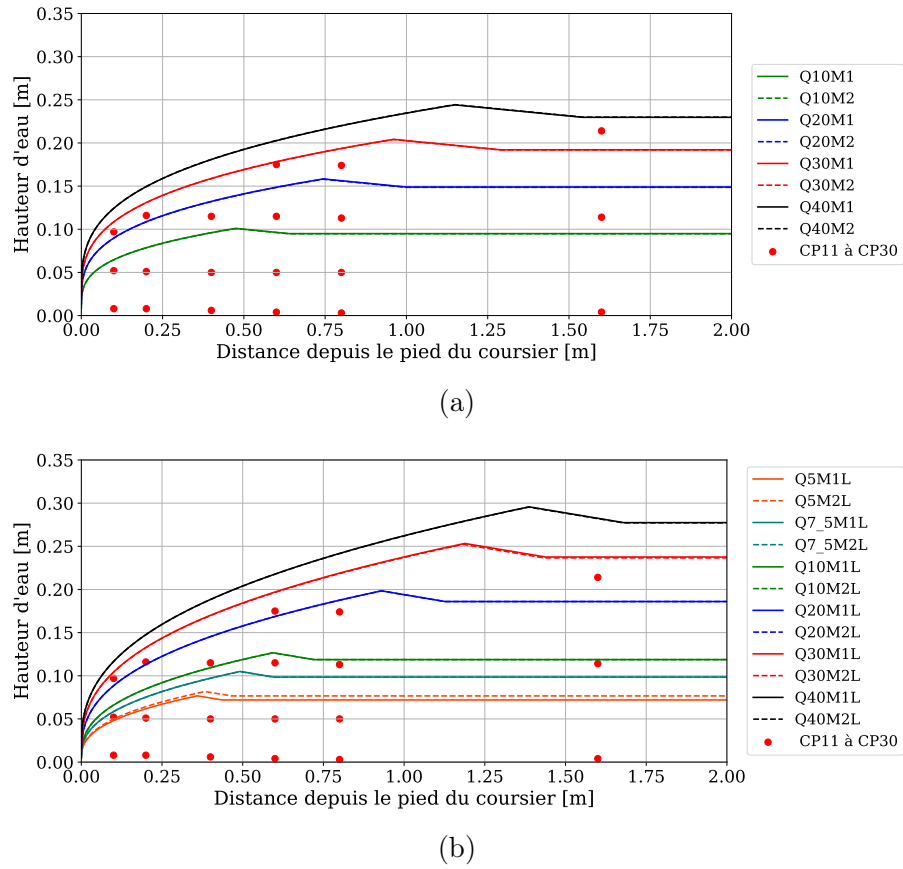


FIGURE 4.1 – Niveaux de surface libre et positions des CP. Représentation pour le coursier en marches en (a) et pour le coursier lisse en (b).

4.2.2 Hauteur d'eau à l'entrée de ressaut

Les hauteurs d'eau équivalentes en eau claire au pied du coursier en marches ont été estimées à l'aide de l'EQ. 2.34. Parallèlement, la hauteur d'eau à l'entrée du ressaut utilisée dans l'analyse des résultats a été déterminée par la relation de Bélanger (EQ. 2.38) qui considère comme hauteur conjuguée h_2 le niveau de la surface libre mesuré au CD1, corrigé du niveau de la marche du faux-fond (cf. SEC. 3.2.3).

Il y a dès lors lieu de se questionner sur la nécessité ou non de projeter la hauteur d'eau estimée par les relations d'aération de la nappe sur le coursier dans un axe perpendiculaire au fond horizontal du bassin de dissipation. Ceci est illustré à la FIG. 4.2.

Si une concordance parfaite est observée entre la hauteur d'eau à l'entrée du ressaut obtenue par la relation de Bélanger et celle dérivée des relations d'aération de la nappe sur le coursier, alors la pente du coursier influe directement sur la hauteur d'eau à l'entrée du ressaut. En revanche, une absence de concordance impliquerait que les mesures et les conclusions de ce travail ne seraient valables que pour un coursier présentant une pente identique à celle étudiée ($\varphi = 52^\circ$).

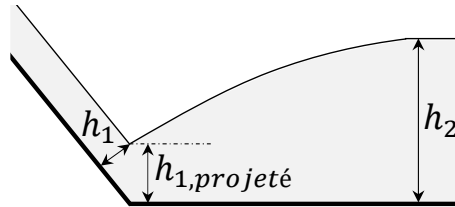


FIGURE 4.2 – Considération sur la référence de la hauteur h_1 .

Ci-après sont présentées la comparaison des hauteurs $h_{cw,u}$ (issues des relations d'aération de la nappe d'eau sur coursier en marches) avec les hauteurs d'eau h_1 issues de la loi de Bélanger. Les erreurs relatives prennent comme valeur de référence la hauteur d'eau h_1 . Les erreurs relatives sont représentées signées (et non en valeur absolue) de manière à distinguer les surestimations et les sous-estimations. Les hauteurs d'eau équivalentes en eau claire comparées à h_1 sont :

- $h_{cw,u,complet}$: hauteur équivalente en eau claire déterminée par la formulation complète de l'EQ. 2.34,
- $h_{cw,u,complet, projeté}$: hauteur équivalente en eau claire déterminée par la formulation complète de l'EQ. 2.34 et projetée perpendiculairement au fond du bassin

de dissipation,

- $h_{cw,u,abrége}$: hauteur équivalente en eau claire déterminée par la formulation abrégée de l'EQ. 2.35,
- $h_{cw,u,abrége, projeté}$: hauteur équivalente en eau claire déterminée par la formulation abrégée de l'EQ. 2.35 et projetée perpendiculairement au fond du bassin de dissipation.

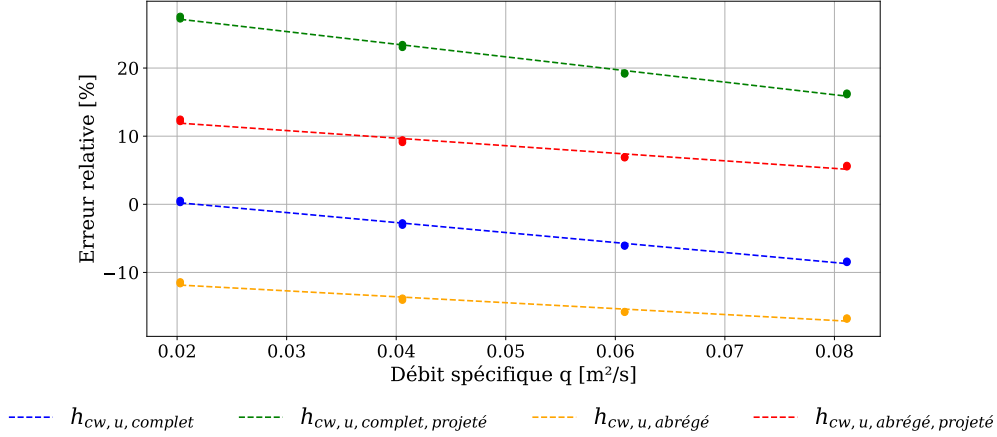


FIGURE 4.3 – **Comparaisons des formulations de $h_{cw,u}$.** Comparaison réalisée en aval du coursier en marches pour l'ensemble des débits testés.

- Aucune des formulations de hauteur d'eau issues des relations d'aération de la nappe sur le coursier en marches, projetée ou non, ne propose une valeur égale pour tous débits à la hauteur d'eau en entrée du ressaut déterminée par la relation de Bélanger,
- La formulation complète non projetée (en bleue sur la FIG. 4.3) propose une estimation proche pour de faibles débits. La sous-estimation varie entre 0% et -5% pour des débits spécifiques inférieurs à $0.055 m^2/s$.

La concordance n'étant pas exacte pour tous les débits, les conclusions de ce travail ne s'appliquent qu'aux coursiers en marches présentant une pente de 52° ou proche. Notons que cette valeur est une pente communément exploitée pour les barrages de type RCC utilisant des coursiers en marches.

4.3 Pressions brutes

Il s'agit ici de présenter sans les analyser les résultats de pression mesurés sur le fond et sur les parois afin de vérifier que les capteurs de pression mesurent dans

leur plage admissible. En effet, chacun des capteurs de pression présente une plage de mesure admissible à ne pas dépasser, celle-ci ayant été présentée à la SEC 3.2.2. Les graphiques de la FIG. 4.4 illustrent l'ensemble des pressions mesurées (pression moyenne p_m , pression au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$ et au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$) en fonction de leur distance x comptée depuis le pied du coursier.

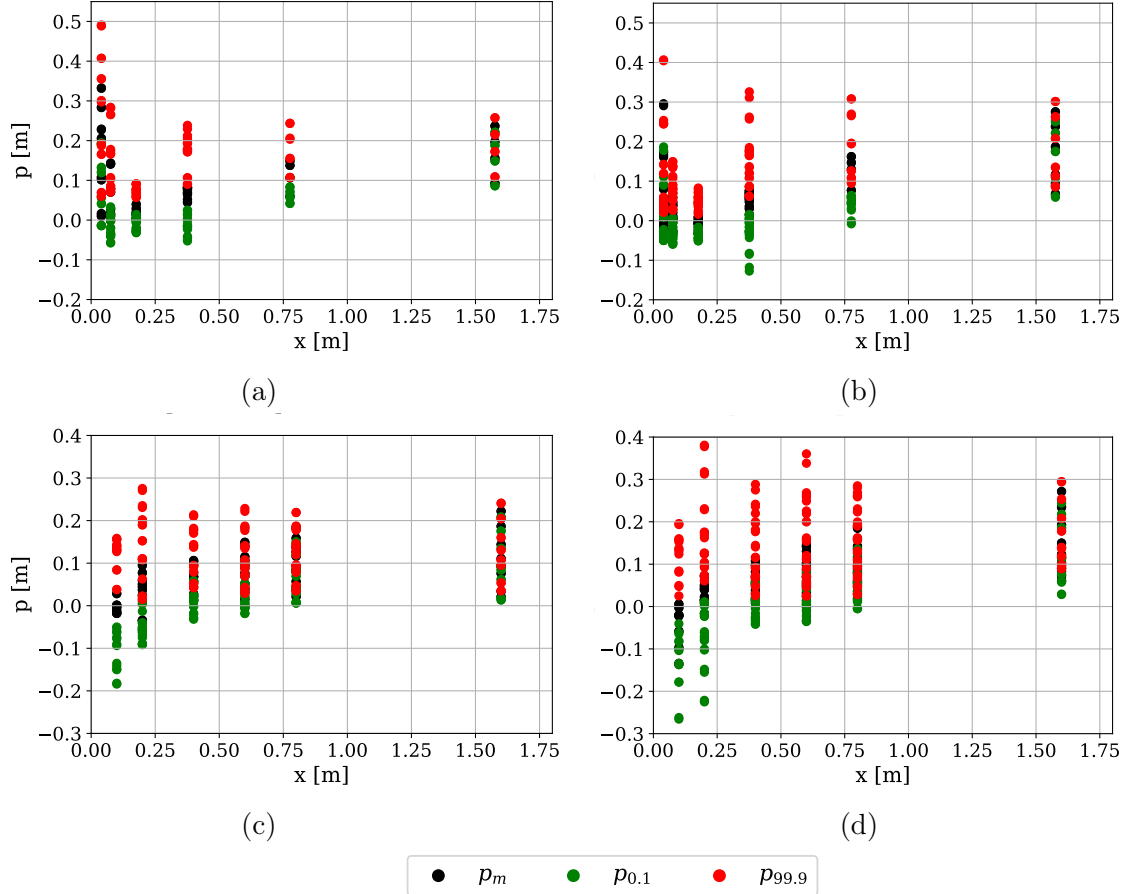


FIGURE 4.4 – **Pression mesurées.** Pression moyenne p_m , pression au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$ et au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$. En aval du coursier en marches sur le fond en (a) et sur la paroi en (c). En aval du coursier lisse sur le fond en (b) et sur la paroi en (d).

Ainsi, aucune des pressions mesurées, qu'il s'agisse du fond ou des parois et pour les deux types de coursier, ne dépasse les bornes de pression admissibles. En effet, en ce qui concerne le fond, les valeurs de pression sont comprises entre les bornes admissibles de -2 m à 4 m. En ce qui concerne les parois, l'ensemble des valeurs de pression est également compris dans les bornes admissibles, définies comme suit :

- de -2 m à 4 m pour les deux premières rangées de capteurs ($x \in [0 : 0.25]$ m),

- de -0.5 m à 0.5 m pour les rangées 3 à 5 ($x \in [0.35 : 0.85]$ m),
- de 0 m à 2 m pour la dernière rangée ($x = 1.6$ m).

4.4 Pressions du fond

Des capteurs de pression ont été installés sur le fond pour deux raisons principales. Premièrement, ils permettent de comparer les pressions du fond mesurées avec celles issues de la littérature, en particulier les résultats présentés par STOJNIC (2020). L'objectif étant de valider les pressions obtenues expérimentalement et d'analyser les éventuels écarts observés.

Deuxièmement, ces capteurs offrent la possibilité de comparer les pressions au fond avec celles mesurées sur la paroi.

La présente section se concentre sur le premier objectif.

4.4.1 Distribution des pressions

Le développement longitudinal de la pression moyenne au fond p_m , de la pression correspondant à une probabilité de 99.9% $p_{99.9}$ et de celle correspondant à une probabilité de 0.1% $p_{0.1}$ est présenté à la FIG. 4.5. Les pressions indicées *th* sont issues des expressions analytiques proposées par STOJNIC (2020) (EQ. 2.59 à 2.83), tandis que les pressions indicées *mes* proviennent des mesures expérimentales.

Les pressions mesurées proviennent des essais Q40M1 et Q40M1L, tous deux réalisés avec un débit de 40 l/s. Ils sont représentatifs de l'ensemble des mesures de pression effectuées pour les différents essais.

Les pressions sont présentées en fonction de la longueur du ressaut L_j , qui vaut $6.7h_2$ en aval d'un coursier en marches et $6.05h_2$ en aval d'un coursier lisse (cf. EQ. 2.42 et 2.43).

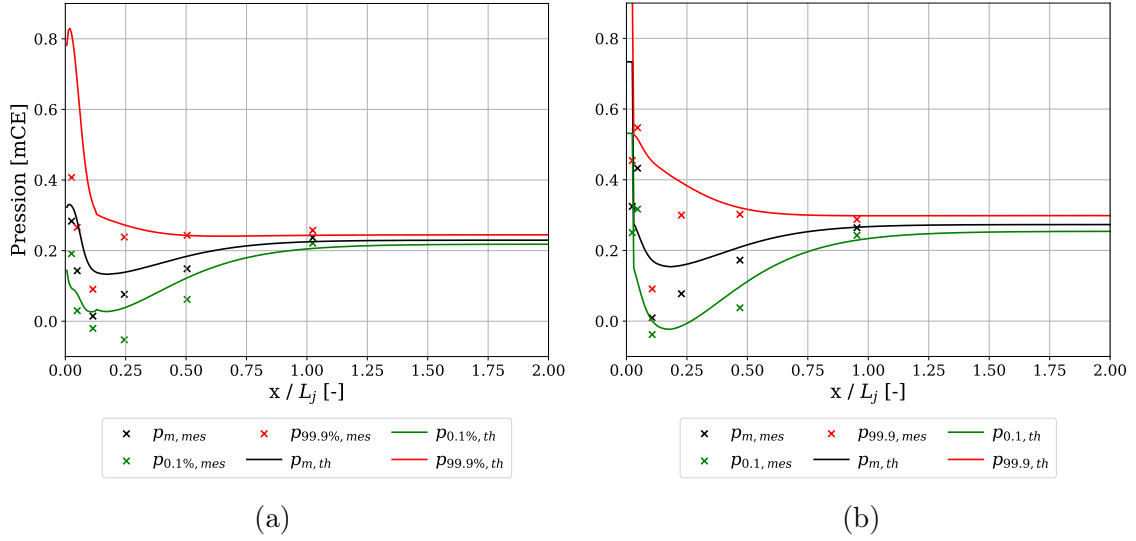


FIGURE 4.5 – **Pressions au fond.** Comparaison des grandeurs mesurées (CP5 à CP10) et analytiques en aval du coursier en marches (a) et en aval du coursier lisse (b).

Les pressions mesurées au fond confirment la tendance des courbes analytiques proposées par STOJNIC (2020), particulièrement lorsque la distance depuis le pied du coursier augmente. Les pressions extrêmes $p_{99.9}$ et $p_{0.1}$ sont toutefois surestimées. À débit égal, les pressions moyennes p_m et du fractile extrême $p_{99.9}$ sont supérieures en aval de la configuration coursier lisse par rapport à la configuration coursier en marches. Ceci étant d'autant plus vrai pour des x/h_2 proches de zéro, lieu de l'impact du jet en provenance du coursier. Pour de grandes valeurs de x/h_2 , les pressions moyennes tendent à se rapprocher de la pression hydrostatique engendrée par la hauteur d'eau h_2 sur le fond.

4.4.2 Distribution des coefficients de pression

Le développement longitudinal des coefficients de fluctuation de pression C'_p , des coefficients de pression des probabilités à 0.1% $C_p^{0.1}$ et à 99.9% $C_p^{99.9}$ est présenté à la FIG. 4.6 pour le fond en aval du coursier en marches et en aval du coursier lisse. Afin de comparer les résultats obtenus avec les expressions analytiques de ces coefficients proposées par STOJNIC (2020) (cf. EQ. 2.84 et 2.85), les coefficients de pression ont été divisés par le coefficient d'énergie cinétique ($\alpha = 1.2$ sur coursier en marches et $\alpha = 1.08$ sur coursier lisse selon STOJNIC (2020)). La distance x comptée depuis le pied du coursier est divisée par h_2 pour permettre la comparaison des mesures réalisées à débits différents.

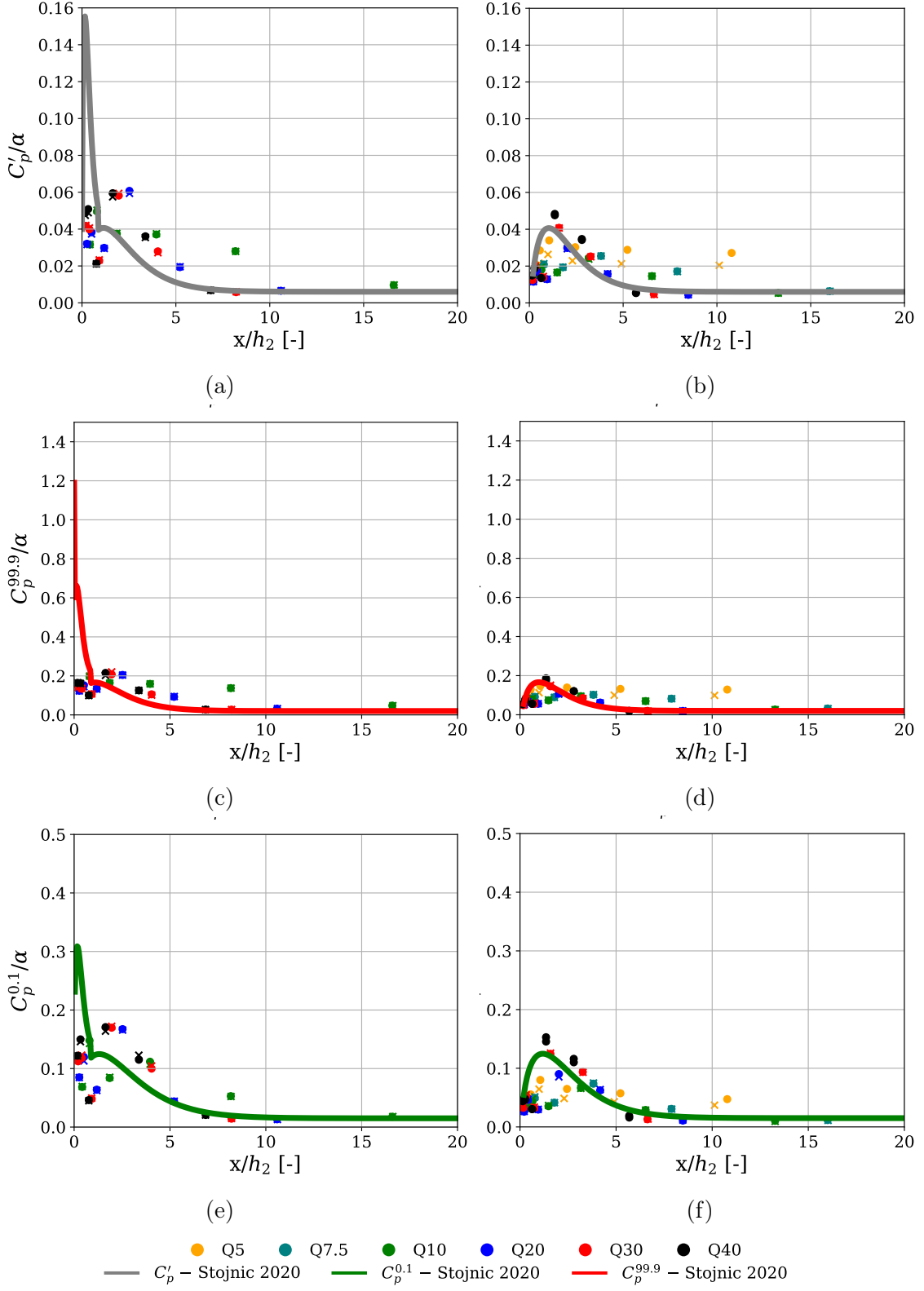


FIGURE 4.6 – **Coefficients de pression du fond.** Coefficients C'_p , $C_p^{99.9}$ et $C_p^{0.1}$ en aval du coursier en marches en (a), (c) et (e), et en aval du coursier lisse en (b), (d) et (f). [\times - Mesure 1 & \bullet - Mesure 2]

Les résultats obtenus pour les coefficients de pression du fond sont cohérents avec l'allure de la relation proposée par STOJNIC (2020). Quelques points sont à relever.

- En aval du coursier en marches, et pour de faibles valeurs de x/h_2 les fluctuations de pression constatées sont de 1.5 à 2.5 fois inférieures à celles prédites par STOJNIC (2020). L'entraînement d'air, probablement réduit dans le dispositif expérimental exploité dans le cadre de ce travail, pourrait réduire les fluctuations de pression et concentrer les valeurs mesurées proches de la moyenne. En aval du coursier lisse, les valeurs obtenues s'accordent relativement bien avec les relations analytiques de STOJNIC (2020).
- Il était attendu que les fluctuations de pression en aval du coursier en marches soient bien supérieures à celles présentes en aval du coursier lisse en raison des niveaux de turbulence plus élevés au pied du coursier en marches. Cependant, force est de constater qu'au regard des pressions du fond, les valeurs de C'_p en aval du coursier en marches ne sont que très légèrement supérieures ($\sim 10\%15\%$) à celles observées en aval du coursier lisse. En revanche, pour des valeurs de x/h_2 suffisantes (~ 5), les coefficients de fluctuation de pression en aval des deux types de coursiers, à débit égal, deviennent équivalents, ce qui était attendu.
- Les valeurs maximales de $C_p^{99.9}/\alpha$, en aval du coursier lisse, sont identiques à celles proposées par STOJNIC (2020) en pied de coursier.
- Pour $x/h_2 > 5$, des maxima supérieurs à ceux issus des lois analytiques de STOJNIC (2020) ont été mesurés particulièrement pour de faibles débits ($Q < 10$ l/s).

Plus largement, les valeurs des coefficients C'_p obtenues correspondent à ce qui est généralement admis dans la littérature. En considérant les valeurs non divisées par le coefficient de vitesse α , les valeurs maximales observées en aval du coursier en marches et en aval du coursier lisse sont respectivement de l'ordre de 0.08 et 0.05. Comme mentionné à la section SEC. 2.4.5, les valeurs de C'_p proposées, au regard des pressions de fond, sont de 0.1 (ICOLD (1987), KHADER & ELANGO (1974)).

4.5 Pressions sur les parois

Dans un premier temps, la distribution des pressions selon les directions longitudinales et verticales sera étudiée afin de caractériser l'évolution des pressions et de leurs fluctuations le long du bassin ainsi que sur la hauteur des parois. L'analyse portera

ensuite sur la transition entre les pressions exercées sur le fond et celles appliquées sur les parois latérales. Des comparaisons seront réalisées entre les grandeurs et les comportements observés en aval d'un coursier en marches et ceux mesurés en aval d'un coursier lisse.

4.5.1 Distribution des pressions

Les pressions fluctuent autour de leur valeur moyenne mais également autour de la pression hydrostatique p_s qui a été évaluée en chaque point à l'aide de la courbe du niveau d'eau moyen $\eta(x)$ (cf. SEC. 4.2.1). Afin de comparer les données issues des différents débits, la position horizontale x , mesurée depuis le pied du coursier, est normalisée par la hauteur d'eau conjuguée h_2 de chaque essai. La position verticale y de chaque point de mesure, mesurée depuis le fond du bassin, est normalisée par $\eta(x)$. Il s'agit donc d'une évaluation réalisée sur la hauteur d'eau pour les groupes de capteurs partageant une même position x/h_2 , c'est-à-dire les capteurs CP11 à CP13, CP14 à CP16, CP17 à CP19, CP20 à CP23, CP24 à CP27 et CP28 à CP30 (cf. FIG. 3.12). Rappelons que les capteurs de pression non immergés durant l'entièreté de la mesure sont exclus des analyses.

4.5.1.1 Coursier en marches

Les FIG. 4.7a à 4.7f présentent l'évolution des pressions pour l'essai Q40M2 et illustrent la tendance générale observée dans l'ensemble des essais sur coursier en marches.

De manière générale, à mesure que la distance normalisée x/h_2 augmente, la pression moyenne tend à se rapprocher de la pression hydrostatique et les dépressions s'amenuisent. Afin de mieux cerner l'évolution de la pression moyenne, la FIG. 4.8 présente l'évolution du rapport p_m/p_s ainsi qu'une courbe calée sur les mesures et forcée à tendre vers une valeur de $p_m/p_s = 1 \forall x > L_j$. Rappelons que selon STOJNIC (2020) la longueur du ressaut vaut $6.7 h_2$ en aval des coursiers en marches.

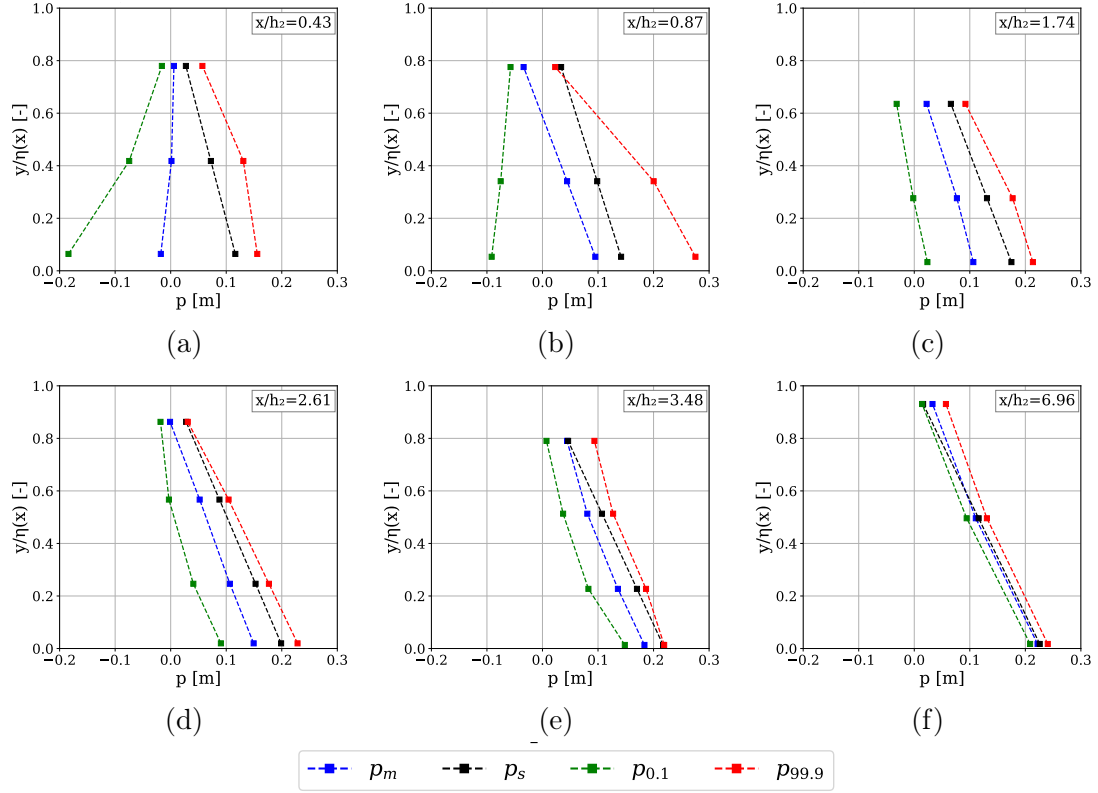


FIGURE 4.7 – **Évolution des pressions sur les parois.** Pressions p_m , $p_{99.9}$, $p_{0.1}$ et p_s selon x/h_2 et $y/\eta(x)$. Comparaison des pressions pour l'essai Q40M2, à des distances x/h_2 de 0.44 en (a), 0.87 en (b), 1.74 en (c), 2.61 en (d), 3.48 en (e) et 6.96 en (f).

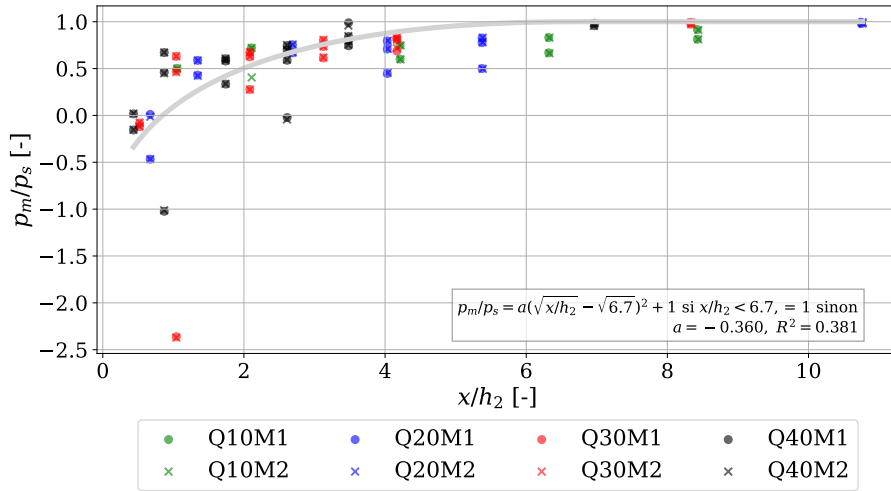


FIGURE 4.8 – **Évolution de la pression moyenne en aval du coursier en marches.** Évolution du ratio p_m/p_s selon x/h_2 . Ensemble des essais sur coursier en marches et ensemble des capteurs immergés représentés.

La tendance de la FIG. 4.8 montre que pour $x/h_2 > 6.7$, soit pour $x > L_j$, la pression

moyenne tend à égaler la pression hydrostatique ($p_m/p_s \simeq 1$). Notons également que la pression moyenne est positive pour l'ensemble des points de mesure dès $x/h_2 > 3.5$.

L'analyse des FIG. 4.7a à 4.7f permet de mettre en évidence trois zones dans le ressaut.

- **Zone 1** : Pour de faibles rapports x/h_2 , le fractile $p_{0.1}$ présente des valeurs négatives (dépression) et la pression moyenne est inférieure à la pression hydrostatique, voire même négative. Cette zone est donc caractérisée par les fluctuations du ressaut et des pics de fortes dépressions pouvant dépasser en valeur absolue la pression hydrostatique. Cette zone est visible sur les FIG. 4.7a à 4.7d, correspondant à $x/h_2 \leq 2.61$.
- **Zone 2** : Pour des rapports intermédiaires x/h_2 , les pressions caractéristiques (p_m , $p_{99.9}$ et $p_{0.1}$) présentent des valeurs presque exclusivement positives sur l'ensemble de la hauteur d'eau, et la pression moyenne est toujours inférieure à la pression hydrostatique. Cette zone est visible sur la FIG. 4.7e, correspondant à $x/h_2 = 3.48$.
- **Zone 3** : Enfin, pour des rapports x/h_2 suffisamment grands, la pression moyenne tend fortement vers la pression hydrostatique sur l'ensemble de la hauteur d'eau. Ceci est visible sur la FIG. 4.7f et correspond à $x/h_2 = 6.96$, soit une valeur supérieure à $L_j = 6.7 h_2$.

La réalisation de cette même analyse pour l'ensemble des essais (cf. ANNEXE D) sur coursier en marches permet la construction de la TAB 4.2.

TABLE 4.2 – Valeurs du rapport x/h_2 pour chacune des zones observées par essai.

Essais	Zone 1	Zone 2	Zone 3
	$p_{0.1} < 0$ et $p_m < p_s$	$p_{0.1}, p_{99.9}, p_m > 0$	$p_m \approx p_s$
Q10M1 & 2	[1.05 ; 2.11]	[4.21 ; 6.32]	[8.43 ; 17.11]
Q20M1 & 2	[0.67 ; 2.69]	[4.03 ; 5.38]	[10.75]
Q30M1 & 2	[0.52 ; 3.13]	[4.17]	[8.34]
Q40M1 & 2	[0.44 ; 2.61]	[3.48]	[6.96]

La TAB. 4.3 présente les positions retenues des différentes zones ainsi que les valeurs des pressions extrêmes qui y ont été observées.

TABLE 4.3 – Variations des rapports de pression selon les zones

Zone	Intervalle de x/h_2	$p_{0.1}/p_s$	p_m/p_s	$p_{99.9}/p_s$
<i>Zone 1</i>	$x/h_2 \leq 3.5$	−3.9 à 0.8	−2.1 à 0.9	1.1 à 2.1
<i>Zone 2</i>	$3.5 < x/h_2 \leq L_j$	−0.1 à 0.9	0.5 à 0.9	0.9 à 1.1
<i>Zone 3</i>	$x/h_2 > L_j$	0.7 à 1.1	1 à 1.1	0.9 à 1.5

Notons que ces valeurs permettent de cerner la tendance des valeurs de pression agissant sur les parois mais qu'elles sont fonction du modèle d'essai exploité (effets d'échelle). Les limites des zones établies ainsi que les bornes des valeurs de pression mentionnées pourraient être sujettes à des variations si un nombre plus grand de capteurs était exploité ou si un modèle de taille différente était utilisé.

4.5.1.2 Coursier lisse

L'analyse présentée précédemment pour le coursier en marches a également été réalisée pour les essais effectués sur le coursier lisse, c'est pourquoi ce point sera plus concis. Les FIG. 4.9a à 4.9f présentent l'évolution des pressions pour l'essai Q40M2L et illustrent la tendance générale observée dans l'ensemble des essais sur le coursier lisse. Le ratio des pressions moyennes et hydrostatiques p_m/p_s est présenté à la FIG. 4.10.

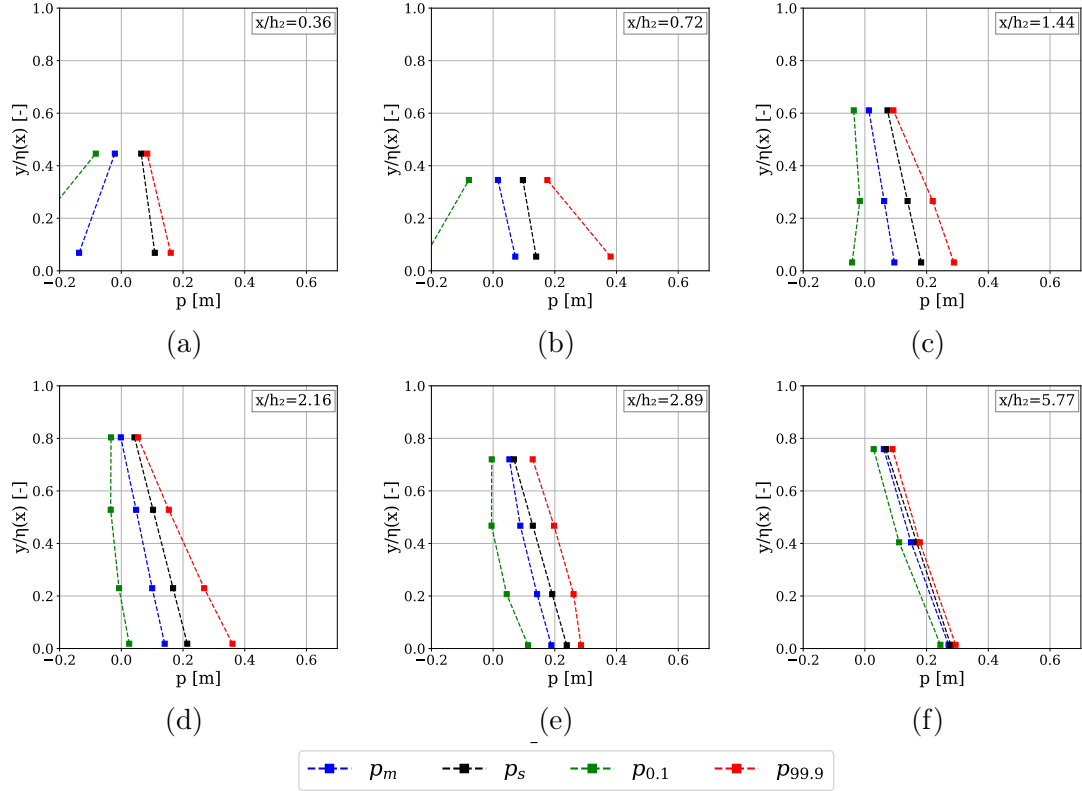


FIGURE 4.9 – **Évolution des pressions sur les parois.** Pressions p_m , $p_{99.9}$, $p_{0.1}$ et p_s selon x/h_2 et $y/\eta(x)$. Comparaison des pressions pour l'essai Q40M2L, à des distance x/h_2 de 0.37 en (a), 0.73 en (b), 1.47 en (c), 2.20 en (d), 2.93 en (e) et 5.86 en (f).

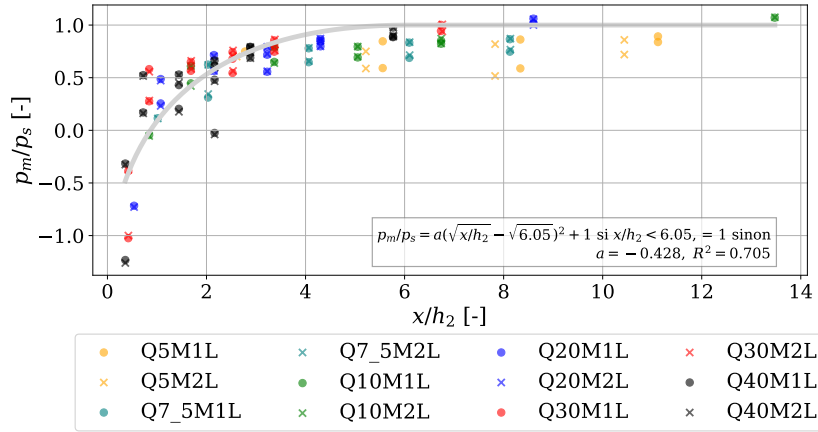


FIGURE 4.10 – **Évolution du ratio p_m/p_s selon x/h_2 .** Ensemble des essais sur coursier lisse et des capteurs représentés.

La TAB. 4.4 présente les positions retenues des différentes zones ainsi que les valeurs de pression extrêmes qui y ont été observées, au regard des mesures réalisées sur le

coursier lisse.

TABLE 4.4 – Variations des rapports de pression selon les zones

Zone	Intervalle de x/h_2	$p_{0.1}/p_s$	p_m/p_s	$p_{99.9}/p_s$
Zone 1	$x/h_2 \leq 3.5$	-3.1 à 0.9	-1.1 à 0.9	1 à 3.5
Zone 2	$3.5 < x/h_2 \leq L_j$	0.2 à 0.9	0.9 à 1.1	1 à 1.3
Zone 3	$x/h_2 > L_j$	0.1 à 1	1 à 1.1	1.1 à 1.2

4.5.1.3 Comparaison des coursiers en marches et lisses

Finalement, à partir des conclusions tirées aux deux derniers points de cette section, trois zones ont été déterminées. Ces zones, délimitées par les valeurs de x/h_2 mentionnées précédemment, sont présentées ci-après à l'aide des traits verticaux noirs et bleus. Outre l'illustration de ces zones, les deux graphiques de la FIG. 4.11 permettent la comparaison des valeurs de pression p_m , $p_{99.9}$ et $p_{0.1}$ mesurées en aval du coursier en marches et en aval du coursier lisse. Ces valeurs étant toujours normalisées par la pression hydrostatique.

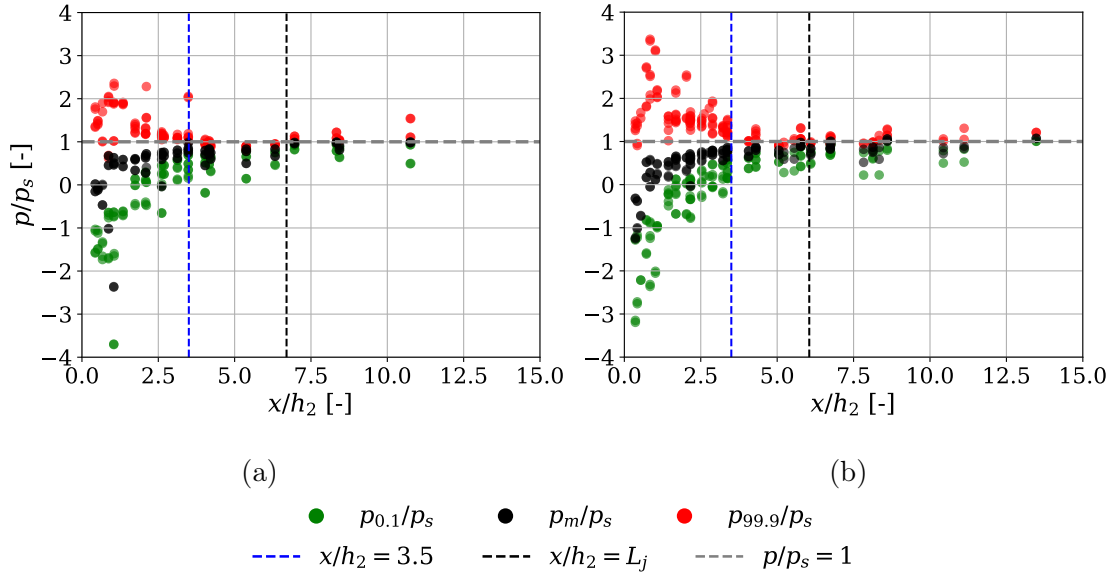


FIGURE 4.11 – **Pressions des parois.** Pressions normalisées par la pression hydrostatique en chaque point de mesure des parois en aval du coursier en marche en (a) et en aval du coursier lisse en (b).

Bien que les deux graphiques soient proches, le type de coursier semble jouer un rôle au regard des valeurs de pression des parois p_m , $p_{99.9}$ et $p_{0.1}$, qui sont, sauf exception,

plus fortes au pied du coursier lisse. Les valeurs de $p_{0.1}$, négatives pour de faibles x/h_2 , tendent à devenir positives pour des x/h_2 plus faibles en aval du coursier lisse qu'en aval du coursier en marches.

4.5.2 Distribution des coefficients de pression

Les graphiques présentés dans cette section comparent les coefficients de pression obtenus sur les parois en aval du coursier en marches et du coursier lisse. Ces résultats seront également confrontés à ceux observés au fond ainsi qu'aux données issues de la littérature. L'objectif est de relever les différences entre les résultats obtenus sur le fond et sur les parois tout en s'intéressant à la transition entre ces deux surfaces.

4.5.2.1 Coefficient de fluctuation de pression C'_p

Les graphiques de la FIG. 4.12 présentent les coefficients de pression C'_p mesurés aux parois et sur le fond, pour les deux types de coursiers.

- Les valeurs de C'_p sont plus élevées sur les parois (FIG. 4.12a et 4.12b) que sur le fond (FIG. 4.12c et 4.12d).
- Les valeurs de C'_p obtenues sur le fond confirment les données de la littérature (SEC. 2.4.5), avec des valeurs de l'ordre de 0.08, proches donc des valeurs recommandées, de l'ordre de 0.1.
- La littérature propose des valeurs de C'_p plus élevées sur les parois que sur le fond. En effet, il est suggéré de considérer $C'_p = 0.11$ pour les parois, sans distinction du type de coursier en amont. Les valeurs observées ici sont de 0.11 en aval du coursier en marches (FIG. 4.12a) et de 0.08 en aval du coursier lisse (FIG. 4.12b)
- Tant en aval du coursier en marches qu'en aval du coursier lisse, les valeurs des C'_p des parois sont ~ 1.4 fois supérieures aux valeurs observées sur le fond.
- En aval du coursier en marches, les valeurs des C'_p sont de l'ordre de ~ 1.5 fois supérieures à celles observées en aval du coursier lisse.
- Les valeurs de C'_p décroissent plus rapidement sur les parois (FIG. 4.12a et 4.12b) que sur le fond (FIG. 4.12c et 4.12d). En effet, l'ensemble des C'_p mesurés sur les parois atteint moins de 2 % de la hauteur de vitesse après une distance de $5 h_2$. Cette valeur de 2 % n'est atteinte qu'à $12 h_2$ pour le fond. Notons

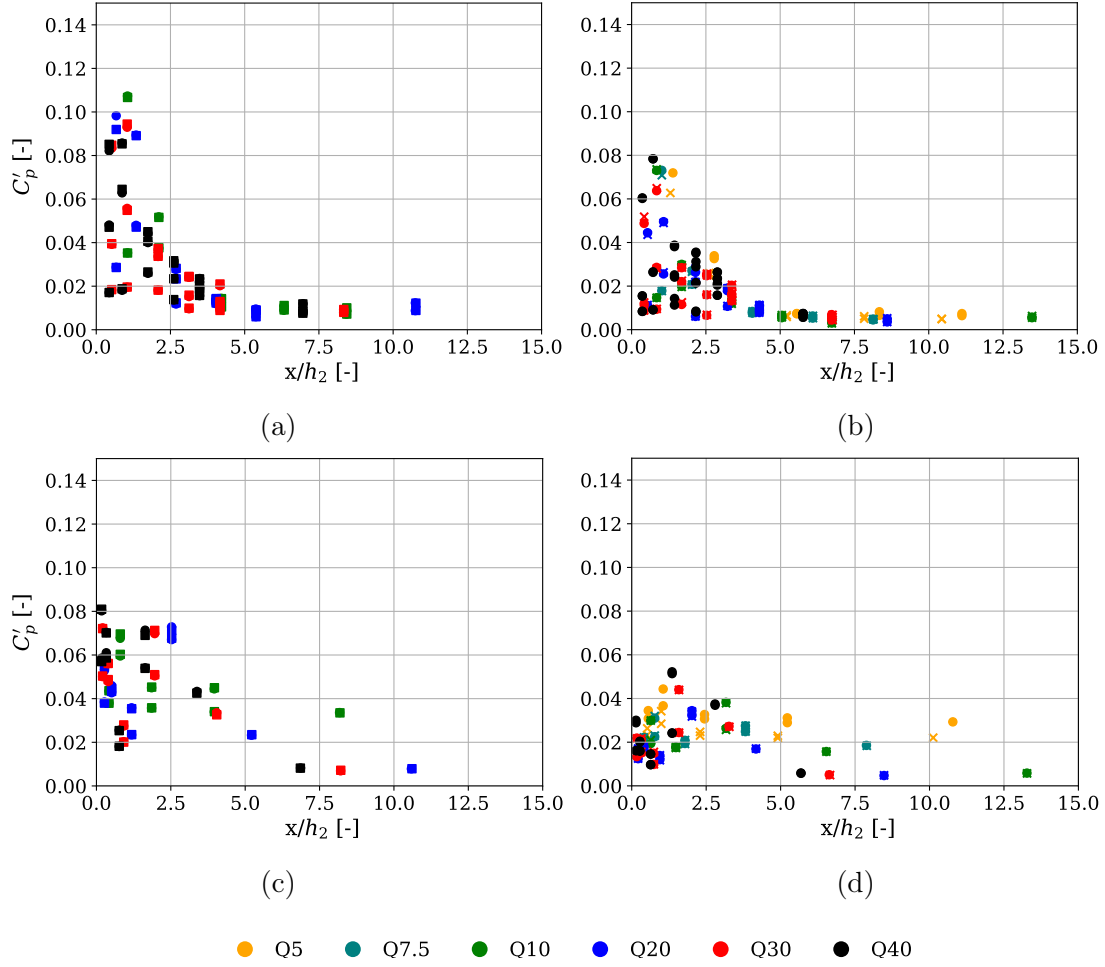


FIGURE 4.12 – **Évaluation des coefficients C'_p .** Comparaison pour l'ensemble des points de mesure : (a) sur les parois en aval d'un coursier en marches, (b) sur les parois en aval d'un coursier lisse, (c) sur le fond en aval d'un coursier en marches, et (d) sur le fond en aval d'un coursier lisse. [\times - Mesure 1 & \bullet - Mesure 2]

que ce comportement pourrait être attribué à la faible densité de capteurs positionnés sur le fond.

- Il était attendu que les valeurs de C'_p au début du ressaut en aval du coursier en marches soient supérieures à celles observées en aval du coursier lisse (observation de STOJNIC (2020)). Cette tendance est bien observée, tant sur le fond que sur la paroi. Les fortes turbulences présentes en aval du coursier en marches peuvent expliquer cette observation.

Des différences notables sont donc constatées entre les coefficients de pression agissant sur les parois et ceux agissant sur le fond. Afin de comparer la transition entre le

fond et la paroi, les graphiques de la FIG. 4.13 présentent les valeurs de C'_p mesurées aux capteurs du fond les plus proches de la paroi (CP1 à CP4, cf. FIG. 3.13) ainsi qu'aux capteurs de la paroi les plus proches du fond (CP11, CP14, CP17, CP20, CP24 et CP28, cf. FIG. 3.12).

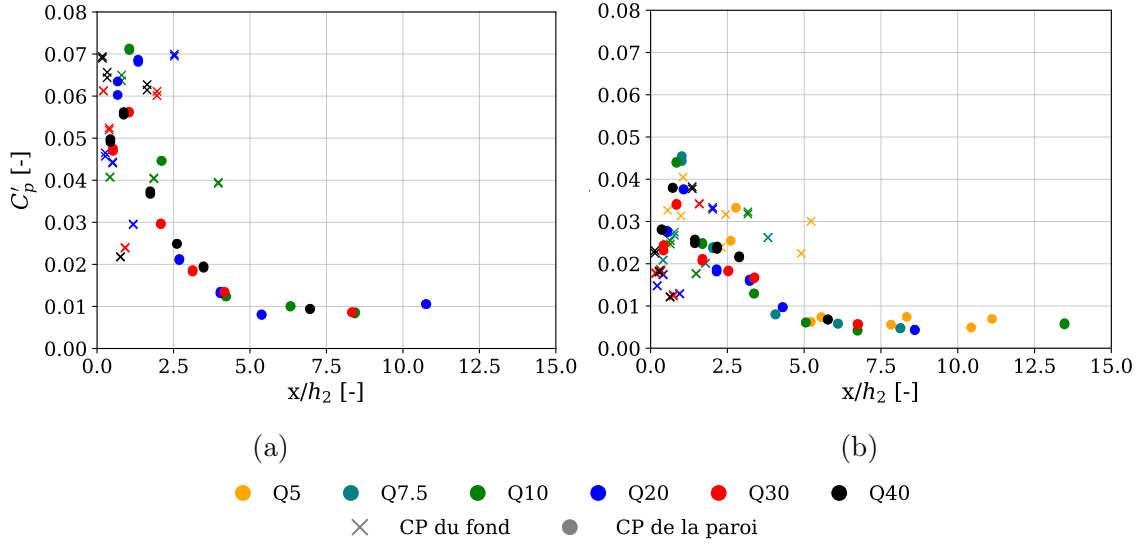


FIGURE 4.13 – **Comparaison des C'_p issus des capteurs en pied de paroi.** En aval du coursier en marches (a) et en aval du coursier lisse (b). [\times - capteur du fond & \bullet - capteur paroi]

- Les valeurs de C'_p mesurées présentent sensiblement les mêmes maxima (~ 0.07 pour le coursier en marches et ~ 0.04 pour le coursier lisse), qu'ils soient situés sur la paroi ou sur le fond. En termes d'amplitude, les C'_p des capteurs de la paroi proches du fond sont très proches de ceux mesurés sur le fond. La modification de la direction des vitesses de l'écoulement ne semble donc pas influencer la valeur du maximum local des fluctuations. La transition entre les valeurs observées sur le fond et sur les parois se fait donc progressivement, depuis le centre du canal, jusqu'à la valeur maximale observée sur la paroi.
- Les valeurs de C'_p observées au pied des parois sont inférieures aux valeurs maximales des C'_p observées sur l'ensemble de la paroi (cf. FIG. 4.12a et 4.12b).

Finalement, l'ensemble des coefficients de pression est présenté à la FIG. 4.14 pour les parois. Au vu de la bonne concordance des résultats des coefficients de pression des parois avec les courbes analytiques correspondantes pour le fond développées par STOJNIC (2020), les coefficients de pression présentés ci-après sont divisés par le

coefficient α afin de rendre la comparaison pertinente avec les relations analytiques. Chaque graphique de la FIG. 4.14 présente donc les valeurs d'un des coefficients de pression sur les parois (pour chaque coursier) ainsi que la relation de STOJNIC (2020), construite pour le fond en aval du même type de coursier.

Les graphiques de la FIG. 4.14 peuvent également être comparés aux graphiques de la FIG. 4.6, qui présentent les coefficients C'_p , $C_p^{0.1}$ et $C_p^{99.9}$ du fond.

Ces graphiques permettent de conclure que les résultats mesurés des $C_p^{0.1}$ et $C_p^{99.9}$ sont cohérents avec l'allure de la relation proposée par STOJNIC (2020), bien que cette dernière ait été établie pour le fond.

- Les valeurs maximales de $C_p^{0.1}/\alpha$ mesurées sur les parois en aval du coursier lisse sont bien supérieures à celles proposées par la loi analytique du fond, telle que proposée par STOJNIC (2020). En revanche, les valeurs de $C_p^{0.1}/\alpha$ mesurées sur les parois en aval du coursier en marches correspondent à celles proposées par la loi analytique du fond.
- Les valeurs maximales de $C_p^{99.9}/\alpha$ mesurées sur les parois sont inférieures à celles proposées pour le fond par STOJNIC (2020) en aval du coursier en marches et supérieures en aval du coursier lisse.
- La décroissance des extrema des valeurs des C'_p/α , $C_p^{0.1}/\alpha$ et $C_p^{99.9}/\alpha$ suit celle proposée par STOJNIC (2020).
- Les coefficients de pression associés aux probabilités de 99,9 % ($CP_{99.9}$) et de 0,1 % ($C_p^{0.1}$) présentent une évolution longitudinale similaire à celui des fluctuation de pression C'_p .

Finalement les valeurs de $C_p^{0.1}$ et $C_p^{99.9}$ sur les parois (non corrigées par le coefficient α) présentent respectivement des maxima de 0.42 et 0.36 en aval du coursier en marches, et de 0.24 et 0.27 en aval du coursier lisse.

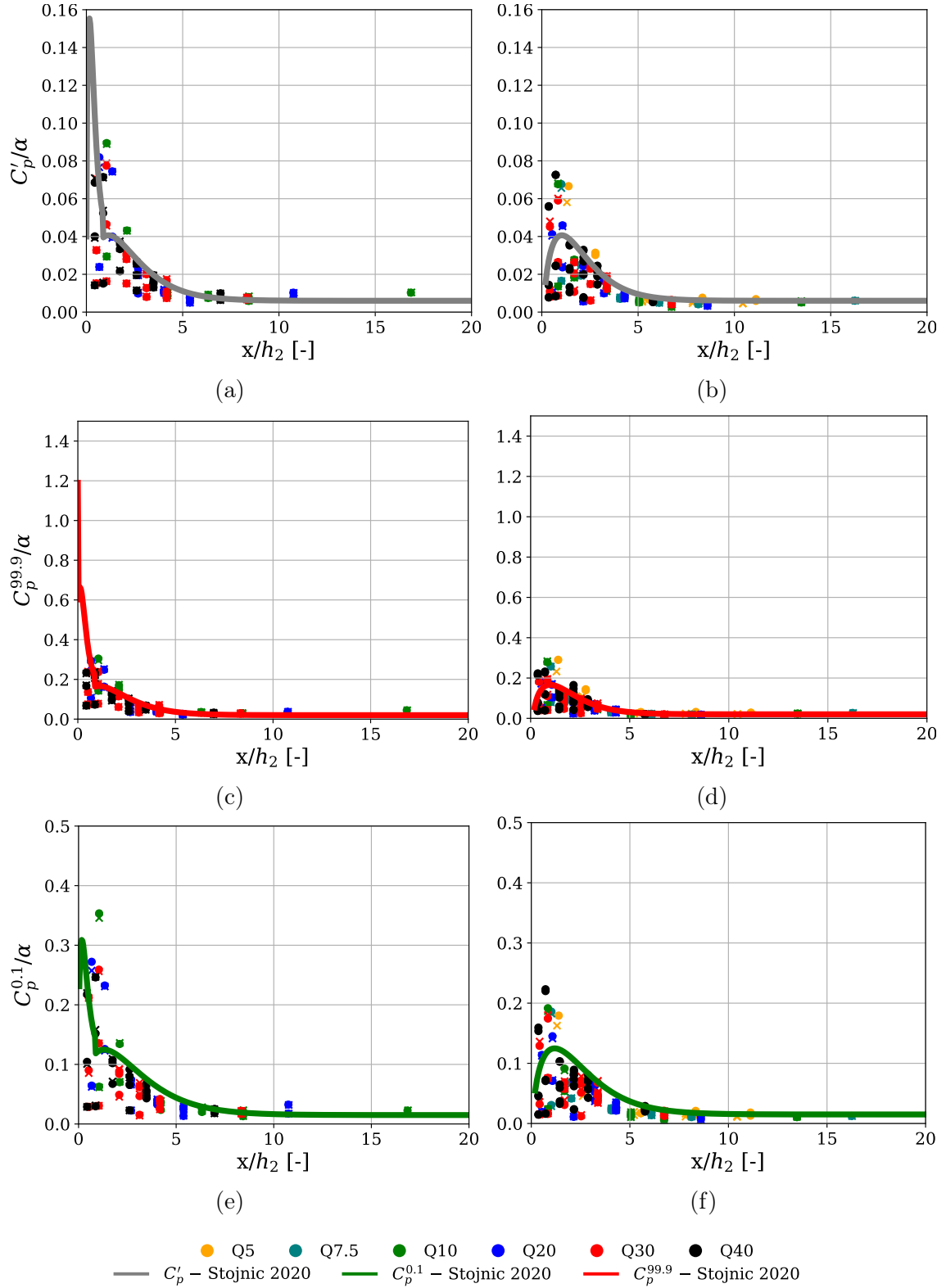


FIGURE 4.14 – **Coefficient de pression des parois.** Comparaison avec la relation analytique de STOJNIC (2020). Coefficient C'_p , $C_p^{99.9}$ et $C_p^{0.1}$ en aval de coursier en marche en (a) , (c) et (e), et en aval de coursier en lisse en (b) , (d) et (f)

Chapitre 5

Conclusions

Les coursiers en marches sont de plus en plus utilisés comme organe de transport dans les évacuateurs de crue, notamment en raison du développement des barrages construits en béton compacté au rouleau (RCC). Agissant comme dissipateurs d'énergie, ces coursiers permettent une réduction progressive de l'énergie cinétique de l'écoulement. Toutefois, cette dissipation n'est bien souvent pas suffisante ; il est alors nécessaire de recourir à un dispositif complémentaire de dissipation d'énergie en pied de barrage, généralement un bassin de dissipation.

Ce bassin, dans lequel un ressaut hydraulique se forme sous certaines conditions, est le siège de fortes pressions hydrodynamiques qui s'exercent tant sur le fond (radier) que sur les parois latérales (bajoyers). Si les pressions agissant sur le fond ont fait l'objet de nombreuses études, celles exercées sur les parois restent peu documentées aussi bien en ce qui concerne les bassins situés en aval de coursiers en marches que les bassins situés en aval de coursiers lisses.

Face à ce constat, ce travail de fin d'études a eu pour objectif d'évaluer les pressions agissant sur les bajoyers des bassins de dissipation situés en aval de coursiers en marches et lisses, et de les comparer entre elles, ainsi qu'aux pressions du fond.

Pour mener à bien cette étude, un modèle expérimental du Laboratoire d'hydraulique des constructions de l'Université de Liège a été exploité.

Dans un premier temps, il a été nécessaire de s'intéresser aux écoulements aérés afin de comprendre les principales variables qui les gouvernent. Cette analyse préliminaire visait principalement à déterminer la plage de débits exploitable sur le dispositif

expérimental. Par la suite, les spécificités du ressaut hydraulique formé en pied de coursier ont été étudiées, dans le but d'estimer les hauteurs d'eau ainsi que les pressions maximales attendues. Ces estimations ont permis de définir l'emplacement des capteurs ainsi que leur plage de mesure. Une fois ces étapes achevées, les campagnes de mesures ont pu être menées.

Deux campagnes expérimentales ont été réalisées :

- La première, sur un coursier en marches, a couvert quatre débits dans la plage $0.02 < q < 0.08 \text{ m}^2/\text{s}$. Les conditions d'aération uniforme ont été supposées atteintes sur base des calculs préliminaires, bien qu'aucune mesure de la concentration en air n'ait permis de valider cette hypothèse.
- La seconde, sur un coursier lisse, a couvert six débits dans la plage $0.01 < q < 0.08 \text{ m}^2/\text{s}$. Les conditions d'aération uniforme n'ont pu être considérées atteintes que pour les plus faibles débits.

Les pressions ont été mesurées à l'aide de 10 capteurs répartis sur le fond du bassin et de 20 capteurs disposés sur une des parois. La hauteur d'eau a quant à elle été mesurée à l'aide de capteurs à ultrasons installés en quatre points du canal horizontal en aval, zone où se développe le ressaut hydraulique. Les valeurs du nombre de Reynolds à l'entrée du ressaut indiquent que le dispositif expérimental est potentiellement affecté par des effets d'échelle, notamment en ce qui concerne l'entraînement d'air. Toutefois, les deux campagnes expérimentales (coursier en marches et coursier lisse) ayant été réalisées sur le même dispositif, la comparaison des résultats reste pertinente.

5.1 Résultats

5.1.1 Sollicitations du fond

Pression

- Les pressions mesurées sur le fond suivent les tendances proposées par STOJNIC (2020), bien que les valeurs des pressions $p_{0.1}$, $p_{99.9}$ et p_m mesurées se révèlent inférieures à celles des courbes analytiques.
- Les pressions du fond mesurées pour un même débit en aval du coursier lisse sont supérieures à celles mesurées en aval du coursier en marches, en particulier au pied du coursier qui constitue la zone d'impact du jet.

Coefficient de pression

- Les coefficients de pression du fond C'_p en aval du coursier en marches se sont révélés être de l'ordre de 10% supérieurs à ceux observés en aval du coursier lisse. Cela est attribué aux plus fortes turbulences générées en aval des coursiers en marches.
- La valeur du coefficient de pression du fond C'_p mesurée est de l'ordre de 0.08 en aval du coursier en marches, et de 0.05 en aval du coursier lisse. Ces valeurs sont proches de la valeur de 0.1 proposée par la littérature (ICOLD (1987) et KHADER & ELANGO (1974)).

5.1.2 Sollicitations des parois

Pressions

- Sur la paroi, les pressions mesurées et normalisées par la pression hydrostatique ($p_{0.1}/p_s$, p_m/p_s et $p_{99.9}/p_s$) fluctuent autour de cette dernière, aussi bien le long du bassin que sur la hauteur des bajoyers. La longueur du bassin a été divisée en trois zones, exprimées selon la distance normalisée x/h_2 , comptée depuis le pied du coursier. Ces trois zones sont observées en aval des deux types de coursiers :
 - Zone 1 : $x/h_2 \leq 3.5$, où $p_{0.1} < 0$ et $p_m < p_s$; zone de fortes fluctuations de pression avec présence de fortes dépressions ($p_{0.1}/p_s$ jusqu'à -3.9 en aval de coursier en marches, et jusqu'à -3.1 en aval de coursier lisse) sur toute la hauteur des parois.
 - Zone 2 : $3.5 < x/h_2 \leq L_j$, où $p_{0.1}$, $p_{99.9}$, $p_m > 0$; peu ou pas de dépression et des amplitudes d'écarts à la moyenne largement réduites.
 - Zone 3 : $x/h_2 > L_j$, où $p_m \simeq p_s$; zone de sortie du ressaut caractérisée par un recouvrement presque parfait entre la pression moyenne et la pression hydrostatique.
- L'influence du type de coursier semble jouer un rôle sur les pressions mesurées sur les parois, en particulier sur les valeurs des pressions positives qui atteignent $3.5p_{99.9}/p_s$ en aval du coursier lisse et $2.1p_{99.9}/p_s$ en aval du coursier en marches.

Coefficient de pression

- L'évaluation du coefficient de fluctuation de pression a montré que les valeurs de C'_p agissant sur les parois sont supérieures à celles mesurées sur le fond. De

plus, les valeurs de C'_p en aval du coursier en marches sont supérieures à celles observées en aval du coursier lisse.

- En aval du coursier en marches, les valeurs des C'_p des parois ($C'_p = 0.11$) sont ~ 1.4 fois supérieures aux valeurs observées sur le fond ($C'_p = 0.08$).
 - En aval du coursier lisse les valeurs des C'_p des parois ($C'_p = 0.08$) sont ~ 1.4 fois supérieures aux valeurs observées sur le fond ($C'_p = 0.055$).
 - En aval du coursier en marches, les valeurs des C'_p sont de l'ordre de ~ 1.5 fois supérieures à celles observées en aval du coursier lisse, qu'il s'agisse du fond ou de la paroi.
 - La littérature propose $C'_p = 0.11$ pour les parois ce qui est donc légèrement supérieur aux valeurs observées.
- Les coefficients de fluctuation de pression C'_p sur les parois décroissent plus rapidement que sur le fond, passant sous la barre des 2% pour des valeurs de $x/h_2 > 5$. Cette tendance est similaire que ce soit pour le coursier lisse ou pour le coursier en marches.
 - Les maxima de C'_p sont similaires pour sur le fond proche de la paroi comme sur la paroi proche du fond (~ 0.07 en aval du coursier en marches, ~ 0.04 en aval du coursier lisse). Ceci suggère que l'orientation de l'écoulement influence peu l'amplitude maximale des fluctuations. La transition s'effectue progressivement du centre vers les parois.
 - Au pied des parois, les C'_p sont inférieurs aux maxima observés sur l'ensemble de la paroi.
 - Sur les parois, les valeurs de $C_p^{0.1}$ et $C_p^{99.9}$ (non corrigées par le coefficient α) présentent respectivement des maxima de 0.42 et 0.36 en aval du coursier en marches, et de 0.24 et 0.27 en aval du coursier lisse.

Ainsi, les fluctuations de pression mesurées (C'_p , $C_p^{0.1}$ et $C_p^{99.9}$) sur les parois sont systématiquement plus élevées que celles relevées sur le fond. Cette observation est valable pour les deux types de coursiers. Les pressions extrêmes sur les parois peuvent localement dépasser largement la pression hydrostatique, en particulier en aval du coursier lisse.

À l'instar des observations faites sur le fond, les fluctuations de pression en aval du coursier en marches sont plus importantes que celles mesurées en aval du coursier lisse. Inversement, les pressions (p_m/p_s , $p_{0.1}/p_s$ et $p_{99.9}/p_s$) sont légèrement plus élevées en aval du coursier lisse qu'en aval du coursier en marches.

Le dimensionnement des bajoyers doit donc prendre en compte des sollicitations dynamiques plus sévères que celles du radier en termes de fluctuations. Une attention particulière doit être portée aux zones amont du bassin, où les surpressions et les dépressions sont les plus marquées. De manière générale, le coursier en marches tend à réduire les pressions, tout en accentuant leur fluctuation, que ce soit sur le fond ou les parois.

5.2 Discussions et perspectives

Outre les résultats quantitatifs et qualitatifs décrits précédemment, plusieurs points d'amélioration, de vigilance et de développement futur méritent d'être soulignés.

Tout d'abord, les nombres de Reynolds suggèrent un effet d'échelle, notamment sur l'entraînement d'air, ce qui limite la portée quantitative absolue des résultats. Toutefois, la comparaison relative reste pertinente, puisque les essais ont été réalisés sur un même dispositif expérimental. Une aération uniforme a été supposée pour le coursier en marches, mais aucune mesure directe de la concentration en air n'a été effectuée, alors que ce paramètre influence les pressions dynamiques et leurs fluctuations. Une telle mesure permettrait de mieux interpréter les résultats obtenus.

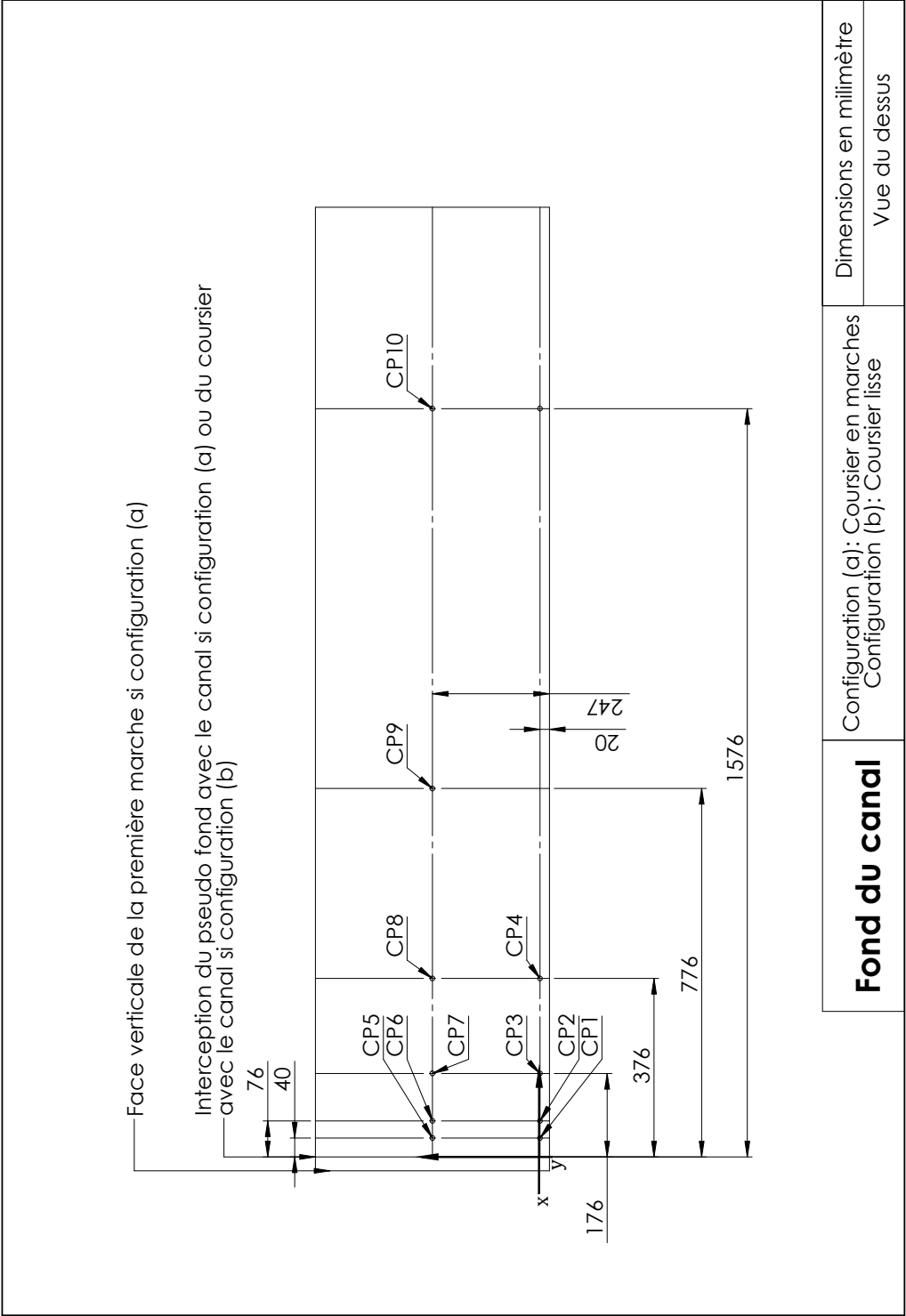
Par ailleurs, il serait pertinent d'étendre l'étude à d'autres configurations géométriques, notamment à des bassins équipés de déflecteurs de type USBR ou à des coursiers de géométrie différente comme ceux à largeur convergente.

Enfin, il serait intéressant de réaliser des expériences similaires pour une configuration entraînant un ressaut noyé. En effet, ce type de ressaut n'a pas été étudié dans le cadre de ce travail. Une analyse des pressions agissant sur les bajoyers du bassin de dissipation et du coursier serait alors également pertinente, ce type de ressaut prenant naissance sur le coursier.

Annexe A

Implantation des capteurs de pressions





Annexe B

Étalonnage des capteurs de pression

L'étalonnage des capteurs de pression a été réalisé à l'aide d'une colonne d'eau connectée à un boîtier étanche permettant d'accueillir les capteurs. Les capteurs de pression envoient un signal analogique (tension) au boîtier d'acquisition, qui le convertit en signal numérique et le transmet à l'ordinateur chargé de recueillir les données.

Les différentes hauteurs d'eau appliquées aux capteurs ont permis de déterminer la relation (droite de régression) liant la mesure de tension à la pression correspondante. Les mesures ont été réalisées deux fois pour chaque hauteur d'eau. La colonne d'eau, le boîtier étanche, ainsi que le boîtier d'acquisition sont présentés à la FIGURE B.1.

Les courbes d'étalonnage obtenues à l'issue des différentes campagnes de calibration sont présentées aux FIGURES B.2 à B.31. Notons qu'une colonne d'eau mobile a été utilisée pour réétalonner une partie des capteurs une fois ceux-ci placés sur le dispositif.

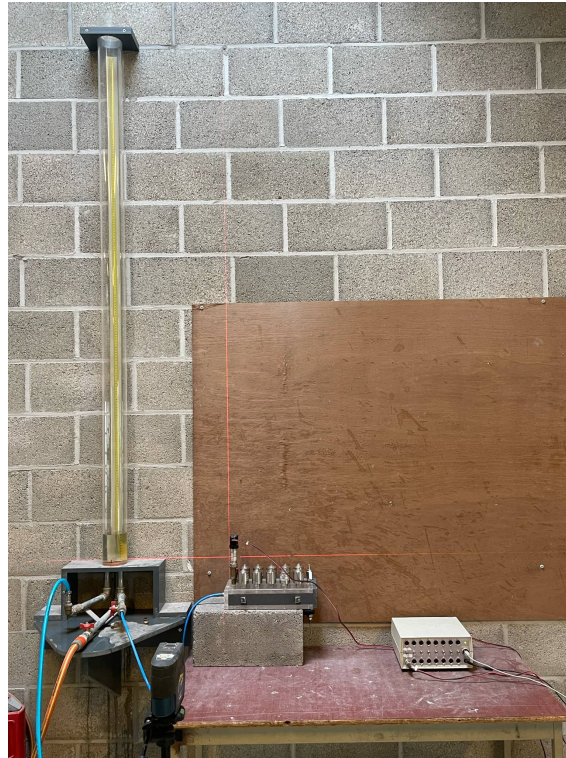


FIGURE B.1 – Dispositif de calibration des capteurs de pression

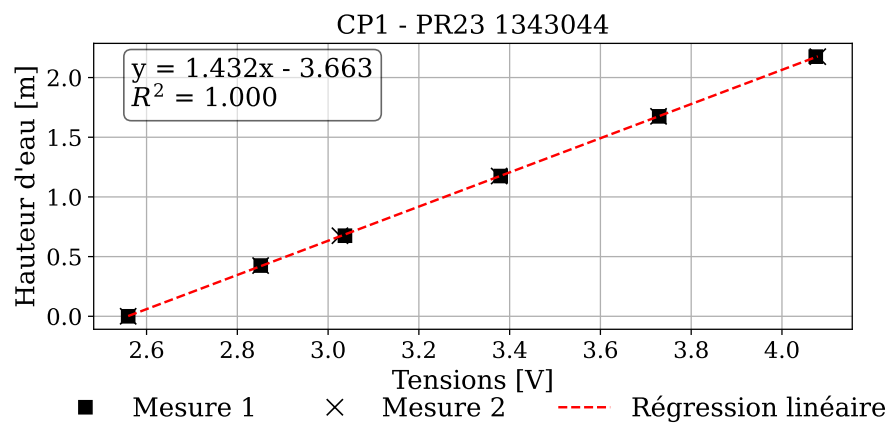


FIGURE B.2 – Courbe d'étalonnage CP1

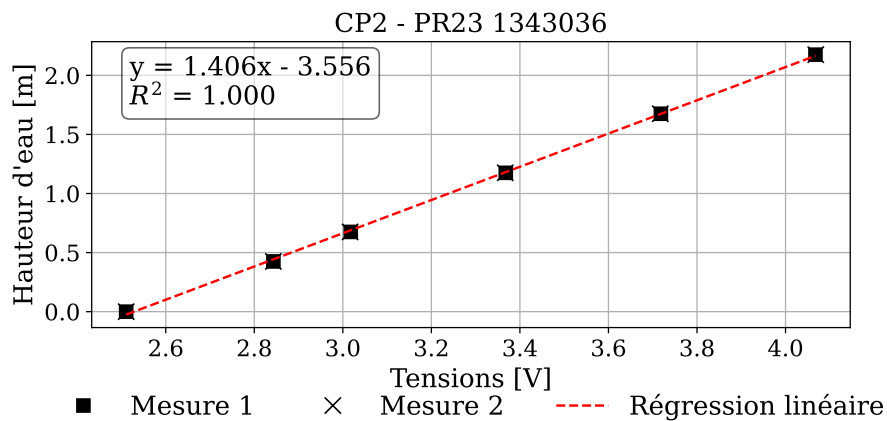


FIGURE B.3 – Courbe d'étalonnage CP2

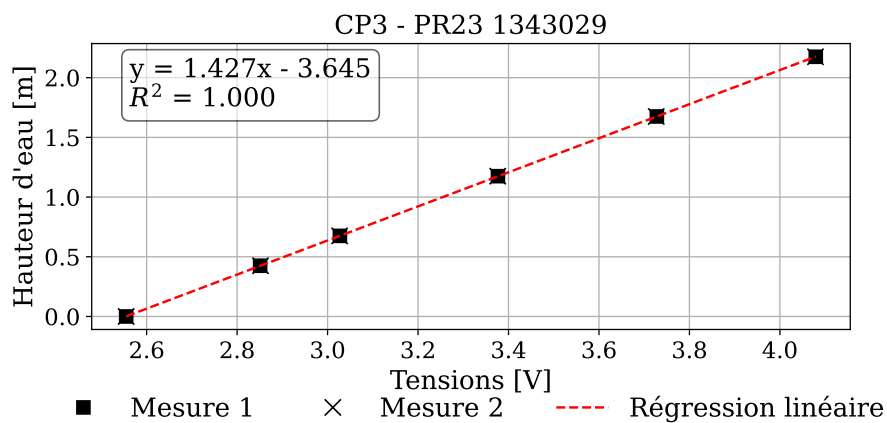


FIGURE B.4 – Courbe d'étalonnage CP3

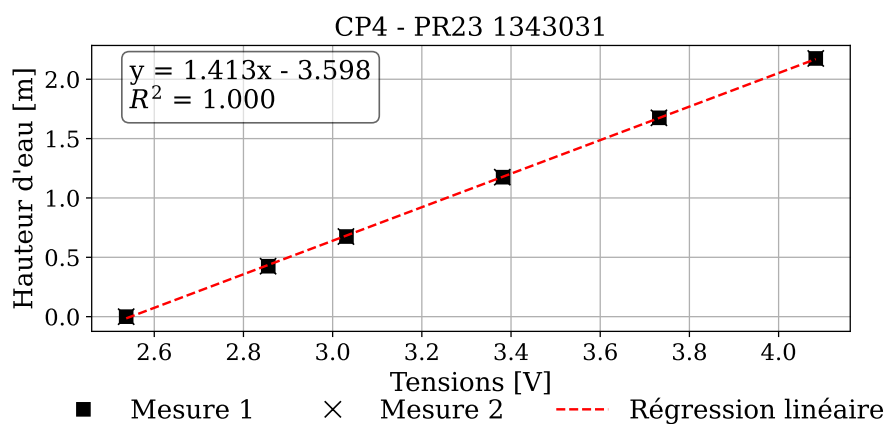


FIGURE B.5 – Courbe d'étalonnage CP4

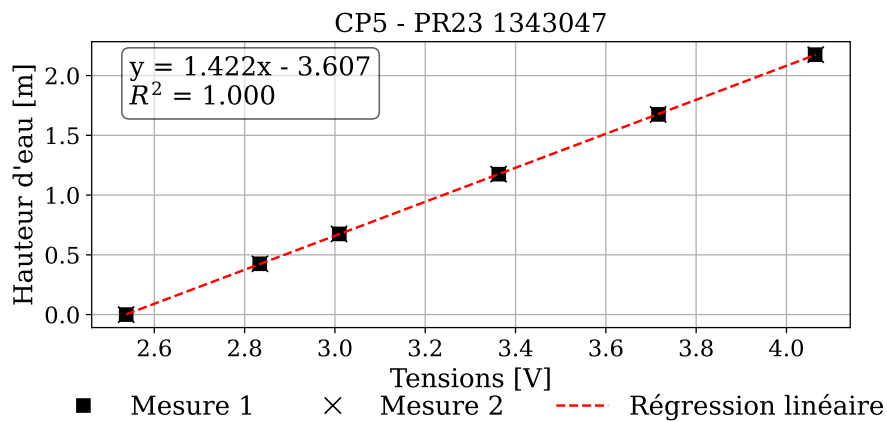


FIGURE B.6 – Courbe d'étalonnage CP5

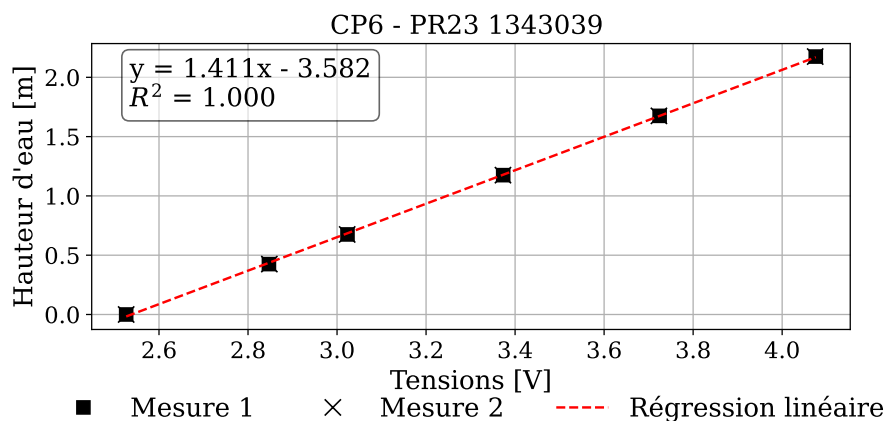


FIGURE B.7 – Courbe d'étalonnage CP6

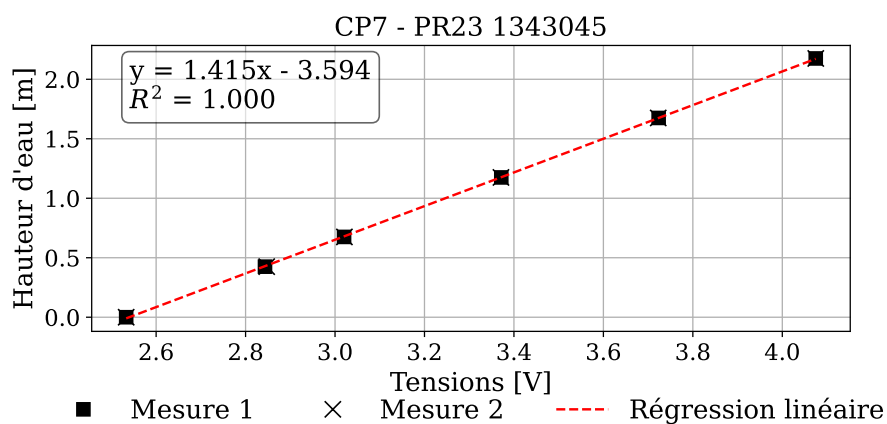


FIGURE B.8 – Courbe d'étalonnage CP7

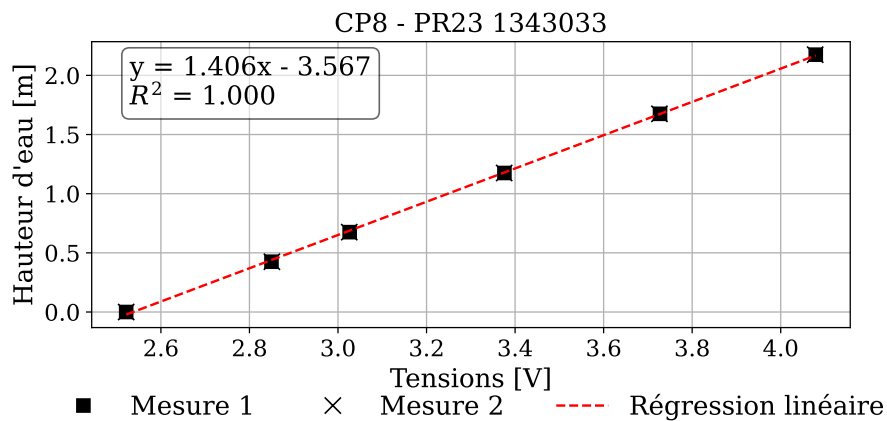


FIGURE B.9 – Courbe d'étalonnage CP8

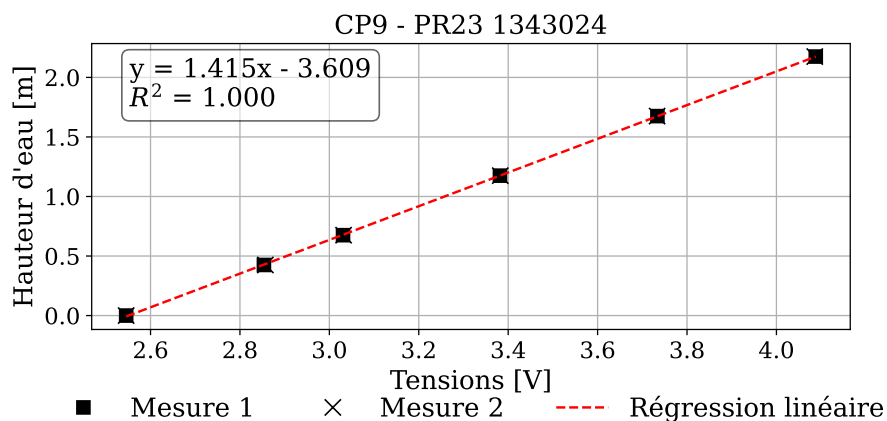


FIGURE B.10 – Courbe d'étalonnage CP9

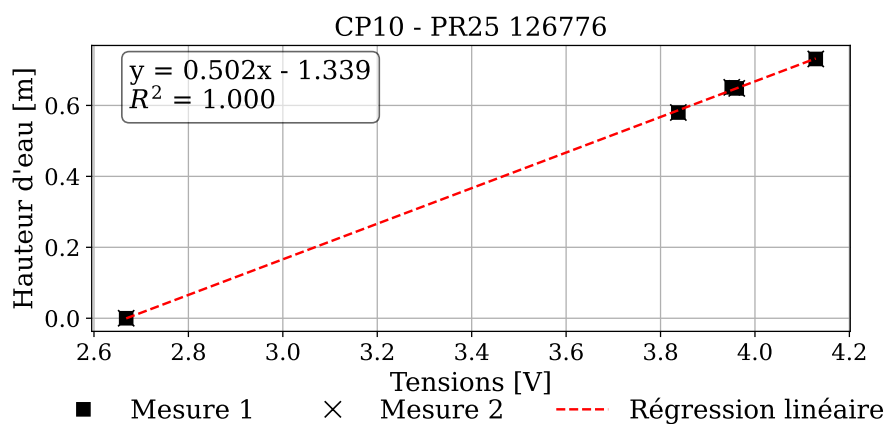


FIGURE B.11 – Courbe d'étalonnage CP10

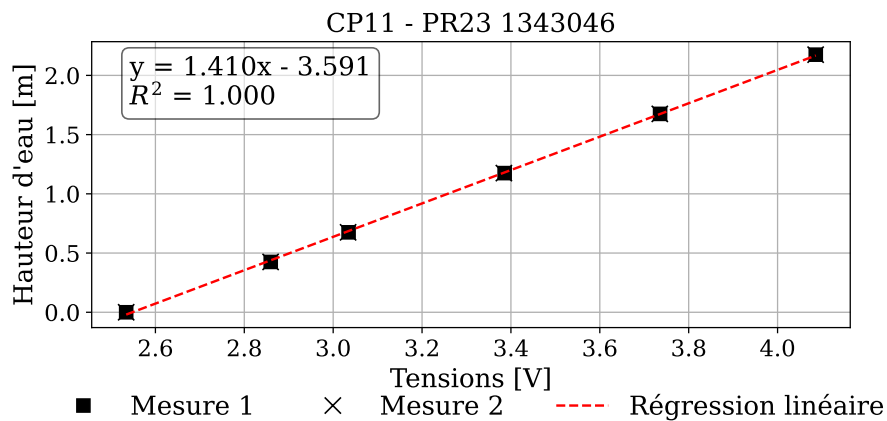


FIGURE B.12 – Courbe d'étalonnage CP11

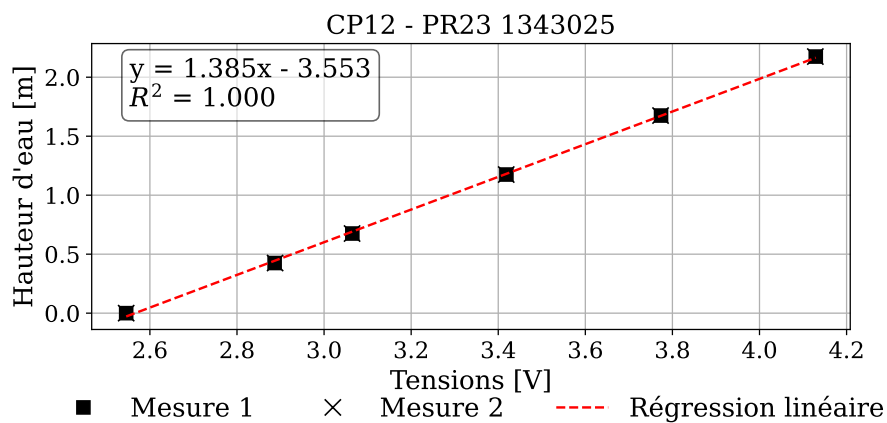


FIGURE B.13 – Courbe d'étalonnage CP12

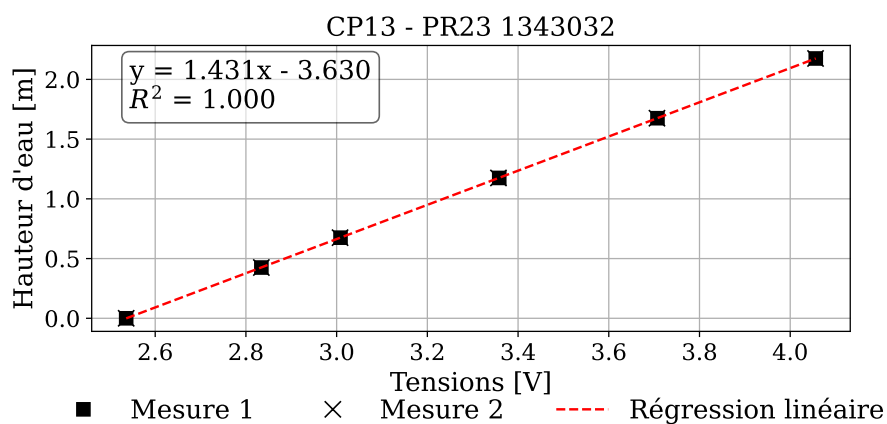


FIGURE B.14 – Courbe d'étalonnage CP13

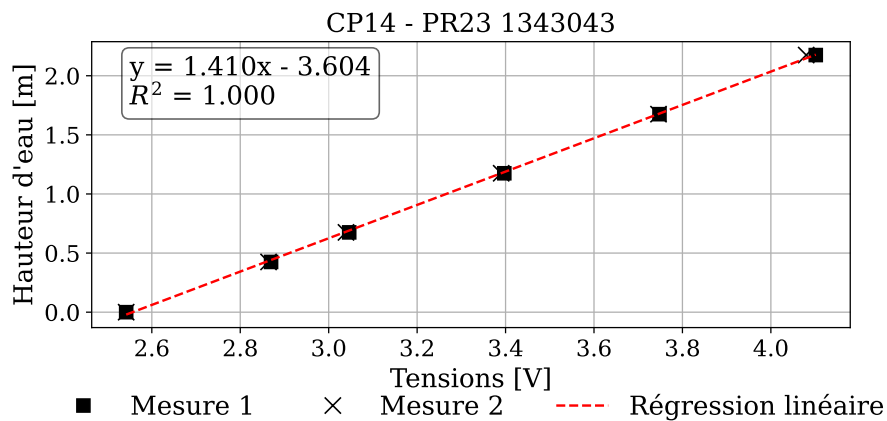


FIGURE B.15 – Courbe d'étalonnage CP14

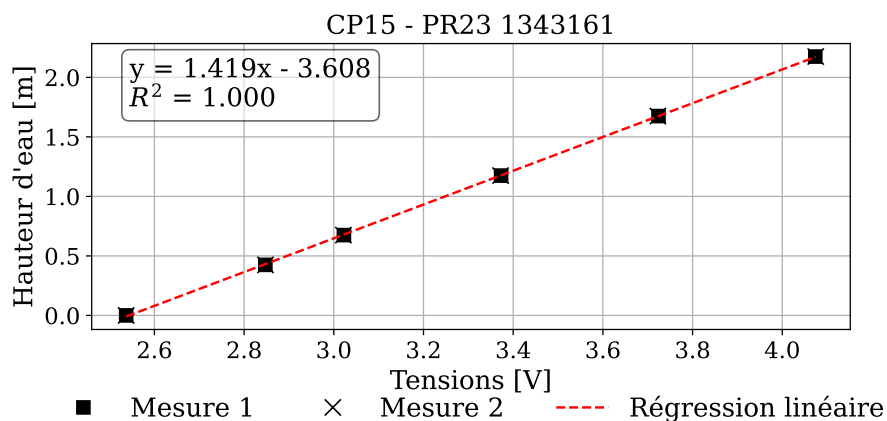


FIGURE B.16 – Courbe d'étalonnage CP15

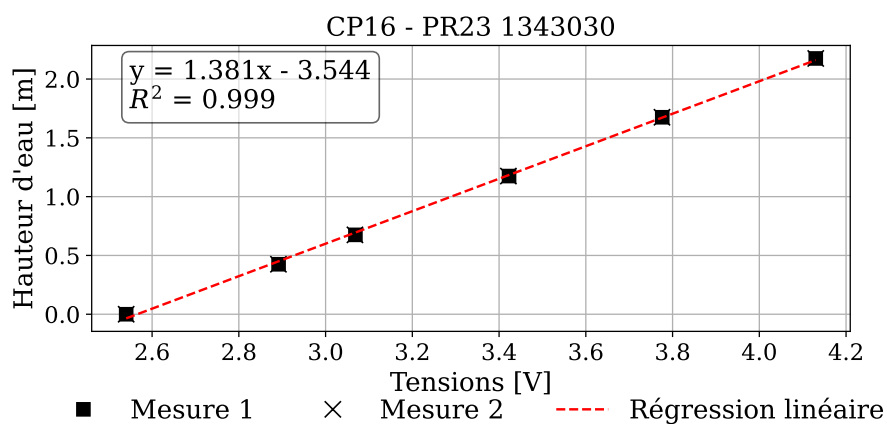


FIGURE B.17 – Courbe d'étalonnage CP16

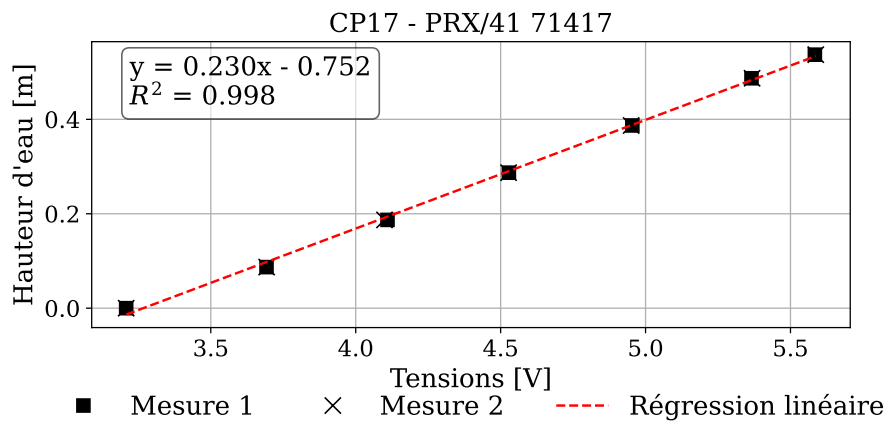


FIGURE B.18 – Courbe d'étalonnage CP17

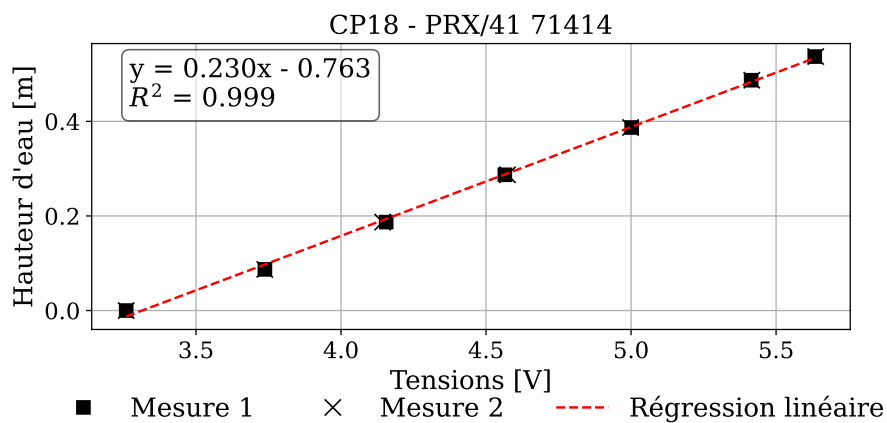


FIGURE B.19 – Courbe d'étalonnage CP18

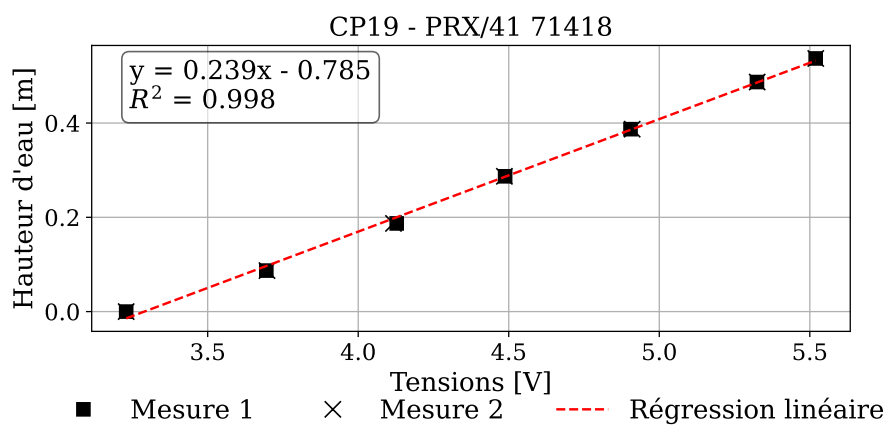


FIGURE B.20 – Courbe d'étalonnage CP19

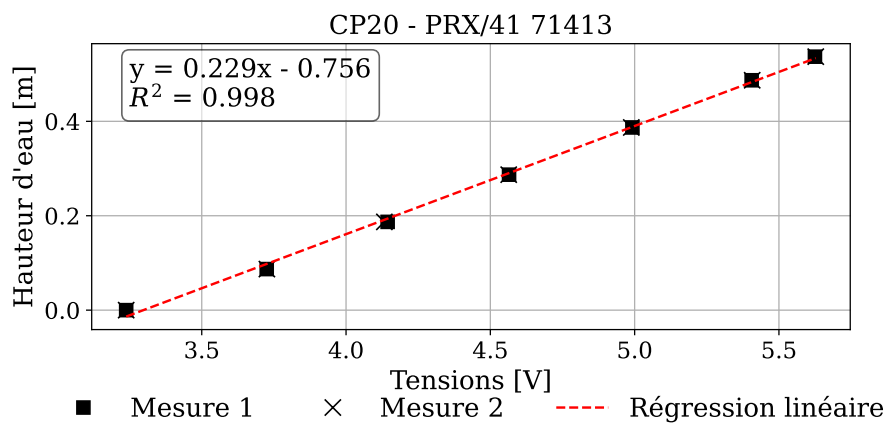


FIGURE B.21 – Courbe d'étalonnage CP20

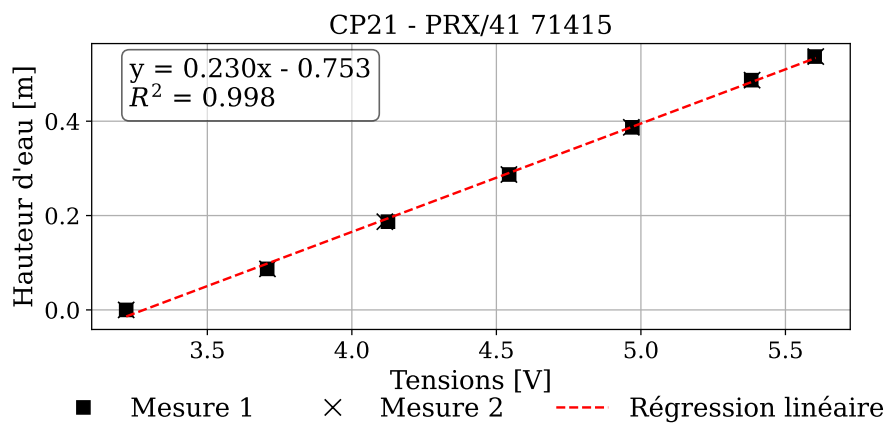


FIGURE B.22 – Courbe d'étalonnage CP21

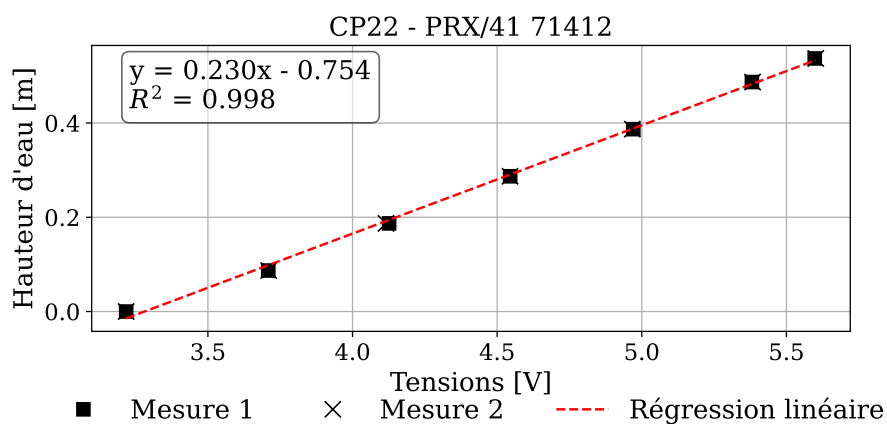


FIGURE B.23 – Courbe d'étalonnage CP22

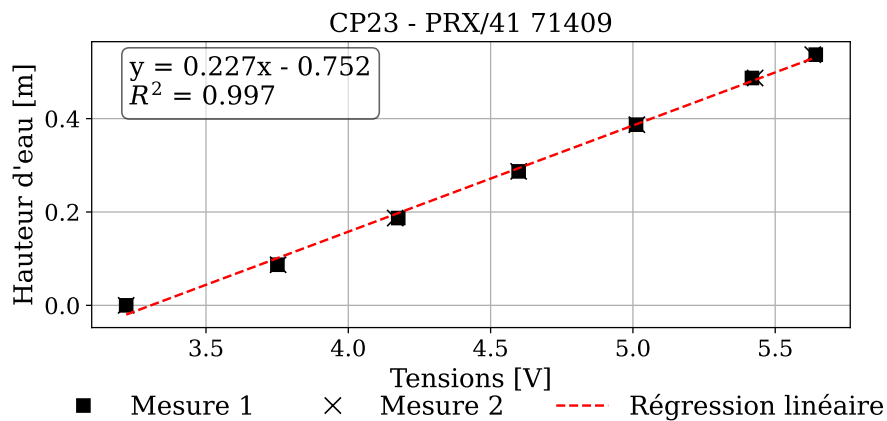


FIGURE B.24 – Courbe d'étalonnage CP23

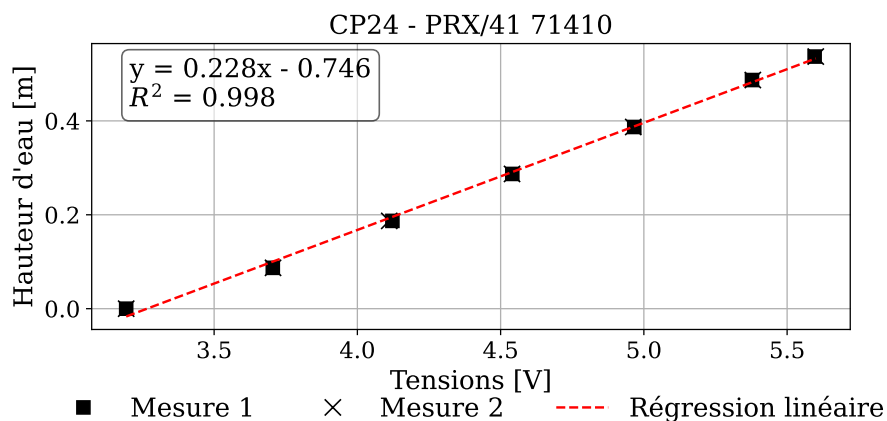


FIGURE B.25 – Courbe d'étalonnage CP24

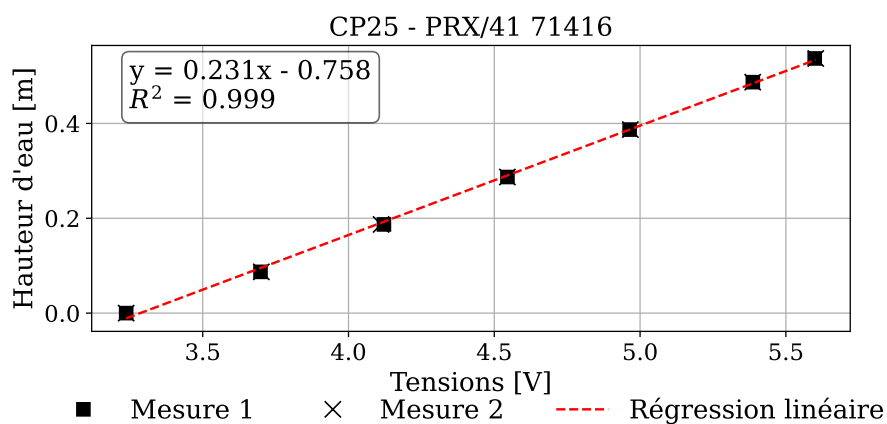


FIGURE B.26 – Courbe d'étalonnage CP25

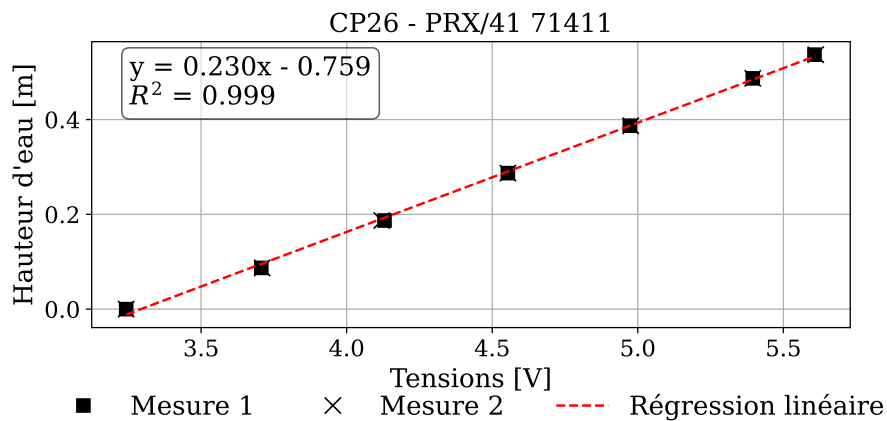


FIGURE B.27 – Courbe d'étalonnage CP26

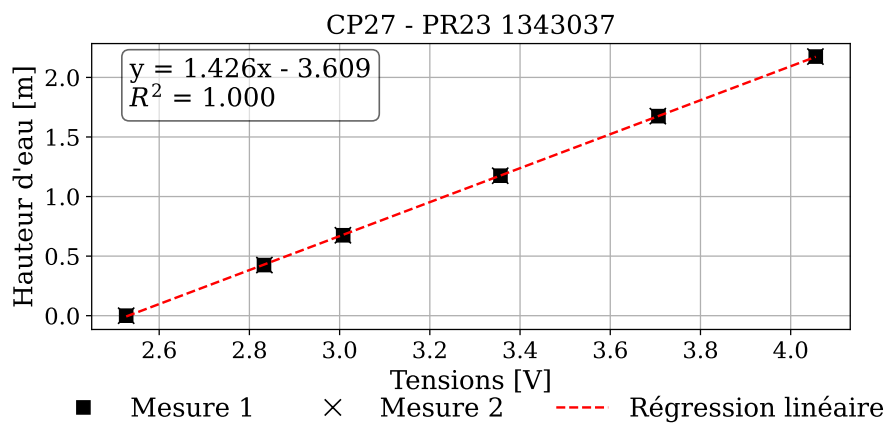


FIGURE B.28 – Courbe d'étalonnage CP27

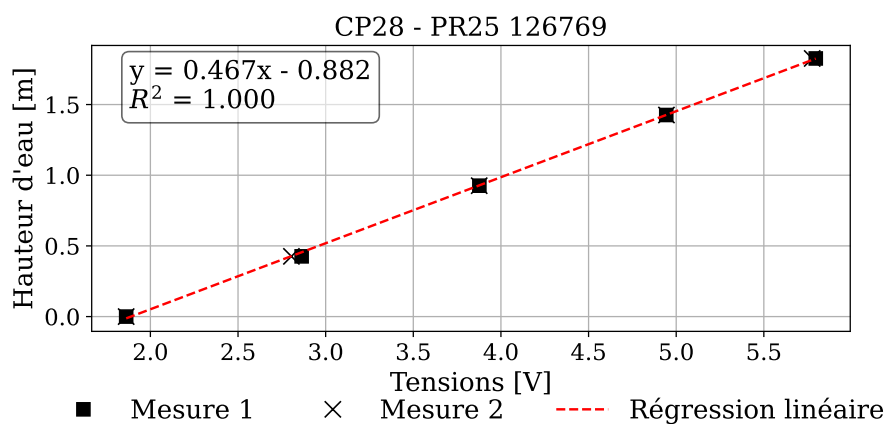


FIGURE B.29 – Courbe d'étalonnage CP28

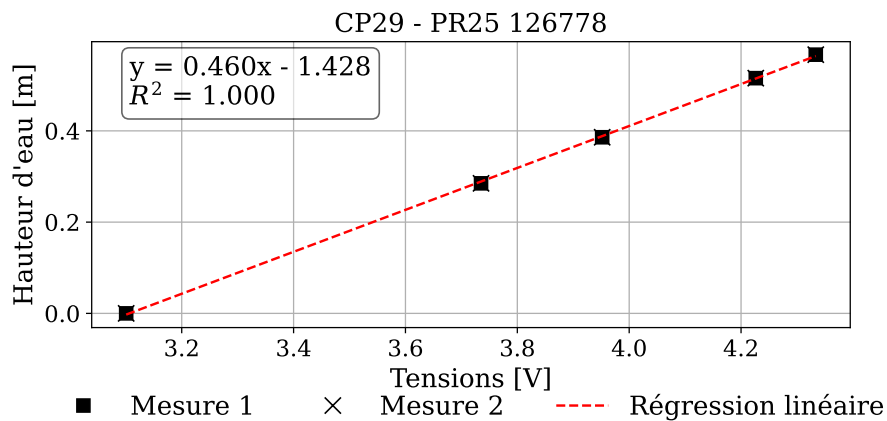


FIGURE B.30 – Courbe d'étalonnage CP29

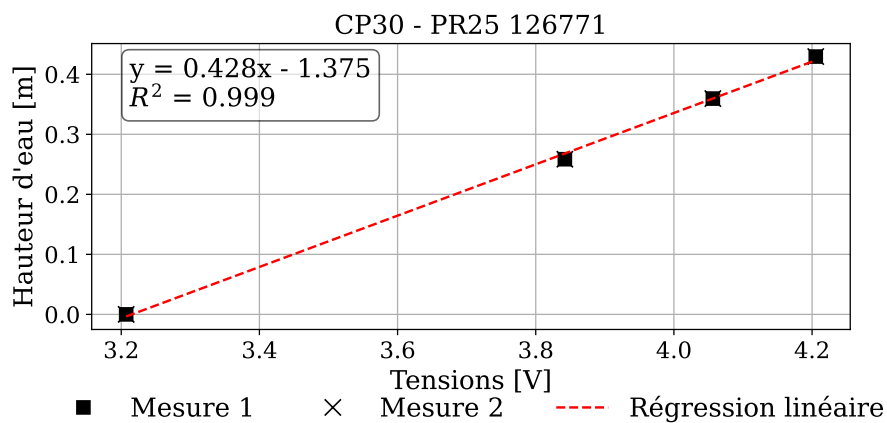


FIGURE B.31 – Courbe d'étalonnage CP30

Annexe C

Étalonnage des capteurs de distance

Les capteurs de distance ont été calibrés après leur mise en place sur le canal, à l'aide de quatre cales étalon de hauteurs connues (15,5, 20, 30 et 45 cm). La FIGURE C.1 montre une des cales utilisées pour la calibration. Les courbes obtenues pour chacun des capteurs sont présentées aux FIGURES C.2 à C.5.



FIGURE C.1 – Disposition d'une cale lors d'une mesure

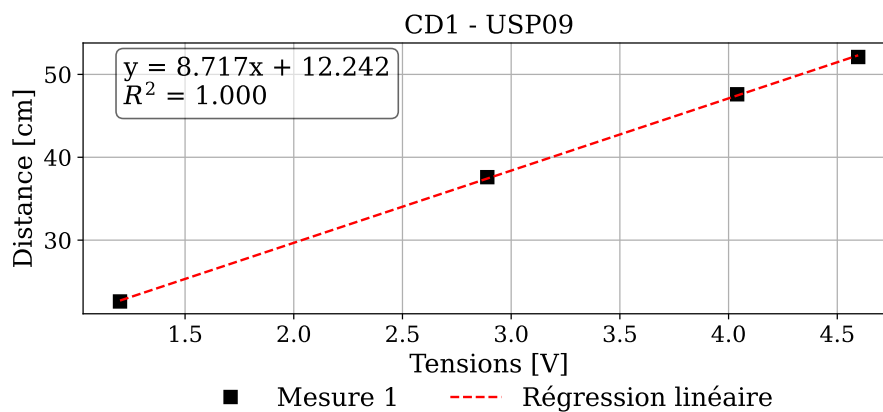


FIGURE C.2 – Courbe d'étalonnage du capteur CD1

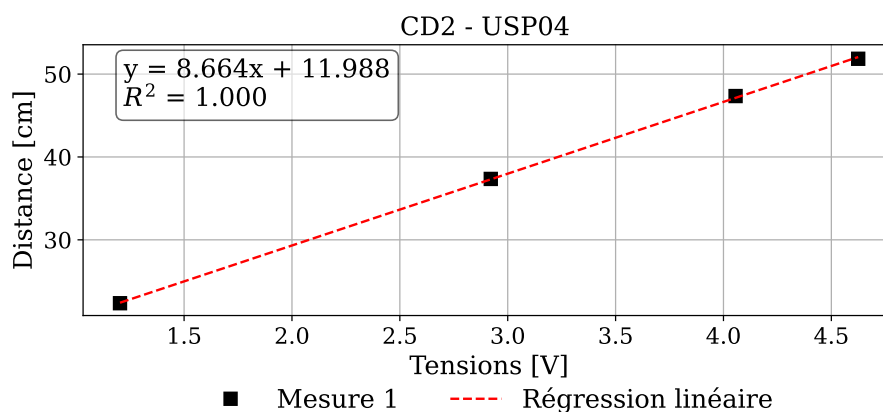


FIGURE C.3 – Courbe d'étalonnage du capteur CD2

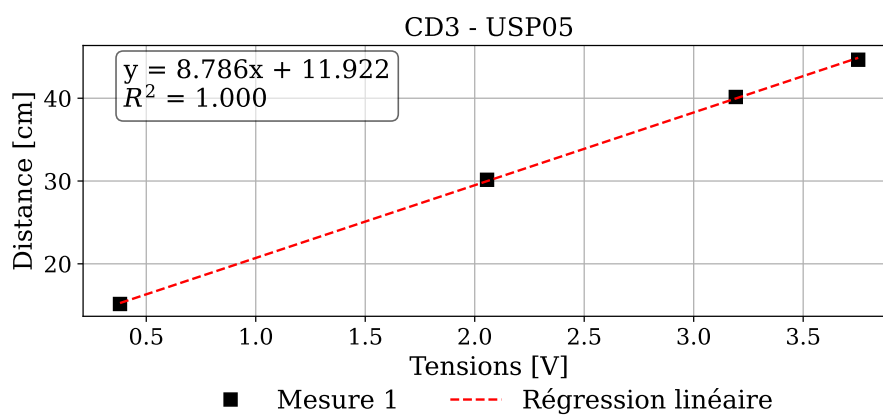


FIGURE C.4 – Courbe d'étalonnage du capteur CD3

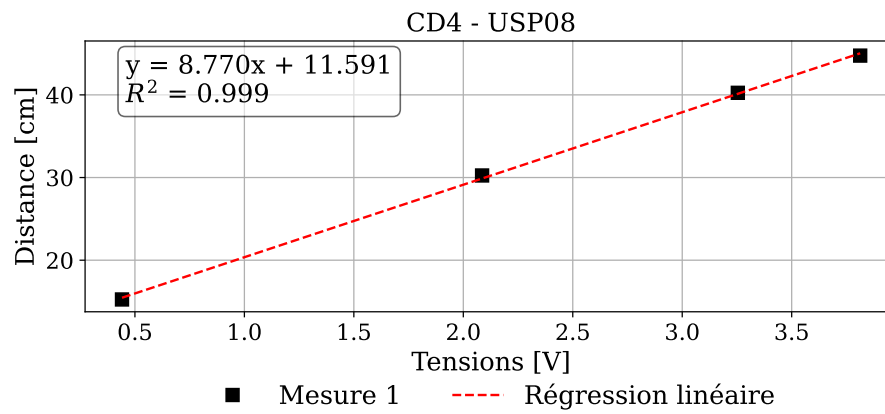


FIGURE C.5 – Courbe d'étalonnage du capteur CD4

Annexe D

Détails des essais sur coursier en marches

D.1 Pressions brutes

Les graphiques présentés dans cette section illustrent les résultats bruts des pressions mesurées en fonction de la position longitudinale x , comptée à partir de l'interception entre le pseudo-fond du coursier en marches et le fond du canal horizontal. Pour chaque essai, un premier graphique présente les données mesurées par les 10 capteurs disposés sur le fond, tandis qu'un second graphique montre les mesures issues des 20 capteurs fixés sur la paroi.

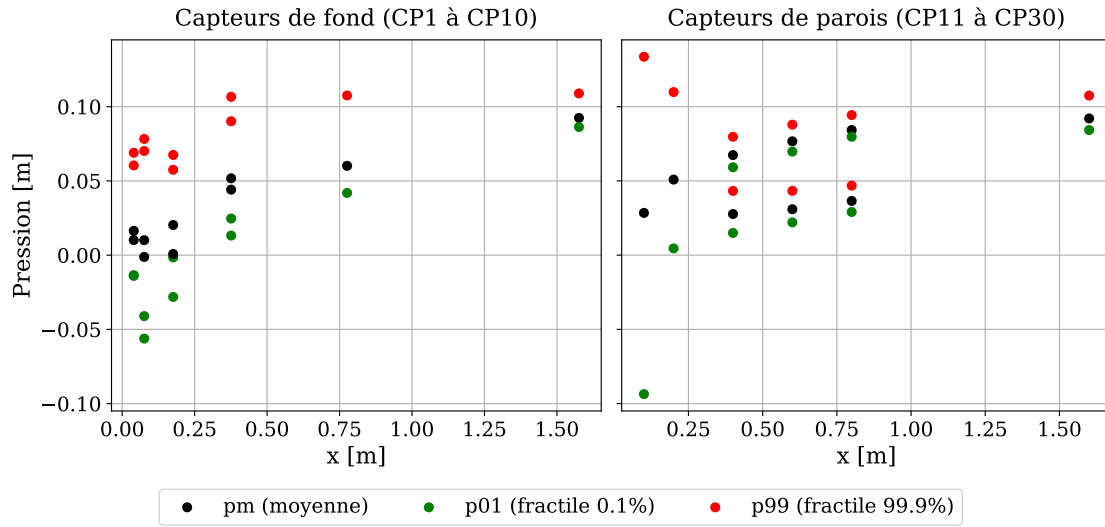


FIGURE D.1 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q10M1. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

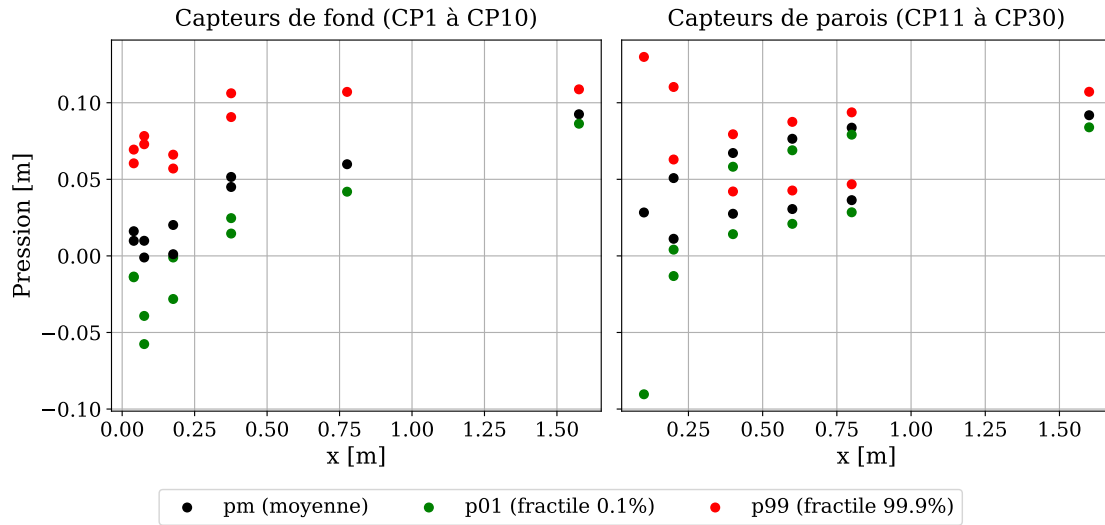


FIGURE D.2 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q10M2. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

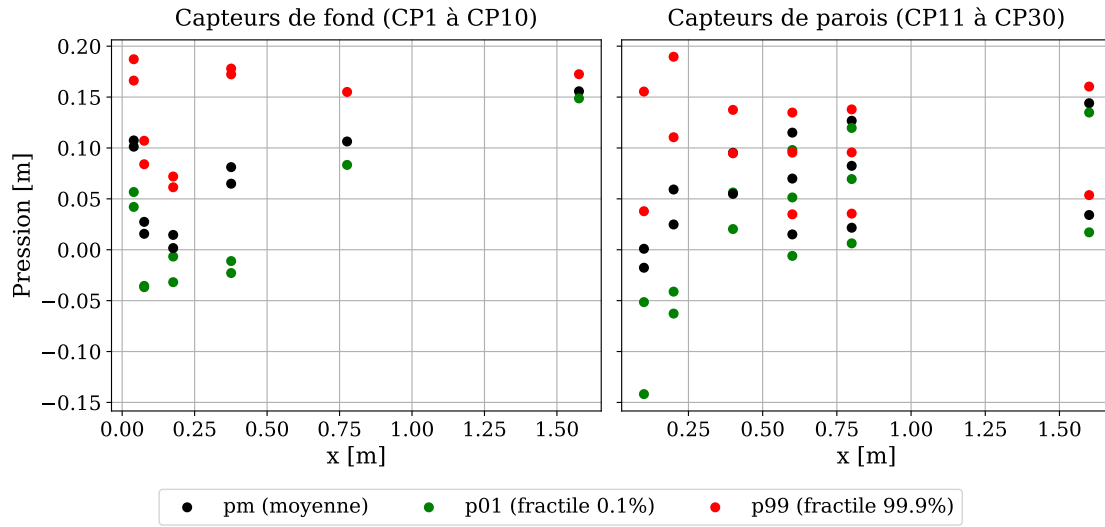


FIGURE D.3 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q20M1. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

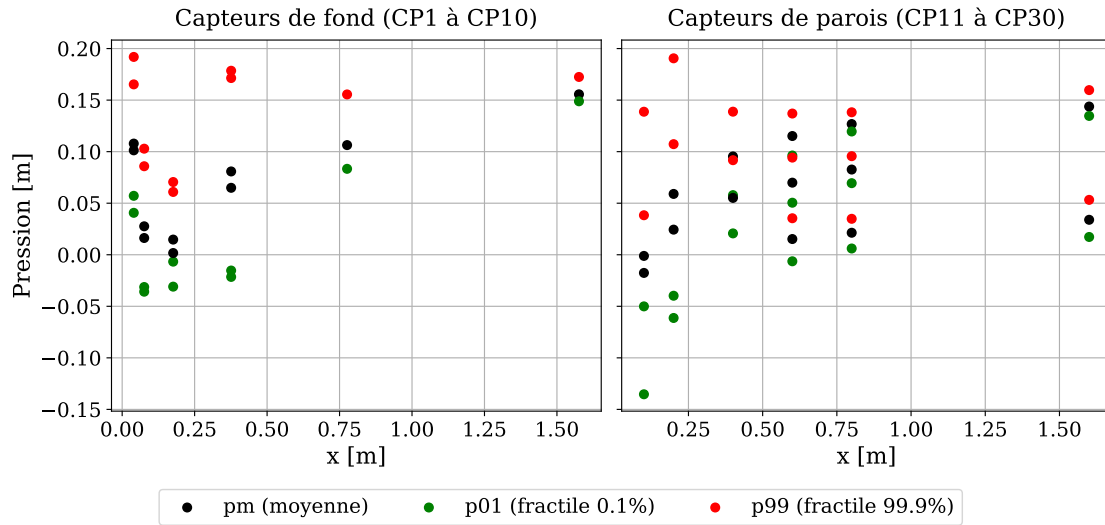


FIGURE D.4 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q20M2. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

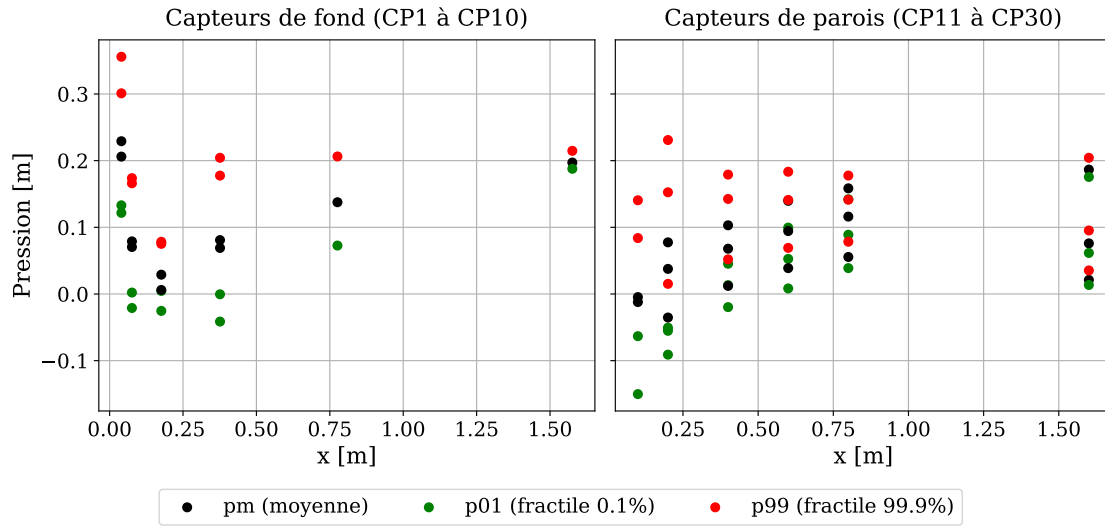


FIGURE D.5 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q30M1. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

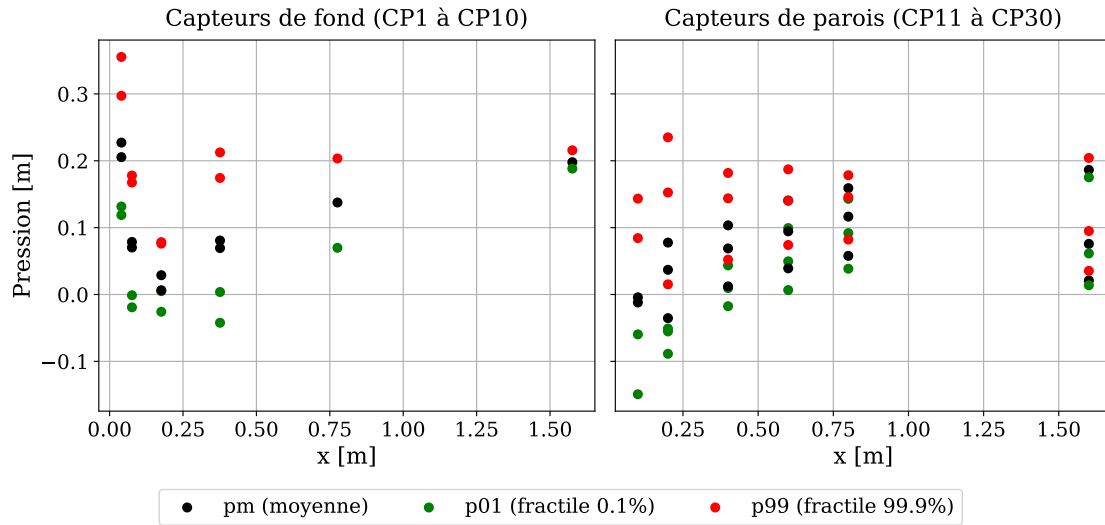


FIGURE D.6 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q30M2. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

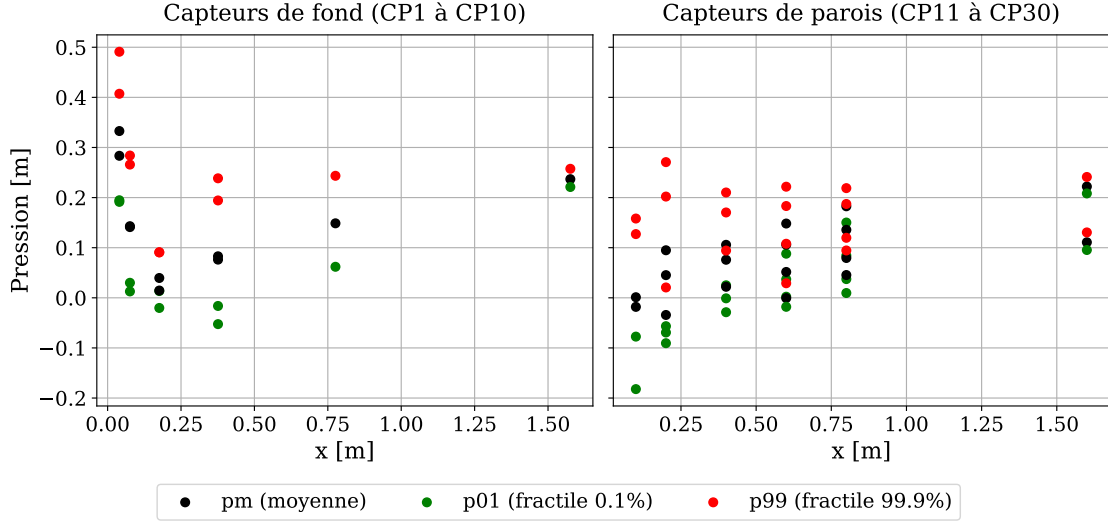


FIGURE D.7 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q40M1. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

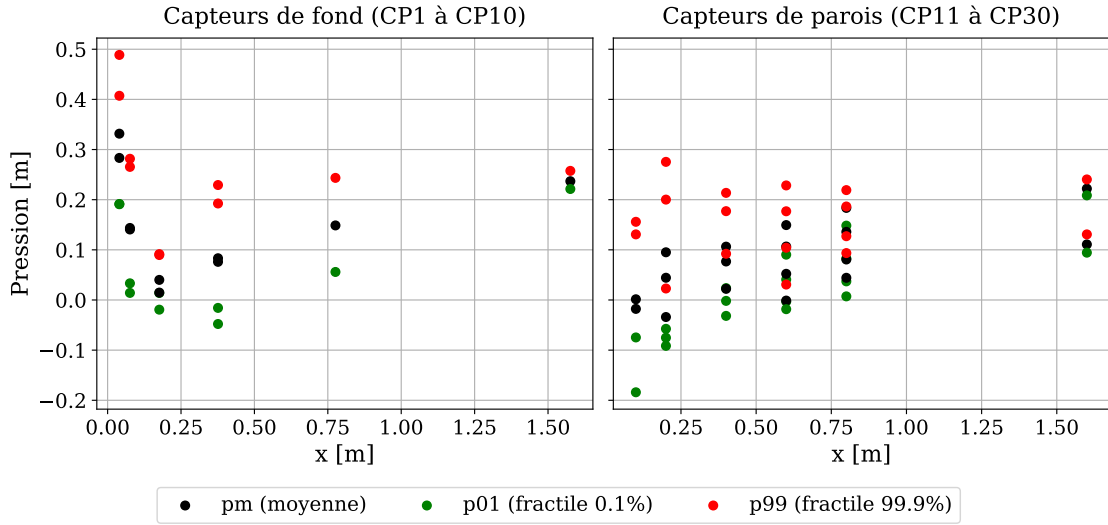


FIGURE D.8 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q40M2. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

D.2 Pressions caractéristiques

Ci-après sont présentées les mesures de pression (p_m , $p_{0.1}$, $p_{99.9}$ et p_s), pour chaque groupe de capteurs verticaux et pour chaque essai. Les graphiques représentés pour chaque essai sont classés selon leur ordre de x/h_1 croissant.

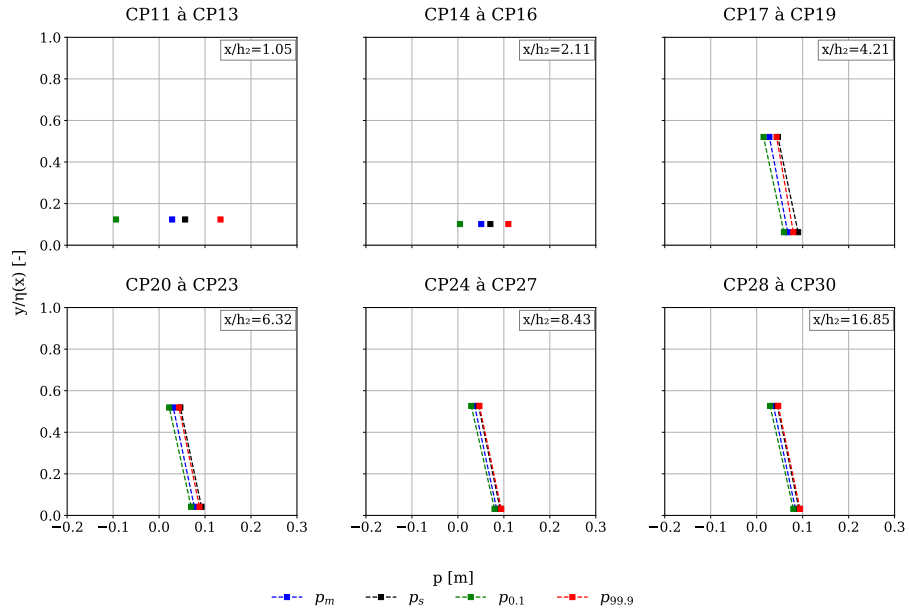


FIGURE D.9 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q10M1. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

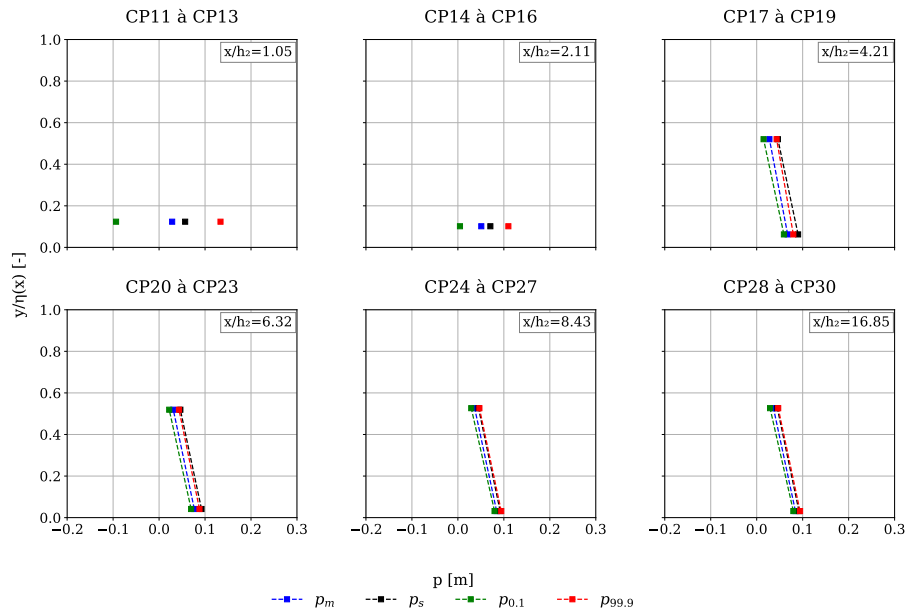


FIGURE D.10 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q10M2. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

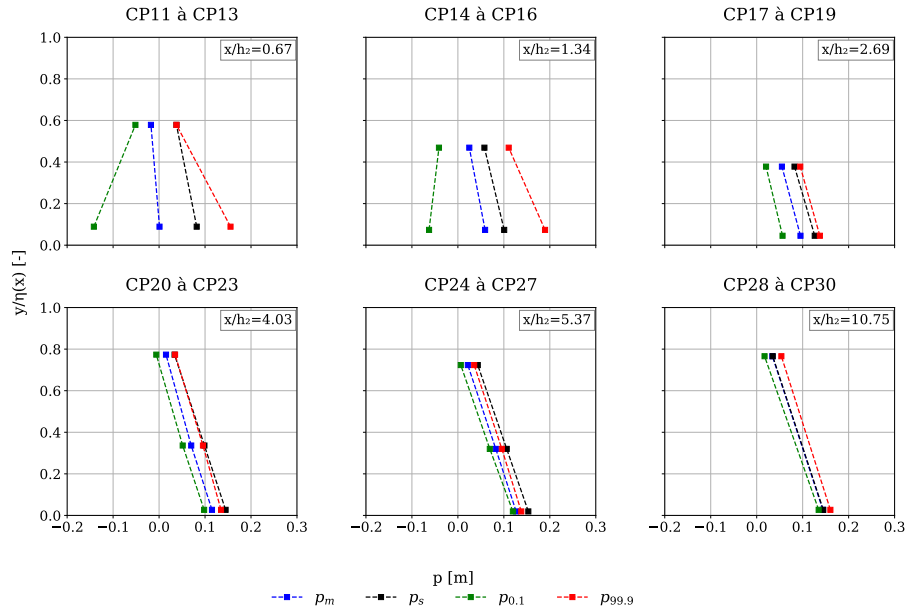


FIGURE D.11 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q20M1. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

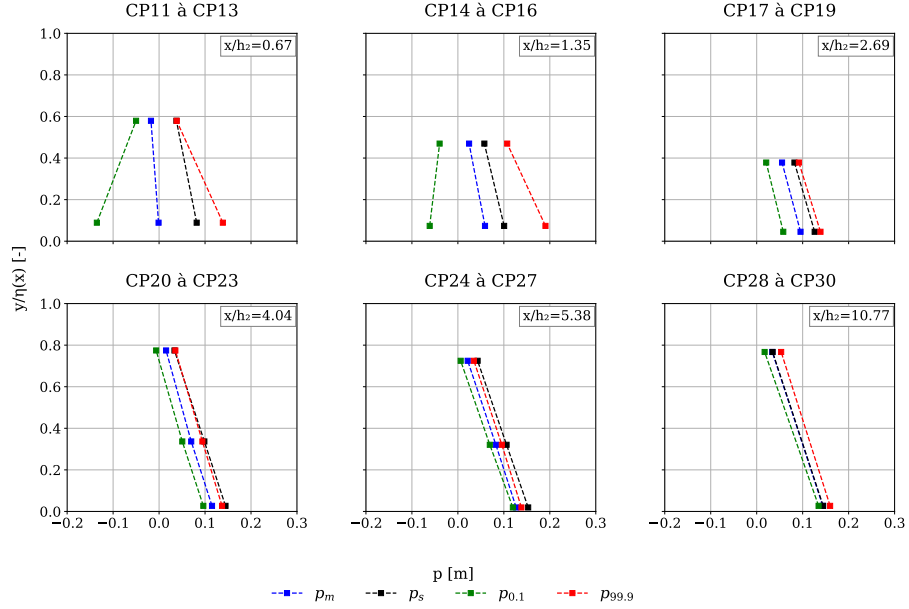


FIGURE D.12 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q20M2. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

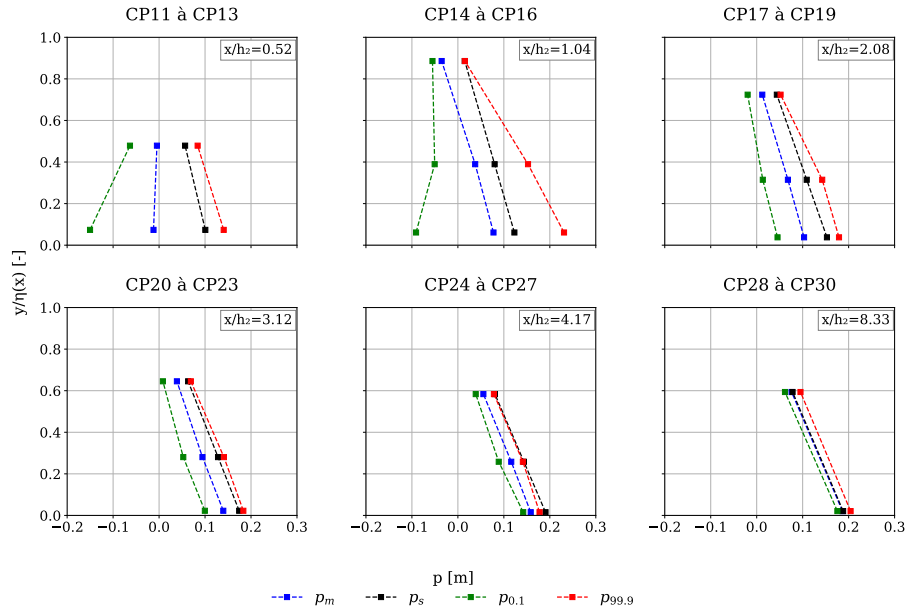


FIGURE D.13 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q30M1. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

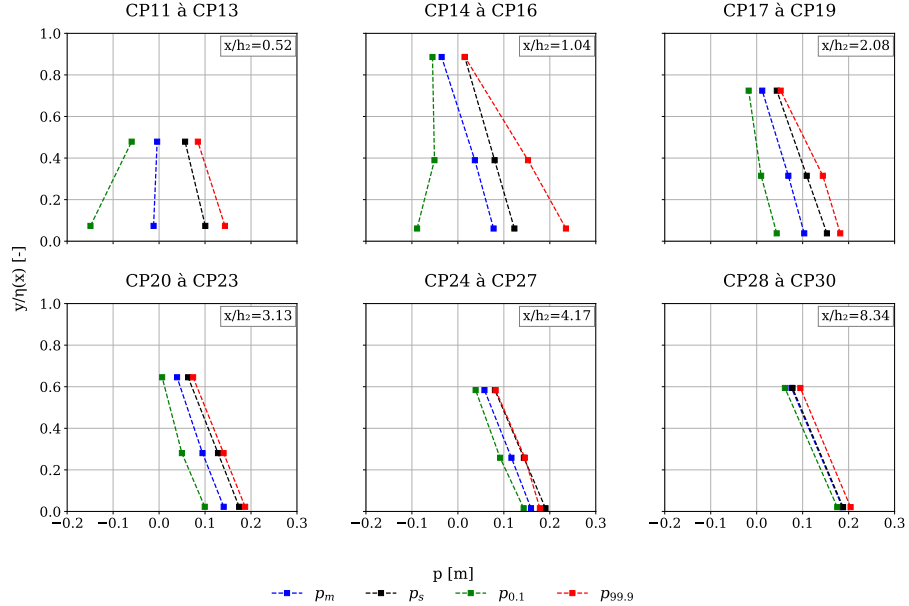


FIGURE D.14 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q30M2. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

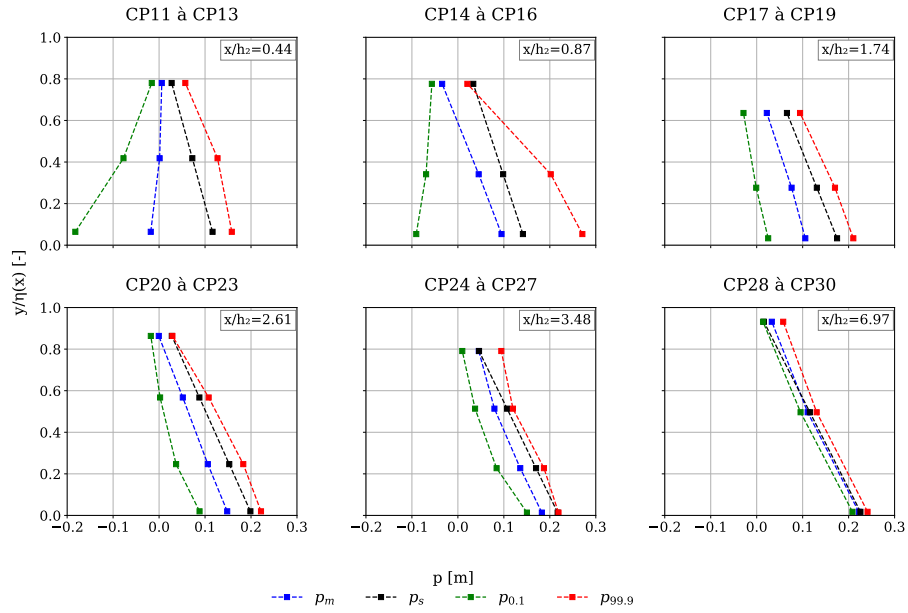


FIGURE D.15 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q40M1. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

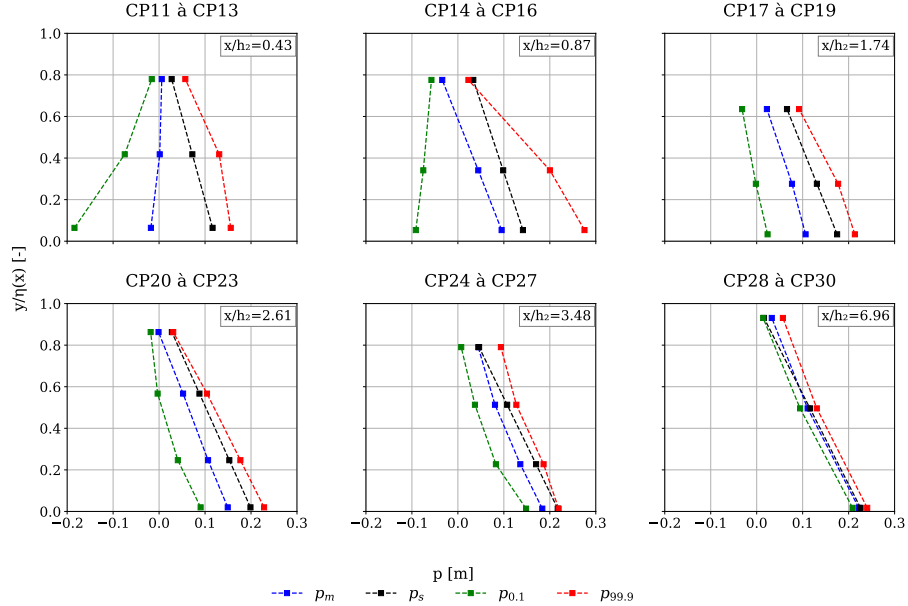


FIGURE D.16 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q40M2. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

Annexe E

Détails des essais sur coursier lisse

E.1 Pressions brutes

Les graphiques présentés dans cette section illustrent les résultats bruts des pressions mesurées en fonction de la position longitudinale x , comptée à partir de l'interception entre le fond du coursier lisse et le fond du canal horizontal. Pour chaque essai, un premier graphique présente les données mesurées par les 10 capteurs disposés sur le fond, tandis qu'un second graphique montre les mesures issues des 20 capteurs fixés sur la paroi.

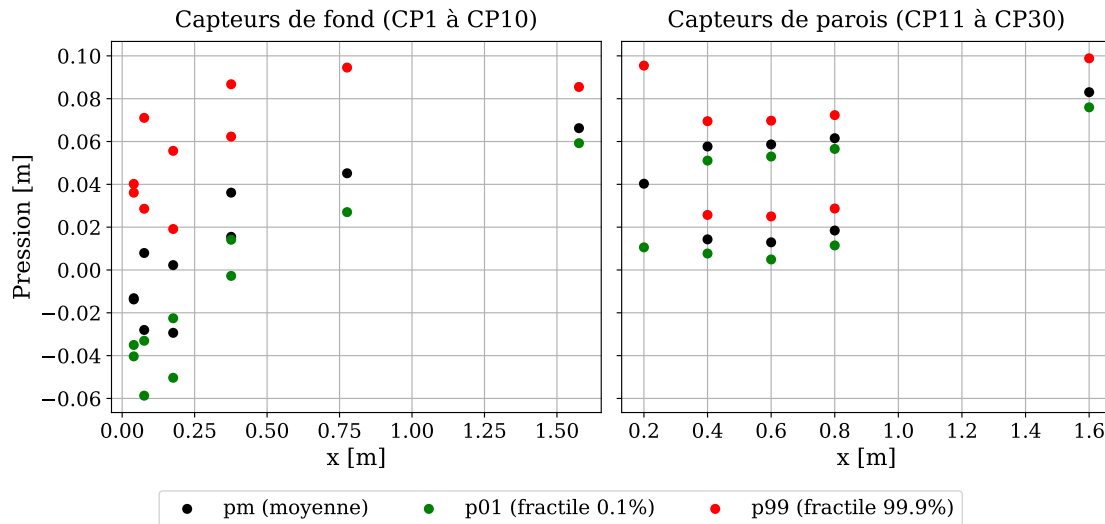


FIGURE E.1 – **Pressions brutes mesurées à l'essai Q5M1L.** Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

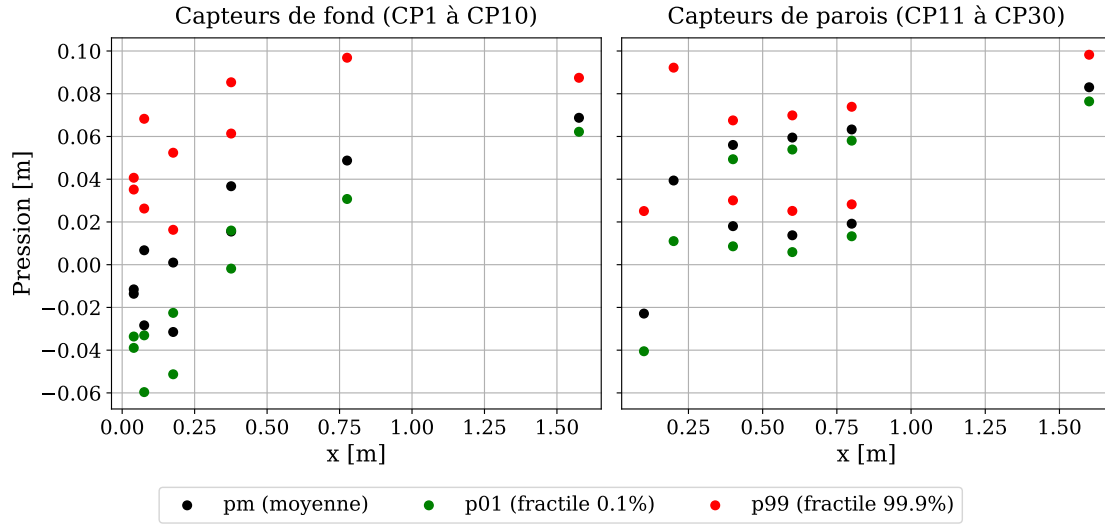


FIGURE E.2 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q5M2L. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

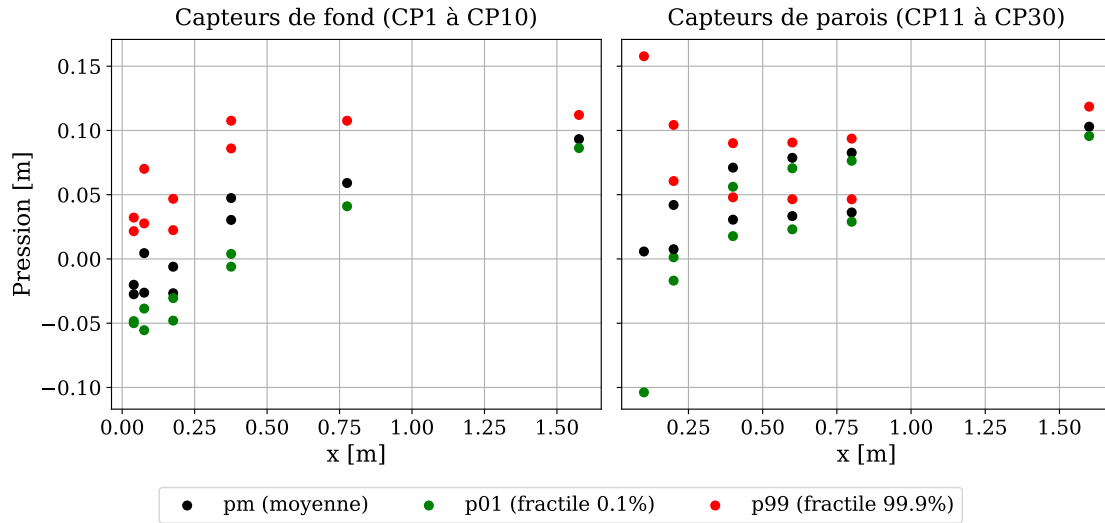


FIGURE E.3 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q7.5M1L. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

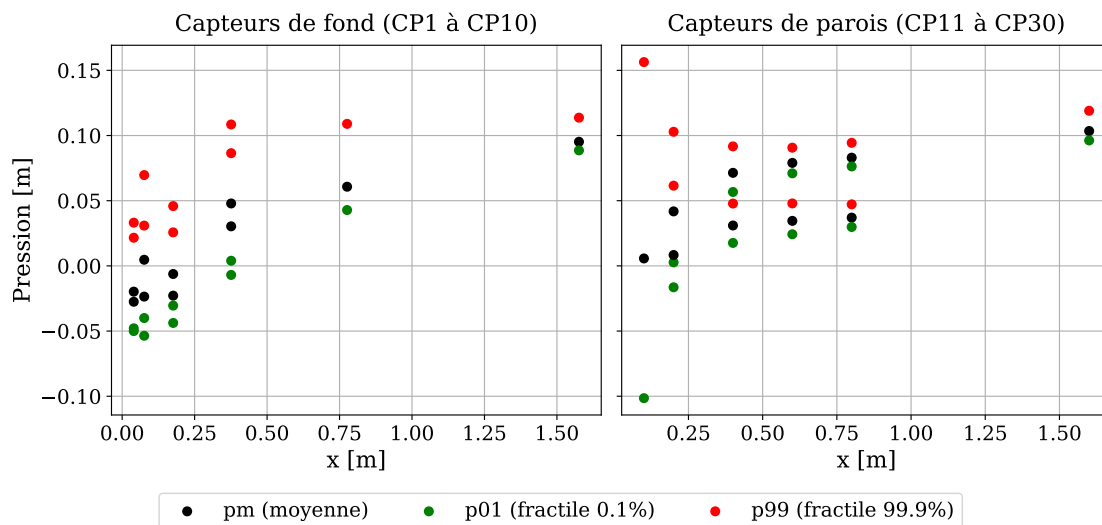


FIGURE E.4 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q7.5M2L. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

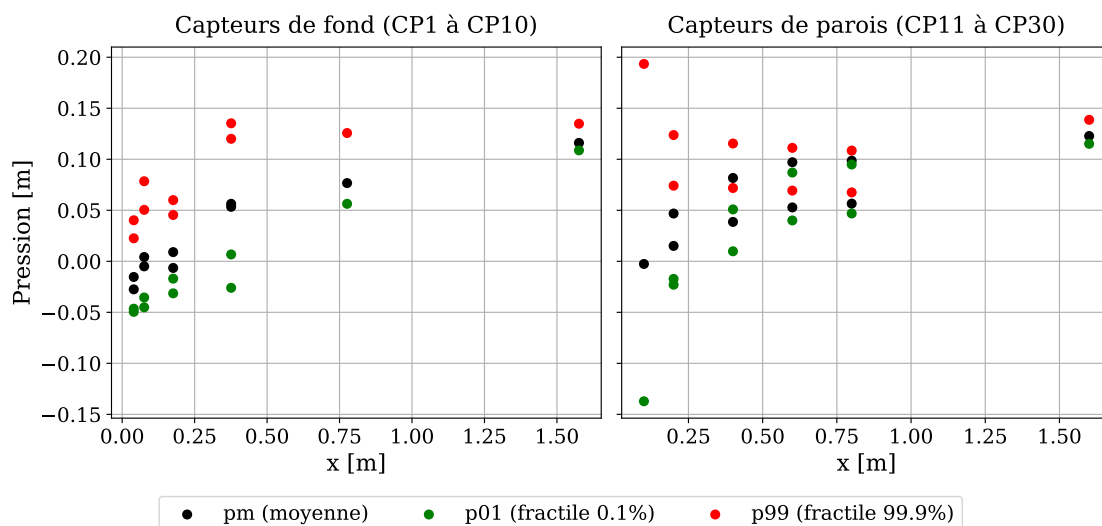


FIGURE E.5 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q10M1L. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

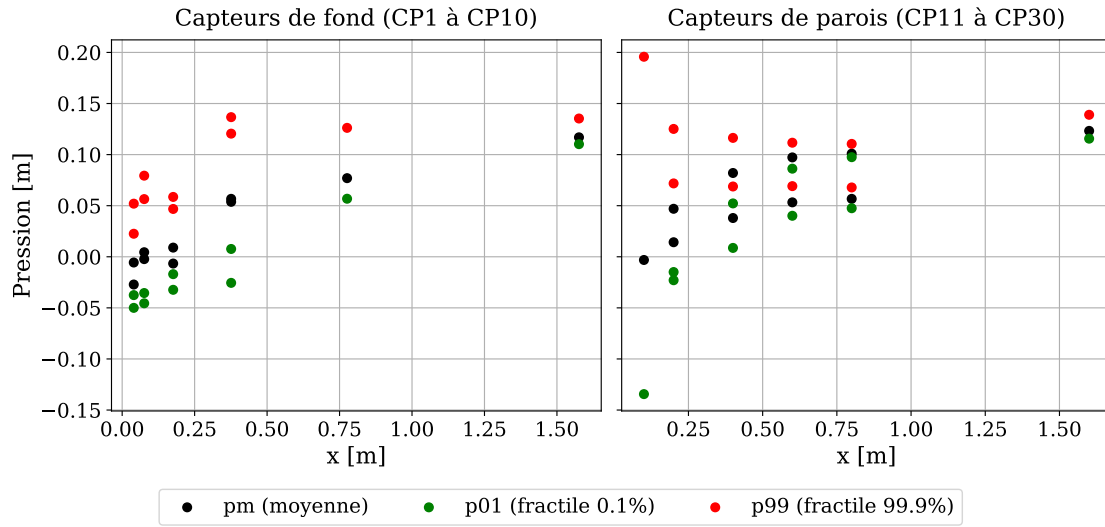


FIGURE E.6 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q10M2LL. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

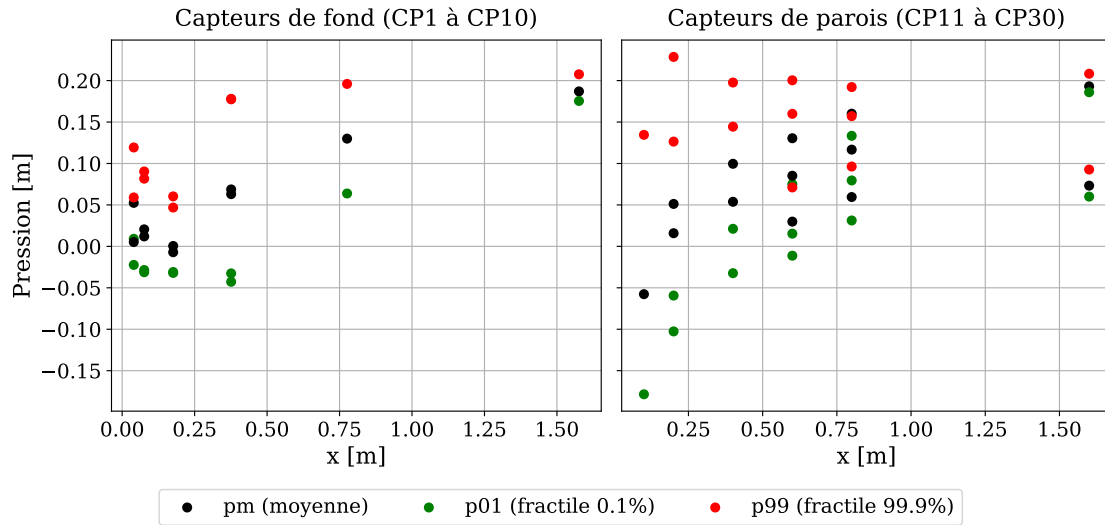


FIGURE E.7 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q20M1L. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

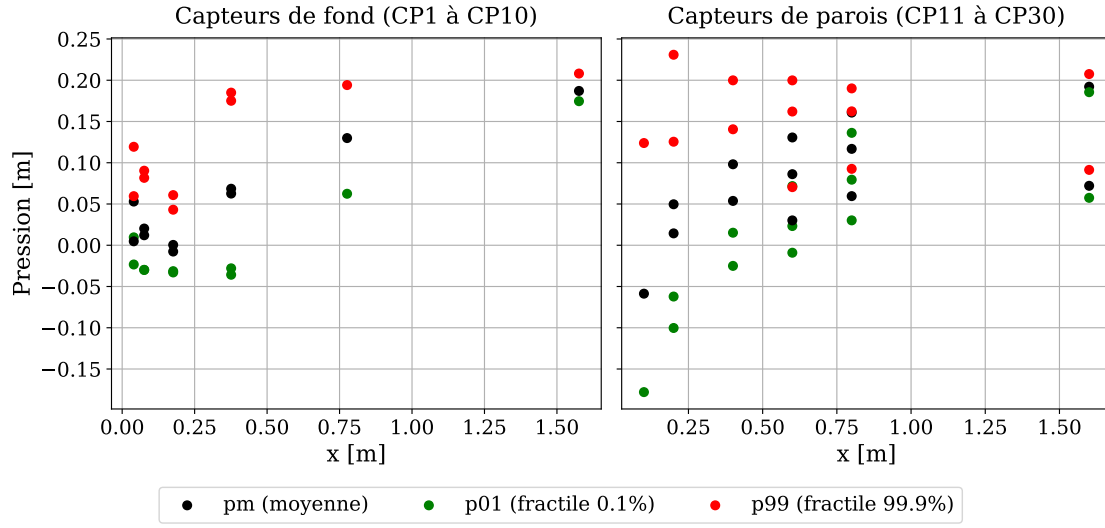


FIGURE E.8 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q20M2L. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

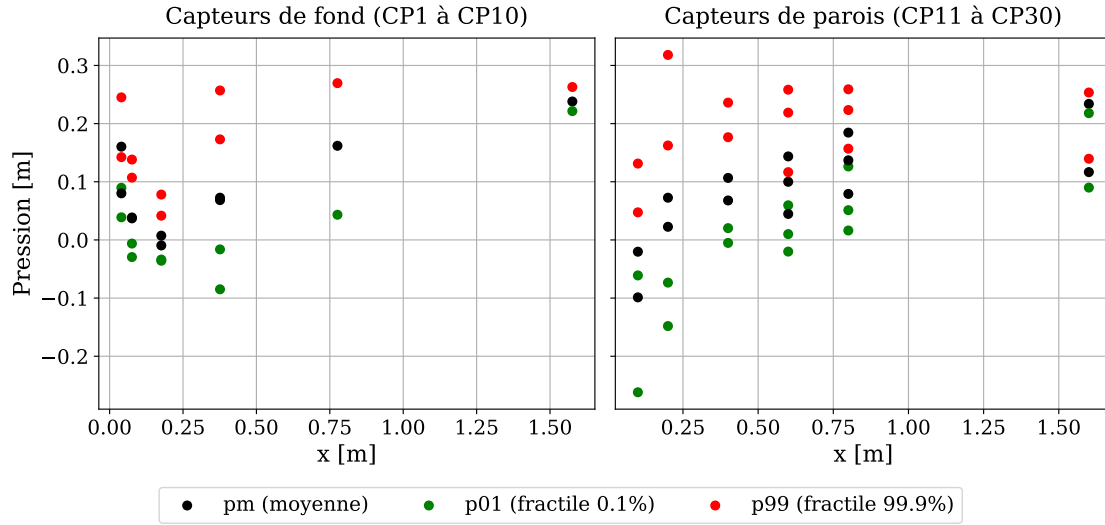


FIGURE E.9 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q30M1L. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

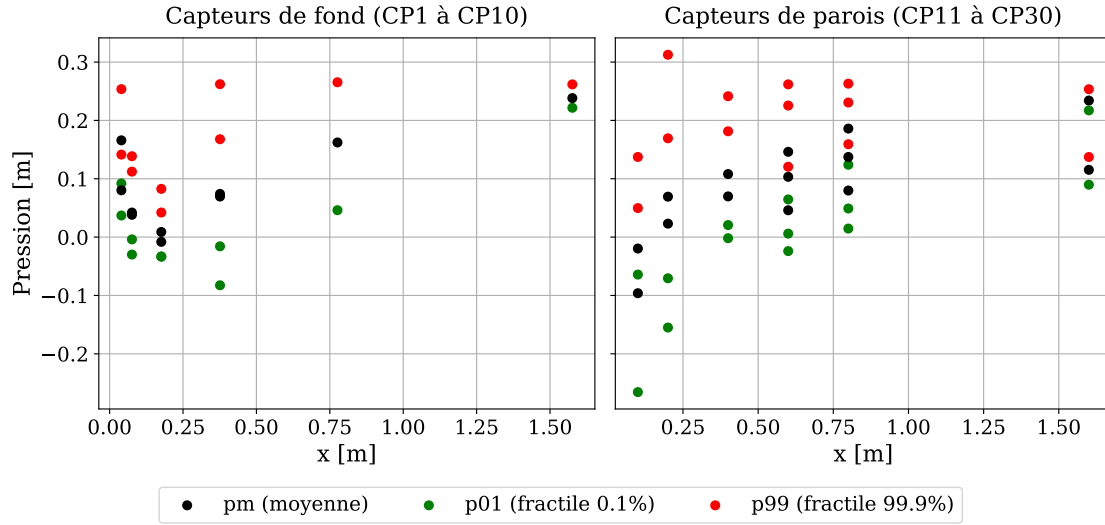


FIGURE E.10 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q30M2L. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

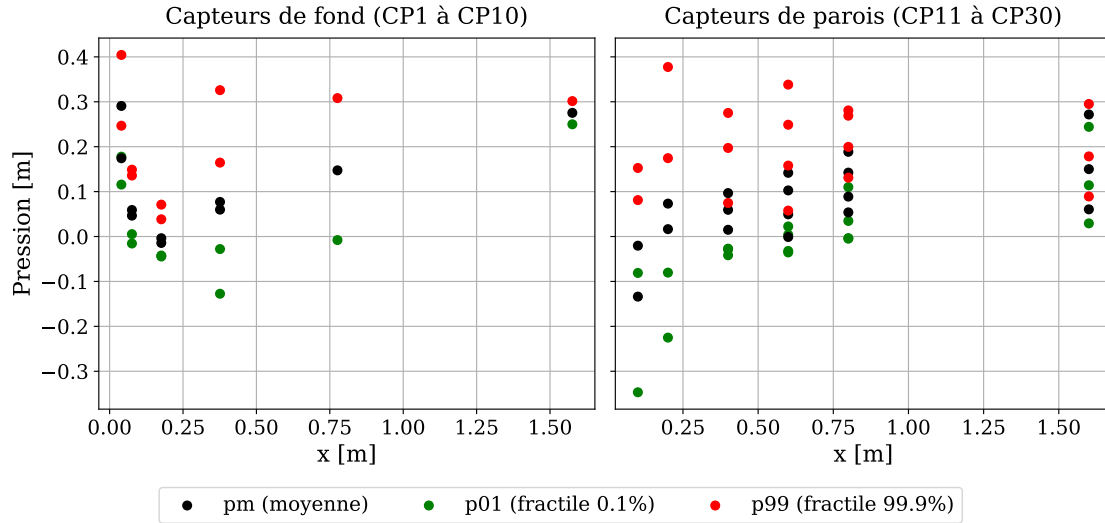


FIGURE E.11 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q40M1L. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

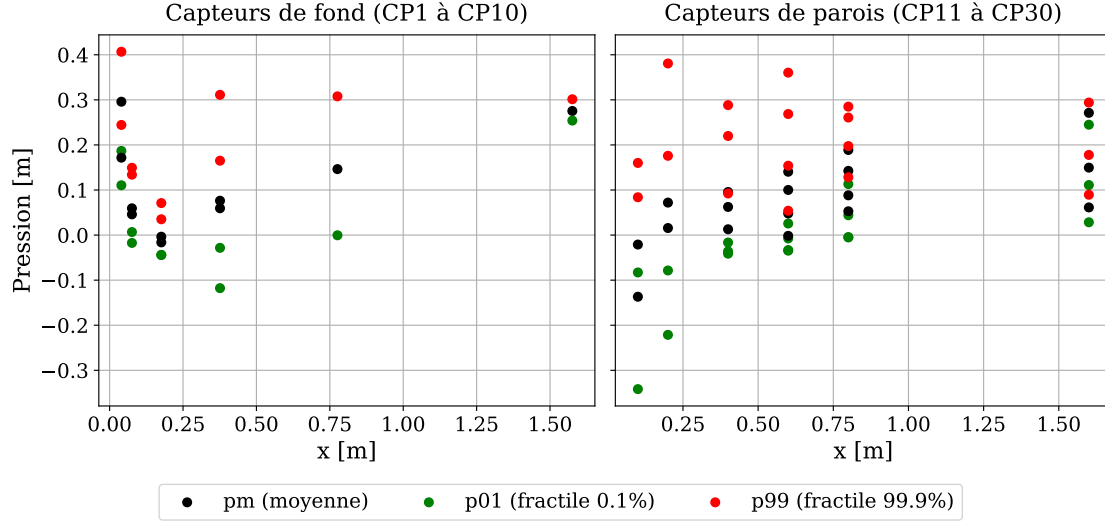


FIGURE E.12 – Pressions brutes mesurées à l'essai Q40M2L. Pression moyenne p_m , pression au fractile de 0.1 % $p_{0.1}$ et au fractile de 99.9 % $p_{99.9}$.

E.2 Pressions caractéristiques

Ci-après sont présentées les mesures de pression (p_m , $p_{0.1}$, $p_{99.9}$ et p_s), pour chaque groupe de capteurs verticaux et pour chaque essai. Les graphiques représentés pour chaque essai sont classés selon leur ordre de x/h_1 croissant.

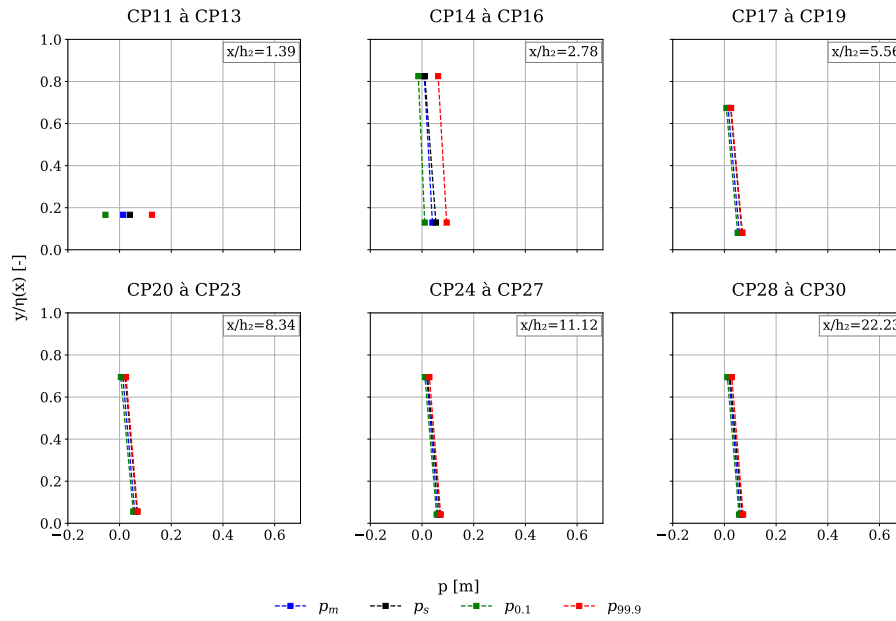


FIGURE E.13 – Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q5M1L. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

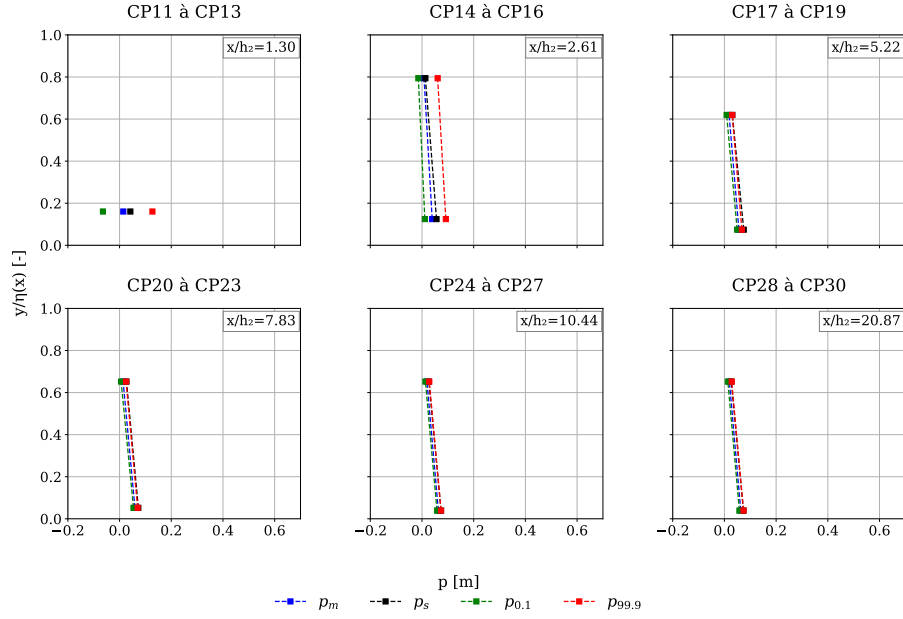


FIGURE E.14 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q5M2L. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

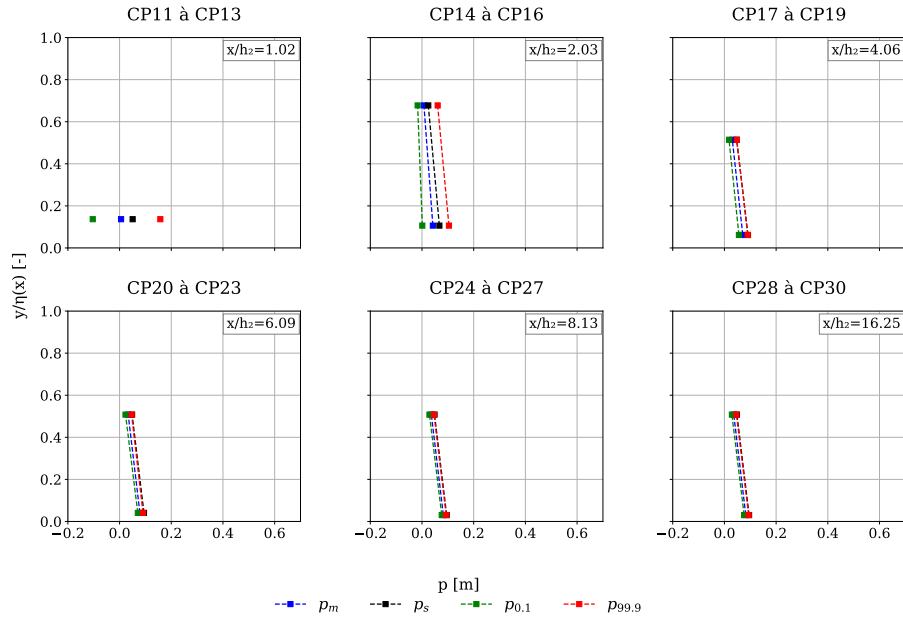


FIGURE E.15 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q7.5M1L. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

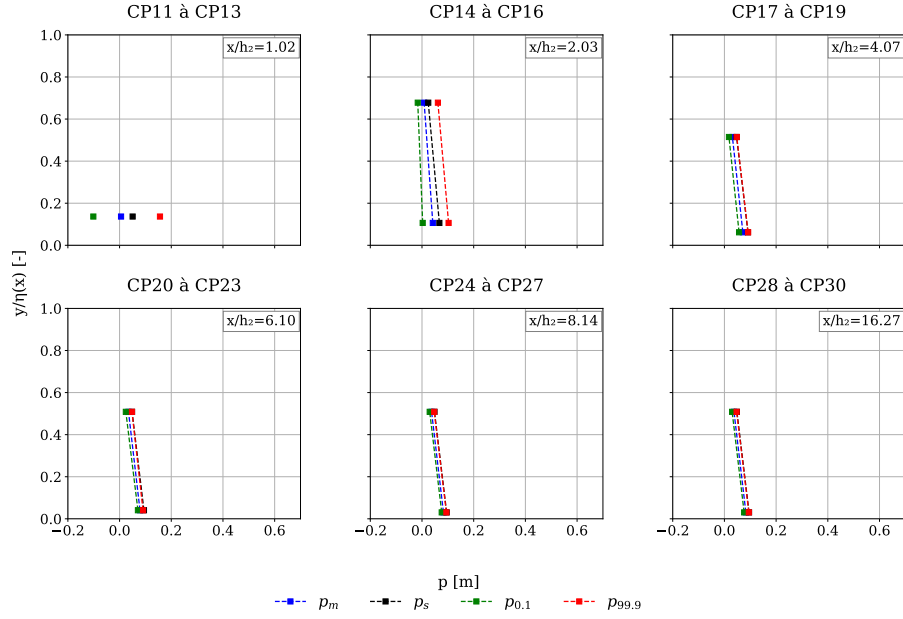


FIGURE E.16 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q7.5M2L. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

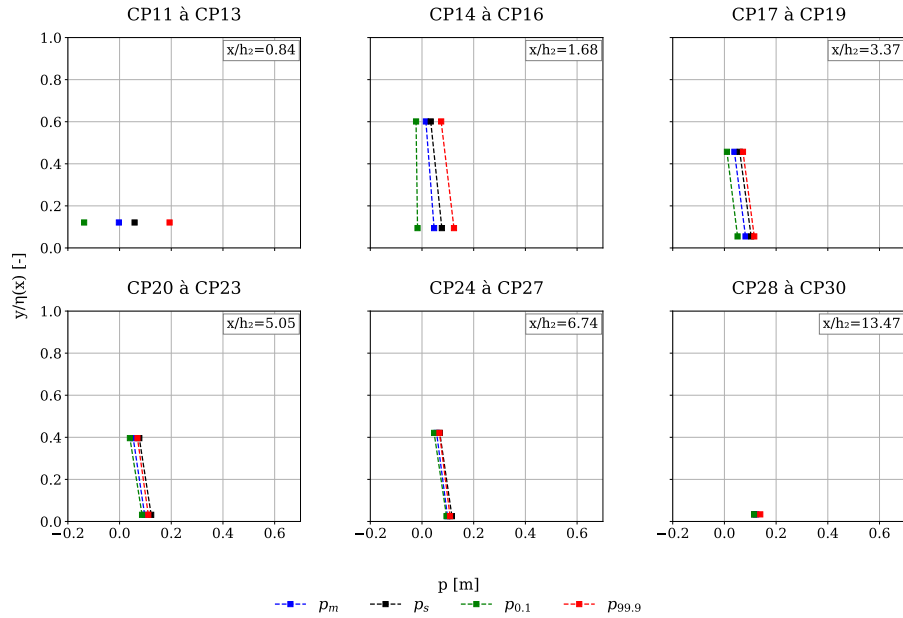


FIGURE E.17 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q10M1L. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

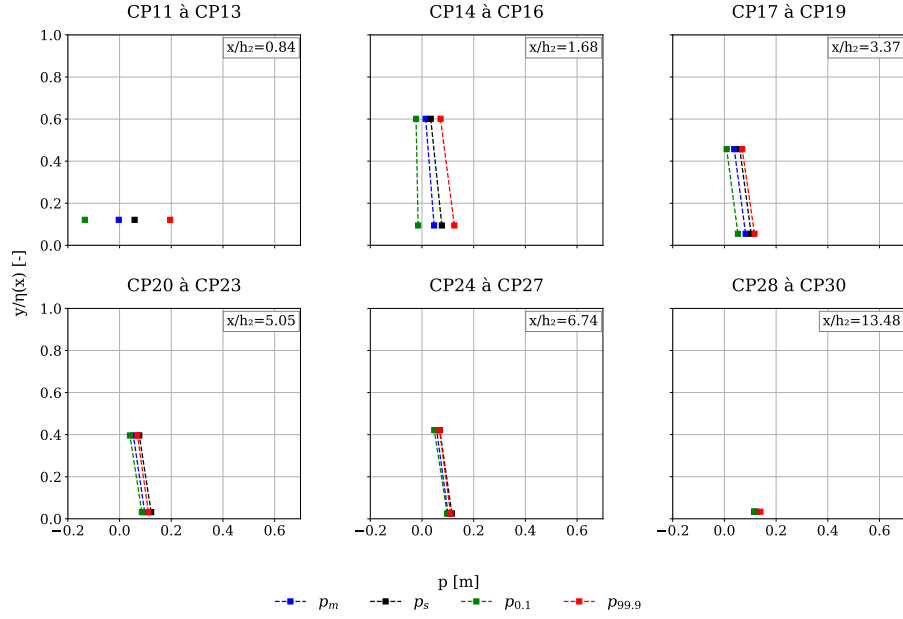


FIGURE E.18 – Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q10M2L. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

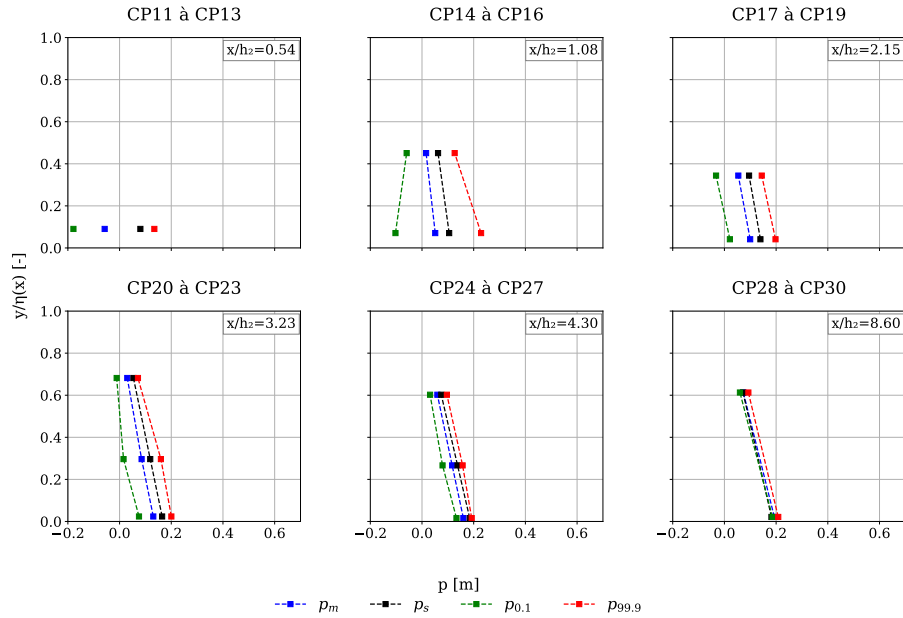


FIGURE E.19 – Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q20M1L. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

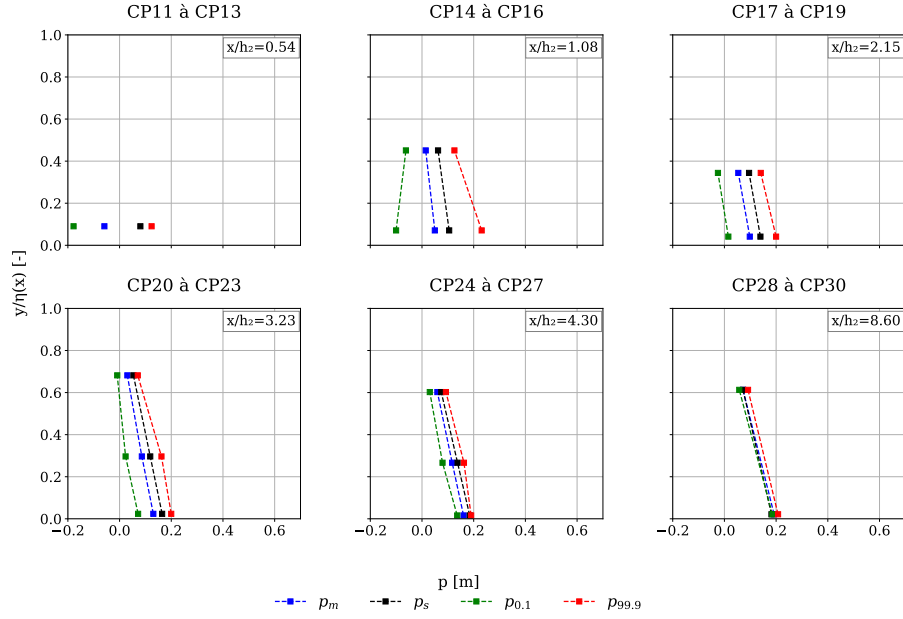


FIGURE E.20 – Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q20M2L. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

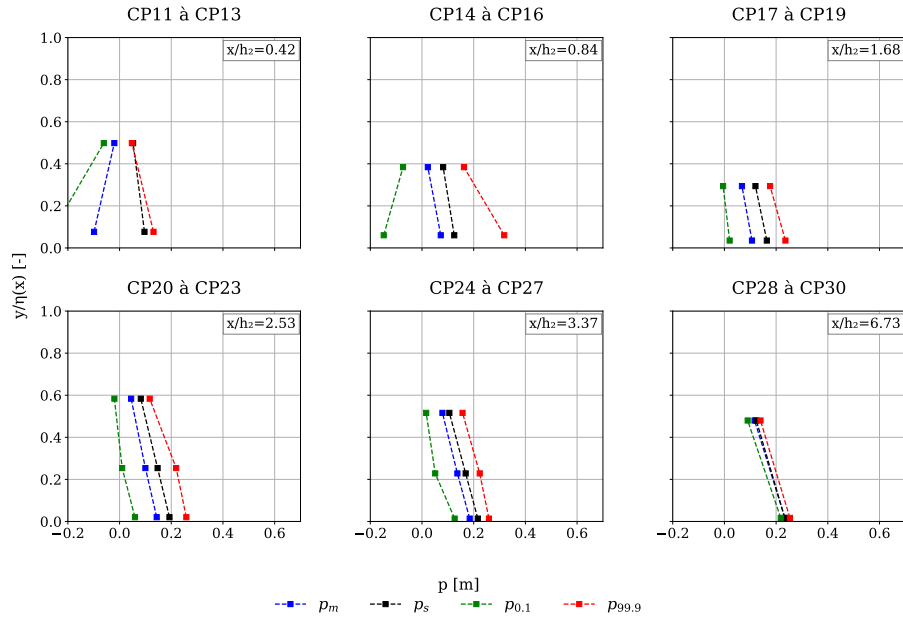


FIGURE E.21 – Pressions caractéristiques mesurées à l'essai Q30M1L. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

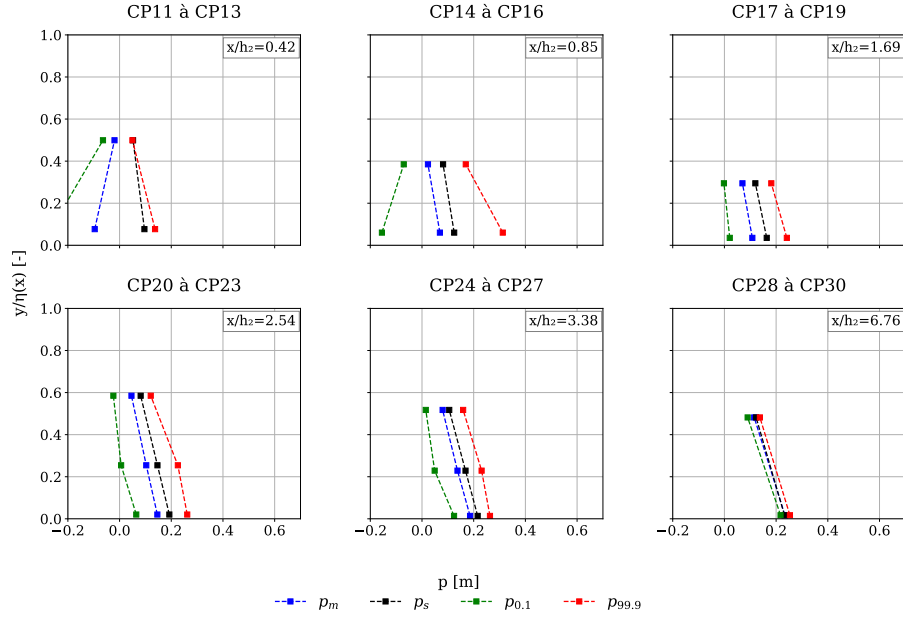


FIGURE E.22 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q30M2L. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

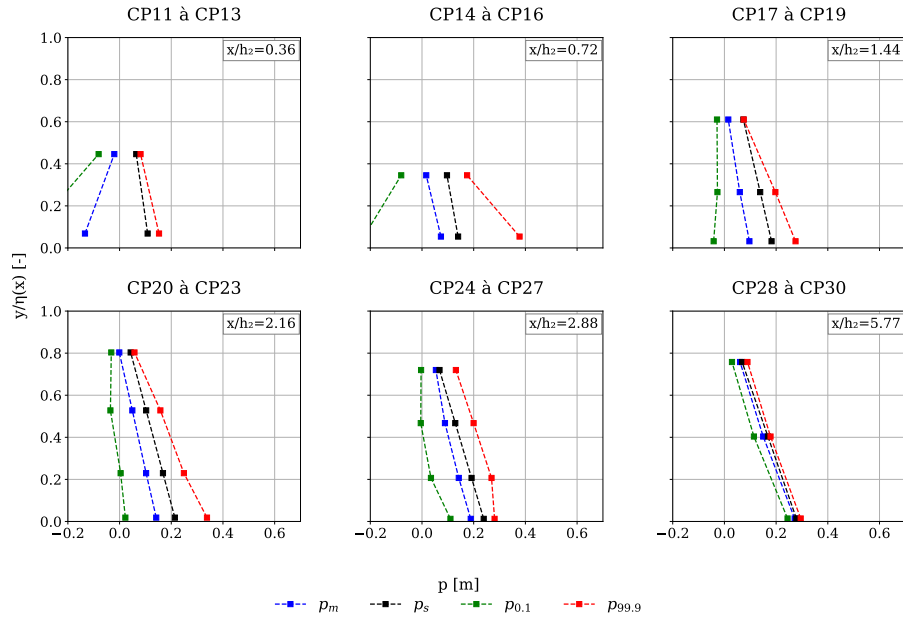


FIGURE E.23 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q40M1L. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

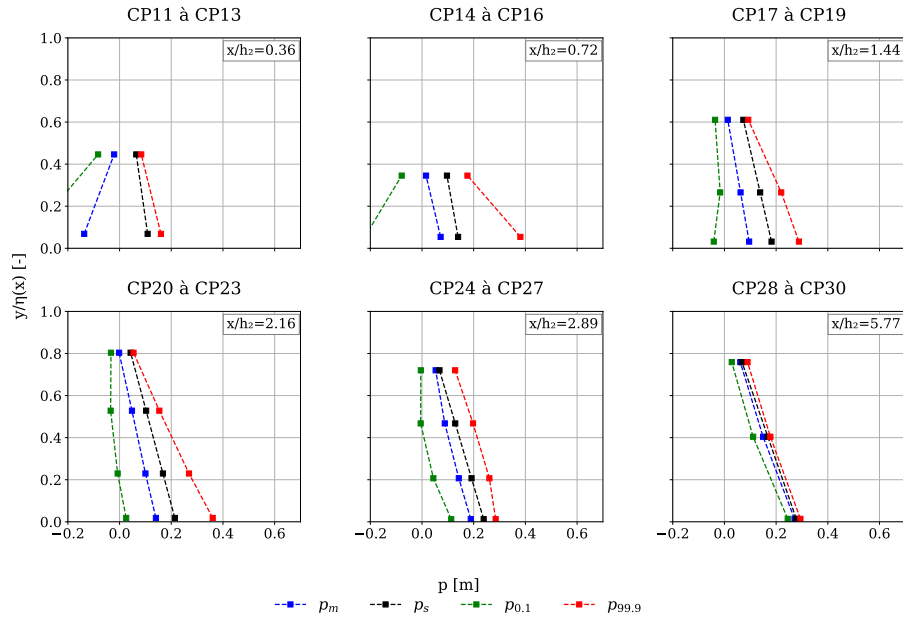


FIGURE E.24 – Pressions caractéristiques mesurées à l’essai Q40M2L. Graphiques de pressions classés par ordre de x/h_2 .

Références

- ACKERS, P., & PRIESTLEY, S. J. (1985). Self-aerated flow down a chute spillway [Paper A1]. *Proceedings of the 2nd International Conference on the Hydraulics of Floods and Flood Control*.
- ANDRÉ, S., & SCHLEISS, A. (2004). *High velocity aerated flows on stepped chutes with macro-roughness elements*. EPFL-LCH. <https://infoscience.epfl.ch/handle/20.500.14299/17226>
- BAUMENN, A., AREFI, F., & SCHLEISS, A. J. (2006). Design of two stepped spillways for a pumped storage scheme in Iran. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:106545524>
- BOES, R. M., & HAGER, W. (2003a). Hydraulic design of stepped spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(9), 671-679.
- BOES, R. M., & HAGER, W. (2003b). Two-phase flow characteristics of stepped spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(9), 661-670.
- BOES, R. M. (2000). Scale Effects in Modelling Two-Phase Stepped Spillway Flow [Presented in Zürich, Switzerland]. In H.-E. MINOR & W. H. HAGER (Éd.), *Hydraulics of Stepped Spillways* (p. 53-60). Balkema.
- BORMANN, K. (1968). *Der Abfluss in Schussrinnen Unter Berücksichtigung der Luftaufnahme (Discharge in chutes considering air entrainment)* (Bericht N° 13). Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule München.
- CHANSON, H. (1993). Self-Aerated Flows on Chutes And Spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*, 119(2), 220-243.

- CHANSON, H. (1994). *Hydraulic Design of Stepped Cascades, Channels, Weirs and Spillways*. Pergamon.
- CHANSON, H. (2009). Turbulent air-water flows in hydraulic structures : dynamic similarity and scale effects: Recent Advances on Multi-Phase Flows of Environmental Importance. *Environmental fluid mechanics (Dordrecht, Netherlands : 2001)*, 9(2), 125-142.
- CHANSON, H. (2011). Hydraulic jumps: turbulence and air bubble entrainment. *La Houille Blanche*, 3, 5-16.
- CHANSON, H. (2015). Energy Dissipation in Hydraulic Structures. *ProtoView*, 2(33).
- CHANSON, H. (2015b). *Energy dissipation in hydraulic structures*. CRC Press.
- CHANSON, H., & CHACHEREAU, Y. (2013). Scale effects affecting two-phase flow properties in hydraulic jump with small inflow Froude number. *Experimental thermal and fluid science*, 45, 234-242.
- DALEM, J. (2023). Air water flow conditions on spillway channels downstream of Piano key weirs. *Erpicum, Sébastien*.
- DEWALS, B., ANDRÉ, S., SCHLEISS, A., & PIROTON, M. (2004). Validation of a quasi-2D model for aerated flows over stepped spillways for mild and steep slopes.
- ERPICUM, S., DAUX, C., MACHIELS, O., ARCHAMBEAU, P., DEWALS, B., & PIROTON, M. (2011). Energy dissipation on a stepped spillway downstream of a Piano Key Weir - Experimental study.
- FALVEY, H. T. (1980). *Air-Water Flow in Hydraulic Structures*. United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- FELDER, S., & CHANSON, H. (2009). Turbulence, dynamic similarity and scale effects in high-velocity free-surface flows above a stepped chute. *Experiments in fluids*, 47(1), 1-18.

- FLETCHER, B. P., & SAUNDERS, P. E. (1988). Dynamic loading on sidewall monoliths of a spillway stilling basin : hydraulic model investigation. In H. L. (E. RESEARCH & D. C. (U.S.) (Éd.).
- FRIZELL, K., KUBITSCHKEK, J. P., & MATOS, J. (2009). Stilling basin performance for stepped spillways of mild slopes - Type III basins. *Proc. 33rd IAHR World Congress*.
- FRIZELL, K. H. (1990). *Hydraulic model study of Mc Clure dam existing and proposed RCC stepped spillways* (Technical report). U.S. Bureau of Reclamation. Denver, Colorado.
- GENERAL EQUIPMENT. (2021). Raising Of Wala Dam, Site internet de General Equipment [Consulté le 05 mars 2025]. <https://gecomjo.com/project/102/Raising-Of-Wala-Dam-Project>
- HAGER, W. H. (1991). Uniform Aerated Chute Flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(4), 528-533.
- HAGER, W. H. (1993). Classical hydraulic jump: free surface profile. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 20(3), 536-539.
- HAGER, W.H., SCHLEISS, A.J., BOES, R.M. & PFISTER, M. (2021). *Hydraulic Engineering of Dams*. Technology–Hydraulic Engineering.
- HAGER, W.H. & SINNIGER, R. O. (1989). *Constructions hydrauliques (TGC vol. 15): Écoulements stationnaires* [Traité de génie civil de l'Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne]. Traité de génie civil.
- HOUSTON, K. (1987). *Hydraulic model studies of Upper Stillwater dam stepped spillway and outlet works* (Technical report). U.S. Bureau of Reclamation. Denver, Colorado.
- ICOLD. (1987). *Spillways for Dams – Évacuateurs de crue de barrage* [International Commission on Large Dams].

- ICOLD. (1992). *Spillways, Shock Waves and Air Entrainment*. International Commission on Large Dams.
- ITAIPU BINACIONAL. (2025). Site internet d'Itaipu Binacional [Consulté le 05 mars 2025]. <https://www.itaipu.gov.py/>
- JAMES, C. (2020). *Hydraulic Structures*. Springer.
- KHADER, M. H. A., & ELANGO, K. (1974). Turbulent Pressure Field Beneath a Hydraulic Jump. *Journal of Hydraulic Research*, 12(4), 469-489. <https://doi.org/10.1080/00221687409499725>
- KHATSURIA, R. M. (1999). *Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators*. Marcel Dekker.
- KOBUS, H. (1984). Local air entrainment and detrainment. In H. KOBUS (Éd.), *Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures* (p. 1-10).
- LOPARDO, R. A., & HENNING, R. E. (1985). Experimental advances on pressure fluctuation beneath hydraulic jump. *Proc. 21st IAHR Congress*.
- MEIRELES, I., MATOS, J., & MELO, J. F. (2005). Pressure head and residual energy in skimming flow on steeply sloping stepped spillways. In B.-H. JUN (Éd.), *Proc. 31st IAHR World Congress* (p. 2654-2663).
- MEIRELES, I., MATOS, J., & SILVA AFONSO, A. (2010). Flow characteristics along a USBR type III stilling basin downstream of steep stepped spillways. In R. JANSSEN & H. CHANSON (Éd.), *Proc. 3rd Int. Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures* (p. 57-64).
- MONTANO, L., & AL. (2018). Continuous measurements of time-varying free-surface profiles in aerated hydraulic jumps with a LIDAR. *Experimental Thermal and Fluid Science*, 93, 379-397.
- NOVAKOSKI, C. K., HAMPE, R. F., CONTERATO, E., MARQUES, M. G. & TEIXEIRA, E. D. (2017). Longitudinal distribution of extreme pressures

- in a hydraulic jump downstream of a stepped spillway. *Brazilian Journal of Water Resources*, 22(42).
- PAVLOV, V. (2022). Spillway design guide. *FCERM Research & Development Programme*.
- PETERKA, A. (1984). *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*. Department of the Interior, Bureau of Reclamation. <https://books.google.be/books?id=NvU1-RLFA8sC>
- PFISTER, M., & CHANSON, H. (2014). Two-phase air-water flows Scale effects in physical modeling. *Journal of hydrodynamics. Series B*, 26(2), 291-298.
- SILVESTRI, A. (2012). Étude de la dissipation d'énergie sur un coursier en marches d'escalier en aval d'un évacuateur de crue de type PKW. *Erpicum, Sébastien*.
- SILVESTRI, A., ARCHAMBEAU, P., PIROTON, M., DEWALS, B., & ERPICUM, S. (2014). Comparative analysis of the energy dissipation on a stepped spillway downstream of a Piano Key Weir.
- SINGH, V. (1996). *Dam Break Modelling Technology*. Kluwer.
- STOJNIC, I. (2020). *Stilling Basin Performance Downstream of Stepped Spillways* [thèse de doct., EPFL].
- TAKAHASHI, M., & OHTSU, I. (2012). Aerated flow characteristics of skimming flow over stepped chutes. *Journal of hydraulic research*, 50(4), 427-434.
- TANCHEV, L. (2014). *Dams and Appurtenant Hydraulic Structures*. CRC Press.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. (1990). *Hydraulic Design of Spillways*. U.S. Government Printing Office.
- WANG, H., & CHANSON, H. (2015a). Air entrainment and turbulent fluctuations in hydraulic jumps. *Urban Water Journal*, 12(6), 502-518.

- WANG, H., & CHANSON, H. (2015b). Experimental study of turbulent fluctuations in hydraulic jumps. *Journal of Hydraulic Engineering*, 141(7), art. no. 04015010.
- WANG, H., & CHANSON, H. (2018). Estimate of void fraction and air entrainment flux in hydraulic jump using Froude number. *Canadian journal of civil engineering*, 45(2), 105-116.
- WILHEMS, S. C., & GULLIVER, J. S. (2005). Bubbles and waves description of self-aerated spillway flow. *Journal of Hydraulic Research*, 43(5), 522-531.
- WOOD, I. R. (1984). Air entrained flow in hydraulic structures. In H. KOBUS (Éd.), *Proceedings of the International Association for Hydraulics Research, Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures*. Akademie Verlag.
- WOOD, I. R. (1991). Free surface air entrainment on spillways. In I. R. WOOD (Éd.), *Air Entrainment in Free Surface Flows: IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 4*. Balkema.
- WOOD, R. I., ACKERS, P. & LOVELESS, P. (1983). General method for critical point on spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*, 102(2), 308-312.