



Université  
de Toulouse

# THÈSE

En vue de l'obtention du

## DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

**Délivré par :**

Institut National Polytechnique de Toulouse (INP Toulouse)

**Discipline ou spécialité :**

Hydrologie, Hydrochimie, Sols, Environnement

---

**Présentée et soutenue par :**

M. DUNG TIEN TRAN

le vendredi 11 décembre 2015

**Titre :**

METROLOGIE ET MODELISATION DES ECOULEMENTS A FORTE  
PENTE AUTOUR D'OBSTACLES. APPLICATION AU  
DIMENSIONNEMENT DES PASSES NATURELLES.

---

**Ecole doctorale :**

Sciences de l'Univers de l'Environnement et de l'Espace (SDUEE)

**Unité de recherche :**

Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse (I.M.F.T.)

**Directeur(s) de Thèse :**

M. DENIS DARTUS

M. LUDOVIC CASSAN

**Rapporteurs :**

M. GERARD PINEAU, UNIVERSITE DE POITIERS

M. KIM DAN NGUYEN, ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEE

**Membre(s) du jury :**

M. GILLES BELAUD, MONTPELLIER SUPAGRO, Président

M. LUDOVIC CASSAN, INP TOULOUSE, Membre

M. THOMAS BONOMETTI, INP TOULOUSE, Membre

*A ma famille,*

## REMERCIEMENTS

Dans la vie, le chemin vers la réussite est toujours étroitement lié à l'existence de la famille, des amis, des collègues et des personnes 'spéciales' qui sont toujours présents, prêt à aider professionnellement et personnellement à des moments importants.

Je tiens dans un premier temps à remercier très vivement toutes les personnes qui m'ont aidé et supporté pendant toute la période de ma thèse. En particulier, je remercie le groupe HYDROECO qui m'a si bien accueilli, tant humainement que matériellement.

Ce travail n'aurait jamais atteint sa destination sans l'accompagnement et le soutien de mes directeurs de thèse, M. Ludovic CASSAN et M. Denis DARTUS, Professeurs à l'ENSEEIH. Je vous remercie très sincèrement de m'avoir fait bénéficier de vos compétences, de m'avoir conseillé, de m'avoir fait confiance. Je vous remercie encore une fois pour tout ce que vous avez fait pour moi, tant professionnellement que personnellement.

Je voudrais aussi remercier M. Kim Dan NGUYEN, M. Gérard PINEAU, M. Gilles BELAUD, M. Dominique COURRET et M. Thomas BONOMETTI pour leur participation au jury de cette thèse.

Un grand merci à Dominique HAUW, tu es très sympathique, tu m'as beaucoup aidé dès ma première journée de travail au sein du groupe HYDROECO avec ta grande patience, ta gentillesse et ton dynamisme communicatif.

Je tiens à remercier personnellement, très sincèrement Jacques CHORDA, Pascale LAURENS, Dominique COURRET, Hélène ROUX. Vous m'avez beaucoup aidé durant mon travail de thèse, vous avez toujours été disponibles et présents pour me répondre, notamment aux problèmes scientifiques. Merci à Jacques CHORDA et Marie-Madeleine MAUBOURGUET, vous m'avez guidé, permis de comprendre les problèmes rencontrés avec le logiciel TELEMAT. Merci à Pascale LAURENS et Jacques CHORDA qui m'ont aidé à corriger ce manuscrit rapidement et efficacement.

Je tiens également à remercier mes collègues, Thomas DUCROCQ, Audrey DOUINOT et Mohamed GHARBI.

Je remercie aussi Monsieur Grégory DHOYE (Technicien) et Monsieur Hervé AYROLES (Ingénieur), sans qui l'élaboration de mon dispositif expérimental n'aurait pu être possible.

Cette thèse a été réalisée à l'Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse (UMR 5502). J'exprime toute ma gratitude à M. François CHARRU, directeur de l'IMFT, pour son accueil au sein de ce laboratoire. Je remercie aussi les personnels de l'Ecole Doctorale, de l'INPT pour leur professionnalisme et leur disponibilité.

Je tiens également à remercier le Gouvernement vietnamien et le Gouvernement français qui m'ont donné l'occasion d'étudier en France.

Mes dernières pensées iront vers ma femme Thu Hang NGUYEN, à mes deux petites filles Céline TRAN et Camille TRAN, à mes parents et à tous les membres de ma famille qui m'auront permis de poursuivre et de réussir mes études jusqu'à aujourd'hui.

## Résumé

Cette thèse est une partie du projet ONEMA pour le dimensionnement des passes à poissons et pour l'amélioration de la continuité écologique des cours d'eau. Ce travail s'est concentré sur les passes à poissons naturelles qui présentent des avantages de coût et paysager. Il s'agit d'un écoulement à forte pente autour de blocs (macro-rugosités) régulièrement repartis en quinconce avec de grands nombres de Froude. Les conditions hydrodynamiques dans la passe à poissons sont alors très diverses, permettant une franchissabilité par un plus grand nombre d'espèces de poisson.

Ce mémoire présente les travaux réalisés à l'Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse (IMFT). Afin d'étudier l'écoulement dans les passes à poissons, des expériences sur des canaux réduits ainsi que des simulations numériques à l'aide du code de calcul Telemac 2D, sont menées. L'objectif est de mieux connaître la structure de l'écoulement en fonction des conditions hydrauliques et géométriques comme le nombre, la forme et la taille des macro-rugosités. Plus particulièrement, la compréhension de l'interaction de phénomènes physiques généralement étudiés séparément, tels que le passage en régime torrentiel, l'interaction de sillage ou l'écoulement autour de macro-rugosités, a été recherchée. Des relations hauteur-débit ont été établies permettant une aide au dimensionnement des passes naturelles. Elles fournissent des critères de franchissement comme les vitesses maximales, la puissance dissipée ou la hauteur d'eau minimale.

Pour atteindre une description plus locale de l'écoulement, des mesures de Vélocimétrie Acoustiques Doppler (ADV) ont été conduites. Elles ont aussi permis de définir la plage de validité du modèle numérique 2D (Telemac). Ce modèle a alors été utilisé pour extrapoler les critères de franchissement pour des configurations non testées expérimentalement.

Finalement, les connaissances sur l'écoulement ont été synthétisées pour définir des préconisations générales de dimensionnement. La précision des relations établies en laboratoire a pu aussi être vérifiée sur des passes réelles. L'hydrodynamique de ces passes est maintenant suffisamment connue pour savoir si un poisson peut remonter le courant tout en ayant des zones de repos. Il restera à s'assurer que leur attractivité soit bonne et que des phénomènes liés aux échelles de longueurs de la turbulence ne présentent pas un obstacle au franchissement.

Mots clés : Passe à poissons, Franchissement, Coefficient de traînée, Macro-rugosités, Emergent, Modélisation de Saint Venant.

## Abstract

This thesis is supported by an ONEMA project for the design of fishways and improve ecological continuity of rivers. This work focused on nature-like fish passes that have cost and landscaped appearance advantages. There is a steep flow around the blocks (macro-roughness) regularly distributed in a staggered configuration with large Froude numbers. The hydrodynamic conditions are sufficiently different to be passable by an expanded number of fish species.

This thesis presents the work carried out at the Institute of Fluid Mechanics of Toulouse (IMFT). To study the flow in these passes, experiments are conducted on physical models and numerical simulations using the Telemac 2D model. The goal is to better understand the flow structure based on hydraulic and geometric conditions such as the number, shape and size of macro-roughness. In particular, we considered the interaction of physical phenomena usually studied separately such that the passage in supercritical regime, the interaction of wake or flow around macro-roughness. The stage-discharge relationships were established to assist in the design of nature-like passes. They provide criteria useful for passability such as maximum speeds, power dissipation or minimal water height.

To reach a local description of the flow measurements with an Acoustic Doppler velocimeter were conducted. They also helped to define the valid range of the 2D model. This model was then used to extrapolate passability criteria for untested experimental configurations.

Finally, the knowledge on flow has been synthesized to define general recommendations sizing. It has also been able to verify on real scale passes, the accuracy of the relations established in the laboratory. The hydrodynamics of these passes is now sufficiently described to know if a fish can swim upstream and rest. It will remain to ensure that their attractiveness is good and that phenomena related to the turbulence length scales do not present an obstacle to the fish passage.

Key-words: Fish passes, passability, drag coefficient, macro-roughness, emergent, shallow water modelling.



# Table des matières

<b>REMERCIEMENTS</b> .....	<b>3</b>
<b>Résumé</b> .....	<b>5</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>6</b>
<b>Table des matières</b> .....	<b>8</b>
<b>CHAPITRE I: INTRODUCTION</b> .....	<b>12</b>
I.1 Contextes historique et réglementaire .....	12
I.2 Objectifs de la thèse .....	15
I.3 Bibliographie.....	16
I.4 Méthodologie .....	19
I.5 Structure du mémoire.....	21
<b>CHAPITRE II: DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX</b> .....	<b>22</b>
II.1 Petit canal orange .....	22
II.2 Canal vert réduit.....	23
II.3 Canal vert modifié.....	24
II.4 Petit canal .....	26
II.5 Résumé des expériences de laboratoire .....	27
II.6 Mesures in-situ.....	28
II.6.1 Passe de Callet.....	28
II.6.2 Passe de Malhaute et Tabarka .....	30
II.7 Moyens de mesures .....	31
II.7.1 Vélocimétrie acoustique doppler (ADV) .....	31

II.7.2	Ombroscopie .....	34
<b>CHAPITRE III: CARACTERISATION DE L'ECOULEMENT ET RESISTANCE HYDRAULIQUE.....</b>		<b>37</b>
III.1	Résultats expérimentaux .....	37
III.2	Modèle de comportement.....	40
III.3	Structure de l'écoulement .....	43
III.3.1	Profils verticaux.....	43
III.3.2	Champs de vitesses verticales.....	48
III.3.3	Champs de vitesses longitudinales .....	52
III.3.4	Champs turbulents .....	56
III.3.5	Modèle d'écoulement .....	61
III.4	Détermination des coefficients de traînée .....	65
III.4.1	Coefficient de frottement .....	67
III.4.2	Influence de concentration sur le coefficient de traînée .....	68
III.4.3	Influence de nombre de Froude .....	71
III.4.4	Influence du fond .....	73
III.5	Conclusion.....	75
<b>CHAPITRE IV: MODELISATION NUMERIQUE DE L'ECOULEMENT .....</b>		<b>76</b>
IV.1	Introduction.....	76
IV.2	Equations.....	77
IV.3	Modèle de turbulence.....	79
IV.3.1	Coefficient de viscosité constant .....	79
IV.3.2	Modèle de Elder.....	79
IV.3.3	Modèle $k-\varepsilon$ .....	80
IV.4	Modélisation numérique.....	81
IV.4.1	Description de la modélisation .....	81

IV.4.2	Le maillage .....	82
IV.4.3	Conditions initiales et conditions aux limites .....	83
IV.4.4	Hauteurs d'eau.....	85
IV.4.5	Profil de vitesses.....	88
IV.4.6	Energie cinétique turbulente (ECT).....	92
IV.5	Validation étendue du modèle numérique.....	98
IV.6	Conclusion.....	104
<b>CHAPITRE V: APPLICATION AU DIMENSIONNEMENT DES PASSES NATURELLES.....</b>		<b>105</b>
V.1	Relation de dimensionnement hauteur-débit.....	105
V.2	Configurations optimales pour les vitesses maximales.....	107
V.2.1	Détermination des concentrations.....	107
V.2.2	Détermination des pentes.....	109
V.3	Autres critères de franchissabilité.....	111
V.3.1	Zone de repos.....	111
V.3.2	Puissance dissipée.....	114
V.4	Validation sur des passes réelles.....	115
V.4.1	Passes de Malhaute et de Tabarka .....	115
V.4.2	Passe de Callet.....	120
V.4.2.1	Description des mesures .....	120
V.4.2.2	Vitesses longitudinales .....	121
V.4.2.3	Vitesse verticales .....	123
V.4.2.4	Champs turbulents .....	124
V.4.2.5	Relation de dimensionnement .....	125
V.5	Conclusion.....	127
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>		<b>128</b>

<b>BIBLIOGRAPHIE..</b> .....	<b>130</b>
<b>NOTATIONS.....</b> .....	<b>138</b>
<b>ILLUSTRATIONS..</b> .....	<b>140</b>
<b>TABLEAUX.....</b> .....	<b>148</b>
<b>ANNEXE 1 : Courantomètre</b> .....	<b>149</b>
<b>ANNEXE 2 : Plan de Malhaute</b> .....	<b>152</b>
<b>ANNEXE 3 : traitement ADV</b> .....	<b>153</b>

# CHAPITRE I: INTRODUCTION

## I.1 Contextes historique et réglementaire

Depuis longtemps, l'homme cherche à maîtriser les cours d'eau par la construction de seuils ou de barrages, pour contrôler les inondations, réguler les débits, l'approvisionnement en eau d'usage, l'irrigation ou la production de l'électricité. Ces divers ouvrages entraînent une discontinuité écologique du cours d'eau ayant un impact important sur l'équilibre écologique, notamment sur la baisse de la population des poissons migrateurs: saumon truite de mer, alose ou lamproie.

En 2000, la Directive Cadre européenne sur l'Eau (directive 2000/60/CE) fixe des objectifs de prévention et restauration de l'état des eaux superficielles et souterraines. En 2007, une réglementation européenne (règlement n° 1100/2007) institue des mesures de reconstitution du stock d'anguilles.

La France adopte alors un plan de gestion nationale prévoyant de rétablir au niveau des ouvrages présents dans des zones d'actions prioritaires, la libre circulation des anguilles et par voie de conséquence pour toutes les autres espèces. Dans cet objectif de restauration de la connectivité longitudinale des rivières, des dispositifs de franchissement se sont développés tels que les passes à poissons permettant aux poissons migrateurs d'accéder à leur zone de reproduction et/ou de développement.



**Figure I.1 : Evolution des cours d'eau fréquentés par le saumon atlantique en France (d'après Thibault, 1994).**

Historiquement les premiers efforts pour développer ces dispositifs ont commencé, au début du 20<sup>ième</sup> siècle en Europe et au milieu du 20<sup>ième</sup> en Amérique du Nord. Les premières expériences scientifiques sur les configurations de passes à poissons ont commencé dans les années 1950 pour les espèces de salmonidés (Katopodis, 1997). Puis les travaux de Larinier (1978, 1992, 1998) et ceux de Larinier et Miralles (1981) ont permis une large diffusion en France, de même au Canada (Rajaratnam *et al.*, 1986, 1988 et 1989).

Il existe de nombreux types de passes à poisson (passes à bassins successifs, passes à ralentisseurs, passes à fentes verticales, les pré-barrages, les écluses et ascenseurs), sans compter les passes à anguilles, qui ont fait l'objet d'études sur modèles réduits et qui ont été largement utilisées en Europe (France, Allemagne, Grande-Bretagne, Irlande, Suède) pour le saumon atlantique et la truite de mer. Mais ces ouvrages sont dimensionnés pour des espèces ayant une bonne capacité de nage.

Les passes à poisson naturelles ou rustiques (par opposition aux passes plus « techniques » comme les passes à bassins et les passes à ralentisseurs) consistent à relier biefs amont et aval par un chenal (rampe installée sur une partie de la largeur de l'obstacle ou contournant l'obstacle) dans lequel les vitesses seront réduites par des rugosités de fond ou par des macrorugosités (succession de blocs répartis plus ou moins régulièrement). Ces passes, reproduisant au mieux les caractéristiques des cours d'eau naturels à fortes pentes, voient leur implantation se développer. Elles sont construites avec des matériaux « naturels » (blocs en enrochements), contrairement aux passes dites « techniques » construites pour la plupart en béton armé (passes à bassins et passes à ralentisseurs).

Afin d'élargir la gamme des valeurs de hauteur d'eau et de vitesse dans la passe, un pendage latéral peut être envisagé, permettant ainsi d'augmenter la probabilité d'avoir des conditions favorables pour une large gamme de hauteur amont et de débit. Dans la mesure où les passes naturelles sont susceptibles d'offrir une grande hétérogénéité de conditions d'écoulement, elles peuvent, sous certaines conditions, rétablir la connectivité pour la majorité des espèces de poissons, au moins au stade adulte et pour les juvéniles à partir d'une certaine taille (Cassan *et al.*, 2014). De plus, ces passes « naturelles » présentent des avantages piscicoles, financiers et d'intégration paysagère.

Mais ces aspects ne suffisent pas à garantir une efficacité de la passe. Une étude hydraulique est nécessaire. Elle doit prendre en compte l'aménagement des blocs, leur concentration, la pente de la rampe, sa position dans le milieu naturel mais aussi une bonne

adéquation entre vitesses, hauteurs d'eau, niveau de turbulence et les espèces de poissons cibles. Le dimensionnement correct de la passe ou rampe, implique de trouver une relation hauteur-débit adaptée à un grand nombre de configurations possibles rencontrées sur nos cours d'eau, ainsi que des critères piscicoles tels que vitesse ponctuelle maximale, hauteur d'eau minimale, débit unitaire minimal, zone de repos.

Plusieurs types de passes naturelles existent. La terminologie « passes naturelles » regroupe de nombreux dispositifs de conceptions très variables. Les diverses appellations françaises autant qu'anglo-saxonne en témoignent : passe rustique, passe à poissons naturelle, rampe, rivière de contournement (en anglais : natural fishway, stone fishway, rock ramp fish pass, nature-like fish pass, block ramp fishpasses, bypass channe.)

En France, trois principaux types de passes naturelles existent :

- Les rivières de contournement assurant le franchissement de l'obstacle par un chenal à faible pente, sont adaptées pour les cas où existe une surface aménageable conséquente en berge.
- Les seuils, plus adaptés pour les barrages fixes de faible hauteur de chute, sont installés sur l'ensemble de la largeur de l'obstacle.
- Et les rampes disposées sur une partie du barrage ou contre l'une des berges, sont adaptées aux obstacles à hauteur de chute faible à modérée.

Sont adjointes à ces divers types de passes, des rugosités ou singularités, afin de réduire les vitesses et ménager des zones de repos. Ces rugosités sous forme de gros enrochements peuvent être régulièrement réparties sur un lit plus ou moins rugueux, disposées en rangées régulièrement espacées (de même sur un lit plus ou moins rugueux) créant des pseudo-bassins ou disposées les uns contre les autres de manière compacte, formant ainsi un lit rugueux.

Ces passes offrent, outre une bonne intégration paysagère autant en site naturel qu'urbain, le passage pour la plupart des espèces de poissons à condition que les débits par unité de largeur et leur pente restent limités, respectivement quelques centaines de l/s et inférieure à 5%. Lors de notre étude, nous étendrons l'analyse jusqu'à des pentes de 9% afin de couvrir plus de cas réels tout en prenant en compte la franchissabilité.

## I.2 Objectifs de la thèse

L'étude porte sur les différents écoulements possibles dans une passe à poissons naturelle de type rampe avec macrorugosités. Ce type d'ouvrage constitué de blocs en quinconce régulièrement répartis avec un fond rugueux ou lisse, présente des propriétés intéressantes telles qu'une débitance élevée favorable à l'attractivité du dispositif, une moindre sensibilité au colmatage (espacement entre blocs assez grands) ou à l'engravement (pas de bassins), tout en permettant une dissipation d'énergie avec une réduction des vitesses. L'efficacité de ces dispositifs repose sur un dimensionnement correct du nombre, de la taille et de la forme de blocs et de la pente de l'ouvrage.

Une meilleure connaissance de la structure et de la nature de l'écoulement autour des blocs, en fonction de la pente de l'ouvrage, du débit ou de la position relative des blocs notamment, aidera aux dimensionnements des ouvrages de franchissement appropriés à chaque cours d'eau et à chaque espèce de poisson. Plus particulièrement, la compréhension de l'interaction de phénomènes physiques, généralement étudiés séparément, tels que le passage en régime torrentiel, l'interaction de sillages ou l'écoulement autour de macrorugosités immergés ou non, seront recherchés.

L'étude proposera alors une relation hauteur - débit en fonction de différents paramètres hydrauliques: Concentration ( $C$ ), Pente ( $S$ ), Diamètre des blocs ( $D$ ), Coefficient de frottement ( $C_f$ ) et particulièrement le coefficient de traînée ( $C_d$ ). Une meilleure compréhension de l'impact de la configuration sur ce coefficient de traînée ainsi que sur l'écoulement dans la passe est étudiée.

En effet, les travaux précédents sur des configurations semblables (Ferro, 1999; Pagliara and Chiavaccini, 2006 ; Graf and Yulistiyanto, 1998) ne se sont pas concentrés sur la franchissabilité, ni sur une gamme de configurations plus grande (Heimler *et al.*, 2008, Schoneboom *et al.* 2011). Notre étude se base sur les formulations issues des études et sur la végétation rigide (James *et al.*, 2004; Nepf, 1999), qui utilisent aussi des arrangements d'obstacles en quinconce. Dans nos écoulements, la pente et les nombres de Froude sont généralement plus élevés. Ceci conduit à prendre en compte dans les modèles, la déformation de la surface libre. Une autre différence importante, est la rugosité du lit qui peut assurer le franchissement de certaines espèces. Aberle *et al* (2010) ont montré l'importance de la prise en compte du fond dans l'arrangement de végétations rigides.

### I.3 Bibliographie

Les dernières décennies, les dispositifs de franchissement se sont développés autour des seuils et barrages afin d'améliorer la continuité écologique des cours d'eau. Mais la construction de ces dispositifs reste surtout basée sur l'expérience (empirique) par manque d'études scientifiques spécifiques.

En 2002, **H. Akilli and D. Rockwell**, ont utilisé une combinaison de marquage pour la visualisation et la technique de PIV (Particle Image Velocimetry) pour étudier la formation du sillage et les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement. L'écoulement dans la zone située derrière les blocs est caractérisé par deux paramètres: le paramètre de stabilité et le nombre de Reynolds. La zone de recirculation a une largeur proche du diamètre de bloc,  $D$ , et une longueur qui dépend de la distance au fond. La structure de l'écoulement (tourbillon, ligne de champ) dans la zone de recirculation est visualisée.

**A. Defina and A. Bixio, 2005**, ont employé deux modèles de turbulence: le modèle  $k-\varepsilon$  et le modèle à deux couches pour prédire la structure turbulente de l'écoulement à travers la végétation rigide. Les résultats des simulations mathématiques selon les deux modèles sont en bonne concordance avec les résultats expérimentaux (Lopez and Garcia, 2001 ; Nepf and Vivoni, 2000 ; Shi *et al.*, 1995 ; Shimizu and Tsujimoto, 1994). Ces deux modèles simulent l'écoulement en présence de végétations rigides avec la prédiction de la distribution de vitesse verticale, de la contrainte pariétale et de la viscosité turbulente dans et au-dessus de la végétation.

**Huai W. et al.** (2009) présentent également un modèle pour prédire les vitesses dans des végétations rigides émergentes ou submergées. Les vitesses dans le cas émergent sont supposées uniformes verticalement dans la majorité de l'écoulement, comme observées expérimentalement. Cependant une couche visqueuse est ajoutée près du fond pour tenir compte du frottement au fond qui peut être significatif sur la résistance hydraulique totale.

En 2006, **M. Larinier et al.**, ont effectué plusieurs expériences en France et à l'étranger et présenté, dans le « Guide Technique pour la conception des passes naturelles », les caractéristiques géométriques et hydrauliques des différents types de passes naturelles ainsi que leurs critères et principes de dimensionnement. Ce guide propose des critères de conception des

passes rustiques tels que les débits unitaires minimal ou maximal, la vitesse maximale, ou la hauteur d'eau minimale qui doivent être appropriés à la capacité de passage de chaque espèce de poisson étudiée.

**Baki et al., 2014**, étudient les caractéristiques de l'écoulement moyen dans des passes à poissons naturelle de type « rock-ramp ». Ces rampes sont très proches de nos configurations envisagées. Dans ce travail, la rampe est constituée d'un agencement en quinconce de rochers naturels isolés de forme quasi-sphérique placés sur toute la longueur du canal pour des pentes variables de 1,5%, 3% et 5%. La présence d'enrochement du lit permet d'augmenter d'environ 3 fois le niveau d'eau et de diminuer la vitesse moyenne jusqu'à 60%. Dans cette étude, le coefficient de submersion ( $H/D$ ) varie de 0,77 à 1,60 pour toutes les expériences et le nombre de Froude varie de 0,39 à 0,78.

Ils ont développé des corrélations pour prédire et déterminer la profondeur, la vitesse moyenne et la vitesse maximale dans une passe à poisson naturelle en fonction du débit. Toutes les relations sont linéaires:

$$\frac{H}{D} = 0.345Q^* \quad (R^2 = 0.89) \quad (1.1)$$

$$U_{\max}^* = 1.504Q^* \quad (R^2 = 0.90) \quad (1.2)$$

avec  $U_{\max}^* = U_{\max} / \sqrt{gSR_v}$

$$u_{\text{avg}}^* = 1.047Q^* \quad (R^2 = 0.90) \quad (1.3)$$

avec  $u_{\text{avg}}^* = u_{\text{avg}} / \sqrt{gSR_v}$

Les comparaisons des résultats expérimentaux et des relations précédentes montrent une bonne corrélation pour des coefficients de submersion  $H/D$  inférieur à 1,2. Pour un écoulement uniforme, en négligeant le frottement, la force de traînée va équilibrer la composante de pesanteur dans la direction de l'écoulement.

$$u_{\text{avg}} = \sqrt{\frac{2g}{C_D NA_p}} \sqrt{S} \sqrt{R_v} \quad (1.4)$$

Ils ont essayé de transformer l'équation du bilan de quantité de mouvement en l'équation Chézy, où  $C^*$  est le coefficient de résistance à l'écoulement de la rugosité à grande échelle qui est comparable au coefficient de Chézy.

$$u_{avg} = C^+ \sqrt{S} \sqrt{R_v} \quad (1.5) \quad \text{avec} \quad C^+ = \sqrt{\frac{2g}{C_D N A_p}}$$

Dans ce travail, ils supposent que le coefficient de traînée est seulement une fonction du coefficient de submersion ( $H/D$ ). A partir de l'équation du bilan de quantité de mouvement, ils obtiennent une fonction pour déterminer le coefficient de traînée:

$$C_D = 1.787 \left( \frac{H}{D} \right)^{-2.16} \quad (R^2 = 0.96) \quad (1.6)$$

Cette étude présente les principales caractéristiques hydrauliques de l'écoulement moyen dans une passe à poisson naturelle et peut aider à la conception de ce type d'ouvrage.

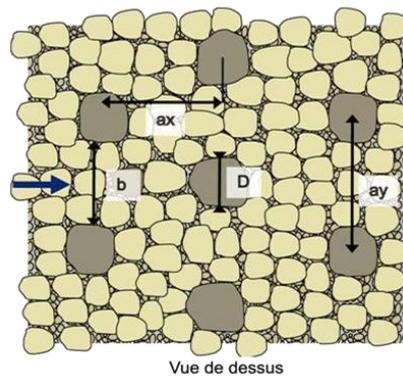
**Galland *et al.*, 1991**, ont présenté Telemac 2D comme un nouveau code pour calculer l'écoulement à surface libre en résolvant les équations « Shallow water ». Il a été conçu pour de grands domaines d'études. Il est capable de résoudre des phénomènes hydrauliques complexes: ressauts hydrauliques, écoulements supercritiques, bancs découvrants.

**Hervouet *et al.*, 2000**, présentent le processus initial du développement du logiciel Telemac ainsi que les différents modules de calcul adjoints pour résoudre divers problèmes environnementaux. Telemac 2D fournit des variables hydrodynamiques comme la hauteur d'eau ou les composantes de la vitesse intégrées sur la verticale dans les directions X, Y; le coefficient de frottement et l'énergie cinétique turbulente.

**Chorda *et al.*, 2010**, ont utilisé ce logiciel Telemac 2D pour simuler une passe à fentes verticales et comparer les résultats des simulations numériques avec les résultats expérimentaux obtenus à l'Institut Pprime. Le modèle de turbulence k-ε est utilisé dans Telemac 2D pour estimer la caractéristique turbulente de l'écoulement. Les champs de vitesse moyens sont correctement reproduits, ainsi que les zones de recirculation, à condition que la pente longitudinale ne dépasse pas 10%, et à l'exclusion des zones locales ayant des composantes de vitesse verticale importantes (zone de jet plongeant).

## I.4 Méthodologie

Une passe à poissons naturelle peut être modélisée comme un arrangement de blocs régulièrement espacés dans la direction longitudinale ( $a_x$ ) et dans la direction transversale ( $a_y$ ). Les blocs sont définis par leur grandeur caractéristique face à l'écoulement  $D$  et leur hauteur notée  $k_b$ . L'arrangement des blocs est exprimé à l'aide de la concentration  $C$  :  $C = D^2 / (a_x a_y)$ .



**Figure I.2 : Schéma des variables géométriques d'une configuration de passes naturelles.**

Dans les passes à poissons « naturelles », l'écoulement à surface libre est supposé uniforme de vitesse moyenne  $V$  pour une hauteur d'eau moyenne notée  $h$  ou  $H$ , sachant que la vitesse moyenne  $V = q/h$  est définie à partir du débit par unité de largeur,  $q$ , et de la hauteur  $h$ . L'estimation du débit dans une passe à poissons avec des blocs émergés repose sur l'hypothèse d'un profil de vitesse vertical pouvant être séparé en deux zones. Dans la zone proche du fond, le profil de vitesse est identique à celui d'une couche limite turbulente au-dessus des rugosités, schématisée par une rugosité hydraulique et une échelle de longueur caractéristique de l'épaisseur de la couche limite. Cette zone est suffisamment restreinte pour ne prendre en compte que son effet sur le frottement mais pas la modification sur le profil de vitesse. Au-dessus de cette zone, la vitesse moyenne est supposée uniforme à l'instar des observations expérimentales pour des arrangements de végétations rigides [Rowinsky et Kubrak, 2002, Huai *et al.*, 2009].

Comme déjà observé, les modèles de végétations rigides reproduisent mieux les forces de traînée (James *et al.*, 2002, King *et al.* 2012) lorsque la vitesse moyenne entre les blocs ( $V_g$ ) est prise en compte sachant qu'elle s'exprime en fonction de l'espace inter bloc et de la vitesse débitante :

$$\frac{Vg}{V} = 1 - \sqrt{\frac{a_x}{a_y}} C \quad (1.7)$$

A partir de cette description simplifiée de l'écoulement, nous avons utilisé la méthodologie suivante.

Les travaux expérimentaux et numériques menés à l'Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse (IMFT), établissent la cartographie des vitesses tridimensionnelles autour des blocs pour mieux comprendre leur distribution ainsi que celle de l'énergie cinétique turbulente. Ils visent également à mieux connaître les zones turbulentes et les zones de repos.

Les expérimentations ont été menées dans un canal inclinable, avec ou sans fond rugueux, pour plusieurs concentrations de plots, pour différents types d'écoulements et différentes pentes. Les trois composantes de la vitesse sont acquises par Vélocimétrie Acoustique Doppler (ADV). Les hauteurs d'eau moyenne sont obtenues tout le long du canal, soit par une méthode limnimétrique via une pointe soit par ombroscopie via une caméra rapide. Les résultats expérimentaux sont complétés par ceux obtenus par l'équipe HydroEco sur deux autres canaux de caractéristiques géométriques différentes (longueur et largeur différentes).

L'utilisation du logiciel Telemac2D, modélisant un écoulement à surface libre par la résolution des équations de Saint-Venant 2D avec la méthode des éléments finis, complète le travail expérimental. Une première phase de validation des résultats numériques par comparaison avec les résultats expérimentaux, permet de déterminer le domaine de validité de l'approche numérique. L'approche numérique autorise ensuite le traitement d'un plus grand nombre de configurations ainsi qu'un accès à l'ensemble de l'écoulement (vitesses et énergie cinétique turbulente).

Lorsque les relations de dimensionnement sont connues, l'optimisation des passes est possible tout en veillant à ce que les remarques faites sur la structure de l'écoulement (zones de repos, turbulence) soient également prises en compte.

## **I.5 Structure du mémoire**

La méthodologie énoncée dans le paragraphe précédent donne également la structure du mémoire. Le premier chapitre présente le contexte de recherche, l'objectif de la thèse, une bibliographie et la méthodologie.

Le chapitre 2 présente la description des dispositifs expérimentaux en laboratoire mais également ceux sur le terrain. Nous décrivons aussi les moyens de métrologie mis en œuvre.

Le chapitre 3, présente les résultats expérimentaux obtenus dans le canal. Les différentes formes d'écoulements y sont décrites et une méthodologie est proposée pour déterminer la déformation de la surface libre ainsi que le maximum de vitesse. Le modèle analytique, basé sur l'équation de quantité de mouvement, est aussi présenté dans ce chapitre. Une attention particulière est portée sur la correction du coefficient de traînée qui peut différer selon les obstacles et les passes à poissons. Les résultats expérimentaux permettent de valider le modèle analytique selon l'arrangement des blocs, leur géométrie, la pente du canal, le nombre de Froude, le nombre de Reynolds, le rapport d'aspect et la rugosité de fond.

Le chapitre 4, présente la modélisation numérique, avec le modèle de turbulence choisi, ainsi qu'une étude sur les maillages, sur les conditions initiales et les conditions aux limites à utiliser. Une comparaison avec les résultats expérimentaux permet de donner un domaine de validité du logiciel.

Le chapitre 5 donne les caractéristiques importantes de l'écoulement dans les passes à poissons naturelles avec des blocs régulièrement repartis en quinconce : hauteur d'eau, vitesse maximale, coefficient de frottement, coefficient de traînée, zone de repos.

Enfin, les conclusions générales du travail ainsi que les perspectives sont données dans le dernier chapitre.

# CHAPITRE II: DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX

Pour avoir une vision et une compréhension la plus exhaustive possible des écoulements dans les passes naturelles, nous avons regroupé des expériences déjà réalisées, des nouvelles et des mesures de terrain. Il convient donc ici de décrire l'ensemble de ces dispositifs qui peuvent varier de tailles, d'obstacles ou de moyens de mesures. Par souci de simplicité, chaque dispositif est nommé soit par sa couleur ou sa taille.

## II.1 Petit canal orange

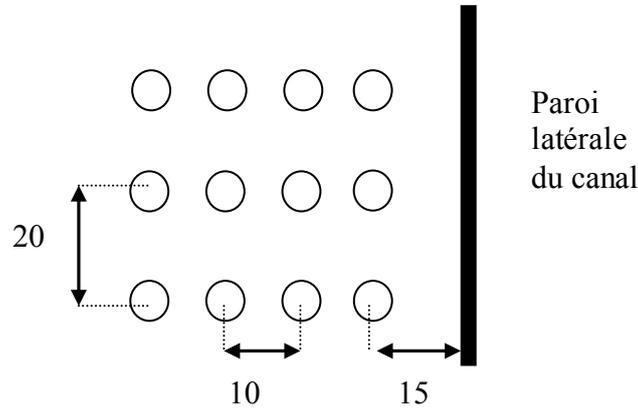
Les expériences menées dans ce canal ont été réalisées par les équipes de l'ONEMA (ex-CSP) en 2006. Elles ont permis d'établir les premières relations de dimensionnement qui ont été données dans le guide technique de l'ONEMA (Larinier *et al.* 2006).



**Figure II.1 : Installation expérimentale dans le canal orange. Photographies des plots utilisés pour reproduire les macrorugosités et la rugosité de fond.**

Ce canal a une largeur de 0,25 m (canal 250) et une longueur de 10 m. Les macrorugosités sont constituées de cylindres de 35 mm de diamètre  $D$  et de différentes hauteurs  $k_b = 70$  et 120 mm. Des plaques en PVC perforées posées sur le fond ont permis de reproduire 5 concentrations de macrorugosités  $C$ . La pente a varié de 1% à 8%, et des mesures ont été réalisées dans différentes conditions de débits. La rugosité de fond a été simulée par un lit de cailloux anguleux entre 15 et 25 mm posés aléatoirement.

Le fond est constitué d'une plaque perforée de façon à pouvoir accueillir les éléments constitutifs de la rugosité. Sur la largeur, il y a 23 trous distants de centre à centre de 10 mm et du centre avec les bords de 15 mm. Ces lignes se répètent longitudinalement avec un espacement entre les centres de 20 mm.



**Figure II.2 : Schéma de la disposition des orifices dans la plaque perforée constituant le fond du canal.**

Les hauteurs d'eau sont mesurées par une lame en plexiglas, disposée au centre des canaux perpendiculairement à l'écoulement, à mi-distance entre deux rangées de plots au niveau d'un jet. Cette lame de plexiglas a été fixée à un dispositif de mesure linéaire limnimétrique digital Absolute de Mitutoyo permettant le repérage précis de la position de la plaque par rapport au fond du canal.

Les expériences faites dans ce dispositif sont les seules faites à petites échelles avec des rugosités de fond. Cependant, l'étroitesse du canal (1 ou 2 obstacles par largeur) ainsi que la méthode de mesure de hauteur a conduit à envisager d'autres dispositifs à plus grande échelle. Ces expériences sont dénommées E8, E9 et E10 dans le tableau 2.

## II.2 Canal vert réduit

Comme pour le dispositif précédent, le canal vert a été mis en place par les équipes ONEMA. Il s'agit d'un canal inclinable de 1 m de large et 7 m de long qui a été équipé afin de reproduire un écoulement dans une passe à poissons naturelle à l'échelle 1/4. Le débit total étant limité à 40l/s, la largeur du canal a été réduite à 650 mm. Seule la concentration de 13% a été testée. Par contre, deux formes de blocs sont utilisées : soit une face arrondie, soit une face plane (Figure II.3). Des plots en PVC de forme trapézoïdale, de hauteur 0.30 m, de dimensions 0,125 m x 0,75 m x 0,41 m (et 0,63 m x 0,75 m x 0,21 m pour les demi plots) schématisent les blocs « naturels » Ils sont fixés sur des bandes en PVC placées sur le fond du canal. Les rugosités à face arrondie ont été obtenues en fixant sur la face amont des rugosités à face plane, des demis ou quart de cylindres PVC de 125 mm de diamètre. Une couche de cailloux concassés de 20 à 50 mm est disposée sur le fond du canal pour simuler une rugosité de fond (Figure II.4). Ces expériences sont dénommées E2 et E3 dans le tableau 2.



Figure II.3 : Illustration des dispositifs dans le canal vert réduit. Formes arrondies à gauche et face plane à droite. (Gomes *et al.*, 2006).



Figure II.4 : Illustration des expériences dans le canal vert réduit (Gomes *et al.*, 2006).

### II.3 Canal vert modifié

L'essentiel des activités expérimentales de cette thèse ont été réalisées dans le canal vert précédent mais modifié. Cette modification consiste à changer le circuit d'alimentation hydraulique qui assure alors un débit maximal de 100 l/s. La pompe a été équipée d'un régulateur de vitesse pour assurer une valeur stable du débit. Ce débit est mesuré par un débitmètre à ultrason. Une campagne d'étalonnage du débitmètre a été réalisée à l'aide de déversoirs minces (Figure II.5).

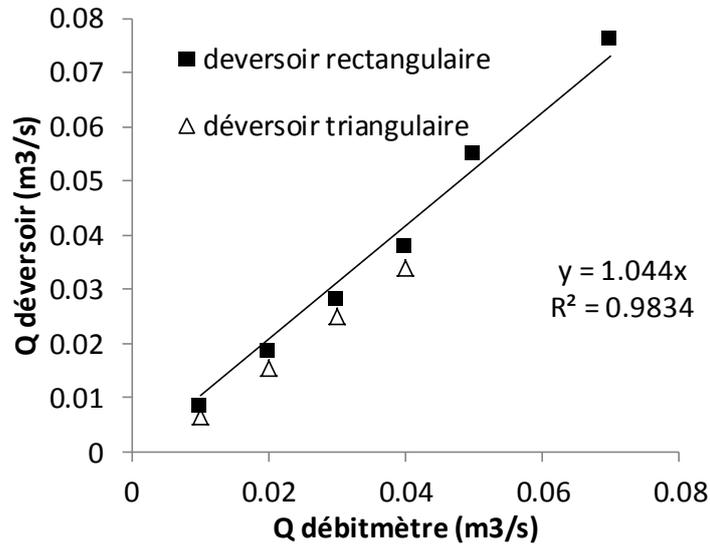


Figure II.5 : Etalonnage du débitmètre par comparaison aux lois de seuils.

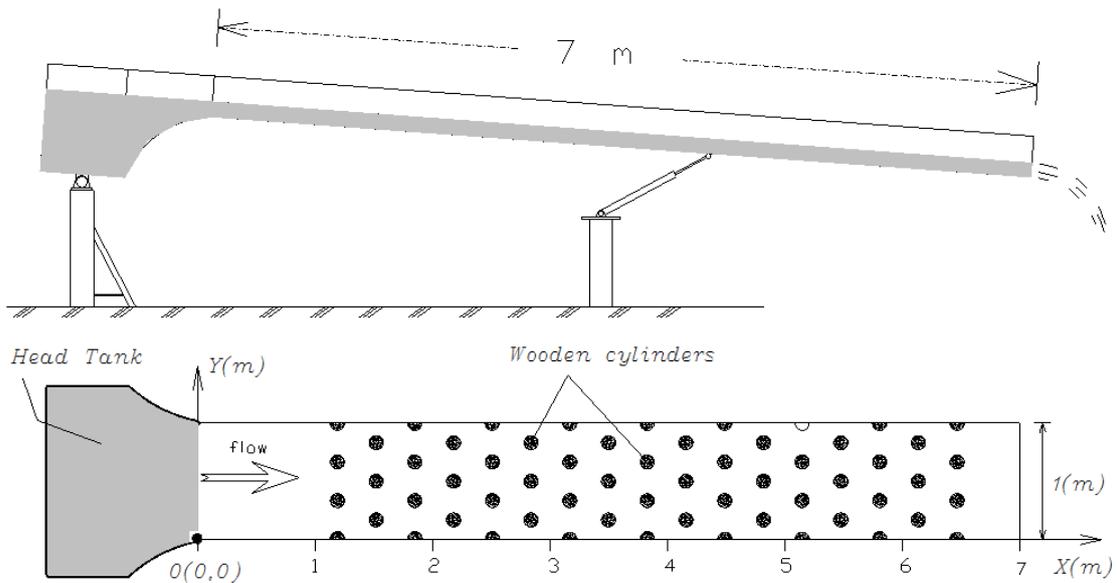


Figure II.6 : Schéma du canal vert et de l'installation des macrorugosités pour une concentration de 13%.

La passe à poissons naturelle a été installée dans le canal vert (voir paragraphe précédent) dont la pente inclinable peut varier de 0% à 9% environ (Figure II.6). Le canal est connecté à un réservoir situé à l'amont et un bloc en structure de nid d'abeille est placé entre les deux. Ce dispositif a pour fonction de réduire la turbulence de l'écoulement du réservoir, ainsi qu'un flux plus stable.

Le fond du canal est constitué de PVC (expériences E4 et E6). Des cailloux modélisant une rugosité sont déposés sur le fond pour les expériences E5 et E7. Ils ont une taille entre 30 et 50mm. Les macrorugosités sont constituées des cylindres de bois de 15 cm de hauteur et de 11,5cm de diamètre. La conception de passes naturelles se compose d'un arrangement en quinconce des cylindres régulièrement espacés dans les directions longitudinale et transversale

du canal. Il y a 42 cylindres entiers en bois et 24 moitiés de cylindre pour une concentration  $C$  de 13% (**Figure II.7**) et 72 cylindres entiers en bois et 24 moitiés de cylindre pour une concentration  $C$  de 16%. Ils ont été installés sur le fond et distribués sur toute la longueur de canal.



**Figure II.7 : photographie d'un essai avec une concentration de 13%.**

## II.4 Petit canal

Afin de pouvoir tester un grand nombre de configurations différentes, un nouveau canal (**Figure II.8**) est conçu reprenant les avantages du petit canal orange (modularité) et en supprimant les inconvénients (faible largeur). Les caractéristiques du canal sont donc les suivantes :

<b>Longueur</b>	<b>4 m</b>
<b>Largeur</b>	<b>0,4 m</b>
<b>Pente maximale</b>	<b>6%</b>
<b>Débit maximum</b>	<b>20 l/s</b>
<b>Matériau</b>	<b>verre</b>
<b>Contrôle hauteur d'eau</b>	<b>vanne aval</b>
<b>Réglage débit</b>	<b>vanne guillotine</b>
<b>Mesure débit</b>	<b>électromagnétique (Krohne)</b>

**Tableau 1 : Caractéristiques du petit canal.**



**Figure II.8 : Petit canal inclinable avec macrorugosités.**

Les plots sont les mêmes que dans le canal orange ainsi que le système de fixation par plaques PVC même si la largeur fait 40 cm au lieu de 25 cm. Les pentes testées sont de 1, 2, 3, 4 et 5%. Les débits varient de 2 à 20 l/s par pas de 2 l/s.

## **II.5 Résumé des expériences de laboratoire**

L'ensemble des configurations utilisées pour la mesure de la relation hauteur-débit sont représentées dans les tableaux suivants (tableaux 2, 3 et 4). Pour chaque configuration du tableau 2, nous avons fait varier les pentes et les débits comme indiqué dans les paragraphes précédents.

Exp.	Forme de bloc	$D$ (mm)	Fond	$C$	$a_x$ (mm)	$a_y$ (mm)	Rugosité (cm)
E1	●	35	Lisse	0,13	100	90	/
E2	●	125	Rugueux	0,13	312	375	2-5
E3	▶	125	Rugueux	0,13	312	375	2-5
E4	●	115	Lisse	0,13	333	333	/
E5	●	115	Rugueux	0,13	333	333	3-5
E6	●	115	Lisse	0,16	285	285	/
E7	●	115	Rugueux	0,16	285	285	3-5
E8	●	35	Rugueux	0,08	100	140	2-3
E9	●	35	Rugueux	0,13	100	100	2-3
E10	●	35	Rugueux	0,16	100	100	2-3
E11	■	115	Lisse	0,16	285	285	/
E12	●	35	Lisse	0,08	110	140	/
E13	●	35	Lisse	0,13	90	120	/
E14	●	35	Lisse	0,19	110	60	/
E15	●	35	Lisse	0,19	80	80	/
E16	●	35	Lisse	0,095	80	160	/
E17	●	35	Lisse	0,1	110	110	/
E18	●	35	Lisse	0,05	110	220	/

**Tableau 2 : Configurations utilisées pour la relation hauteur débit.**

## II.6 Mesures in-situ

### II.6.1 Passe de Callet

La passe de Callet sur le Gardon (Figure II.9) est instrumentée à l'aide de l'ADV ce qui a permis d'obtenir un champ complet de vitesses dans les trois directions. La passe présente l'avantage d'être facilement accessible et d'avoir des macrorugosités de forme parfaitement définies (cylindre). Les mesures se sont étalées sur trois jours et ont consisté en :

- Des mesures du débit par ADCP (profilier sonore),
- Des mesures courantomètres (annexe 1) de la vitesse entre blocs sur toute la largeur de la passe à 3 positions verticales différentes.
- Des mesures ADV (trois composantes) sur un motif au pas de 20 cm à une hauteur constante (Figure II.10).
- Des mesures ADV sur quatre verticales caractéristiques d'un motif.

La passe possède un profil en travers avec deux marches ayant un écart de cote constant de 10 cm (Figure II.11). Cette marche est faite pour avoir le même rôle qu'un pendage latéral. Pour une même cote amont, les vitesses et les hauteurs d'eau sont différentes sur chacune des deux marches, ce qui permet le franchissement par différentes espèces tout en restant attractive.



Figure II.9 : Photographie de la passe de Callet.

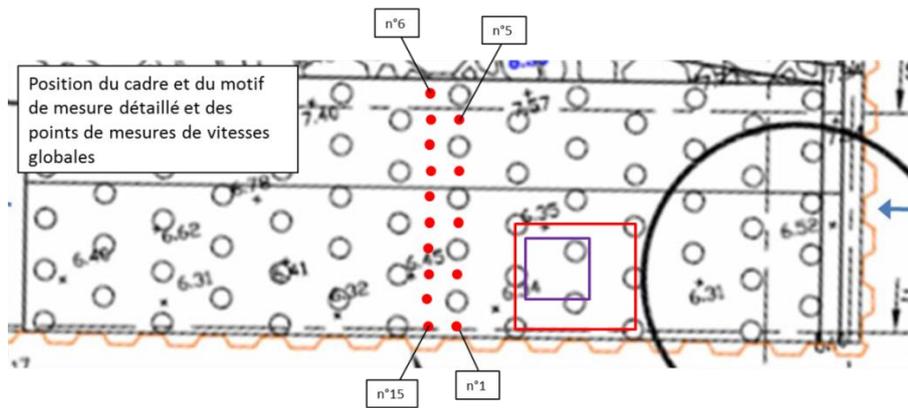


Figure II.10 : position des points de mesure au courantmètre (points rouges) et à l'ADV (rectangle bleu).

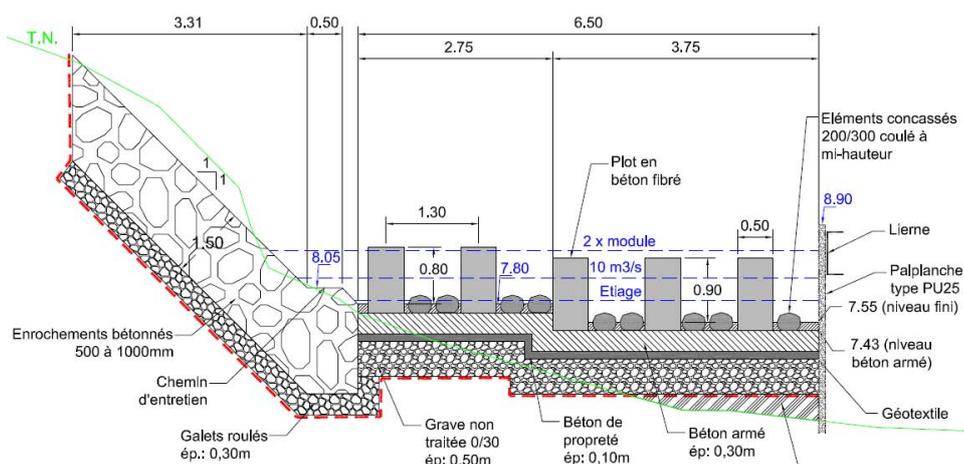


Figure II.11 : plan de coupe de la passe de Callet.

## II.6.2 Passe de Malhaute et Tabarka

Les passes de Malhaute et Tabarka (Figure II.12) sont des passes naturelles avec des concentrations de 13%, des plots de 50 cm de diamètre et des pentes de 5%. La description complète des caractéristiques géométriques est donnée par les plans en annexe 2. Elles se situent sur l'Orb dans l'Hérault. Elles servent au maintien des niveaux de nappes pour l'alimentation en eau potable. Les mesures ont été faites en partenariat avec les personnels ONEMA du pôle échohydraulique lors du recollement de ces passes.



Figure II.12 : Photographies des passes de Tabarka (gauche) et Malhaute (droite).

Les mesures ont été réalisées au courantomètre électromagnétique (annexe 1) à la largeur minimale entre deux blocs, pour tous les espaces latéraux et pour plusieurs rangées. Pour vérifier la distribution verticale, les mesures ont été faites à 10% de la hauteur d'eau et 60% de la hauteur d'eau.

## II.7 Moyens de mesures

### II.7.1 Vélocimétrie acoustique doppler (ADV)

L'appareil que nous avons utilisé pour nos essais est une sonde ADV 16 MHz développée par la société Sontek. L'émetteur de la sonde produit un signal acoustique court et périodique. Quand l'impulsion acoustique de fréquence fixe de 16MHz traverse la colonne d'eau, les particules (matières en suspension, sédiments, bulles d'air, petits organismes) dispersent une fraction de l'énergie acoustique. Les récepteurs détectent l'écho acoustique provenant du volume de mesure à l'intersection des récepteurs et de l'émetteur. La fréquence de l'écho est modifiée par effet Doppler, en fonction du déplacement relatif des particules supposées se déplacer à la vitesse de l'écoulement. Cette modification de fréquence, captée par les trois récepteurs, permet une détermination du vecteur vitesse. Il est déterminé à partir des trois projections de la vitesse mesurées par les récepteurs et d'une matrice de transformation qui prend en compte la position géométrique des récepteurs et de l'émetteur.

La fréquence d'échantillonnage est de 50 Hz. L'ADV enregistre neuf valeurs instantanées pour chaque échantillon: les trois composantes de la vitesse ( $u_x$  selon la direction de l'écoulement, X,  $u_y$  selon la direction transversale, Y et  $u_z$  selon la direction verticale, Z), les trois valeurs de force du signal (SNR1, SNR2, SNR3), et les trois valeurs de corrélation du signal (COR1, COR2, COR3). La force et la corrélation du signal sont utilisées pour déterminer la qualité et l'exactitude des mesures de vitesse. Les constructeurs de la sonde (SonTek) recommandent des valeurs SNR supérieures à 70% et des valeurs COR supérieures à 15 dB dans des conditions de mesures difficiles (dans des zone de fortes turbulences) pour avoir une bonne qualité de signal. Les trois composantes de la vitesse instantanée seront utilisées pour déterminer la vitesse moyenne, comme les fluctuations de vitesses longitudinale, transversale et verticale, puis pour déterminer l'énergie cinétique turbulente.

La localisation du volume de mesure est déterminée par le modèle de sonde utilisé. Dans notre cas, elle se situe à 5 cm de la sonde de façon à ne pas perturber l'écoulement au point d'acquisition. Le volume de prélèvement standard est un cylindre d'eau d'un diamètre de 4,5 mm et d'une taille de 5,6 mm.

En collaboration avec deux stagiaires (Mialocq, 2011 et Garçon, 2012), nous avons pu quantifier l'influence des filtres ADV classiques (Ferro, 2003). Un nombre optimal d'échantillons a été défini pour assurer la convergence des mesures de vitesse et de turbulence. Nous avons donc défini que chaque point de mesure ADV devrait comporter 9000 échantillons (3 min à 50 Hz). Les filtres utilisés par le logiciel WinADV (Goring and Nikora, 2002) ne semblent pas donner des meilleurs résultats que des simples seuillages du rapport au signal sur bruit (SNR) à la fois pour les propriétés moyennes et turbulentes. Les mesures sont donc effectuées pendant 3 minutes pour chaque point et filtrées à l'aide d'un seuil de 15 sur SNR.

Le déplacement et le positionnement de la sonde sont assurés par un système de 3 axes automatisés où la précision de position est inférieure à 0,1 mm, la vitesse de son déplacement est de 2 mm/s (Figure II.7). Pour tous les points de mesures, la distance entre deux points voisins

est de 2 cm. Les points de mesures ainsi que les sections qui serviront à l'analyse des résultats sont présentés sur la Figure II.13.

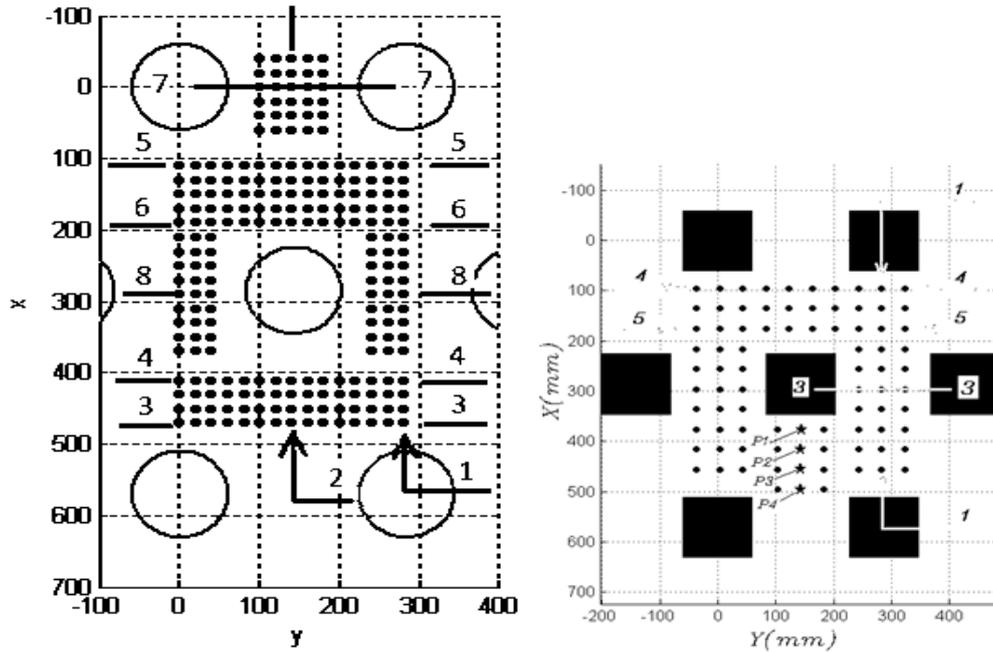


Figure II.13 : Points de mesures et position des sections pour des plots cylindriques (gauche) et carrés (droite) pour  $C=16\%$ . Les étoiles représentent les positions des profils verticaux. L'écoulement est dirigé vers le bas.

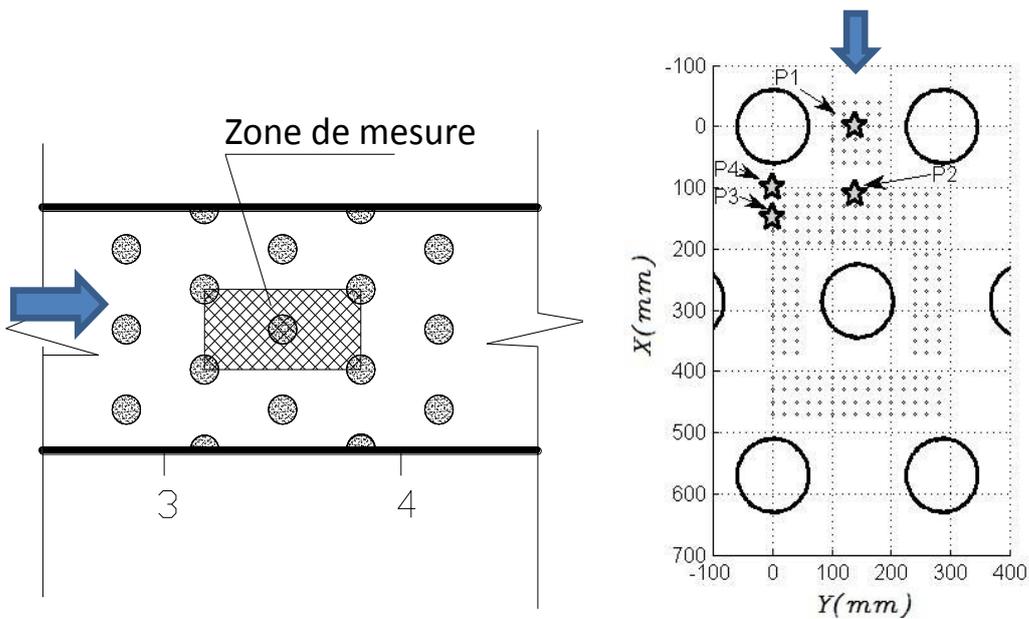


Figure II.14 : Zone de mesure (gauche) et position des verticales de mesures pour  $C=16\%$  (droite).

Pour choisir la zone de mesure, un bloc situé au milieu de canal a été sélectionné comme le centre de zone de mesure (Figure II.14). Cette position assure la stabilité de l'écoulement (écoulement uniforme), ce qui limite l'impact des conditions d'entrée et de sortie ainsi que l'influence de la paroi. La dimension de la zone d'étude est de 60 cm dans la direction de l'écoulement et de 30 cm dans la direction transversale.

Les expériences menées pour la mesure des plans de vitesses ADV sont résumées dans le tableau suivant :

Exp,	Forme de bloc	$C$ (%)	Pente ( $S$ ) (%)	$Q$ (l/s)	Fond	$h$ (mm)	$V_g$ ( $m, s^{-1}$ )	$Fr$	$N$ (pour 2D) ( $m^{-1/3}, s$ )
EV1	●	16	1	20	Rugosité	99	0,34	0,34	0,033
EV2	●	16	2	40	Lisse	124	0,57	0,48	0,016
EV3	●	16	3	50	Lisse	129	0,65	0,58	0,016
EV4	●	16	5	40	Rugosité	110	0,76	0,73	0,033
EV5	●	16	5	50	Lisse	100	0,64	0,83	0,016
EV6	■	16	3	40	Lisse	150	0,45	0,37	0,016
EV7	■	16	4	40	Lisse	137	0,49	0,42	0,016
EV8	■	16	5	50	Lisse	146	0,57	0,48	0,016
EV9	●	13	3	30	Rugosité	89,9	0,52	0,56	0,016
EV10	●	13	5	50	Lisse	80,9	0,97	1,08	0,016

**Tableau 3 : Configurations utilisées pour les mesures sur plan horizontal de vitesses par ADV.**

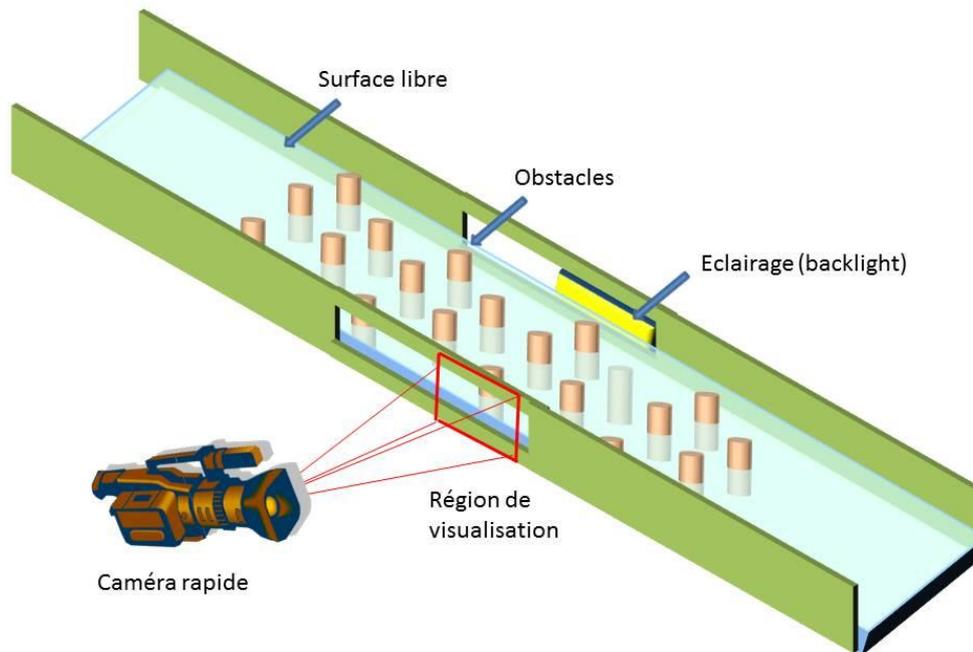
Pour des concentrations de 16%, la vitesse est mesurée sur 4 verticales aux points P1, P2, P3, P4 pour évaluer le profil vertical de vitesse. À chaque point, la vitesse a été mesurée à 5 distances du fond qui sont 1,5 cm, 2,5 cm, 3,5 cm, 4,5 cm et 5,5 cm. Pour des concentrations de 13%, 5 plans complets ont été réalisés sur fonds rugueux ce qui permet d'extraire des profils verticaux (EV9).

Exp,	Forme de bloc	$C$ (%)	Pente ( $S$ ) (%)	$Q$ (l/s)	Fond	$h$ (mm)	$V_g$ ( $m, s^{-1}$ )	$Fr$	$N$ (pour 2D) ( $m^{-1/3}, s$ )
V1	●	16	1	25	Lisse	106	0,39	0,38	0,016
V2	●	16	3	40	Lisse	108	0,62	0,60	0,016
V3	●	16	5	40	Lisse	84	0,79	0,87	0,016
V4	●	16	5	50	Lisse	100	0,83	0,83	0,016
V5	■	16	3	40	Lisse	150	0,45	0,37	0,016
V6	■	16	5	40	Lisse	127	0,53	0,47	0,016

**Tableau 4 : Configurations utilisées pour les mesures de profils verticaux vitesses par ADV.**

## II.7.2 Ombroscopie

Pour mesurer des hauteurs d'eau locale et moyenne sur un motif nous avons choisi d'utiliser un moyen de mesure optique. Le dispositif complet est schématisé sur la Figure II.15.



**Figure II.15 : Schéma du dispositif de mesure de hauteur d'eau.**

Une caméra est placée de façon latérale à l'écoulement (deux caméras différentes selon le canal). Un système d'éclairage LED permet de bien différencier l'air de l'eau. La fréquence d'acquisition des images est de 3 Hz pour les décorrélérer en temps. Deux séries de 600 et 50 images sont prises pour chaque débit respectivement pour les expériences en canal vert et en petit canal. Une moyenne temporelle est faite en calculant la moyenne du signal pour chaque pixel. Ainsi la hauteur d'eau est moyennée dans le sens transversal. La surface libre est identifiée par le minimum de signal. Une hauteur d'eau moyenne sur le motif est ensuite déduite en intégrant la surface libre dans le sens longitudinal.

Pour les expériences en canal vert, nous avons utilisé une caméra PCO 2000 (2Kx2K, 16 bits) et une caméra Basler (1024\*1280 pixel, 8 bits) pour les mesures en petit canal. Les figures Figure II.16, Figure II.17 et Figure II.18 représentent les images moyennées pour les expériences en canal vert et petit canal. L'erreur sur la mesure de hauteur moyenne est estimée par comparaison du signal vertical avec une loi normale pour une mesure avec très peu de déformation de la surface libre. L'incertitude de la mesure est estimée à 5 mm (Figure II.19).

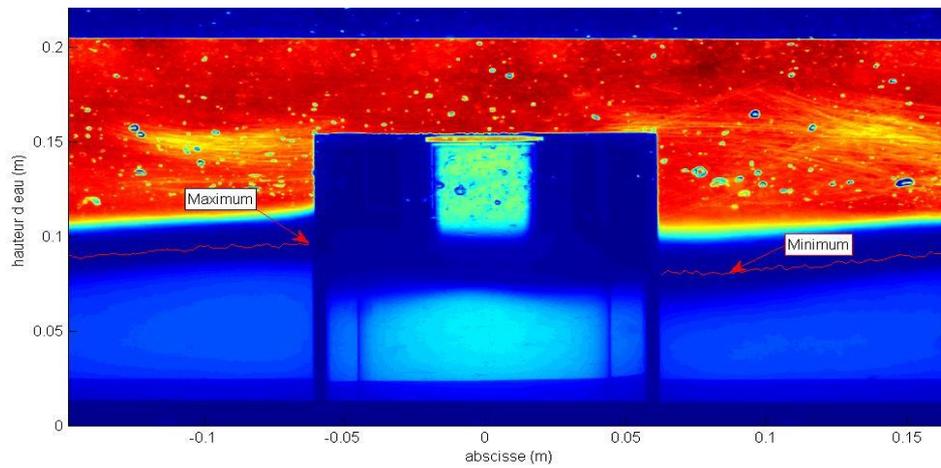


Figure II.16 : Image moyennée pour  $C=16\%$   $S=3\%$ ,  $Q=30\text{l/s}$  sur fond lisse (E4).

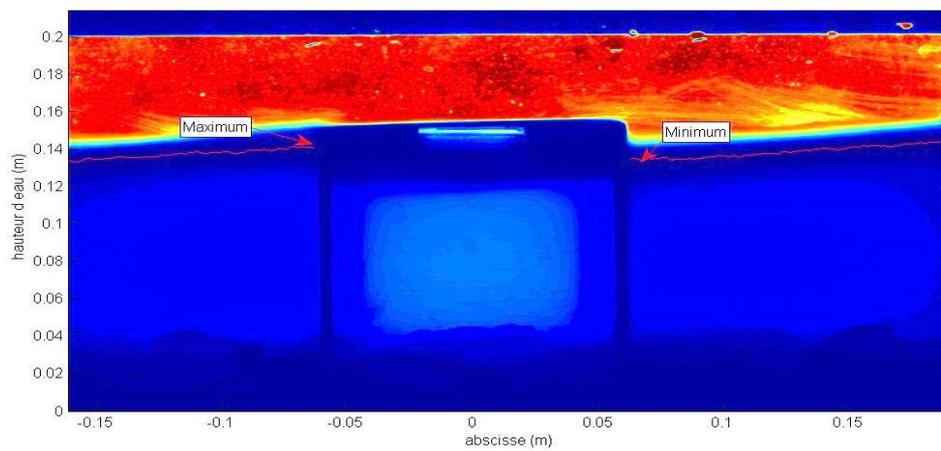


Figure II.17 : Image moyennée pour  $C=16\%$   $S=3\%$ ,  $Q=30\text{l/s}$  sur fond rugueux (E6)

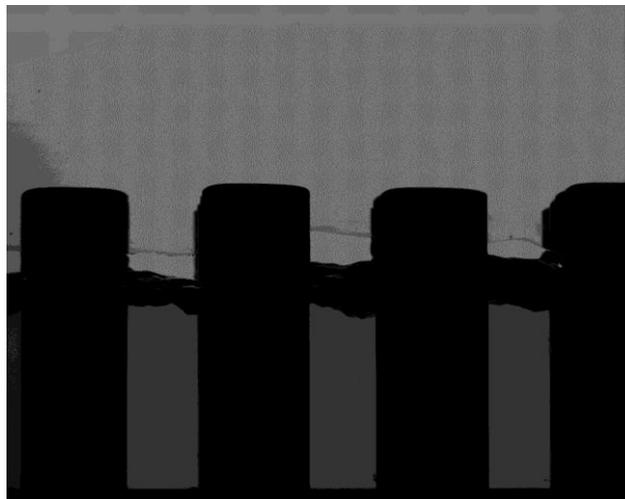
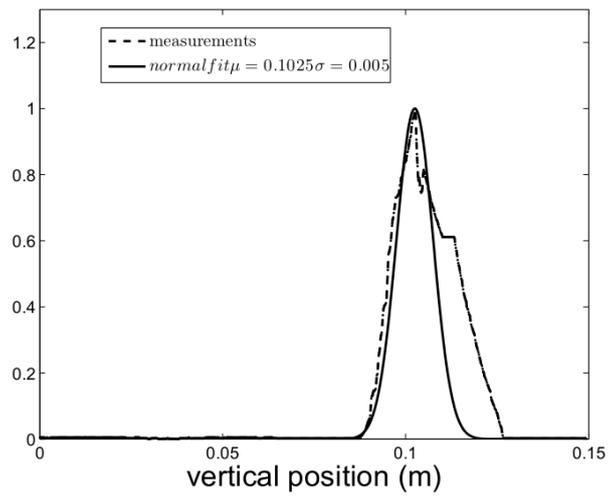


Figure II.18 : Image moyennée pour  $C=19\%$  dans le petit canal (E14).

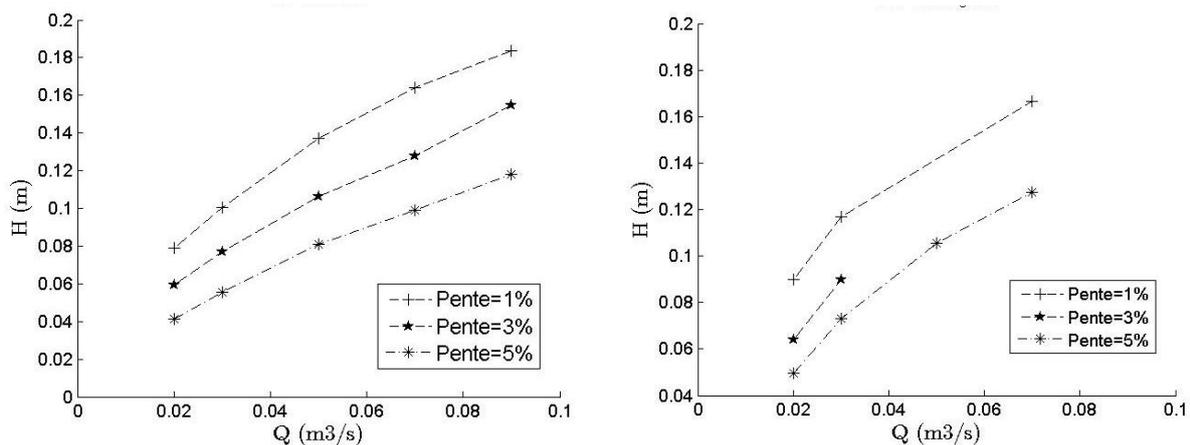


**Figure II.19 : Signal vertical pour une expérience particulière. Ajustement à une loi normale d'écart type 5 mm.**

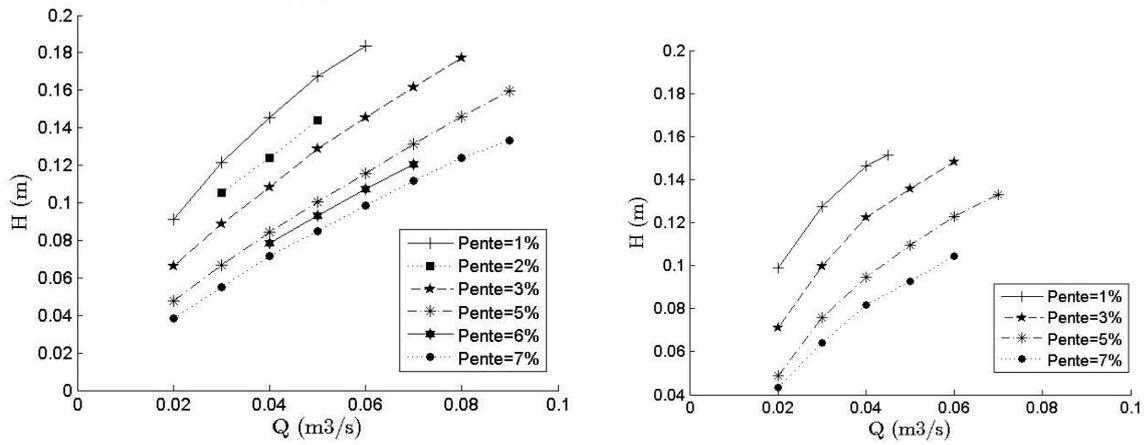
# CHAPITRE III: CARACTERISATION DE L'ÉCOULEMENT ET RESISTANCE HYDRAULIQUE

## III.1 Résultats expérimentaux

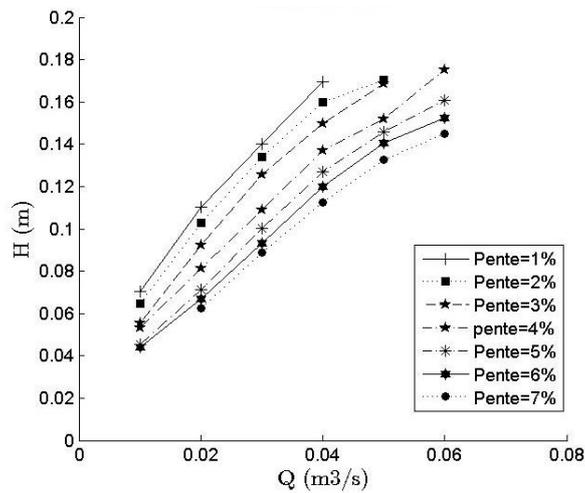
Nous présentons ici les résultats de mesures de hauteurs d'eau obtenues pour chaque série de mesures. Ils permettent d'avoir une première vision du comportement de l'écoulement en fonction des paramètres hydrauliques. Pour l'ensemble des expériences sur le canal vert, la relation hauteur débit est quasi linéaire tant que l'écoulement est émergent (Figure III.1, Figure III.2 et Figure III.3). La hauteur des plots est de 15 cm sur fond lisse et de 10 cm sur fond rugueux. Lorsque les obstacles deviennent submergés, il semble que la même tendance reste valable si  $H/k_b$  ne dépasse pas 1,2.



**Figure III.1 : Hauteur d'eau moyenne mesurée pour des configurations de macrorugosités cylindriques avec une concentration de 13% : fond lisse (gauche) et fond rugueux (droite).**



**Figure III.2 : Hauteur d'eau moyenne mesurée pour des configurations de macrorugosités cylindriques avec une concentration de 16% : fond lisse (gauche) et fond rugueux (droite).**



**Figure III.3 : Hauteur d'eau moyenne mesurée pour des configurations de macrorugosités carrées avec une concentration de 16% et fond lisse.**

Afin de visualiser l'un des intérêts de ce travail de thèse, nous comparons les résultats bruts des expériences dans le petit canal avec la formule empirique fournie dans le guide technique (Larinier *et al.* 2006) (Figure III.4 et Figure III.5). Les mesures faites pour des plots de 7 cm et de 10 cm sont superposées sur le même graphe. Comme attendu, les mesures de hauteurs d'eau sont identiques tant que les obstacles sont émergents. De manière qualitative, la formule proposée dans le guide reproduit bien les expériences pour les configurations autour de 13%. Pour les concentrations plus faibles, l'écart semble assez significatif ce qui peut s'expliquer par le fait que le guide a utilisé des expériences avec fond rugueux alors qu'ici le fond est lisse. L'influence du fond sur la dissipation d'énergie est d'autant plus grande que la concentration est faible. Il apparaît donc important de pouvoir discriminer la part de dissipation provoquée par le fond de celle due à la présence des macrorugosités.

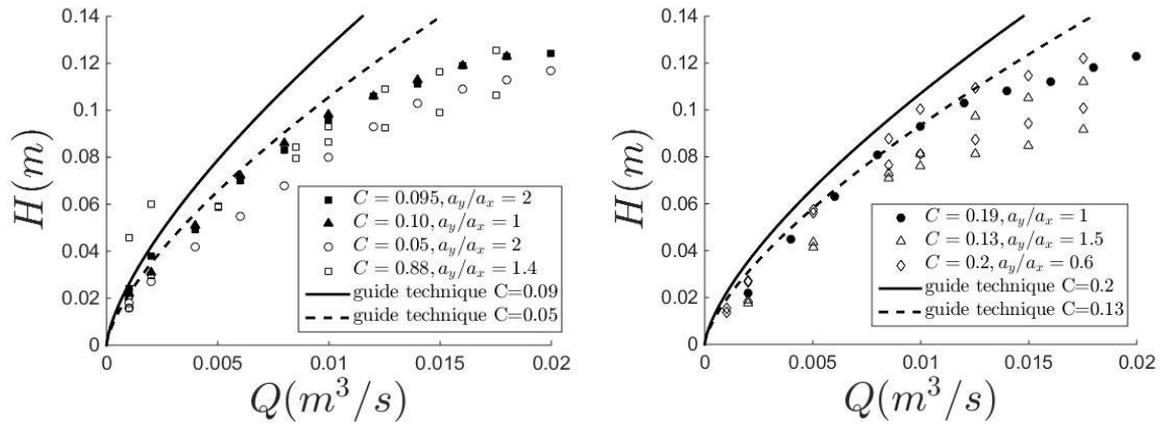


Figure III.4 : Hauteur d'eau mesurée dans le petit canal pour une pente de 1% pour des concentrations inférieures à 13 % (gauche) et supérieures à 13 % (droite).

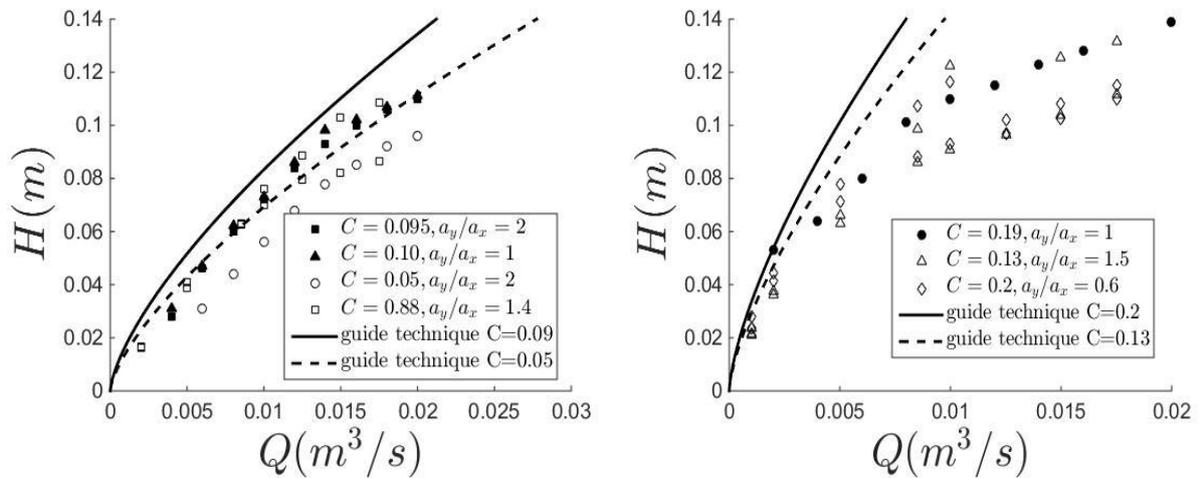


Figure III.5 : Hauteur d'eau mesurée dans le petit canal pour une pente de 3% pour des concentrations inférieures à 13 % (gauche) et supérieures à 13% (droite).

Il est aussi important de remarquer que la disposition des blocs, c'est-à-dire le rapport  $a_x/a_y$  influence peu la relation hauteur-débit. Dans une deuxième partie, ce comportement sera explicité alors que son influence avait été peu caractérisée dans les études précédentes. En modifiant ce rapport, nous espérons ainsi pouvoir modifier des paramètres tels que la taille des zones de repos sans modifier la débitance des passes.

### III.2 Modèle de comportement

Pour interpréter nos résultats et mieux comprendre les écoulements dans les passes à macrorugosités, nous allons donc établir les lois macroscopiques de fonctionnement, en particulier la relation hauteur d'eau-débit. Ces lois seront celles qui permettront dans un premier temps de concevoir une passe, c'est-à-dire définir le nombre et la forme des blocs émergés ainsi que la pente, afin d'obtenir des profondeurs d'eau et des vitesses adaptées aux besoins des espèces de poissons cibles. Les travaux précédents sur les configurations semblables, c'est-à-dire des rampes rugueuses avec macrorugosités (Ferro, 1999; Pagliara and Chiavaccini, 2006 et 2008, Tinoco and Cowen, 2013), ne se sont pas concentrés sur le franchissement de poissons et n'ont pas exploré une large gamme de configurations (Heimerl *et al.*, 2008, Haro *et al.* 2004). Un autre objectif est de fournir une relation hauteur-débit appropriée valable pour des configurations qui non seulement assurent une faible vitesse maximale de franchissement mais qui pourraient aussi satisfaire de nouveaux critères comme une énergie cinétique turbulente (ECT) maximale ou des tailles de zones de repos suffisamment grandes.

Les relations hauteur-débit sont exprimées à partir du bilan de quantité de mouvement pour un volume de fluide dans un motif ( $a_x * a_y$ ) (Figure III.6). Le profil vertical des vitesses longitudinales est supposé uniforme. Cette hypothèse sera vérifiée et discutée ultérieurement. Pour l'écoulement en régime uniforme, la variation de quantité de mouvement et celle des forces de pression sont nulles, la force liée à la pesanteur provoquant l'écoulement est équilibrée par la force de frottement sur le fond et la force de traînée des macrorugosités.

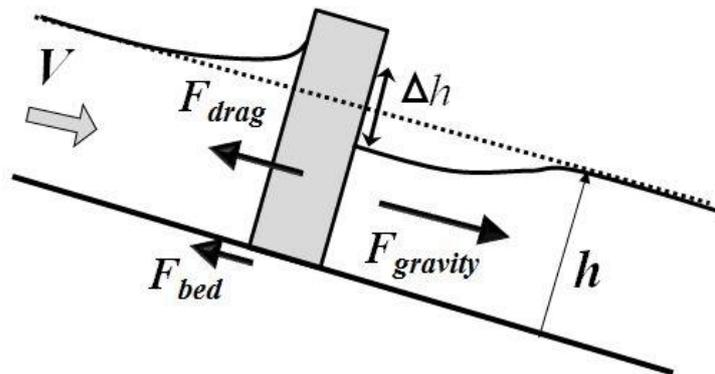
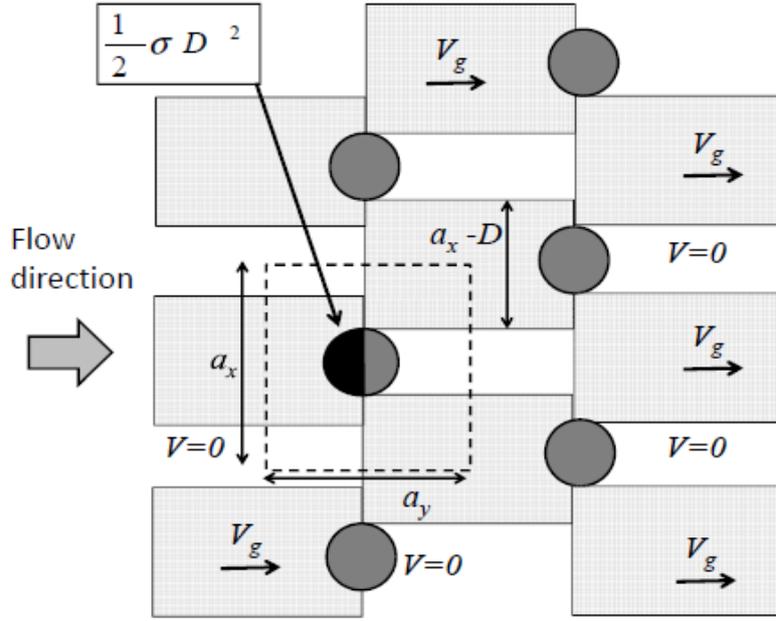


Figure III.6 : Schéma des forces appliquées au volume d'eau sur une cellule élémentaire ( $a_x * a_y$ )



**Figure III.7 : Schéma de la surface du lit associée à la force de frottement.**

Pour les blocs circulaires, le bilan de quantité de mouvement peut être écrit:

$$F_{drag} + F_{bed} = F_{gravity} \quad (3.1)$$

La vitesse utilisée pour la force de traînée est la vitesse moyenne entre les blocs,  $V_g$ . La force de frottement est uniquement prise en compte là où la vitesse est égale à  $V_g$  ce qui justifie le terme  $(a_x - D)a_y - \frac{1}{2}\sigma D^2$  (Figure III.7).

$$\frac{1}{2}C_d h D V_g^2 + \frac{1}{2}C_f \left[ (a_x - D)a_y - \frac{1}{2}\sigma D^2 \right] V_g^2 = ghS(a_x a_y - \sigma D^2) \quad (3.2)$$

$$\frac{1}{2}C_d \frac{Ch}{D} V_g^2 + \frac{1}{2}\alpha C_f V_g^2 = ghS(1 - \sigma C) \quad (3.3)$$

Où:

$$\alpha = \left[ \left( 1 - \sqrt{C \frac{a_y}{a_x}} \right) - \frac{1}{2}\sigma C \right]$$

$S$  = la pente,

$C_d$  = le coefficient de traînée du bloc,

$C_f$  = le coefficient de frottement au fond,

$\alpha$  = le coefficient prenant en compte l'hétérogénéité spatiale de la vitesse.

Le coefficient  $\alpha$  peut être déterminé théoriquement en analysant le modèle (Figure III.7) d'écoulement. Pour les blocs de forme circulaire,  $\sigma$  est égal à  $\pi/4$ , et pour les blocs de forme carrée  $\sigma$  est égal à 1. L'influence de ce terme est relativement faible pour le calcul de la vitesse moyenne.

En forme adimensionnelle, l'équation (3.3) devient:

$$C_d C h_* \frac{(1+N)}{(1-\sigma C)} Fr^2 = 2S \quad (3.4)$$

$$\text{Avec : } h_* = \frac{h}{D} ; N = \frac{\alpha C_f}{C_d C h_*} ; Fr = \frac{V_g}{\sqrt{gh}}$$

Le coefficient  $N$  est introduit pour identifier le phénomène prépondérant. Dans une passe à poissons, il est possible d'avoir les valeurs  $N$  de l'ordre de 1. Cela signifie que pour des faibles tirants d'eau la dissipation d'énergie est autant provoquée par le fond que par les macrorugosités. L'équation (3.4) montre clairement que le débit est fonction du nombre de Froude et que la similitude de Froude peut être appliquée car  $C_d$  et  $C_f$  ne dépendent pas du nombre de Reynolds  $Re_h = V_g h / \nu$ . Cela est vrai parce que les nombres de Reynolds sont supérieurs à 10 000 dans les expériences et supérieurs à plus de 50 000 pour une passe réelle. Dans cette approche, il est supposé que le coefficient de traînée,  $C_d$ , est constant quel que soit la forme de l'écoulement. Cette hypothèse sera discutée dans les sections suivantes. En effet notre travail consiste principalement à mieux caractériser l'évolution du  $C_d$  en fonction de configurations spécifiques des passes à poissons: fortes pentes, obstacles de grandes tailles.

La vitesse moyenne peut être calculée à partir de la définition de  $Fr$  et de l'équation (3.4) :

$$V = \left( 1 - \sqrt{\frac{a_x}{a_y} C} \right) \sqrt{\frac{2gDS(1-\sigma C)}{C_d C(1+N)}} \quad (3.5)$$

Lorsque  $C_d$  est constant et  $N$  est négligeable, la vitesse est indépendante de la hauteur d'eau. La relation hauteur-débit devient linéaire comme observé expérimentalement pour des hauteurs d'eau suffisamment grandes.

### III.3 Structure de l'écoulement

#### III.3.1 Profils verticaux

Les premières mesures de vitesse consistent à déterminer les profils verticaux afin d'une part de valider l'hypothèse de profil uniforme utilisé pour le modèle de comportement et d'autre part de connaître l'influence des rugosités de fond.

Les mesures ADV fournies dans Baki *et al.* (2014) montrent bien que le profil vertical est quasi uniforme tant que les écoulements sont émergents ou peu submergés (Figure III.8 et Figure III.9). Par conséquent, l'hypothèse prise pour établir notre modèle de comportement se justifie. Le tracé des vecteurs vitesses (Figure III.9) indique que les vitesses verticales sont de l'ordre de la vitesse longitudinale dans les zones de repos. L'écoulement est dirigé vers le bas dans la partie inférieure de l'écoulement alors que l'augmentation de hauteur d'eau au passage entre blocs se traduit par des vitesses verticales positives. Pour une pente donnée, le jet plongeant s'accroît quand le débit augmente. Les vitesses verticales dans la zone de repos deviennent relativement plus grandes avec le débit. Par contre la submersion des obstacles entraîne des vitesses verticales plus faibles dans la partie supérieure de l'écoulement, pouvant être attribué à la surface libre qui est moins déformée.

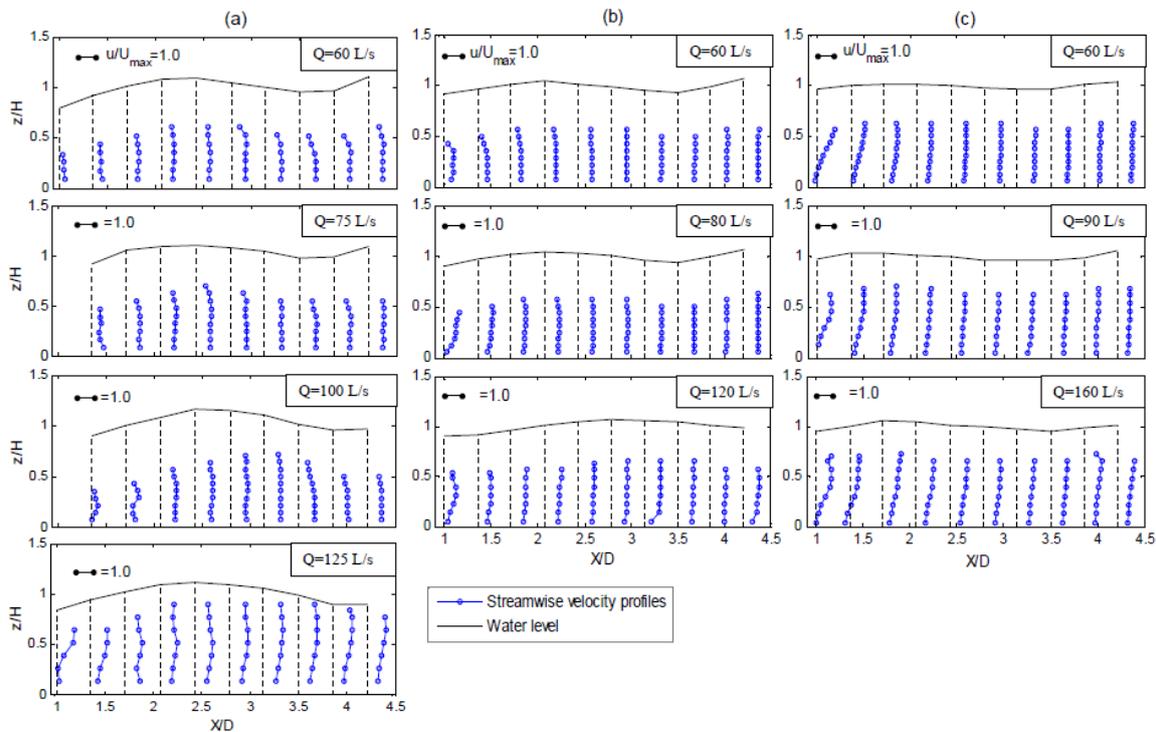
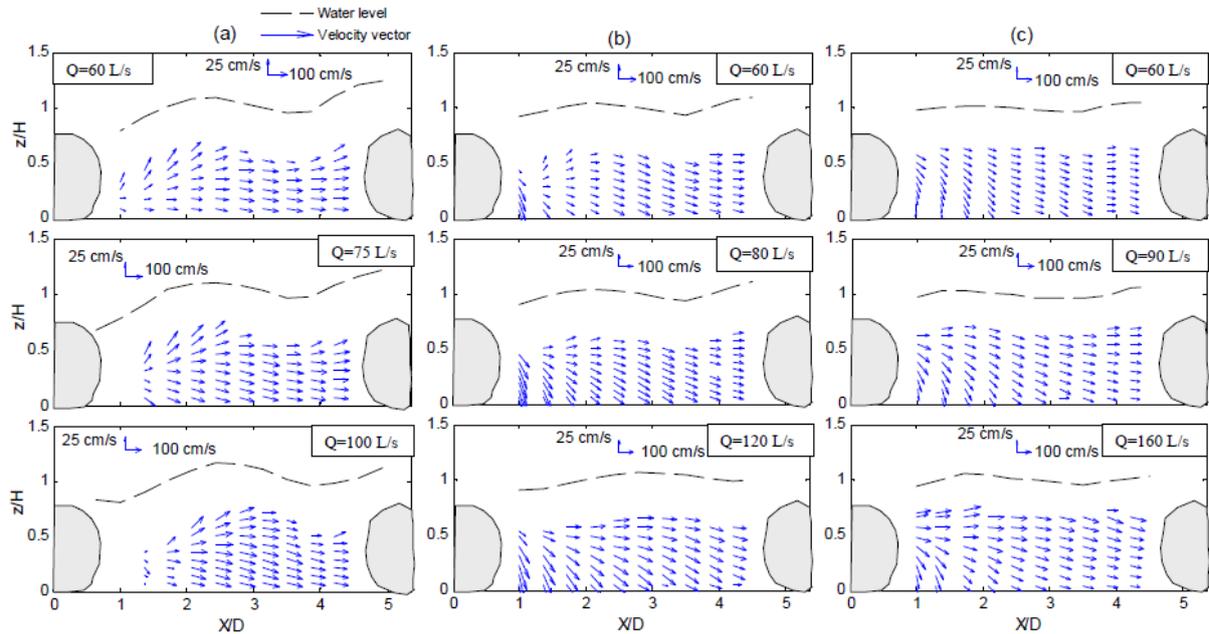


Figure III.8 : Mesure de vitesses d'après Baki *et al.* 2014 pour une concentration de 15%,  $S=5\%$  (a), 3% (b) et 1,5% (c).



**Figure III.9 : Vecteurs vitesses d'après Baki *et al.* 2014 pour une concentration de 15%,  $S = 5\%$  (a), 3% (b) et 1,5% (c).**

Les remarques faites sur les mesures de Baki *et al.* (2014) restent valables dans nos configurations. Pour les fonds lisses, il apparaît que le profil de vitesse est bien uniforme verticalement dans le jet ( $X=0$  et 140 mm) quel que soit le nombre de Froude (Figure III.10).

Dans tous les cas, les vitesses sont quasi identiques pour les 2 positions ce qui indique une vitesse constante dans l'axe du jet. Cependant les mesures complètes sur un plan horizontal révèlent qu'un maximum peut être atteint entre les 2 points de mesures. De plus les hauteurs d'eau à ces positions, sont plus grandes que la hauteur moyenne ce qui explique que les vitesses mesurées soient plus faibles que  $Vg$ . Il existe une hétérogénéité latérale qui implique que le maximum de vitesse ne se trouve pas sur la ligne centrale (section 1-1, voir chapitre suivant). Les vitesses verticales sont cohérentes avec nos premières observations à savoir :

- Elles sont relativement plus importantes quand le nombre de Froude augmente, avec  $V/Vg \sim 0,3$  pour  $Fr = 0,87$ .
- Elles sont plus importantes lorsque l'écoulement est contracté (minimum de hauteur d'eau).
- Enfin, les vitesses verticales sont négatives dans la partie basse du jet alors qu'elles peuvent être encore légèrement positives dans la partie haute. En effet à  $X=0$  la hauteur augmente encore légèrement.

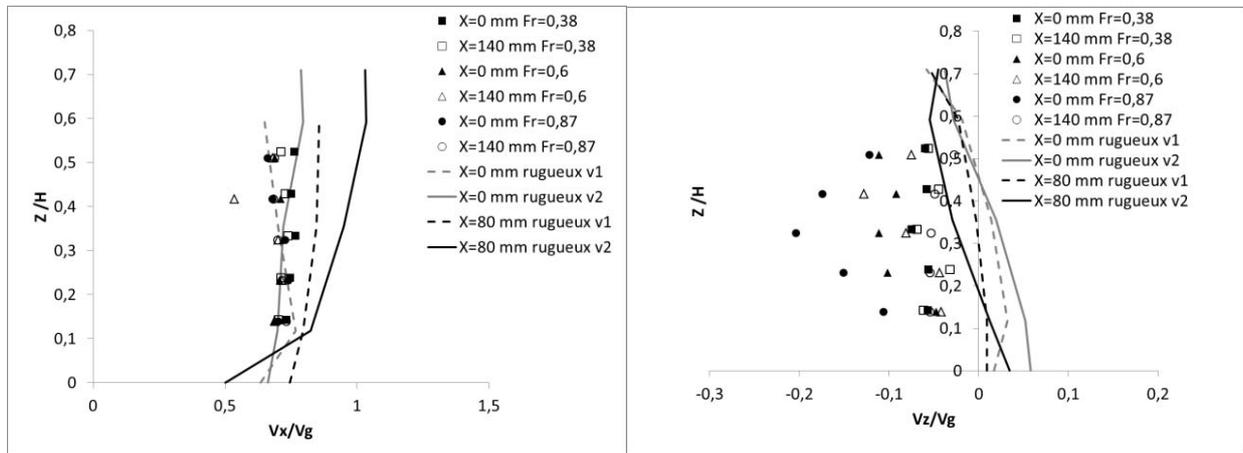


Figure III.10 : Profils verticaux de vitesse pour  $C=13\%$  (rugueux,  $Fr=0,56$ ) et  $C=16\%$  (lisse) et des plots cylindriques.

A partir des mesures de l'expérience EV9, l'influence des rugosités semblent minimales. Le gradient de vitesses n'augmente pas significativement (Rowinski et al, 2002). Les vitesses sur un côté des plots (verticales v1, Figure III.11) sont plus importantes. Il semble que les rugosités provoquent une dissymétrie de l'écoulement due à une répartition non homogène des rugosités (voir Figure III.10). Cependant, les rugosités tendent à diminuer les vitesses verticales. Ces dernières sont positives ou négatives en fonction de l'arrangement de ces rugosités comme le montrent les mesures sur l'ensemble du motif (Figure III.11 et Figure III.12) puisqu'il n'y a pas de symétrie des vitesses verticales dans la zone de repos.

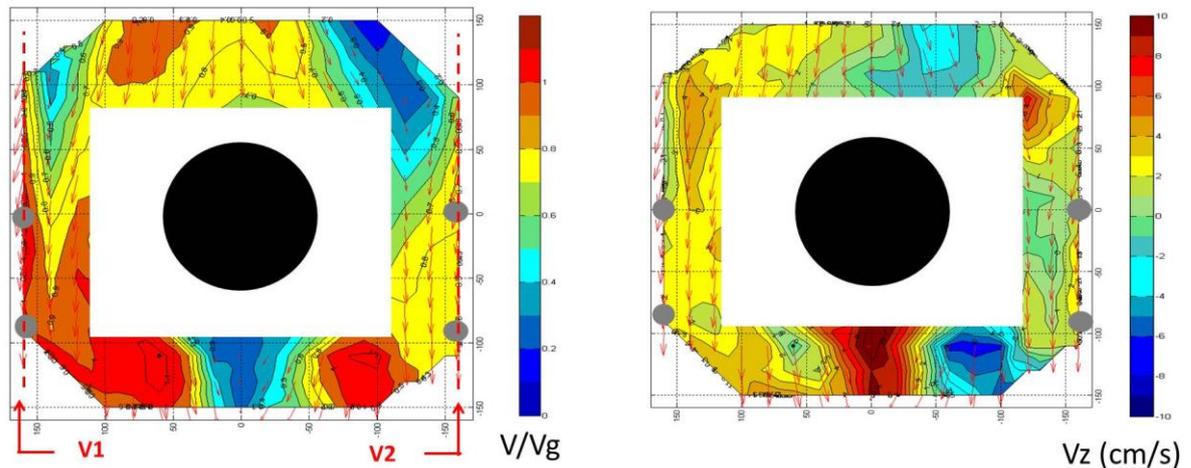


Figure III.11 : Cartographie des vitesses pour un écoulement sur fond rugueux à 5 cm du fond,  $C=13\%$ ,  $S=3\%$ ,  $Q=30$  l/s ( $Fr=0,56$ ) (expérience EV9). Les ronds gris représentent la position de mesures des verticales.

Les premières observations sur les plots carrés ont montré une zone de repos plus grande et apparemment plus propice pour le poisson. Par conséquent, nous avons augmenté le nombre de mesures dans cette zone pour les configurations carrés testées (Figure Figure III.12).

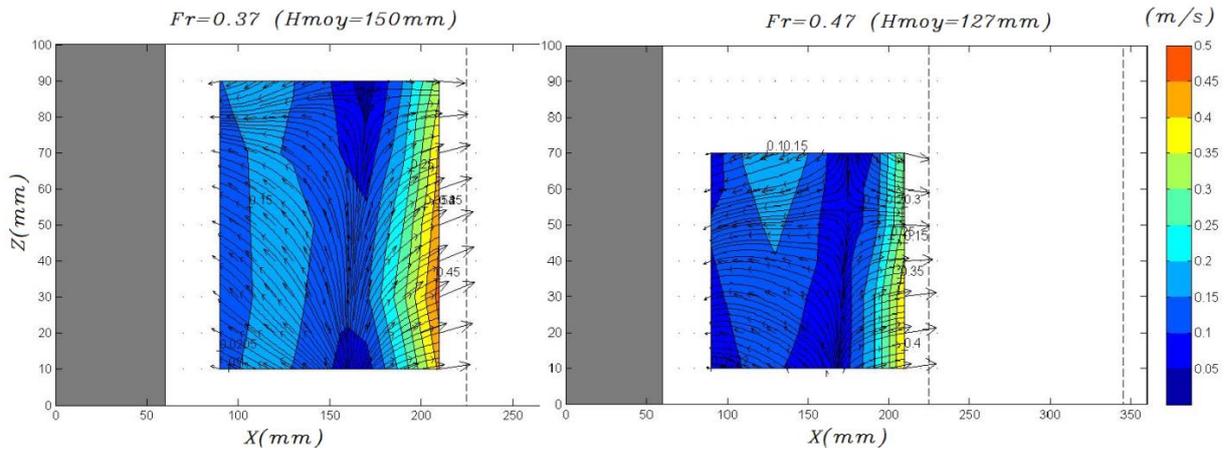


Figure III.12 : Cartographie des vitesses sur le plan vertical (xoz) dans la zone de repos pour le cas de bloc carré:  $C=16\%$ ,  $Q=40$  l/s et  $S=3\%$  (gauche) et  $C=16\%$ ,  $Q=40$  l/s et  $S=5\%$  (droite).

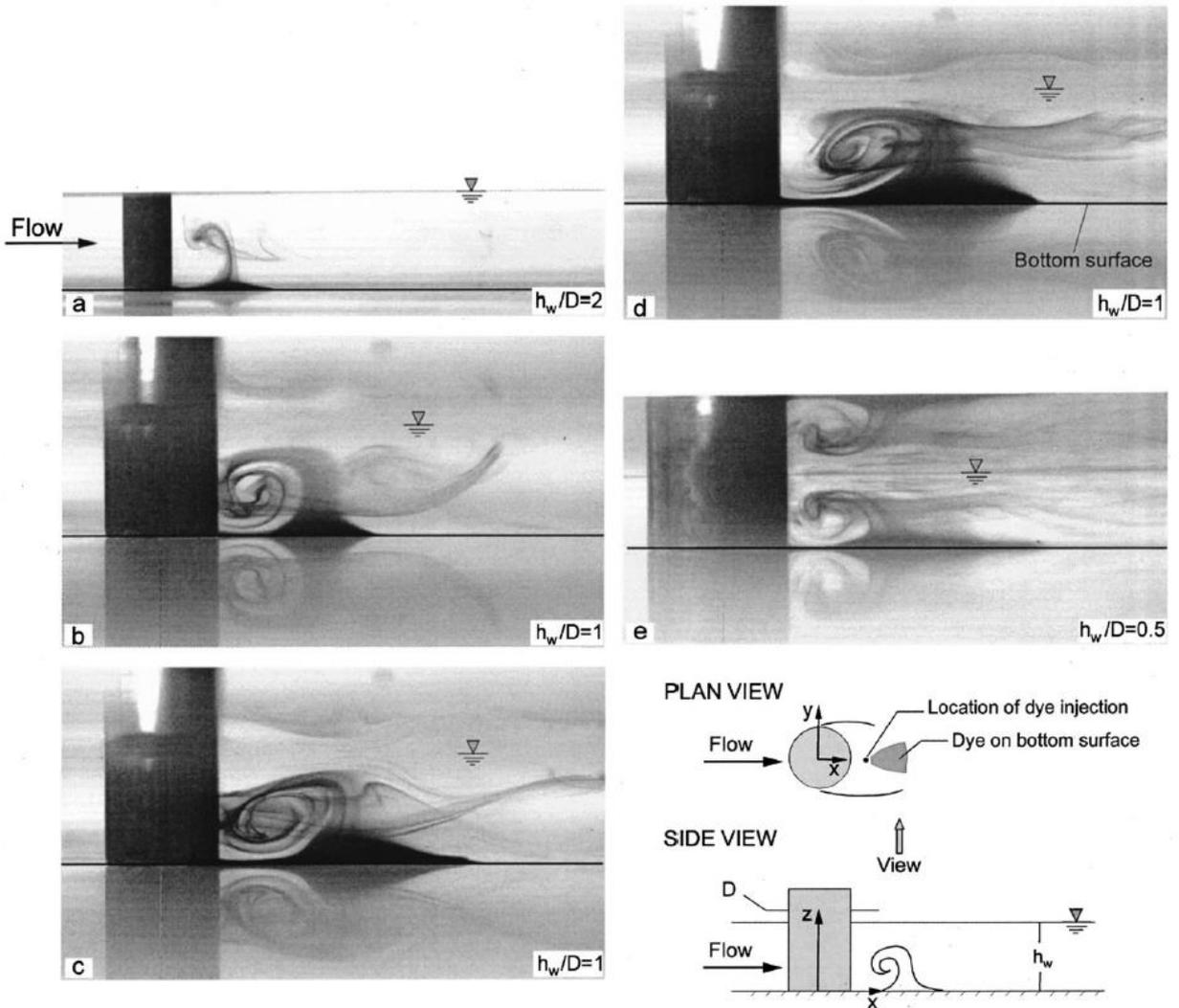


Figure III.13 : Visualisation de l'écoulement dans le sillage d'un plot seul pour des faibles  $Fr$  ( $Fr < 0,1$ ) d'après Akilli and Rockwell. (2002).

Dans la zone de repos derrière l'obstacle, les profils de vitesses demeurent quasi uniformes pour les plots carrés (Figure III.14 et Figure III.15). La position  $X=143$  mm correspond approximativement à l'aval de la zone de repos pour les blocs cylindriques. La vitesse longitudinale est plus grande près du fond, elle est de l'ordre de 20 à 30% de la vitesse dans le jet. Dans la zone de repos des plots cylindriques, les profils de vitesses selon  $x$  et  $z$  montrent un changement de signe à mi-hauteur caractéristique d'une zone de recirculation à axe horizontal (Akilli and Rockwell. 2002 [5]) (Figure III.13). La zone de recirculation présente en surface n'est donc pas forcément représentative de l'hydrodynamique dans la zone de repos.

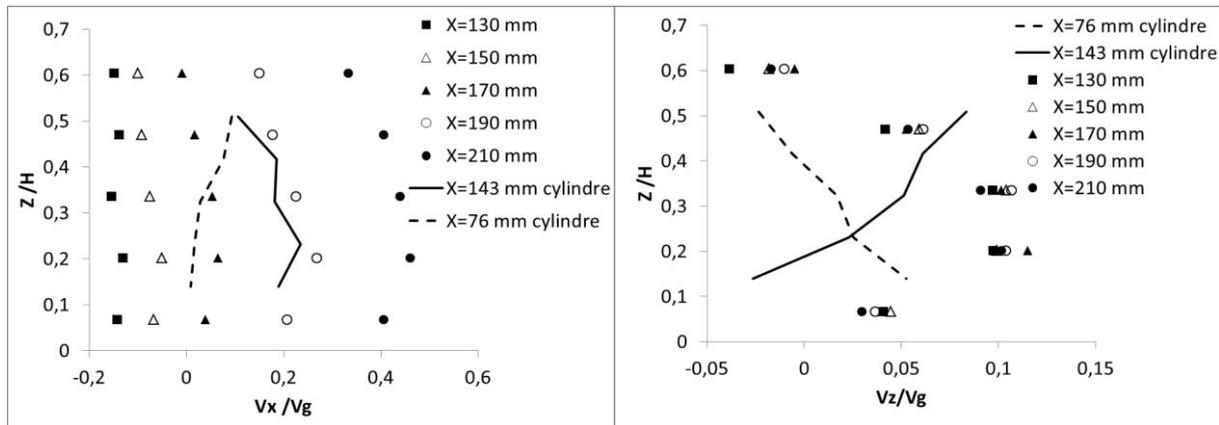


Figure III.14 : Profils verticaux de vitesses dans la zone de repos pour  $C=16\%$ , pour les expériences V2 et V5 ( $Q=40$  l/s et  $S=3\%$ ,  $V_g$  (cylindre) =  $0,61$  m/s,  $V_g$  (carré) =  $0,44$  m/s).

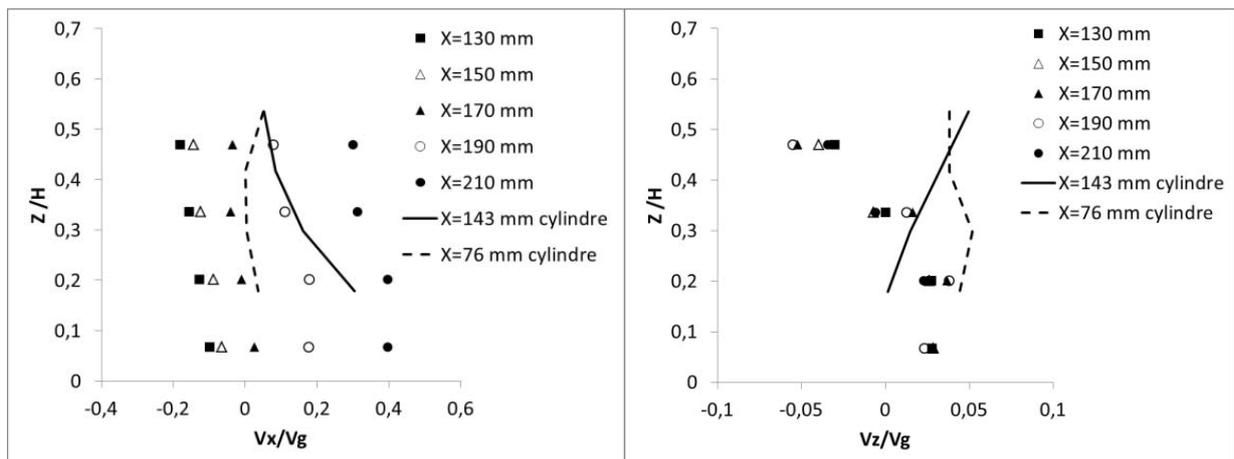
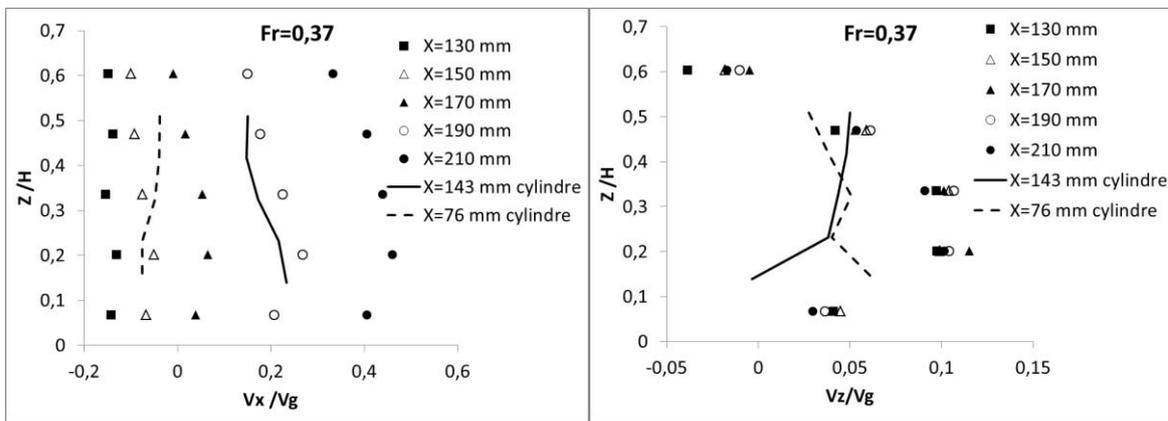
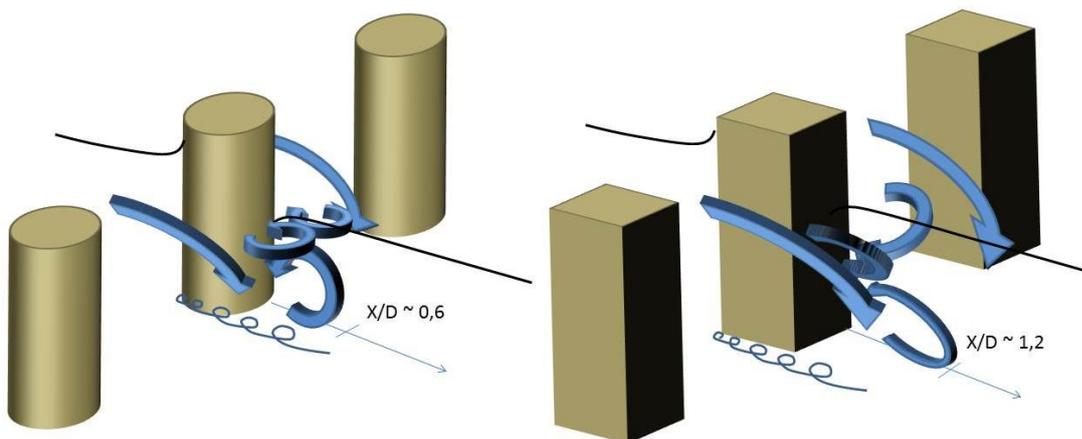


Figure III.15 : Profils verticaux de vitesses dans la zone de repos pour  $C=16\%$ , pour les expériences V3 et V6 ( $Q=40$  l/s et  $S=5\%$ ,  $V_g$  (cylindre) =  $0,795$  m/s,  $V_g$  (carré) =  $0,528$  m/s).



**Figure III.16 : Profils verticaux de vitesses dans la zone de repos pour  $C=16\%$  pour le même  $Fr=0,37$ . Expériences V1 et V5 (pour les carrés  $V_g=0,44$ m/s et pour les cylindres  $V_g=0,38$  m/s).**

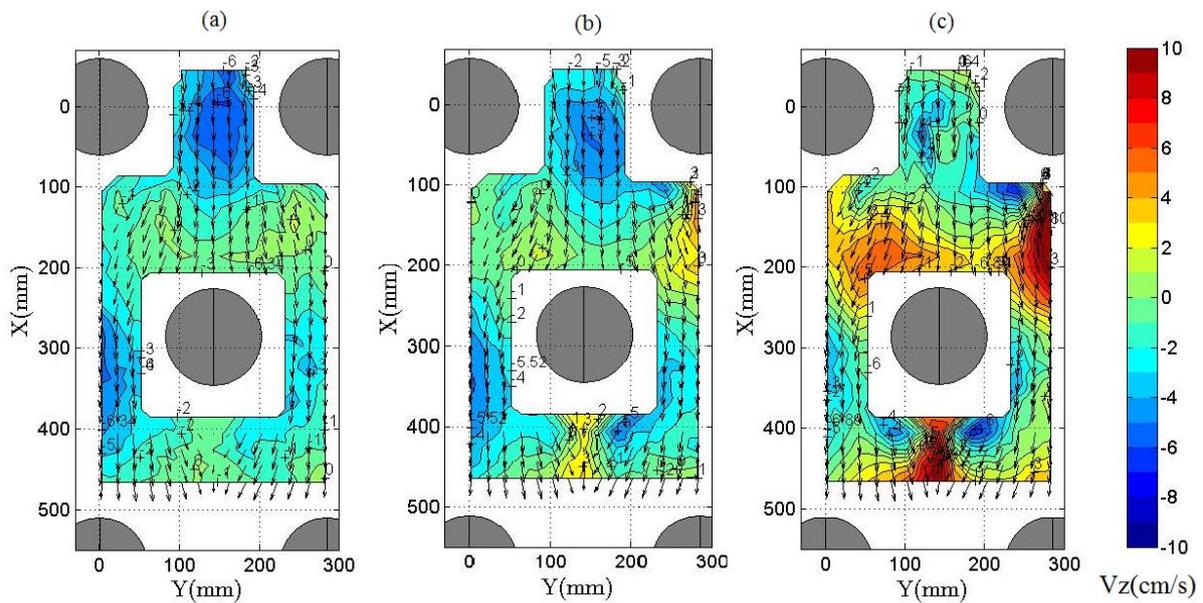
Les comparaisons pour des nombres de Froude similaires montrent que la zone de repos est plus grande pour les plots carrés (Figure III.16). En effet  $V$  est égal à  $0,2V_g$  à  $X=190$  mm pour les plots carrés alors que cela se produit à  $X=143$  mm pour les plots cylindriques. Cependant les vitesses verticales  $y$  sont aussi plus grandes, ce qui peut être pénalisant pour les poissons. Des profils verticaux, une forme générale des écoulements, donnée par la Figure III.17, peut être déduite. La taille des différentes zones évoluent en fonction du nombre de Froude mais au-dessus d'une valeur limite, elles sont conditionnées par l'espace inter rangée.



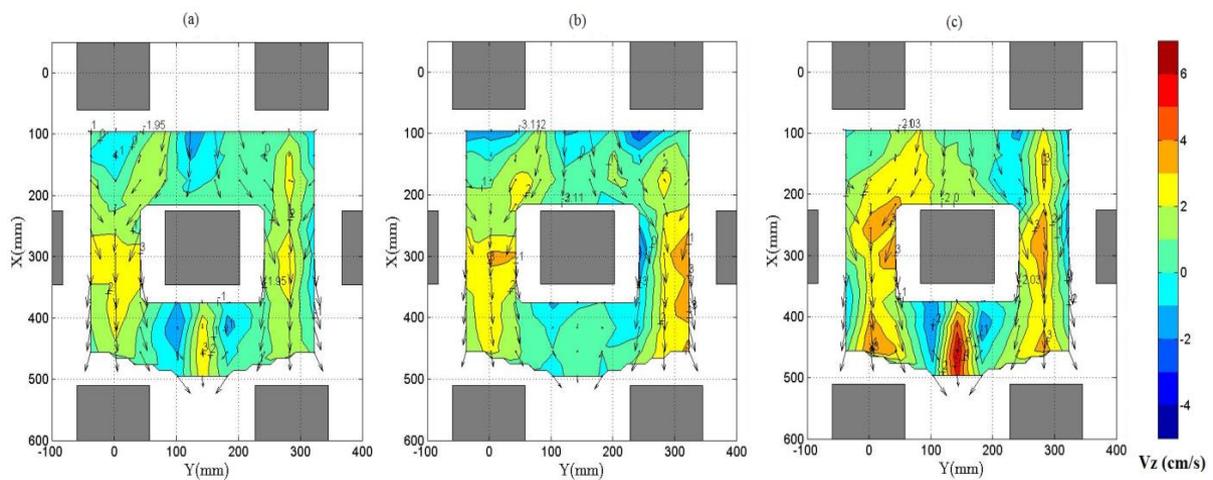
**Figure III.17 : Visualisation de l'écoulement dans le sillage des obstacles pour des nombres de Froude équivalent.**

### III.3.2 Champs de vitesses verticales

Les Figure III.18 et Figure III.19 représentent la distribution des vitesses verticales pour le cas des blocs cylindriques et carrés. Les vitesses sont négatives entre les blocs traduisant le jet plongeant (vers la zone de repos) alors qu'elles sont positives quand la hauteur d'eau augmente à l'approche de la rangée suivante.



**Figure III.18 : Cartographie des champs de vitesses verticales sur fond lisse pour  $Fr=0,48$  (a),  $0,58$  (b) et  $0,83$  (c) à 5 cm du fond.**



**Figure III.19 : Cartographie des champs de vitesses verticales pour le cas des blocs carrés sur fond lisse: pour  $Fr=0,37$  (a);  $Fr=0,42$  (b) et  $Fr=0,48$  (c) à 5 cm du fond.**

La comparaison des mesures à 3 et 5 cm du fond (Figure III.18 et **Figure III.20**), permet de voir que les vitesses verticales sont plus grandes à mi-hauteur ( $z \sim 5$  cm) comme déjà observé sur les profils verticaux. Ceci s'explique par la présence du fond qui fait tendre ces vitesses vers 0 et par la présence des vortex déjà identifiés.

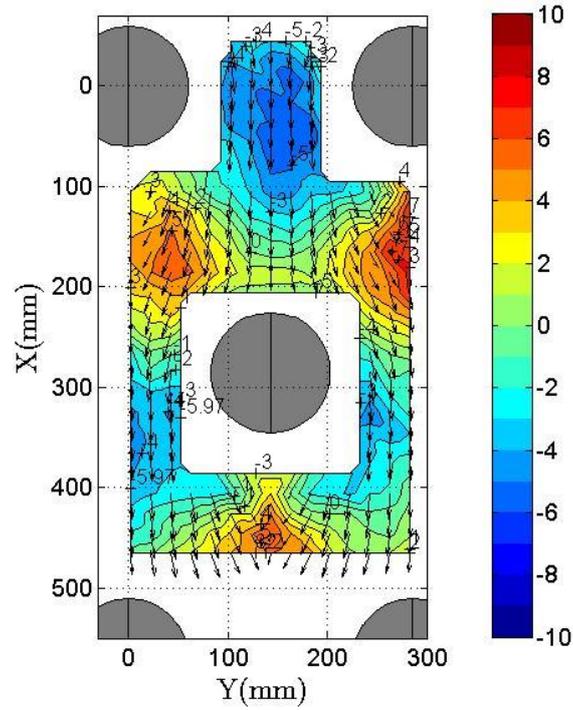


Figure III.20 : Cartographie des champs de vitesses verticales sur des fonds lisses pour  $Fr=0,58$  à 3 cm du fond (Vitesse en cm/s).

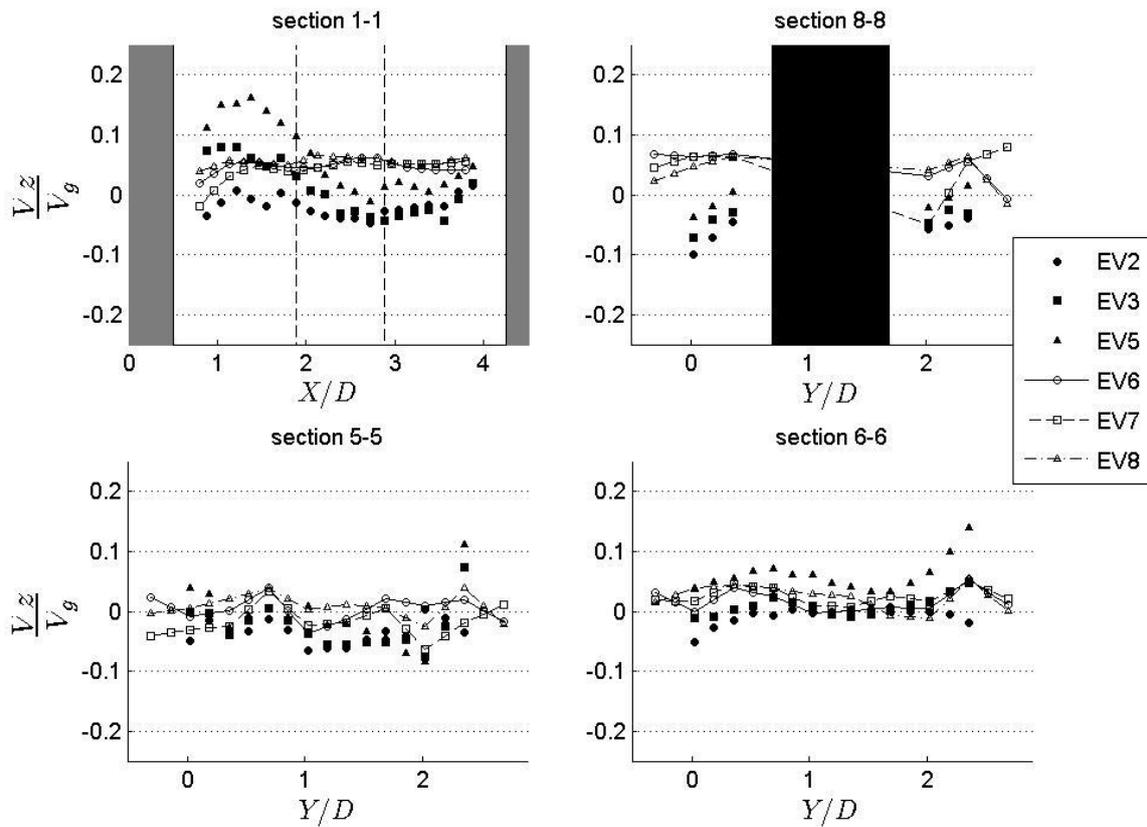


Figure III.21 : Vitesses verticales pour les configurations sur fonds lisses.



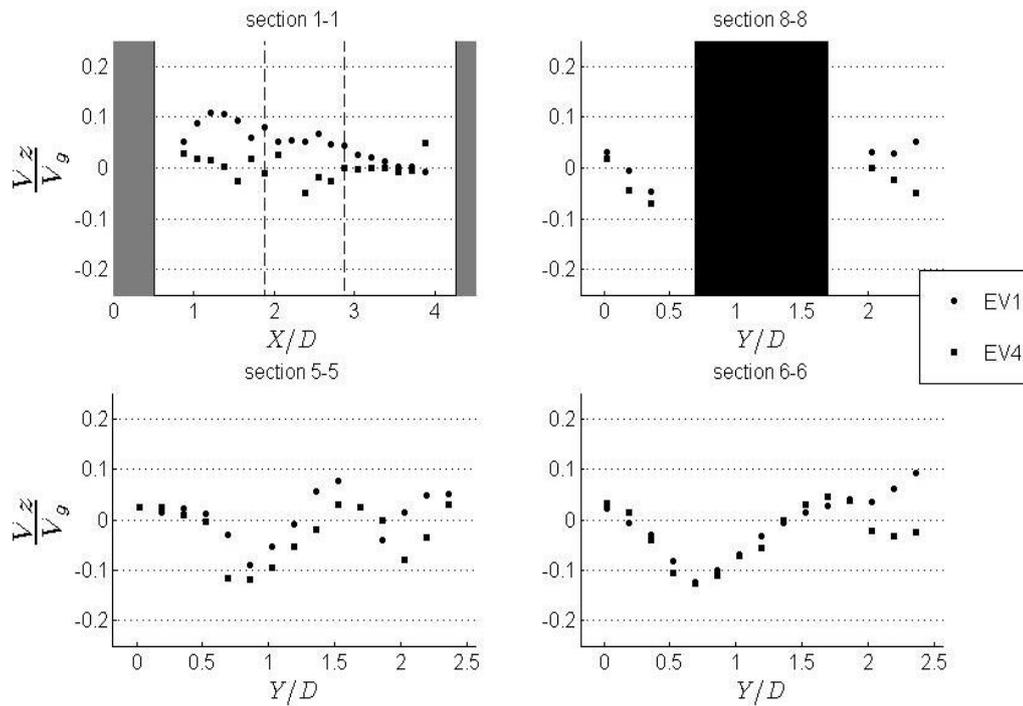


Figure III.23 : Vitesses verticales sur fonds rugueux.

### III.3.3 Champs de vitesses longitudinales

Dans un premier temps, la visualisation qualitative des champs de vitesses à une hauteur donnée, permet d'identifier les structures spécifiques de l'écoulement. Une étude quantitative des mesures de vitesses sera faite en même temps que la validation du modèle numérique. Nous nous concentrons ici sur les caractéristiques de l'écoulement qui entre en jeu dans l'évaluation de la franchissabilité.

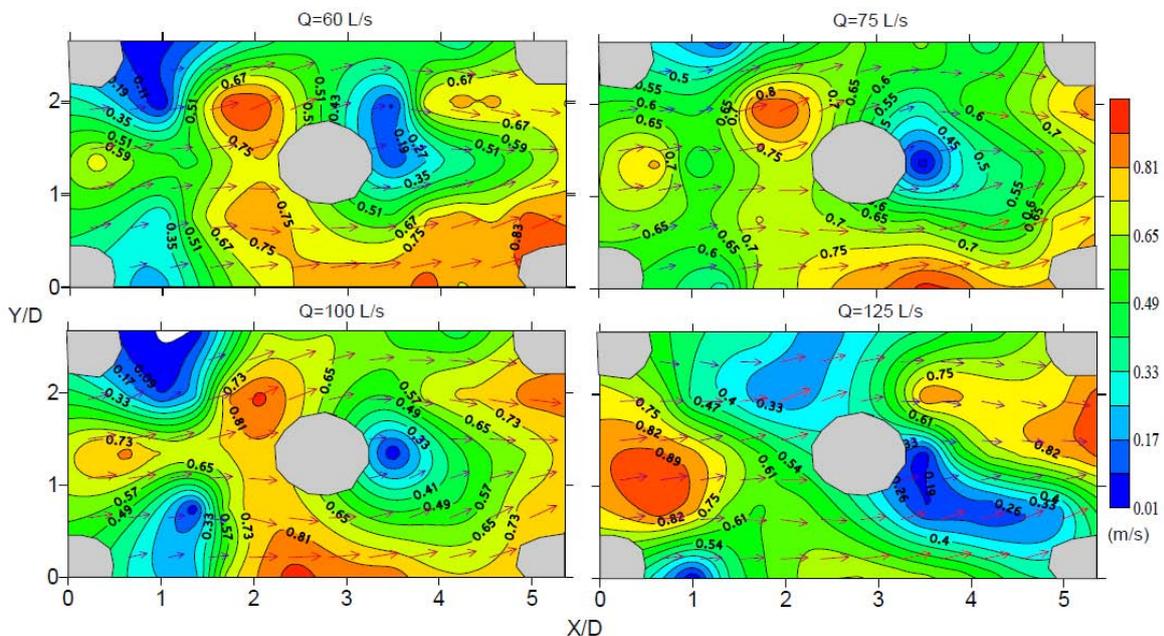
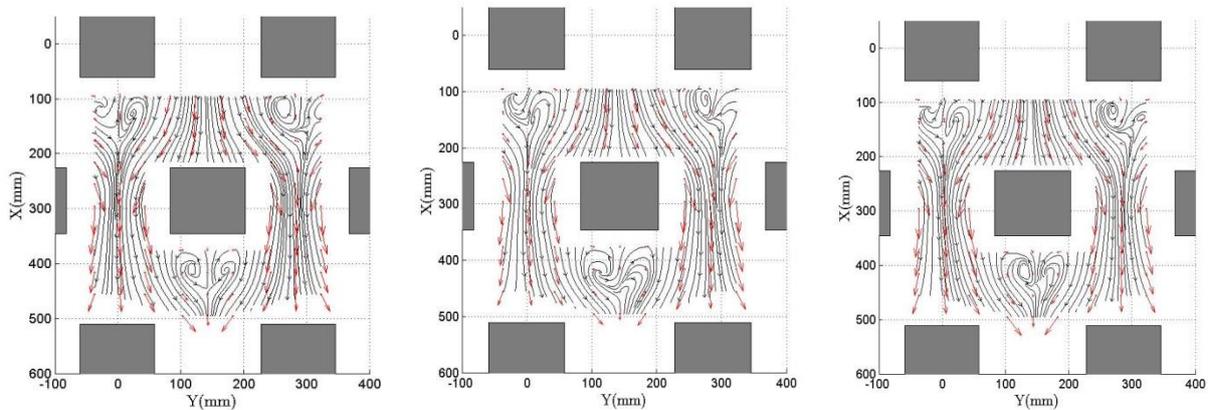
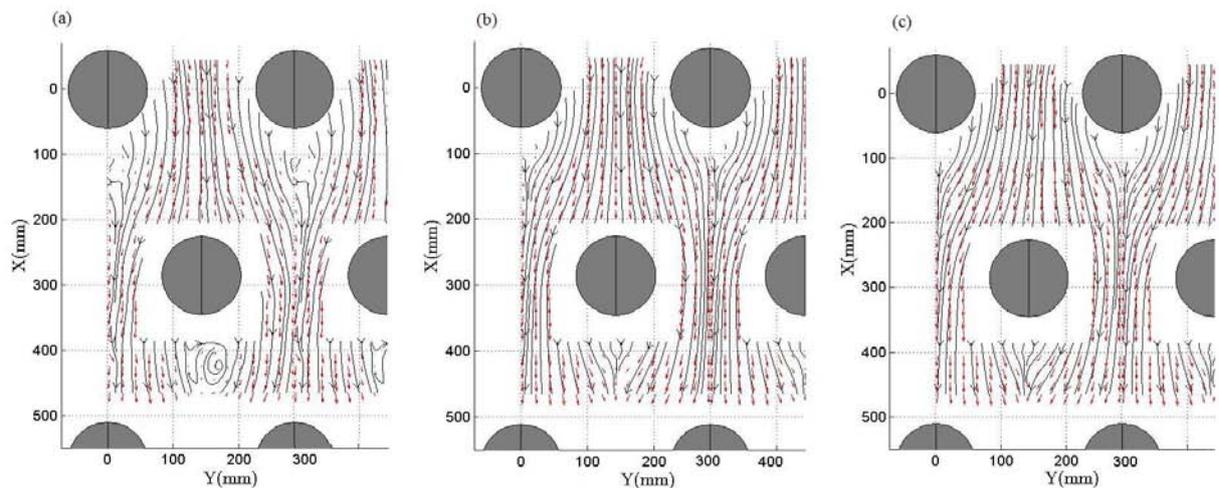


Figure III.24 : Mesures de vitesses d'après Baki et al. 2014 pour une concentration de 13%, une pente  $S$  de 5% à 4cm du fond.

Les mesures de Baki et al. (2014) (Figure III.24) montrent que les vitesses maximales se trouvent entre les obstacles et plus près des blocs que de la ligne centrale. La structure de l'écoulement est assez similaire pour les 4 débits. Une zone de faible vitesse se trouve dans le sillage de l'obstacle et sa taille augmente quand le débit augmente. Pour le plus fort débit, les blocs sont submergés ce qui diminue la concentration du jet. Les expériences de Baki et al. (2014) sont faites avec des blocs n'ayant pas une forme régulière ce qui explique que les mesures aient une certaine déviation entre la première, la deuxième et la troisième rangée. Une passe ayant des blocs réguliers peut donc assurer des conditions hydrauliques mieux maîtrisées.



**Figure III.25 : Lignes de courant pour les mesures sur plots carrés pour  $Fr=0,37$  (gauche),  $0,42$  (centre),  $0,48$  (droite).**



**Figure III.26 : Lignes de courant pour les mesures sur plots cylindriques pour  $Fr=0,34$  et fond rugueux (a),  $Fr=0,48$  et fond lisse (b),  $Fr=83$  et fond lisse (c).**

Les mesures que nous présentons sont uniquement réalisées avec des obstacles émergents. Les lignes de courant sur les Figure III.25 et Figure III.26 permettent de voir que l'écoulement est plus fortement contracté latéralement pour les obstacles carrés que cylindriques. Cela s'explique par le décollement de l'écoulement sur les arêtes de la face avant. La zone de repos est plus longue (dans le sens longitudinal) pour les plots carrés comme observé pour les profils

verticaux. Cette zone est aussi plus large avec les plots carrés puisque le jet est contracté entre les plots. La majorité du débit passe alors sur une largeur assez réduite et proche des arêtes de la face avant (Figure III.27). Il faut se rappeler que les lignes de courant dans la zone de repos ne reproduisent pas forcément l'écoulement observé en surface (Figure III.13). Pour les plots cylindriques (Figure III.28), la zone de repos varie peu pour des augmentations de Froude supérieures à 0,48.

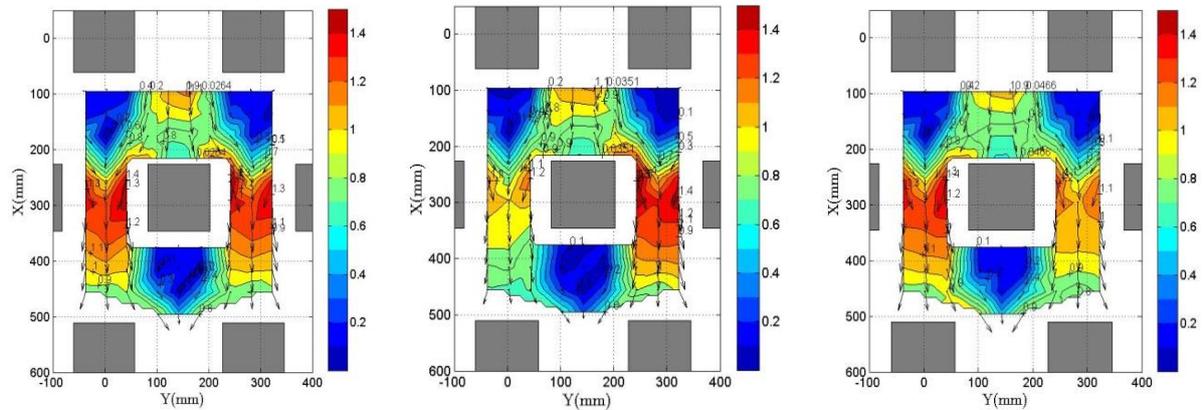


Figure III.27 : Cartographie des champs de vitesse sur des fonds lisses pour  $Fr=0,37$  (gauche),  $0,42$  (centre) et  $0,48$  (droite) à 5cm du fond.

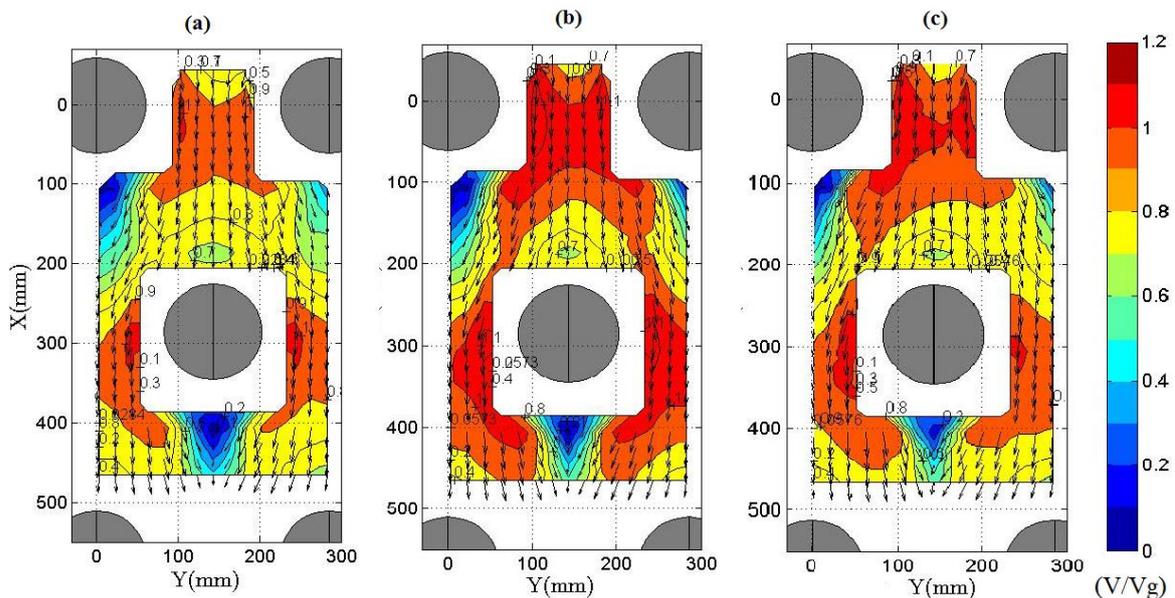


Figure III.28 : Cartographie des champs de vitesse normalisés par la vitesse moyenne entre bloc ( $V_g$ ) pour  $Fr=0,48$  (a),  $0,58$  (b) et  $0,83$  (c).

La distribution horizontale des vitesses, sur les Figure III.27 et Figure III.28, confirme les observations faites à partir de Baki et al. (2014). Les vitesses maximales se trouvent près des plots, légèrement à l'aval de la section minimale entre deux plots. Cette zone correspond à un écoulement qui plonge directement vers la zone de repos. La forte contraction verticale semble donc provoquer une forte accélération. Pour les plots cylindriques, les vitesses sont tout de même

uniformes transversalement avec des variations de +/- 20% si les zones de faibles vitesses derrière le plot sont prises en compte (Figure III.29).

La présence de rugosité de fond (Figure III.30) ne change pas le fait que le maximum de vitesse se trouve proche des obstacles. Par contre, la zone de repos semble plus importante, mais cette remarque doit être pondérée par les considérations déjà faites sur les profils verticaux. La vitesse maximale dans cette zone se trouvant proche du fond, il est normal de trouver une taille plus petite pour le fond lisse que pour des fonds rugueux. Dans cette zone, la rugosité a surtout un rôle d'uniformisation du profil vertical. Cela peut venir de la dissipation supplémentaire du fond qui diminue les structures verticales.

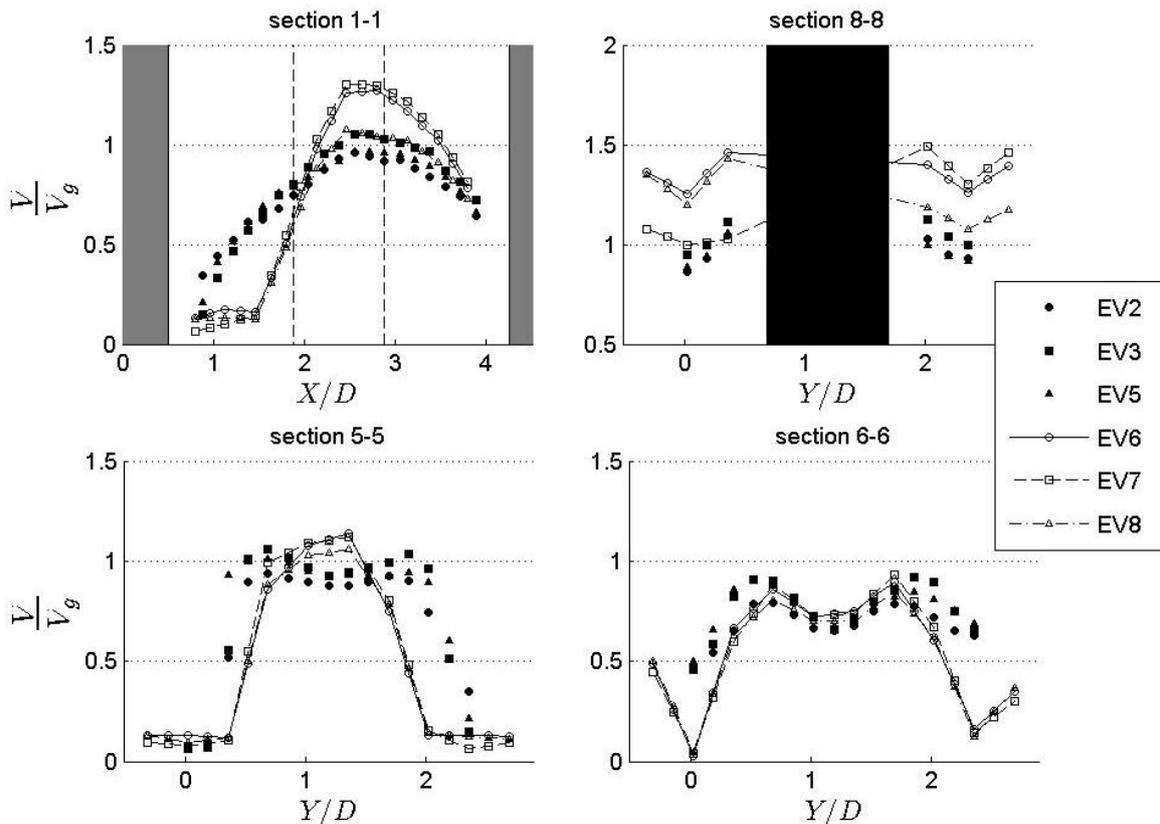
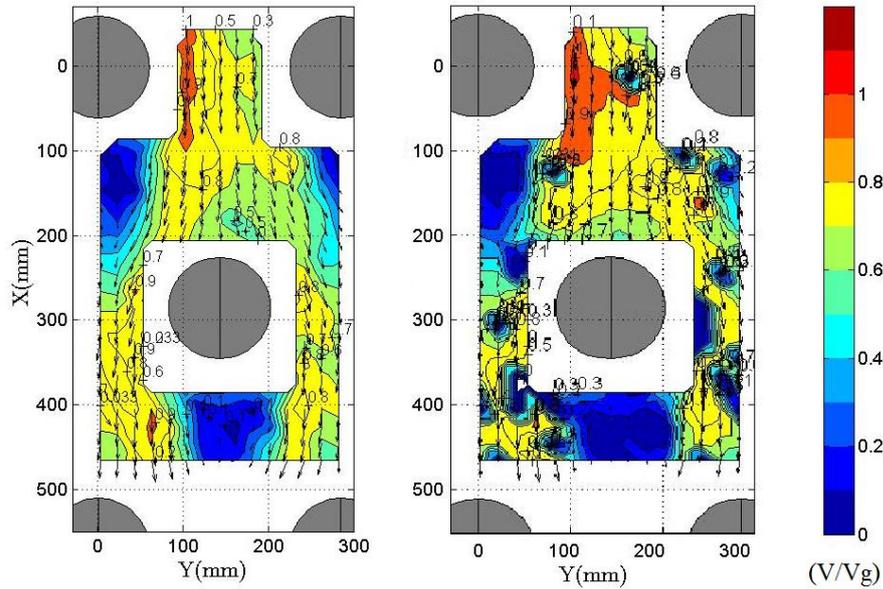


Figure III.29 : Comparaison des normes de vitesses entre expériences avec plots cylindriques et plots carrés.



**Figure III.30 : Cartographie des champs de vitesse sur des fonds rugueux pour  $Fr=0,34$  (gauche),  $0,76$  (droite) à 3 cm du haut des rugosités.**

### III.3.4 Champs turbulents

L'énergie cinétique turbulente  $k$  ou ECT est définie à partir des fluctuations de vitesses dans les 3 directions.

$$k = \frac{1}{2} (\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2}) \quad (3.6)$$

Nous regarderons cette grandeur comme un indicateur de la turbulence même si les connaissances sur l'influence de ce paramètre sur la franchissabilité sont encore peu développées. Pourtant, la pratique des passes à poissons à fentes verticales a montré que des taux de dissipation (et donc d'ECT) trop importants étaient pénalisant pour la franchissabilité (Liu et al., 2006; Chorda et al. 2010, Wu *et al.* 1999). Il nous faut donc a minima pouvoir quantifier cette grandeur hydrodynamique en fonction des conditions géométriques. Nous examinons pour l'instant les champs mesurés de façon qualitative. Comme pour les vitesses, une analyse quantitative sera faite lors de la comparaison avec le modèle 2D.

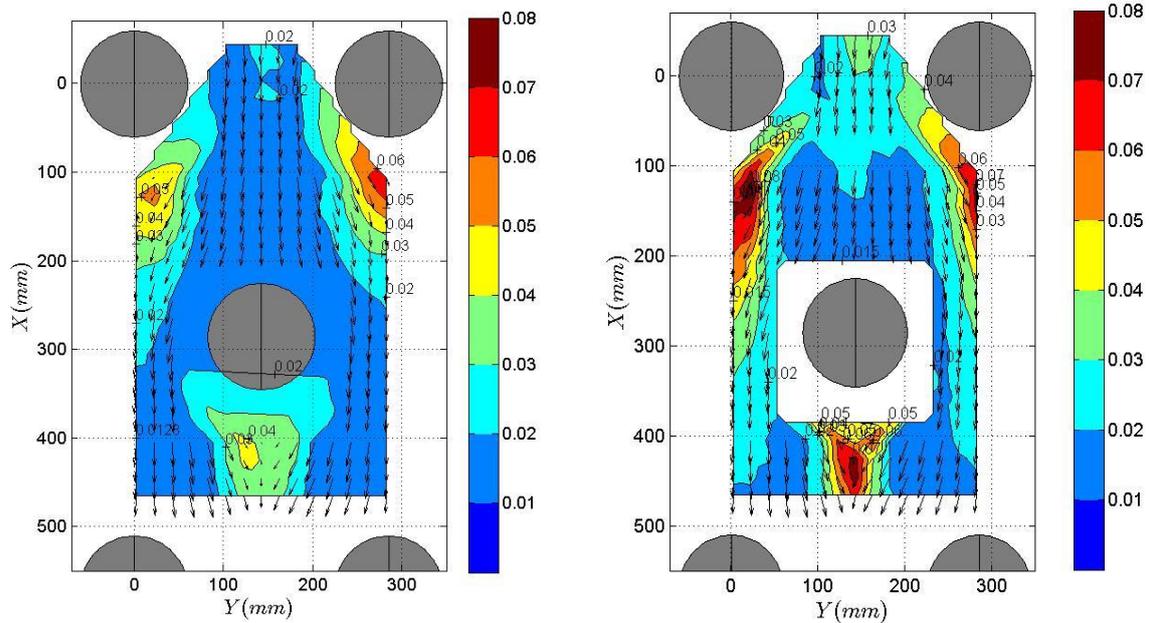


Figure III.31 : Cartographie des champs d'ECT pour  $Fr=0,48$  (gauche) et  $0,83$  (droite) (ECT en  $m^2/s^2$ ).

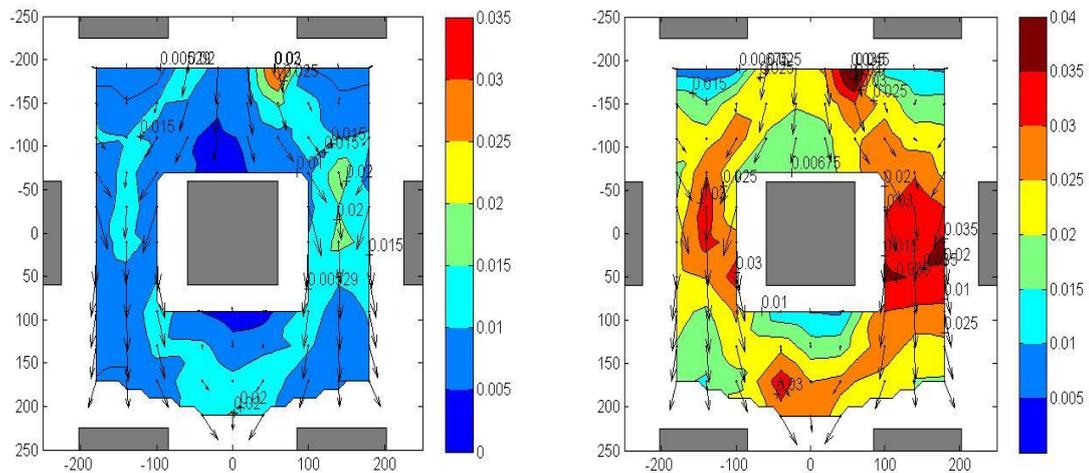


Figure III.32 : Champs d'ECT pour les mesures EV4 (gauche) et EV5 (droite) (ECT en  $m^2/s^2$ ).

Pour les blocs cylindriques, l'énergie cinétique turbulente est principalement localisée à l'aval de la zone de repos où les jets, venant de chaque côté du bloc, se rejoignent (Figure III.31). Ce comportement est pénalisant pour le repos du poisson car les échelles de longueurs de la turbulence peuvent être du même ordre de grandeur que la taille du poisson et ainsi gêner son déplacement. Pour les plots carrés (Figure III.32), l'ECT est maximale sur toute la longueur du jet et relativement plus faible dans la zone de repos (Figure III.33).

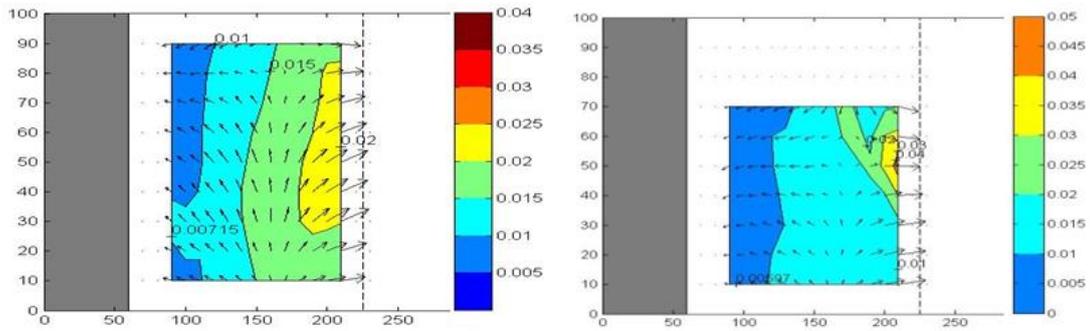


Figure III.33 : Champs verticaux d'ECT dans la zone de repos pour les mesures V5 (gauche) et V6 (droite) (ECT en  $m^2/s^2$ ).

Les profils sur les sections (1-1), (5-5), (6-6) et (8-8) sur la Figure III.34, montrent deux comportements très différents à l'aval de bloc en fonction de la forme des blocs, mais un bon accord entre les deux formes dans la zone de contraction. La zone de repos est moins « turbulente » pour les plots carrés que pour les cylindres. La contraction latérale tend à faire passer le débit dans une zone centrale du jet ce qui limite l'interaction entre le jet et la zone de repos comme le montre les mesures de vitesses (Figure III.29, section 1-1). Cette observation indique que les plots carrés sont plus propices pour la franchissabilité. Cependant, nous devons confirmer cette hypothèse en prenant en compte les autres critères car pour un même nombre de Froude, la vitesse maximum peut être plus importante avec les plots carrés.

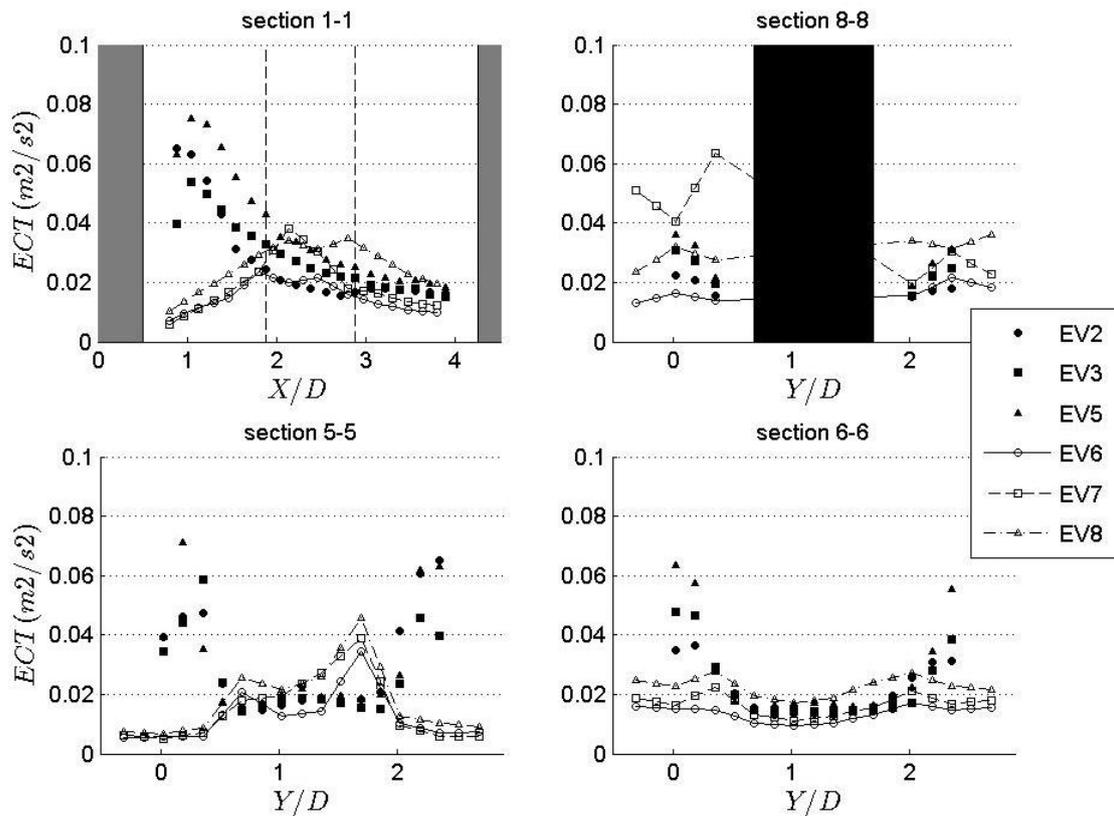


Figure III.34 : Profil d'énergie cinétique turbulente sur les sections (1-1), (5-5), (6-6) et (8-8) pour les mesures sur fond lisse avec des plots cylindriques et carrés.

Afin d'obtenir une valeur adimensionnelle de l'ECT, nous définissons l'intensité turbulente par (Camp T. R. *et al.*, 1995) :

$$I = \left( \frac{2}{3} \frac{k}{V_g^2} \right)^{1/2} \quad (3.7)$$

Une remarque importante pour le dimensionnement est fournie par la Figure III.35. En effet, l'intensité turbulente varie peu en fonction du nombre de Froude. De plus l'ordre de grandeur est le même sur l'ensemble du motif. Elle est comprise entre 15 et 30 % avec un maximum à l'aval de la zone de repos (jonction des deux jets latéraux) pour les plots cylindriques. De façon similaire, les écoulements sur obstacles carrés entraînent des intensités quasi uniformes mais avec des maxima qui sont observés dans le jet. Cette quasi-uniformité peut être associée à une forte diffusion turbulente. Les valeurs trouvées autour de 30% sont caractéristiques de celles d'un jet à surface libre (Launder B. E. et Rodi W., 1981). Si la turbulence provenait uniquement du frottement au fond, les intensités seraient bien plus faibles. Nous pouvons donc supposer qu'une taille caractéristique de la turbulence sera la distance entre blocs surtout si elle est plus petite que la hauteur d'eau.

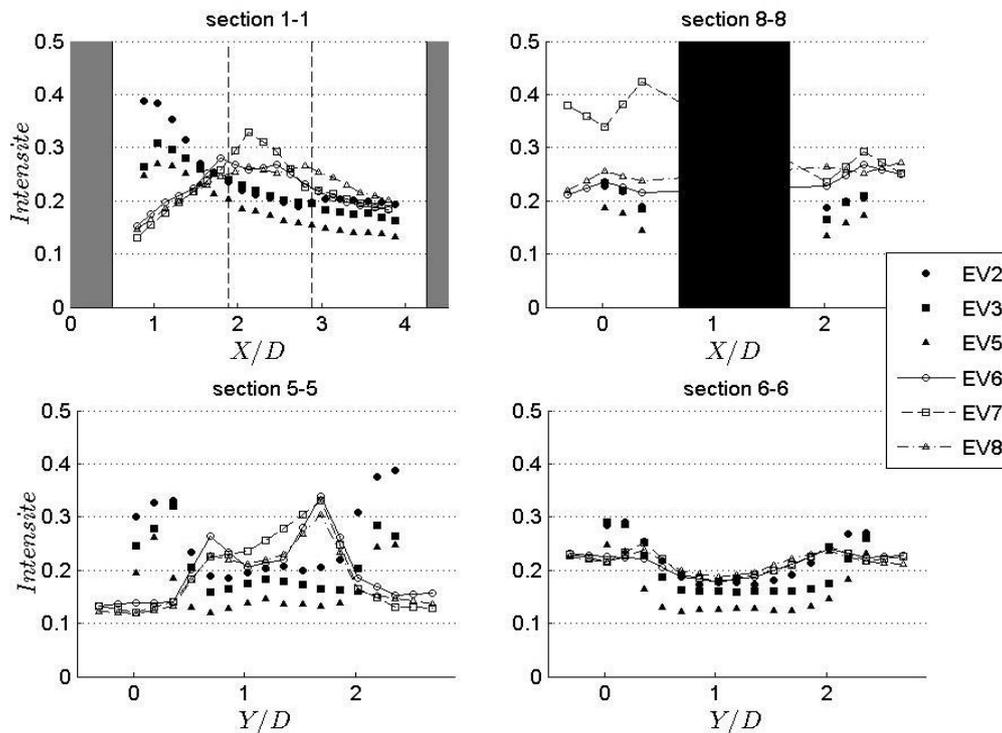


Figure III.35 : Profil d'intensité turbulente pour les configurations sur fond lisse.

Les mesures ADV permettent également d'obtenir des spectres de turbulence. Pour les points situés à l'endroit des profils verticaux, nous observons des spectres avec une zone inertielle avec une décroissance en  $-5/3$ . La turbulence n'est pas homogène puisque la direction longitudinale est privilégiée dans le jet. Dans le sillage, les fluctuations dans les directions x et y sont plus importantes et montrent un écoulement quasi 2D dans la direction verticale à cause de

la présence des macrorugosités. Cependant, une fréquence plus énergétique que les autres n'est observée (Doolan et al., 2012) que pour le nombre de Froude le plus faible. Il pourrait signer la présence d'allées de Von Karman qui sont observées visuellement en surface quand l'écoulement est à faible vitesse. Par contre, pour des nombres de Froude plus élevés l'encombrement de l'écoulement entre les rangées semble supprimer ces instationnarités.

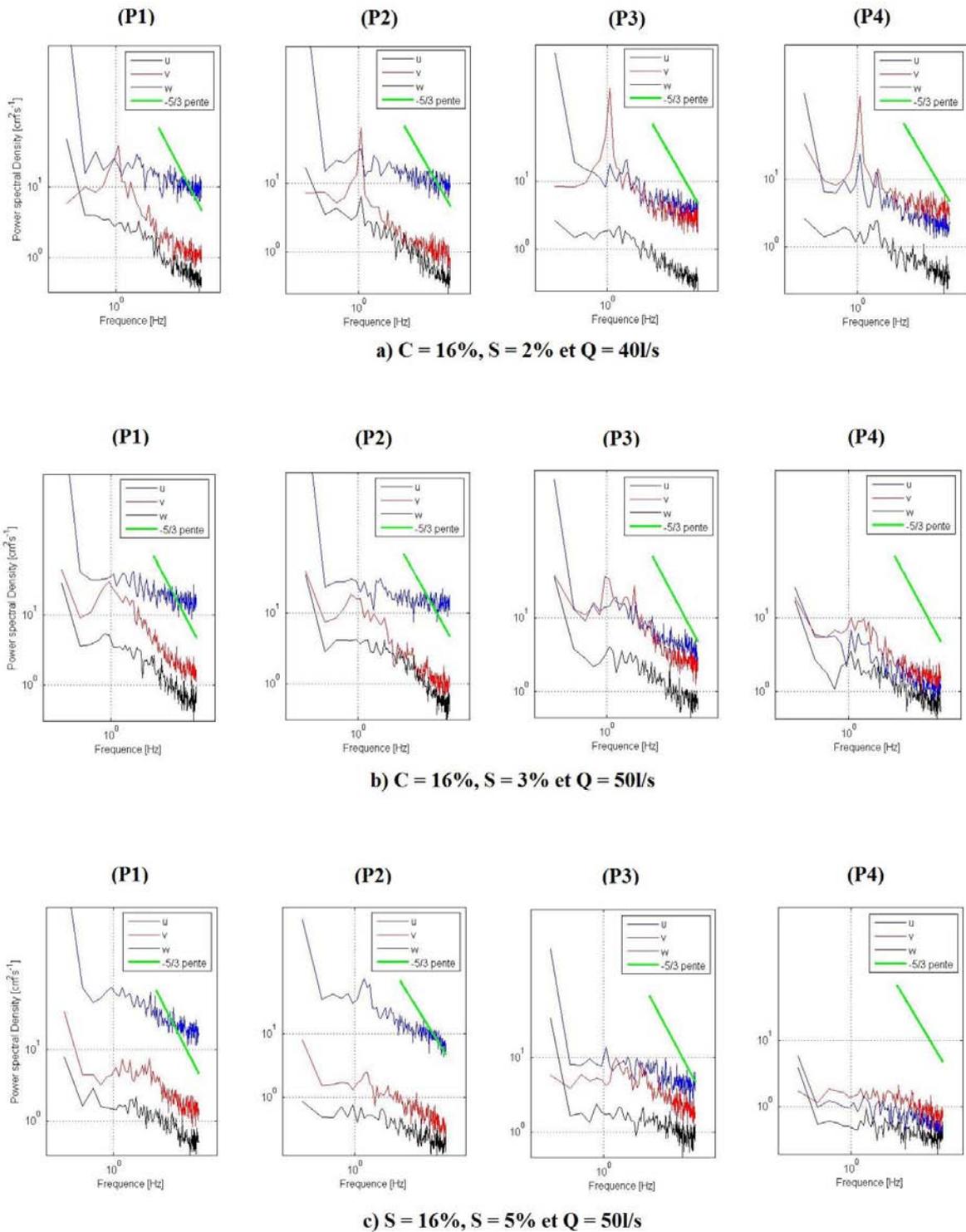


Figure III.36 : Spectres de turbulences pour les expériences EV2, EV3 et EV4 aux points P1, P2, P3, et P4.

### III.3.5 Modèle d'écoulement

Les principales observations sur les champs de vitesse sont donc :

- Le maximum de hauteur d'eau est situé entre la rangée de blocs pour les faibles nombres de Froude et plus loin en aval pour des nombres de Froude plus élevés.
- L'écoulement est plongeant et contracté latéralement après la section étroite entre les deux blocs. La vitesse maximale est située proche des obstacles et non pas sur l'axe central entre les blocs. Sur l'axe du jet, le maximum de vitesse correspond à une forte contraction verticale.
- Pour des obstacles carrés, la contraction est plus importante à cause du détachement de la couche limite sur les coins anguleux de la face avant. Dans l'écoulement contracté, la vitesse est quasi uniforme latéralement.
- En aval du bloc, une zone de circulation (la vitesse est proche de zéro) est toujours présente. La largeur de cette zone est de l'ordre du diamètre du bloc pour un cylindre et plus grande sinon. La longueur dépend du nombre de Froude jusqu'à un maximum fixé par la distance entre blocs.
- Une ou plusieurs zones de recirculation à axes horizontaux sont présentes dans la zone de repos.
- Les vitesses verticales sont comprises entre -5 et 20% de la vitesse entre blocs, en fonction du nombre de Froude. Elles sont plus importantes pour les plots carrés pour des nombres de Froude équivalents.
- Les rugosités de fond diminuent les vitesses verticales près du fond. Elles ont peu d'impact sur le profil de vitesse mais elles « tranquilisent » l'écoulement dans la zone de repos.
- La structure de l'écoulement est la même pour un nombre de Froude donné, même si une légère dépendance en fonction de  $h^* = h/D$  peut se produire. Cependant,  $h^*$  joue un rôle uniquement lorsque  $h^* < 1$  car l'écoulement autour du bloc interagit avec le fond (voir ci-dessous).
- Les grandeurs turbulentes, les vitesses verticales ainsi que les profils transversaux de vitesses indiquent que l'écoulement possède autant les caractéristiques d'un jet à surface libre que celle d'un écoulement autour d'un obstacle.

A partir de ces constatations, nous nous proposons de décrire l'écoulement à partir de grandeurs hydrodynamiques moyennes utiles pour le calcul de la relation hauteur-débit (Figure III.37). Une de ces grandeurs adimensionnelles importante est le nombre de Froude maximal  $Fr_{max} = u_{max} / (gh_d)^{0.5}$  où  $h_d$  est la hauteur d'eau minimale moyennée transversale dans la section aval. Lorsque le nombre maximal de Froude est supérieur à 1, une transition de régime de l'écoulement apparaît. La vitesse dans la partie aval du jet reste donc de l'ordre de grandeur de la

vitesse critique. En effet, la présence de blocs en aval empêche l'écoulement de rester en régime supercritique. Un ressaut hydraulique apparaît dans cette zone, la hauteur moyenne est alors proche de la hauteur critique  $h_c$  (voir Figure III.37 et Figure III.38).

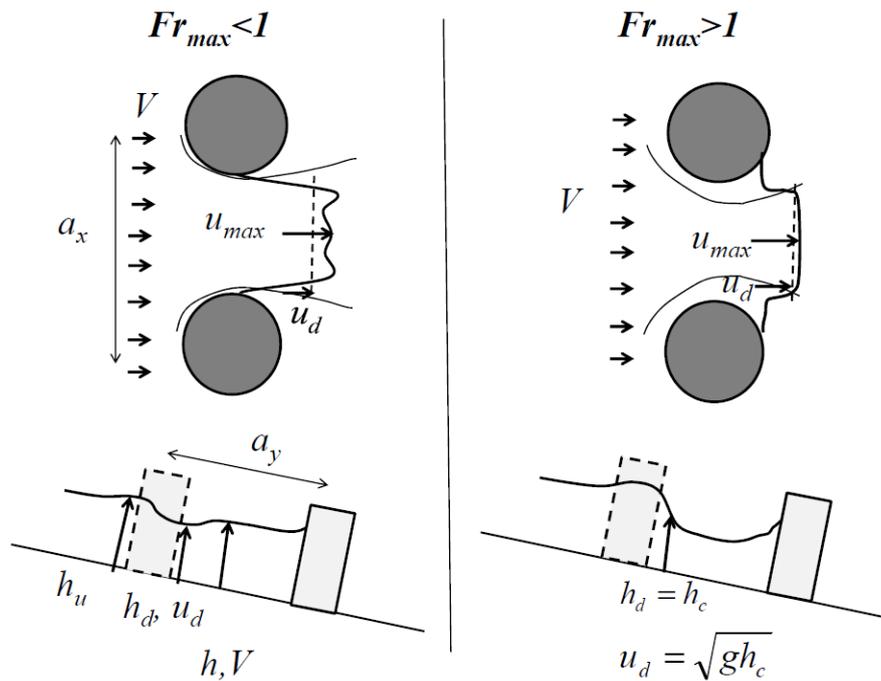


Figure III.37 : Structure de l'écoulement et définition des grandeurs hydrauliques en fonction du nombre de Froude maximal dans la cellule élémentaire.

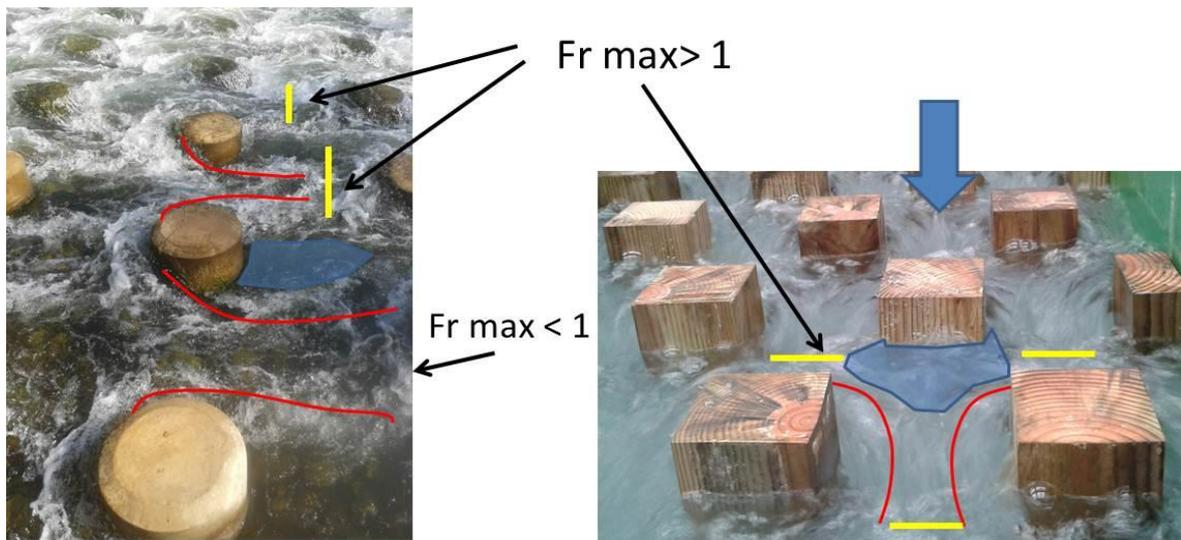


Figure III.38 : Photographie des différents types d'écoulements. A gauche, sur une passe réelle : différents types d'écoulements sont possibles grâce au pendage latéral. A droite, l'écoulement est celui d'une expérience de laboratoire. Les lignes rouges représentent la contraction latérale, la ligne jaune marque une transition transcritique, la zone bleue visualise la zone de repos estimée.

Pour quantifier les différentes formes de l'écoulement, nous introduisons  $u_d$  comme la vitesse moyenne latérale en aval de bloc. La largeur de l'écoulement est considérée constante ce qui implique que la différence entre  $u_d$  et  $V_g$  est due à la contraction verticale du jet.

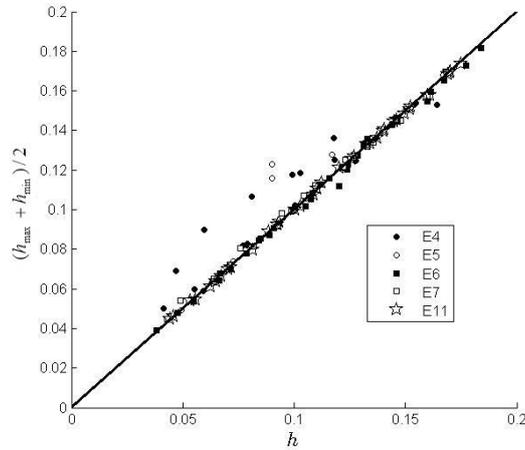
La continuité impose:

$$V_g h = u_d h_d \quad (3.8)$$

Pour estimer  $h_d$ , la conservation de la charge est calculée entre la position en face à l'amont du bloc (vitesse nulle) et la vitesse moyenne à l'aval:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{h_u - h_d}{h} = \frac{1}{2} Fr^2 \left( \frac{u_{\max}^2}{V_g^2} \right) \quad (3.9)$$

Les résultats expérimentaux montrent que:  $h = (h_u + h_d)/2$  (voir Figure III.39).



**Figure III.39 : Comparaison entre hauteur d'eau moyenne mesurée par intégration et celle calculée par la moyenne entre  $h_{\max}$  et  $h_{\min}$ .**

• Quand  $Fr_{\max} < 1$   $Fr_{\max} < 1$

Pour les faibles nombres de Froude, la vitesse maximale en aval peut être exprimée en fonction de la vitesse entre blocs par la formule suivante:

$$\frac{u_{\max}}{V_g} = r \frac{u_d}{V_g} = r \frac{1}{1 - \frac{\Delta h}{2h}} \quad (3.10)$$

où  $r$  est le rapport entre la vitesse moyenne en aval de bloc ( $u_d$ ) et la vitesse maximale ( $u_{\max}$ ). Ce rapport est donc une image de l'hétérogénéité latérale du profil de vitesse. Il dépend de la forme du bloc de façon identique à la contraction latérale du jet. Nous pouvons penser que ce rapport devrait tendre vers 1 quand la concentration est très faible puisque l'écoulement est alors

contrôlé par le fond. De la même façon pour une concentration suffisante mais pour des faibles vitesses (faible nombre Froude), il est possible que ce rapport diminue. Compte tenu des résultats expérimentaux et numériques, un bon compromis entre simplicité et domaine de validité du modèle est de supposer ce coefficient constant. En effet, les écoulements dans des passes à macrorugosités sont tous avec des nombres de Froude supérieurs à 0,2 et des concentrations supérieures à 0,08. L'équation (3.9) devient:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{1}{2} Fr^2 \left( \frac{1}{1 - \frac{\Delta h}{2h}} \right) \approx \frac{1}{2} Fr^2 \quad (3.11)$$

• Quand  $Fr_{max} > 1$

Pour déterminer la variation de la vitesse maximale à un nombre de Froude élevé, on suppose que le nombre de Froude local atteint 1 dans la section en aval du bloc.

$$\frac{u_{max}}{V_g} \approx \frac{u_d}{V_g} = \frac{\sqrt{gh_d}}{V_g} = \frac{1}{Fr} \sqrt{\frac{h_d}{h}} \quad (3.12)$$

A partir de l'équation (3.8), il est possible de conclure que:

$$\frac{u_{max}}{V_g} = \frac{1}{Fr^{2/3}} \quad (3.13)$$

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{1}{2} Fr^{2/3} \quad (3.14)$$

Pour assurer la formulation continue entre le régime subcritique et le régime supercritique, les valeurs minimales d' $u_{max}$  (équations (3.10) et (3.13)) et des variations de hauteur d'eau (équations (3.11) et (3.14)) sont utilisées (Figure III.40). Les équations fournissent une bonne approximation de la vitesse maximale même si la transition entre les deux comportements diffère légèrement (Figure III.41). La simplicité excessive de la description de l'écoulement peut-être la raison pour laquelle les vitesses sont sous estimées pour les grands nombres de Froude. La hauteur d'eau à l'aval n'est pas constante dans la section et l'écoulement se contracte ce qui provoque une accélération de l'écoulement ( $u_{max}$  est différent de  $u_d$  pour les faces planes). Néanmoins, sur la base des mesures, il est possible d'observer l'influence de la forme des blocs et du nombre de Froude  $Fr$  sur la vitesse maximale.

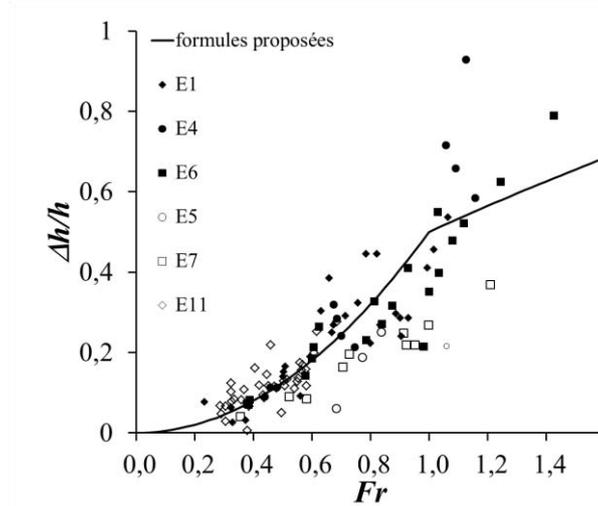


Figure III.40 : Ecart de hauteur d'eau sur une cellule en fonction du nombre de Froude.

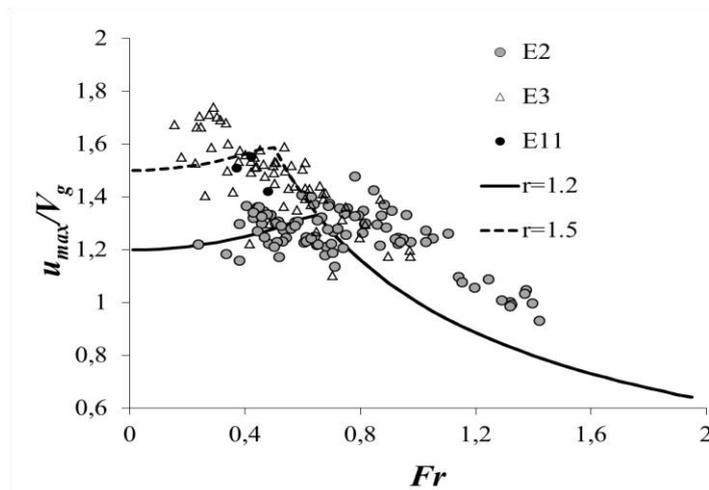


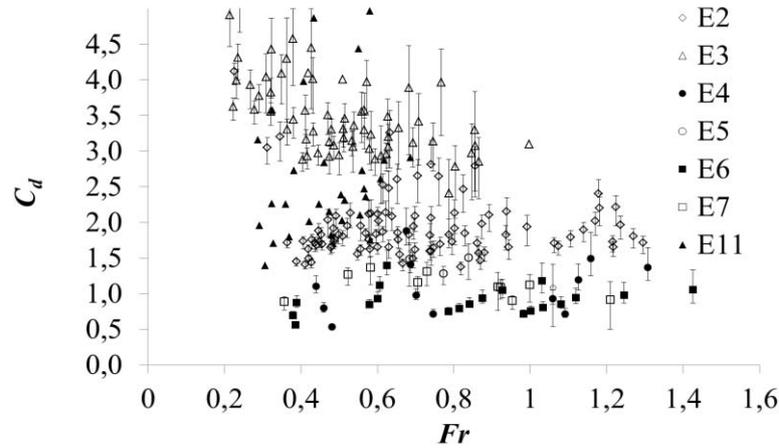
Figure III.41 : Vitesses maximales mesurées au courantomètre dans le canal vert réduit.

### III.4 Détermination des coefficients de traînée

A partir de l'équation (3.3), la relation hauteur-débit est obtenue connaissant les coefficients de traînée et de frottement. Cependant, la détermination de  $C_d$  à partir de l'équation (3.15) ne conduit pas à une valeur standard c'est à dire:  $C_d = 1$  pour le bloc circulaire (Cao et al., 2015) et  $C_d = 2$  pour le bloc à face plate (voir Figure III.42). Le barre d'erreur sur la Figure III.42 correspond à la précision de la mesure estimée (+/- 5 mm).

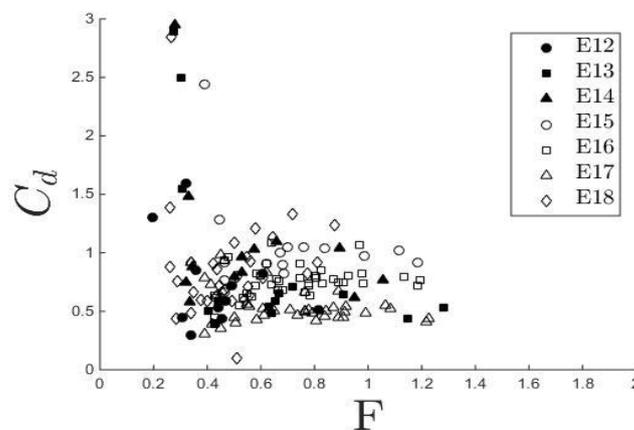
$$C_d = \frac{1}{Ch_*} \left( \frac{2S(1-\sigma C)}{Fr^2} - \alpha C_f \right) \quad (3.15)$$

Où le coefficient de traînée est mesuré directement sans correction. Pour des nombres de Froude similaires,  $C_d$  peut avoir des valeurs différentes bien que la concentration soit identique. Pour bien comprendre les paramètres influençant la traînée, la procédure suivante est adoptée. Un fond lisse est supposé pour le calcul du coefficient  $C_d$ , c'est à dire  $C_f$  négligeable. L'influence du nombre Froude est mesurée en faisant varier la pente et le débit. Le coefficient  $C_d$  correctement déterminé, la hauteur de rugosité est ajustée dans les expériences avec des rugosités de fond.



**Figure III.42 : Coefficients de traînée mesurés à partir de la hauteur d'eau mesurée sans correction (Expérience dans le canal vert et le canal 250).**

Les expériences E1, E17 et E4 sont réalisées avec la même proportion géométrique et avec la similitude de Froude. Cependant le nombre de Reynolds diffère d'un ordre de grandeur pour les deux séries de mesures, en petit et grand canal. La même comparaison peut être réalisée entre E5 et E9. L'évolution du coefficient de traînée est identique alors que les nombres de Reynolds changent ce qui indique bien un phénomène physique différent d'un simple effet de similitude.



**Figure III.43 : Coefficients de traînée mesurés à partir de la hauteur d'eau mesurée sans correction (Expériences dans le petit canal).**

Sur le fond lisse,  $N \ll 1$ , les fortes valeurs de  $C_d$  ne peuvent pas être expliquées par une estimation incorrecte de  $C_f$ . Ishikawa et al. (2000) ont déjà montré que la corrélation entre le nombre de Reynolds  $Re$  et le coefficient  $C_d$  n'est pas triviale. Cheng and Nguyen (2011) propose un nombre de Reynolds basé sur un rayon hydraulique. Ils montrent que  $C_d$  varie en fonction de  $Re$ . Mais pour les expériences présentées ici, l'écoulement est pleinement développée ( $Re_D > 1000$ ). Donc, l'hypothèse de la relation entre  $C_d$  et le nombre de Reynolds ne peut pas être utilisée. En outre, expérimentalement, la dépendance de  $C_d$  sur le nombre de Reynolds n'est pas explicite. Comme le but de l'étude est de fournir une relation de dimensionnement facile à utiliser, les variations de  $C_d$  sont supposées être des fonctions de la concentration, du nombre de Froude et de la présence du fond (équation (3.16)). Cette hypothèse semble suffisante pour expliquer les résultats expérimentaux. Elle est simple et permet de comparer nos résultats avec des études où un seul des paramètres varie. Le coefficient de traînée  $C_d$  est alors exprimé de la façon suivante:

$$C_d = C_{d0} f_c(C) f_{Fr}(Fr) f_{h^*}(h^*) \quad (3.16)$$

où  $C_{d0}$  est le coefficient de traînée d'un seul bloc infiniment long quand  $Fr \ll 1$ . La fonction  $f_c(C)$  est dérivée de la littérature (Nepf, 1999) et  $f_{Fr}(Fr)$  sera déterminée à partir de l'analyse de la vitesse moyenne entre les blocs. Seule la fonction  $f_{h^*}(h^*)$  sera basée uniquement sur les résultats expérimentaux. Cette fonction doit reproduire la nature tridimensionnelle des écoulements qui apparaît comme significative, par exemple les interactions des sillages ou le vortex en fer à cheval. Pour des obstacles isolés, elles ont été étudiées par beaucoup d'auteurs, expérimentalement (Kirkil *et al*, 2008; Tanino and Nepf, 2008, White and Nepf, 2008; Kirkil and Constantinescu, 2015; Nepf *et al*, 1997; Graf and Istiarto, 2002; Zhou *et al*, 2002, Yang *et al*. 2015) et numériquement (Tseng *et al*, 2000).

Dans les résultats suivants, les coefficients de traînée pour un bloc seul ( $C_{d0}$ ) choisis et le rapport  $r$  sont les suivants :

<i>Exp.</i>	<i>Forme</i>	$C_{d0}$	$r$
<i>E1, E4 à E10, E12 à E18</i>		1	1,1
<i>E2</i>		1,3	1,2
<i>E3</i>		2	1,5
<i>E11</i>		1,8	1,5

**Tableau 5 : Coefficients utilisés pour décrire l'écoulement dans les expériences.**

### III.4.1 Coefficient de frottement

Une bonne estimation du coefficient de frottement du fond est nécessaire pour valider l'approche actuelle. Pour les expériences avec un fond en PVC, l'écoulement est aussi supposé

comme lisse. Puis  $C_f$  est estimé en utilisant la formule de Blasius qui représente le coefficient de frottement sur une plaque plane (en régime lisse):

$$C_f = \frac{0.3164}{4 \operatorname{Re}_h^{-0.25}} \quad (3.17)$$

Pour les fonds rugueux, la formule de Rice *et al.* (1998) (Equation (3.18)) est utilisée. La hauteur de rugosité  $k_s$  est ajustée pour reproduire les conditions des expériences à faible tirant d'eau. C'est-à-dire que nous utilisons l'expression du coefficient de traînée déduit des paragraphes précédents. Puis nous ajustons le  $k_s$  pour reproduire la relation hauteur débit sur toute la série d'expérience.

$$C_f = \frac{2}{\left(5.1 \log\left(\frac{h}{k_s}\right) + 6\right)^2} \quad (3.18)$$

Les coefficients  $k_s$  identifiés à partir des expériences E2, E3, E5 et E7 sont de 4,5 cm. Cette taille correspond à une taille caractéristique des cailloux utilisés. Même si une étude de granulométrie fine n'a pas été réalisée, une valeur moyenne du grand axe des cailloux est de 45mm. La formule de Rice est choisie car elle est valide pour toutes les expériences, et elle a été établie pour des gammes de pentes, de granulométries et de submersion identiques à nos écoulements.

Pour les expériences E8, E9, E10, les rugosités de fond sont faites avec des tailles plus petites. Nous trouvons que le  $k_s$  permettant de retrouver la relation hauteur-débit est de 2,2 cm. Cette valeur est aussi cohérente avec la taille réelle des rugosités estimée entre 2 et 3 cm.

### III.4.2 Influence de concentration sur le coefficient de traînée

La détermination de  $f_C(C)$  est basée sur le modèle proposé par Nepf (1999). Pour l'écoulement turbulent ( $Re_D > 200$ ), Nepf (1999) souligne que le coefficient de traînée doit diminuer quand la concentration augmente. Le modèle proposé par cet auteur donne comme résultat que  $0,4 < C_d < 0,65$  dans la gamme des concentrations typiques des passes à poissons ( $0,08 < C < 0,25$ ) (Figure III.44). Une fonction simplifiée  $f_C(C)$  spécifique aux concentrations présentes a été proposée. Elle est obtenue par une régression linéaire du modèle entre  $C=0,01$  et  $C=0,3$ . Une relation linéaire est suffisante et l'erreur impliquée par cette hypothèse est négligeable (5% sur le débit total). Les résultats expérimentaux, représentés sur la Figure III.44, sont corrigés des fonctions  $f_{Fr}(Fr)$  et  $f_{h^*}(h^*)$  décrites ci-dessous :

$$f_C(C) = 0.8 - 2C \quad (3.19)$$

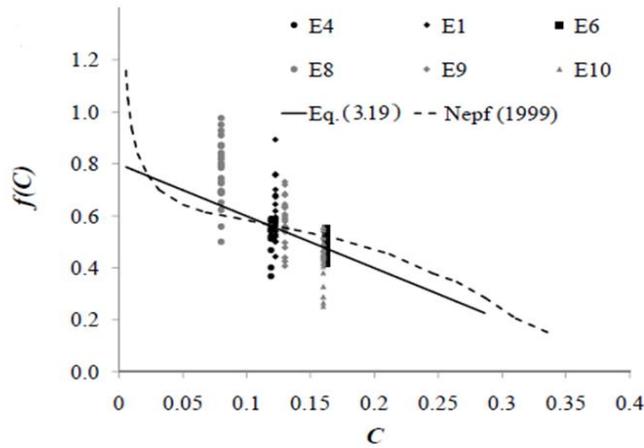


Figure III.44 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction de la concentration (Expériences dans le canal vert et le canal 250).

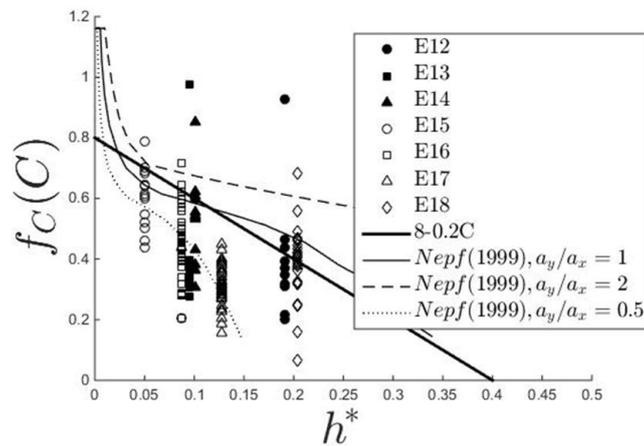


Figure III.45 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction de la concentration (Expériences dans le petit canal).

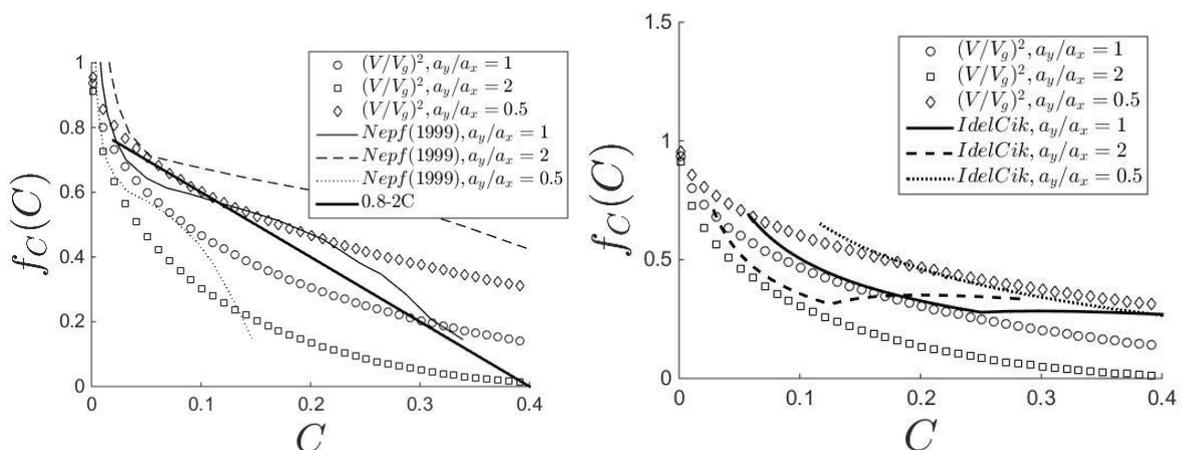


Figure III.46 : Fonction correctrice utilisée pour  $a_x \neq a_y$ . L'expression du Idel'Cik est obtenus pour  $Re=5.10^4$ .

Dans un deuxième temps, les expériences en petit canal (Figure III.45) où le rapport  $a_x/a_y$  a été modifié ont mis en évidence que la correction linéaire (Equation (3.19)) n'est valable que pour  $a_x=a_y$ . Dans les autres cas, il faudrait utiliser le modèle complet proposé par Nepf, 1999 et 2012. Nous avons plutôt choisi de tenir compte de la concentration en utilisant la vitesse moyenne pour exprimer les forces de traînée et le frottement sur le fond. Ce choix se justifie à partir des observations sur la relation hauteur-débit mesurée dans le petit canal (Figure III.4). En effet, les répartitions des obstacles avaient peu d'influence sur le débit. De plus, le rapport  $(V/V_g)^2$  est numériquement très proche des corrections proposées par Nepf et Idel'cik (Figure III.46). Ce rapport revient à prendre  $V$  à la place de  $Vg$  dans l'équation (3.3) et à supposer que  $f_C(C) = (V/V_g)^2$  puisqu'en prenant la vitesse moyenne comme référence, le bilan de quantité de mouvement devient:

$$\frac{1}{2} C_d \frac{Ch}{D} \left( \frac{V_g}{V} \right)^2 V^2 + \frac{1}{2} C_f \alpha \left( \frac{V_g}{V} \right)^2 V^2 = gSh(1 - \sigma C) \quad (3.20)$$

En supposant  $f_C(C) = (V/V_g)^2$  nous obtenons alors :

$$C_{d0} f_{h^*}(h^*) f_{Fr}(Fr) \frac{Ch}{D} \frac{V^2}{gh} + C_f (1 - \sigma C) \frac{V^2}{gh} = 2S(1 - \sigma C) \quad (3.21)$$

$$\left( \frac{C_d Ch^*}{(1 - \sigma C)} + C_f \right) Fr_0^2 = 2S \quad (3.22)$$

où  $F_0$  est le nombre de Froude basé sur  $V$  ( $F_0 = V/\sqrt{gh}$ ). Le coefficient de traînée s'exprime alors  $C_d = C_{d0} f_{Fr}(Fr) f_{h^*}(h^*)$ . Comme le frottement est aussi modélisé avec la vitesse moyenne, le coefficient  $\alpha$  qui donne la proportion du lit où s'exerce cette force est aussi modifié. Son expression se simplifie en  $(1 - \sigma C)$ .

Nous présenterons par la suite les résultats avec les deux approches:

- soit  $f_C(C)$  est explicitement pris en compte par l'équation (3.19). Cela implique que la vitesse de référence pour le calcul de force de traînée et de frottement pariétal est  $Vg$ .

- soit  $f_C(C)$  est supposé être égal à  $(V/Vg)^2$ . Cela implique que l'on peut écrire le bilan de quantité de mouvement avec la vitesse moyenne  $V$  et supprimé  $f_C(C)$  de l'expression de  $C_d$ . L'influence de la concentration dépend alors du rapport  $a_x/a_y$  (Equation 1.7).

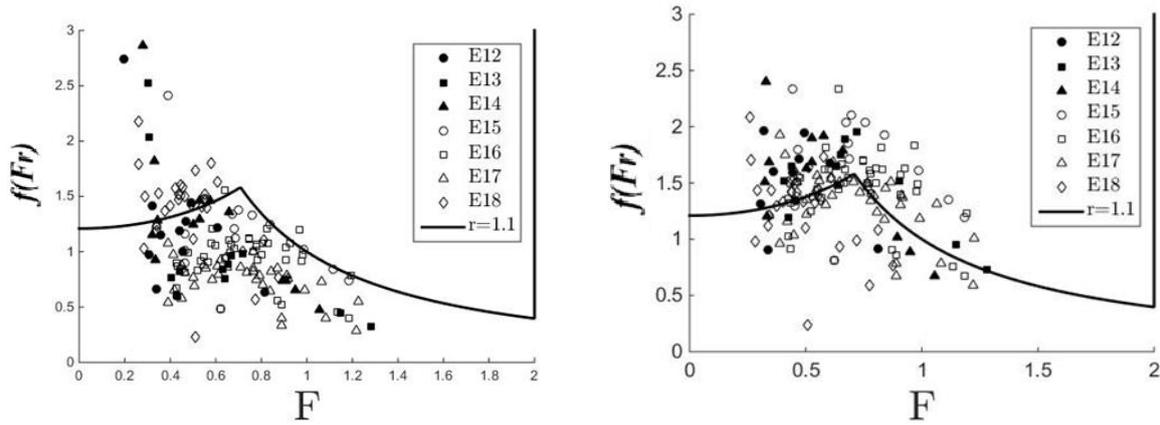
Nous pourrions ainsi comparer la pertinence des 2 approches en fonction des caractéristiques géométriques. Nous rappelons que la seule différence est l'expression choisie pour  $f_C(C)$ .

### III.4.3 Influence de nombre de Froude

Pour prendre en compte l'influence de nombre de Froude, la vitesse pour le terme de traînée est  $u_{max}$  (Figure III.37) au lieu de  $V_g$  ou  $V$ . On traduit alors l'accélération autour du plot due à la contraction verticale et latérale.

Le terme de traînée est ainsi exprimé par:

$$F_{drag} = \frac{1}{2} C_{d0} \frac{Ch}{D} u_{max}^2 = \frac{1}{2} C_{d0} \frac{Ch}{D} \left( \frac{u_{max}}{V_g} \right)^2 \left( \frac{V_g}{V} \right)^2 V^2 = \frac{1}{2} C_{d0} \frac{Ch}{D} f_{Fr}(Fr) V^2 \quad (3.23)$$



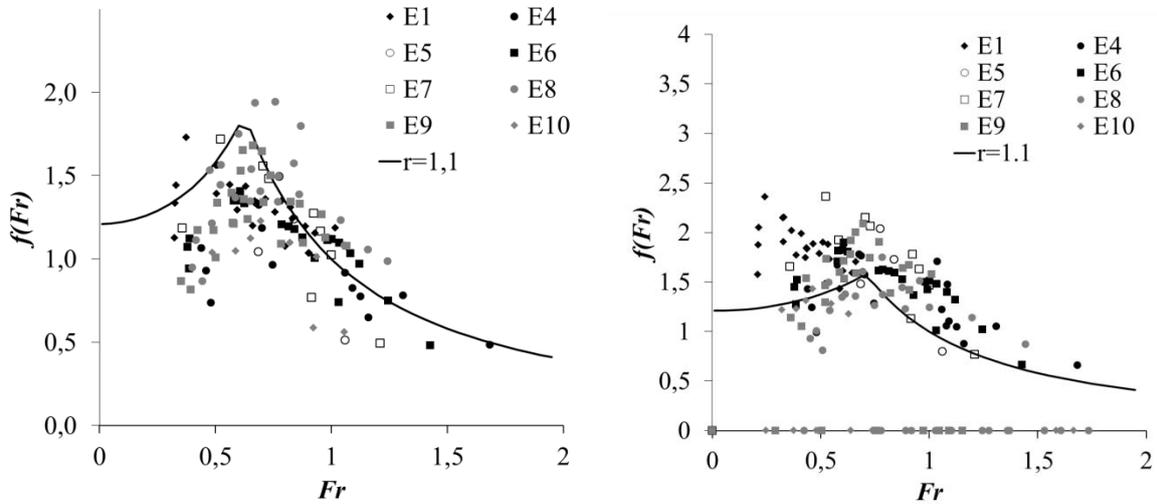
**Figure III.47 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction du nombre de Froude en considérant la vitesse entre bloc (gauche) et la vitesse moyenne (droite) (Expériences dans le petit canal).**

La combinaison de l'équation (3.13) et de l'équation (3.23) conduit à:

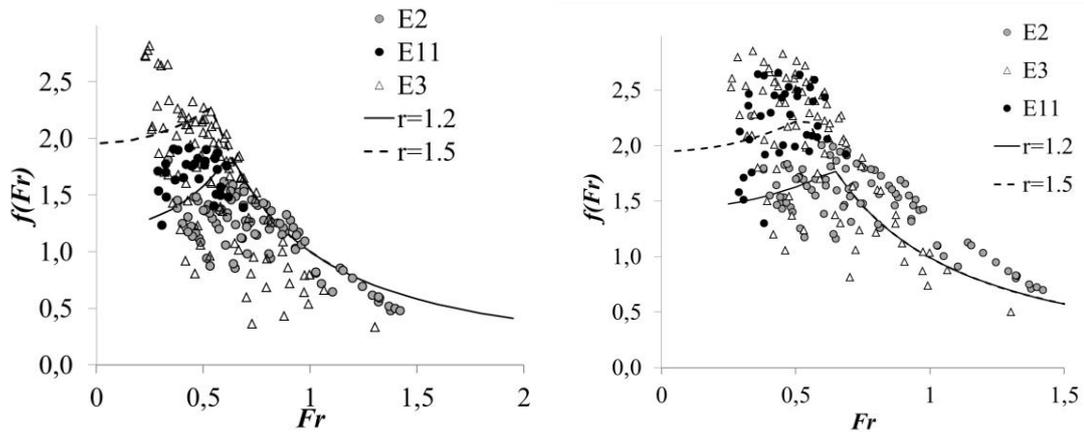
$$f_{Fr}(Fr) = \left( \frac{u_{max}}{V_g} \right)^2 = \min \left( \frac{r}{1 - \frac{Fr^2}{4}}, Fr^{-2/3} \right) \quad (3.24)$$

Les hypothèses relatives à la vitesse de référence ( $V_g$  ou  $V$ ) pour le calcul du coefficient  $C_d$  semblent être validées par les résultats expérimentaux (Figure III.47, Figure III.48 et Figure III.49). L'importance d'une estimation correcte de  $f_C(C)$  est ainsi démontrée puisque l'utilisation de  $f_C(C) = (V/V_g)^2$  permet de mieux modéliser l'évolution de  $C_d$  avec  $Fr$  quand  $a_x \neq a_y$  (Figure III.47). La dispersion de données est plus grande pour les expériences avec une méthode de mesure du niveau d'eau approximative (E1, E2, E3, E8, E9) car la mesure par pointe est moins précise que la moyenne optique sur la cellule. Dans le cas de blocs cylindriques, la correction provoquée par  $f_{Fr}(Fr)$  est significative uniquement pour  $Fr > 1$ . Pour les autres formes de blocs

(Figure III.49), il est nécessaire de considérer attentivement toute la plage de  $Fr$ . La force de traînée peut être sous-estimée d'un facteur de 2 si  $f_{Fr}(Fr)$  est négligée. Pour les formes à faces planes, la transition de régime local se produit pour un nombre de Froude ( $Fr$ ) plus faible. Cela est dû à la contraction (entre les blocs) provoquée par la forme des blocs qui aboutit à des vitesses plus rapides par rapport à la vitesse moyenne.



**Figure III.48 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction du nombre de Froude, en considérant la vitesse entre bloc (gauche) et la vitesse moyenne (droite) (Expériences dans le canal vert et le canal 250 avec blocs cylindriques).**



**Figure III.49 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction du nombre de Froude en considérant la vitesse entre bloc (gauche) et la vitesse moyenne (droite). (Expériences dans le canal vert avec blocs non cylindriques).**

La fonction  $f_{Fr}(Fr)$  déterminée à partir des mesures de débits sur les expériences E2, E3 et E11 est cohérente avec la mesure directe des vitesses maximales dans le jet (Figure III.41) puisque le même coefficient de contraction permet de reproduire  $u_{max}/V_g$  et  $f_{Fr}(Fr)$ . Quelle que soit la fonction  $f_C(C)$  considérée, la fonction  $f_{Fr}(Fr)$  théorique n'est pas modifiée car elle est basée sur la vitesse entre bloc. Par contre, si on prend en compte la première formulation ( $f_C(C) = 0,8 - 2 C$ ), les mesures correspondent à  $f_{Fr}(Fr)$  théorique uniquement quand  $a_x = a_y$  (Figure

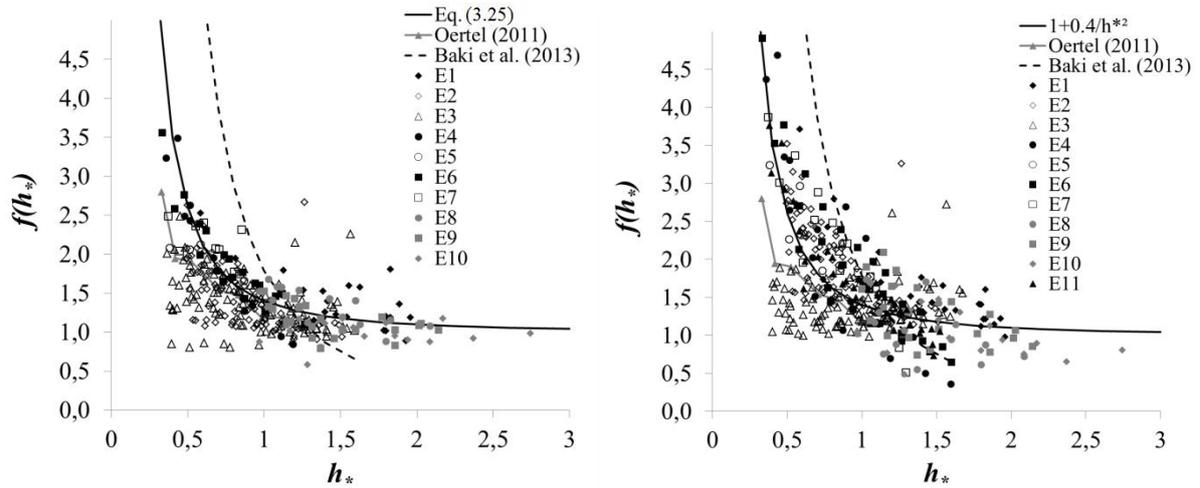
III.48). Ceci confirme la nécessité de prendre en compte l'influence de la concentration quand  $a_x \neq a_y$ . Les expériences sur les faces non cylindriques sont faites avec  $a_x = a_y$ , les deux formulations sont donc pertinentes même si la première formulation basée sur  $V_g$  est plus physique et donne un meilleur accord avec les expériences (Figure III.49).

#### III.4.4 Influence du fond

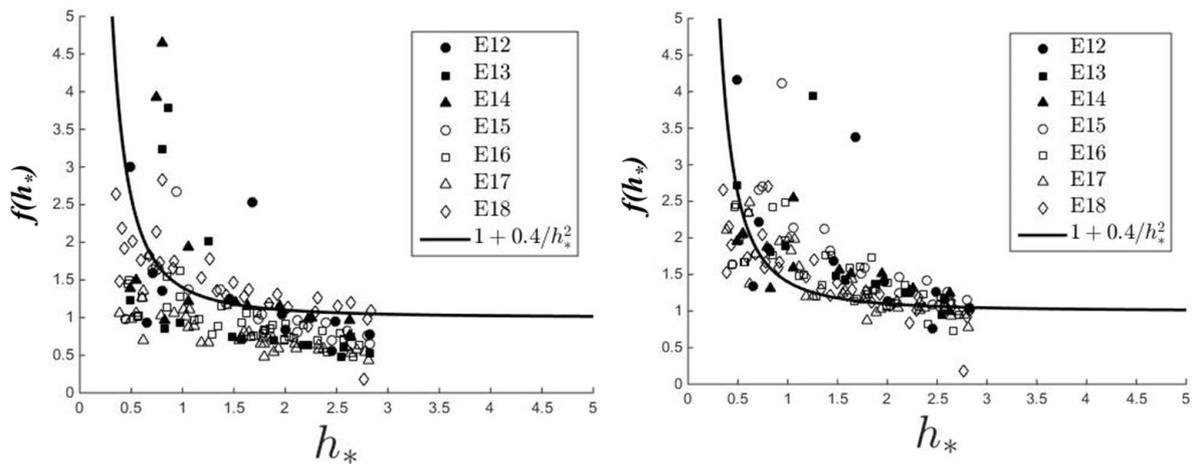
La majorité des mesures de coefficients de traînée a été faite sur les obstacles de hauteur supposée infinie. Mais, quand la hauteur d'eau adimensionnelle  $h^*$  est relativement faible, l'écoulement sur le fond modifie la valeur standard de  $C_d$ . L'approche présentée ici est purement empirique, car les caractéristiques de l'écoulement en trois dimensions quand  $h^* < 1$  sont inconnues. Les Figure III.50 et Figure III.51 montrent que, dans toutes les expériences considérées,  $C_d$  augmente quand  $h^*$  diminue. Les expériences sur fond lisse montrent que ce comportement n'est pas relié à une détermination incorrecte de  $C_f$ . En outre, la même tendance est observée pour les différents nombres de Reynolds. Par conséquent, en première approximation, le paramètre géométrique  $h^*$  semble être le plus pertinent pour expliquer ce comportement. Oertel et al. (2011) ont observé le même comportement pour un cylindre isolé ( $D = 6$  cm et  $1,5$  cm  $< h < 5.6$  cm). Dans cette étude, la variation de  $C_d$  est en fonction du nombre de Reynolds, mais elle peut aussi être interprétée en fonction de  $h/D$ . Leurs mesures deviennent alors conformes aux résultats présentés ici (Figure III.50). Parce que l'écoulement est supercritique dans Oertel et al. (2012), le coefficient de traînée a été recalculé en utilisant la force mesurée et la hauteur critique  $h_c = (q^2/g)^{1/3}$ . Nous avons ajusté une corrélation expérimentale uniquement sur les mesures actuelles (canal vert et petit canal):

$$f_{h^*}(h) = 1 + \frac{0.4}{h_*^2} \quad (3.25)$$

Bien que les fonctions corrigées  $f_{Fr}(Fr)$  et  $f_C(C)$  ne soient pas utilisées, Baki et al. (2014) ont aussi mesuré une tendance similaire sur la variation de  $C_d$  en fonction de  $h^*$ . Cette fonction de correction peut être facilement liée à la présence du fond qui va changer la distribution de la vitesse et pression autour du bloc. En particulier, la présence d'un tourbillon en fer à cheval au pied du bloc (Sadeque *et al.*, 2008 ; Singha and Balachandar, 2011) augmente quand la hauteur d'eau diminue. La zone de circulation est également en trois dimensions comme cela a été mis en évidence par Akilli and Rockwell (2002) (Sahin *et al.* 2007, Osdil and Akilli, 2015) (cf § III.3.1). La même fonction de correction peut être appliquée que l'on prenne en compte la vitesse entre les blocs ou la vitesse moyenne.



**Figure III.50 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction du nombre de la hauteur relative en considérant la vitesse entre bloc (gauche) et la vitesse moyenne (droite), (Expériences dans le canal vert avec blocs non cylindriques).**



**Figure III.51 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction du nombre de la hauteur relative en considérant la vitesse entre bloc (gauche) et la vitesse moyenne (droite). (Expériences dans le petit canal).**

Dans l'équation de quantité de mouvement, la force de pression sur le bloc est négligée, malgré qu'elle puisse être plus élevée sur la face amont que sur la face aval (Figure III.6). La corrélation proposée (Equation (3.25)) peut partiellement prendre en compte ce phénomène.

### III.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les résultats des expériences qui ont été menées avec des configurations différentes, adaptées aux caractéristiques de passe à poissons naturelles. Grâce à l'analyse des hauteurs d'eau et des profils de vitesses horizontales et verticales, la structure hydrodynamique de l'écoulement peut être mieux comprise, en particulier les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement qui affectent fortement le franchissement des poissons, comme la vitesse maximale, les caractéristiques de turbulence l'ECT ou Intensité de turbulence... La zone de repos est également d'un intérêt particulier pour créer des zones tampons avec des caractéristiques hydrauliques appropriés pour les poissons qui se reposent dans le processus de montaison.

Les premiers résultats montrent que les relations hauteur-débit sont assez linéaires, bien que légèrement influencés par le coefficient  $h^*$ . Les rugosités sur le fond n'ont pas beaucoup influencé ces relations, cependant la rugosité du fond réduit le gradient de vitesse normalisée et la vitesse verticale dans le jet et semble augmenter la taille de la zone de repos. De plus, la présence de rugosité diversifie les conditions hydrauliques dans la passe à poissons, et crée une zone proche du fond ayant des caractéristiques plus favorables aux petites espèces.

L'influence des formes de blocs sur l'écoulement (zone de repos, les positions du détachement et du rattachement) est relativement claire. Il semble que les blocs carrés aient des avantages pour créer des zones de repos plus grandes que celles des blocs cylindriques où les vitesses et l'ECT sont plus petites. Cependant, la forte contraction de l'écoulement entre deux blocs sur la verticale et l'horizontale augmente les vitesses sur les axes du jet (par rapport aux cylindres) et l'ECT dans le jet, à l'aval du bloc. Ce phénomène peut empêcher les petits poissons qui doivent sortir de la zone de repos pour poursuivre leur montaison.

D'autre part, nous avons présenté ici un modèle simple pour la conception de passe à poissons naturelles. Pour simplifier le dimensionnement, l'écoulement dans la passe à poissons peut être considéré comme un écoulement uniforme, à partir des équations de continuité et de quantité de mouvement. L'influence sur l'écoulement des facteurs fondamentaux tels que la concentration, la pente et la forme de bloc a été corrigée en ajustant le coefficient de traînée grâce à 3 fonctions  $f_{Fr}(Fr)$ ,  $f_C(C)$ ,  $f_{h^*}(h^*)$ . L'écoulement dans cette passe est complexe car en trois dimensions, cependant le comportement de l'écoulement est le même pour un nombre de Froude donné, cela permet de déterminer a priori la vitesse maximale qui est un paramètre important pour le franchissement.

# CHAPITRE IV: MODELISATION NUMERIQUE DE L'ECOULEMENT

## IV.1 Introduction

Il est apparu important de compléter les études expérimentales par des modélisations numériques car toute la gamme de concentrations possibles ne pouvait être étudiée expérimentalement. De plus une cartographie complète de chaque configuration n'était pas possible pour des raisons de temps. Pourtant, un objectif de l'étude est de prédire les vitesses, en particulier dans la zone de repos, quelle que soit la configuration. C'est pourquoi, nous avons choisi d'utiliser la simulation numérique pour interpoler et extrapoler les résultats.

Aujourd'hui il existe plusieurs types de code de calcul. Les logiciels unidimensionnels, comme Mike 11, HEC-RAS, ISIS flow, VRSAP, MOUSE, peuvent calculer hauteur d'eau et vitesse moyenne dans un profil transversal. Ils sont largement appliqués aux écoulements en rivière. Les écoulements plus complexes ne peuvent pas être considérés comme uniformes dans les sections transversales. Les modèles mathématiques 2D (Mike21, CCHE2D, Telemac2D, Code Saturne...) et 3D (Telemac3D, OpenFoam, Fluent...) sont utilisés pour étudier le comportement hydrodynamique mais sont moins utilisés en ingénierie des ouvrages car d'une mise en application plus lourde.

L'écoulement dans une passe à poissons naturelle peut être modélisé comme un écoulement à surface libre à travers une série d'obstacles plus ou moins resserrés. Comme nous l'avons vu dans les chapitres précédents, ces écoulements sont très complexes pour la modélisation car ils associent les effets de séparation de l'écoulement autour des obstacles avec les interactions des sillages et les zones transcritiques (Sadeque *et al.* 2009, Sadeque *et al.* 2008, Kirkil *et al.* 2008, Nepf *et al.* 1997, Graf and Istiarto 2002, Zhou *et al.* 2002, Zhou 2003, Zhou and Yiu, 2006 et Tseng *et al.* 2000, Song *et al.* 1996). Une caractéristique supplémentaire de ces écoulements à surface libre est un fort niveau d'agitation conjugué à des zones diphasiques (entraînement d'air) en particulier pour les grandes valeurs de pente longitudinale. On peut donc penser à utiliser les codes 3D industriels à surface libre utilisant la méthode "diphasique" Volume Of Fluids (VOF) tels que: FLOW3D, STARCCM, FLUENT,.... Cependant, pour une modélisation efficace, il est nécessaire d'utiliser des très gros maillages adaptés. Ainsi, le temps CPU consommé pour la résolution de la déformation de la surface libre ou pour la résolution des petites échelles autour des obstacles est très important. De plus, le choix du modèle de turbulence le mieux adapté reste encore à être précisé.

A partir des remarques ci-dessus, nous nous sommes donnés les contraintes suivantes pour fixer la méthodologie de modélisation:

- La mise en place du calcul doit pouvoir être reproduite en bureau d'étude (Heimerl et al., 2008) pour des configurations particulières de passes à macrorugosités (pente latérale, rugosité de fond, conditions d'entrée et de sortie, etc...) ;
- Les temps de calcul pour chaque configuration doivent être suffisamment courts pour tester une large gamme de concentrations et de formes de blocs ;
- Les modèles physiques, en particulier pour la turbulence, doivent être suffisamment fiables pour prédire une bonne dissipation et une bonne distribution d'énergie cinétique turbulente. Ainsi, des conclusions quant à la franchissabilité des passes pourront être tirées.

Nous avons choisi d'utiliser le code de calcul TELEMAC2D (Galland *et al.*, 1991, Hervouet, 2000, 2007 et 2013, Moulinec *et al.*, 2011, Tran et al, 2015). Ce code est utilisé pour résoudre les équations de Saint-Venant (intégration verticale des équations de Navier-Stokes) sous les hypothèses d'un écoulement à faible hauteur d'eau (shallow water) avec une répartition hydrostatique des pressions. Le système TELEMAC a été créé par le Laboratoire National d'Hydraulique, département de la Division Recherche et Développement d'Électricité de France. TELEMAC-2D est un puissant outil intégré de modélisation dans le domaine des écoulements à surface libre. Les principaux résultats en chaque point du maillage de calcul sont la hauteur d'eau et les composantes de la vitesse moyenne sur la verticale par pas de temps. Les domaines d'application du logiciel sont nombreux. TELEMAC-2D trouve ses applications en hydraulique à surface libre, maritime ou fluviale. Une approche similaire utilisant un code 2D et la comparaison aux expériences réalisées à l'institut Pprime, a été effectuée par Chorda *et al.* (2010) sur une passe à poissons à fente verticale (VSF). A la différence de la passe à poissons naturelle (NLF), les VSF se composent d'un arrangement de bassins connectés par des fentes verticales étroites (Clay, 1995; Rajaratnam *et al.*, 1992 et 1986). Pour obtenir des vitesses adaptées au franchissement piscicoles, la chute d'eau hydraulique est divisée en cascades localisées à chaque fente, la chute d'eau est le produit de la pente longitudinale et de la longueur du bassin. Chorda *et al.* (2010) montrent que les résultats de modélisation numérique sont bons tant que la pente longitudinale ne dépasse pas 10% et à l'exclusion des zones locales ayant la composante verticale de vitesse appréciable (zone de jet plongeant au passage de la fente).

## IV.2 Equations

TELEMAC-2D résout les équations de Saint-Venant à deux dimensions horizontales. Il s'agit d'équations aux dérivées partielles du second ordre obtenues par intégration sur la verticale des équations de Navier-Stokes à trois dimensions. Elles sont aussi appelées équations de Barré de Saint-Venant (Hervouet, 2003). Le système comprend une équation de continuité et deux équations de quantité de mouvement.

L'équation de continuité s'écrit:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(h) + h \cdot \text{div}(\vec{u}) = S_h \quad (4.1)$$

et les deux équations de quantité de mouvement:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(u) = -g \frac{\partial Z}{\partial x} + S_x + \frac{1}{h} \text{div}(h \nu_t \vec{\nabla} u) \quad (4.2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(v) = -g \frac{\partial Z}{\partial y} + S_y + \frac{1}{h} \text{div}(h \nu_t \vec{\nabla} v) \quad (4.3)$$

avec:

- $h$  (m) hauteur d'eau
- $u, v$  (m/s) composantes de la vitesse
- $g$  (m/s<sup>2</sup>) accélération de la pesanteur
- $\nu_t$  (m<sup>2</sup>/s) coefficient de diffusion de la vitesse
- $Z$  (m) cote de la surface libre
- $t$  (s) temps
- $x, y$  (m) composantes d'espace horizontales
- $S_h$  (m/s) source ou puits de fluide
- $S_x, S_y$  (m/s<sup>2</sup>) Termes source ou puits des équations dynamiques.  $S_x$  et  $S_y$

(m/s<sup>2</sup>) sont des termes sources représentant le vent, la force de Coriolis, le frottement sur le fond, une source ou un puits de quantité de mouvement interne au domaine.

Dans les trois équations, les variables inconnues sont  $h$ ,  $u$ ,  $v$ . Quant à la viscosité turbulente  $\nu_t$ , elle peut être donnée par l'utilisateur, ou déterminée à partir d'un modèle de turbulence ce qui sera discuté à la section IV.3.

Nous savons déjà que la modélisation à partir des équations de Saint Venant impliquera un écart par rapport aux expériences quand les hypothèses du modèle ne seront plus vérifiées. En effet, l'hypothèse d'écoulement peu profond a pour conséquence de supposer une répartition hydrostatique des pressions. Dans nos écoulements, cette hypothèse peut être fautive d'une part en amont des blocs où l'on sait que la répartition de pression est plutôt uniforme et d'autre part dans les zones où les vitesses verticales ne sont plus négligeables face aux vitesses horizontales. Cela se produit dans le jet quand le nombre de Froude augmente mais également dans la zone de repos. L'objectif des modélisations est donc de définir précisément la zone de validité du modèle pour ce type d'application.

### IV.3 Modèle de turbulence

La turbulence est un des phénomènes essentiels de la mécanique des fluides. L'un des problèmes majeur pour le calcul d'un l'écoulement est le choix du bon modèle de turbulence pour les simulations des écoulements complexes. TELEMAC-2D offre à l'utilisateur quatre options de complexité différente pour estimer la valeur de la viscosité cumulant effets moléculaire et turbulent : viscosité constante, modèle d'Elder, modèle k-epsilon et modèle de Smagorinski (Hervouet 2007).

La première consiste à utiliser un coefficient de viscosité constant. La deuxième, le modèle d'Elder, intègre l'effet de la dispersion et utilise deux coefficients différents, l'un pour la diffusion longitudinale et l'autre, pour la diffusion transversale. La troisième option consiste à utiliser un modèle  $k-\varepsilon$ , modèle à deux équations de transport de l'énergie cinétique turbulente ( $k$ ) et de la dissipation turbulente ( $\varepsilon$ ). La quatrième consiste à utiliser un modèle de Smagorinski, fréquemment utilisé en hydraulique maritime pour modéliser les tourbillons de grande taille. Quelques précisions sont apportées au paragraphe suivant sur les trois premiers modèles.

#### IV.3.1 Coefficient de viscosité constant

C'est le modèle turbulent qui suppose que la viscosité turbulente est directement spécifiée en chaque point de l'écoulement. Dans ce cas, celui-ci représente à la fois la viscosité moléculaire, la viscosité turbulente et la dispersion (Hervouet, 2003).

Le principal avantage de ce modèle est sa simplicité. Cependant, son inconvénient vient du fait que le domaine d'application de ce modèle est limité. Une viscosité constante peut suffire dans les cas où l'écoulement est gouverné par le gradient de pression et par le transport, en régime de marée par exemple, et surtout pour modéliser la circulation océanique à grande échelle.

#### IV.3.2 Modèle de Elder

L'effet de la profondeur moyenne du profil de vitesse a été pris en charge par Elder (1959) qui a utilisé un profil logarithmique pour obtenir la viscosité turbulente. Le modèle d'Elder distingue la viscosité longitudinale  $K_l$  et la viscosité transversale  $K_t$  suivant les formules:

$$K_l = a_l U^* h \quad (4.4)$$

$$K_t = a_t U^* h \quad (4.5)$$

où:

- $U^*$  est la vitesse de frottement (m/s)
- $h$  est la hauteur d'eau (m)

-  $a_l$  et  $a_t$  sont les coefficients adimensionnels de dispersion qui peuvent prendre des valeurs différentes, suivant les caractéristiques anisotropes de structures de la turbulence dans les directions longitudinale et transversale. Dans TELEMAC-2D, ils ont pour valeurs par défaut 6 et 0.6 respectivement. Le modèle d'Elder calcule ainsi un tenseur de diffusivité isotrope, avec les principaux axes alignés sur la direction d'écoulement, donnée par la vitesse de frottement locale.

### IV.3.3 Modèle $k-\varepsilon$

Le modèle  $k-\varepsilon$  est l'un des modèles de turbulence le plus largement utilisé. C'est un modèle à deux équations de transport supplémentaires pour représenter les propriétés de turbulence de l'écoulement. La première variable transportée est l'énergie cinétique turbulente  $k$ . La seconde variable transportée est la dissipation turbulente  $\varepsilon$ .

Ce modèle est basé sur l'hypothèse de Boussinesq sur la viscosité turbulente. La viscosité turbulente  $\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon}$  peut être déterminée à partir de la résolution de:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(k) = \frac{1}{h} \operatorname{div} \left( h \frac{\nu_t}{\sigma_k} \vec{\nabla} k \right) + P - \varepsilon + P_{kv} \quad (4.6)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(\varepsilon) = \frac{1}{h} \operatorname{div} \left( h \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \vec{\nabla} \varepsilon \right) + \frac{\varepsilon}{k} (C_{1\varepsilon} P - C_{2\varepsilon}) + P_{\varepsilon v} \quad (4.7)$$

avec : 
$$P = \nu_t \left[ \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right] \frac{\partial u_i}{\partial x_j}$$

où:

$$P_{kv} = C_k \frac{u_*^3}{h} ; \quad P_{\varepsilon v} = C_\varepsilon \frac{u_*^4}{h^2} ; \quad C_k = \frac{1}{\sqrt{C_f}} ; \quad C_\varepsilon = 3,6 \frac{C_{2\varepsilon} \sqrt{C_\mu}}{C_f^{3/4}}$$

TELEMAC-2D utilise par défaut les constantes classiques du modèle  $k-\varepsilon$ , déterminées à partir de situations « simples » (proche paroi, turbulence de grille,...) (tableau 6).

$C_\mu$	$C_{1\varepsilon}$	$C_{2\varepsilon}$	$\sigma_k$	$\sigma_\varepsilon$
0,09	1,44	1,92	1,0	1,3

**Tableau 6 : Constante du modèle k-epsilon.**

Le modèle  $k-\varepsilon$  a été initialement développé pour améliorer le modèle longueur de mélange et éviter la prescription algébrique de l'échelle de longueur turbulente dans les écoulements complexes. Les équations de transport sont alors résolues pour les deux propriétés scalaires de turbulence. Ce modèle a donné de bons résultats pour les écoulements de couche de cisaillement libre avec gradients de pression relativement faibles. Pour les écoulements délimités

par les parois, le modèle donne un bon accord avec les résultats expérimentaux pour les gradients nuls ou petits de pression moyenne (Bardina, 1997). L'utilisation du modèle  $k - \varepsilon$  nécessite de résoudre à chaque pas de temps deux équations supplémentaires, ce qui augmente les temps de calcul.

En contrepartie, il présente l'avantage de résoudre les deux variables particulièrement intéressantes pour une application piscicole que sont l'énergie cinétique turbulente  $k$  et la dissipation turbulente,  $\varepsilon$ , grandeurs auxquelles sont sensibles les poissons (Odeh *et al.* 2002).

## IV.4 Modélisation numérique

### IV.4.1 Description de la modélisation

Le domaine de calcul est une passe à poissons à échelle réduite pour correspondre aux dimensions du canal vert expérimental. Ainsi, nous nous affranchissons des effets d'échelle pour la comparaison avec l'expérience. Dans le processus de calcul, TELEMAC-2D utilise un certain nombre de fichiers:

- le fichier des paramètres 'cas' qui contient la configuration de simulation: temps de calcul, pas de calcul, condition initiale...

- Le fichier de maillage qui contient les informations de géométrie du domaine d'étude, c'est à dire le nombre de pointes du maillage, le nombre d'éléments, les tableaux contenant les coordonnées de tous les points.

- Le fichier des conditions aux limites qui contient les caractéristiques de la frontière pour tous les points sur la frontière. La condition de frottement sur le fond, les conditions aux limites imposées sur l'entrée ou la sortie de liquide.

- Le fichier 'corfon.f' permet de changer la pente de canal entre 1% et 9%.

- Le fichier 'entrée' impose le débit constant sur la frontière d'entrée, les débits sont compris entre 10 l/s et 90 l/s.

- Le fichier 'sortie' contient la relation Hauteur-débit, c'est à dire la courbe de tarage issue des mesures de Larinier *et al.* (2006).

Toutes ces simulations permettront en particulier d'obtenir la relation hauteur-débit de la passe à poissons pour une configuration donnée.

#### IV.4.2 Le maillage

A partir d'une géométrie générée par un script MATLAB pour une configuration donnée, le mailleur MATISSE est utilisé pour créer un maillage non structuré à éléments triangulaires dont les dimensions de mailles sont définies par l'utilisateur.

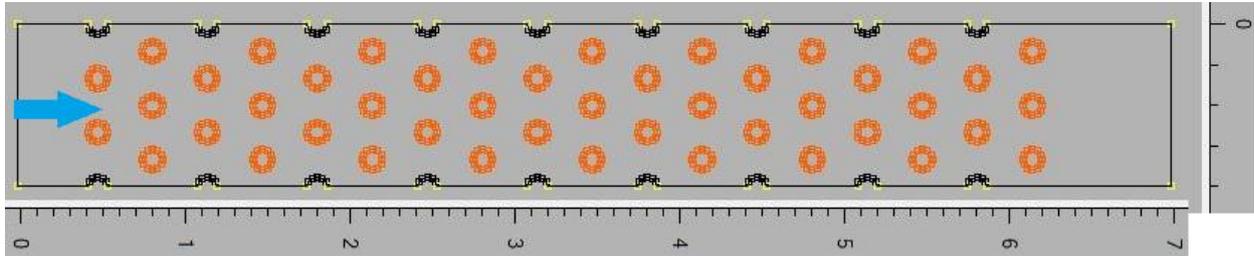


Figure IV.1 : Disposition géométrique des macrorugosités pour C=13%.

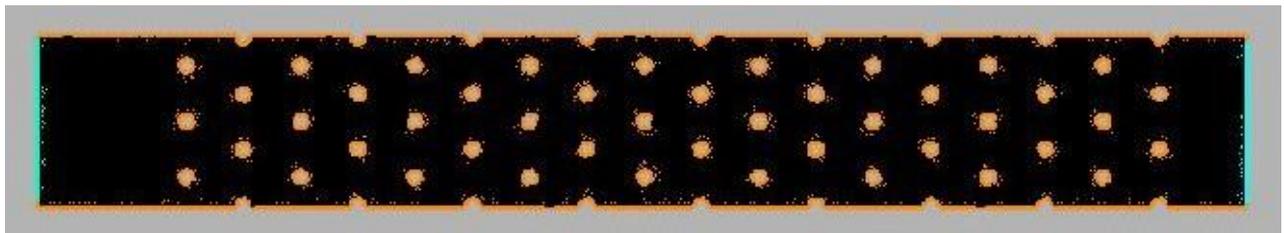


Figure IV.2 : Domaine de calcul maillé dans la configuration 'standard'.

Pour chaque concentration un fichier est créé. Il contient les informations en termes de géométrie et de coordonnées des lignes de frontière et des cylindres. Le domaine de calcul est une surface de dimension de 7m x 1m avec une entrée à gauche et une sortie à droite et deux côtés latéraux. Les cylindres (ou les carrés) ayant un diamètre de 12 cm sont distribués de façon régulière en quinconce dans la zone d'étude (Figure IV.1).

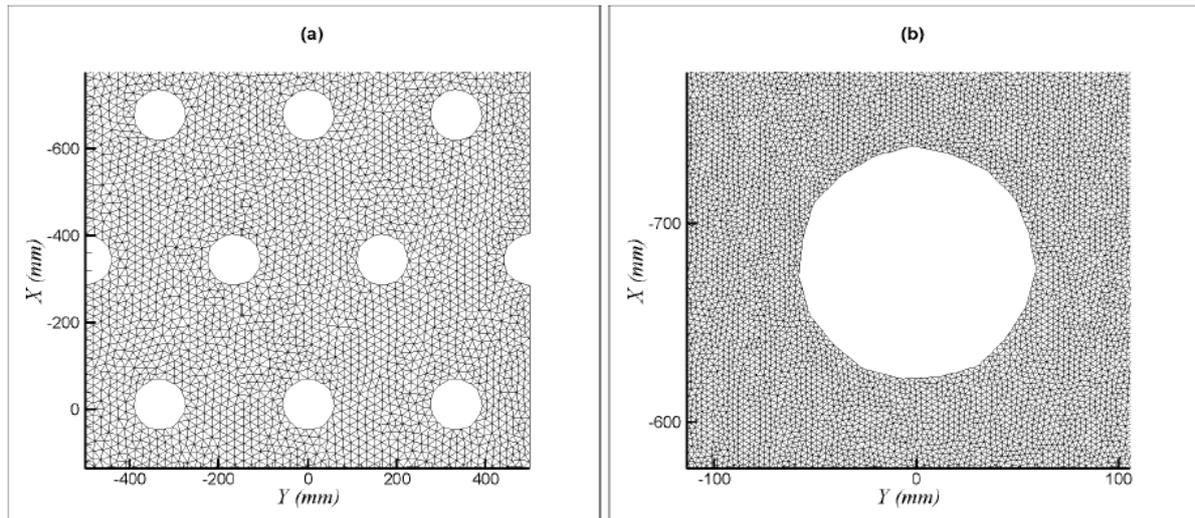
C (%)	Nombre de blocs	tailles de maille (mm)	Nombre de nœuds	Nombre d'éléments
6	25	20	20811	40535
9	39	20	20590	39897
13	63	20	20230	38845
18	72	20	20080	38380
23	100	20	19562	36768

Tableau 7 : Les caractéristiques des maillages

Le maillage non-structuré triangulaire 2D ne doit pas avoir une maille trop grossière, en particulier autour des cylindres où les grandes déviations de profondeur d'écoulement et des gradients intenses de vitesse se produisent (Figure IV.2). Plusieurs tailles de maille ont été testées, y compris une grande densité des mailles autour des cylindres et grossière ailleurs. Après plusieurs tests, la taille de maillage qui offre le rapport optimal entre la qualité des résultats et le

temps de calcul est un maillage avec des éléments de taille,  $9\text{ mm} < d < 30\text{ mm}$ , ci-après dénommé le maillage 'standard'. Pour ce maillage, le nombre total de nœuds varie environ de 19 500 à 21 000, en fonction de la valeur des concentrations des blocs (Figure IV.2). C'est pourquoi, une grille relativement grossière (20 mm) a été choisie pour construire le maillage 'standard' utilisé pour les nombreux cas de simulation.

La sensibilité au maillage sera discutée lors de la comparaison avec les mesures. Un maillage plus raffiné, appelé 'fine' sera ainsi testé avec environ de 830 000 nœuds et une taille de maille  $d$ ,  $1\text{ mm} < d < 5\text{ mm}$  (Figure IV.3).



**Figure IV.3 : Détail des maillages « standard » (a) et « fine » (b).**

#### IV.4.3 Conditions initiales et conditions aux limites

Il y a deux types de frontières pour le domaine de calcul : les frontières liquides et les frontières solides. Sur les frontières solides, aucun flux ne doit traverser (Hervouet, 2003). La composante normale du vecteur vitesse  $\vec{U}(U, V)$  doit être nulle:

$$\vec{U} \cdot \vec{n} = 0 \quad (4.8)$$

La valeur fixée de la composante tangentielle à la paroi  $V$  du vecteur vitesse permet de distinguer deux types de parois: paroi solide avec adhérence et paroi solide sans adhérence.

La condition de paroi solide avec adhérence:  $U = V = 0$

La condition de parois solide sans adhérence:  $\frac{\partial V}{\partial n} = 0$

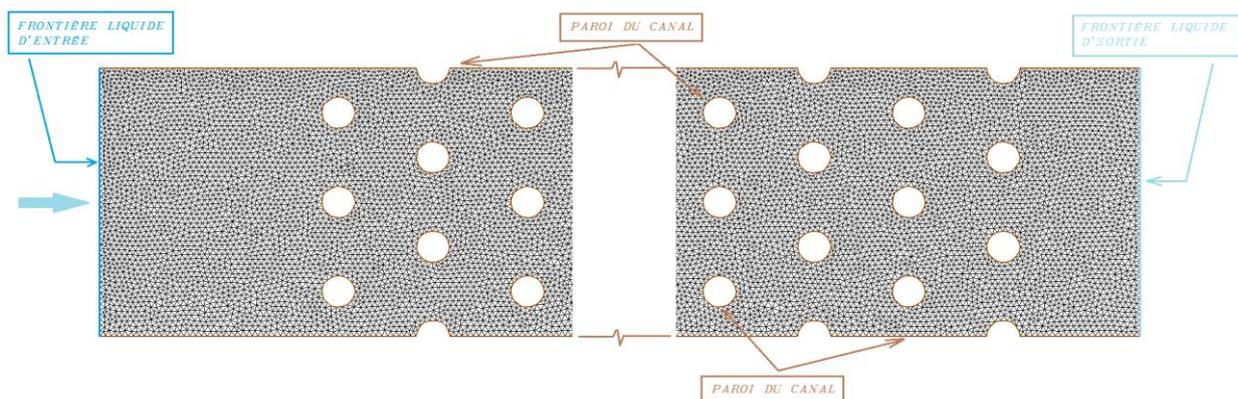
Il y a aussi frottement. Le coefficient de frottement peut être soit donné par l'utilisateur, soit déterminé par le modèle de turbulence.

Pour ce domaine de calcul, il y a deux frontières liquides, entrée et sortie, deux frontières solides de parois du canal et les frontières solides des cylindres (Figure IV.4):

- La frontière liquide d'entrée où est imposé un débit constant avec une répartition uniforme de la vitesse  $U$  et avec  $V=0$ . Le débit varie entre 10 l/s et 90 l/s pour les différentes configurations.

- La frontière liquide de sortie où est imposée une hauteur d'eau  $h$  à partir d'une courbe de tarage hauteur d'eau-débit. Cette courbe de tarage est obtenue à partir des corrélations expérimentales disponibles dans Larinier *et al.* (2006). Le principal avantage de cette condition limite de sortie adaptative réside dans son autoréglage continu qui a un effet d'accélération de la convergence numérique

- Les frontières solides des parois du canal et celles des cylindres possèdent une condition de glissement (paroi solide sans adhérence). Selon Bazilevs *et al.*, 2007 et Gorski *et al.*, 1985, qui proposent une condition « faible » à la paroi, une condition de libre glissement est imposée à la vitesse. Cette condition est dictée par le choix d'une modélisation à partir d'un maillage non raffiné, la taille des mailles excluant une adhérence en paroi. Pour les équations 2D intégrées sur la hauteur d'eau, il doit être vérifié que le frottement de fond est dominant par rapport au frottement latéral de la paroi.



**Figure IV.4 : Schéma de définition des conditions aux limites.**

En pratique, à partir de MATISSE, on a créé un fichier 'conlim' contenant toutes les informations nécessaires à la définition des conditions aux limites pour le domaine étudié. Les conditions aux limites se traduisent par une séquence de quatre chiffres pour TELEMAC-2D. Le premier chiffre de chaque séquence spécifie une caractéristique sur la hauteur d'eau, le deuxième sur la composante de la vitesse  $U$  selon  $x$ , le troisième sur la composante de la vitesse  $V$  selon  $y$ , et enfin le quatrième précise l'état du traceur. Différents types de conditions aux limites peuvent être combinés pour imposer les conditions aux limites de toute nature physiques (Système de modélisation TELEMAC).

Dans le fichier 'cas', les types de conditions aux limites pour le domaine étudié ont été imposés comme suit:

- Débit en entrée: 4 5 5 5 (H: libre, Q: imposé, T: imposé)
- Hauteur d'eau en sortie: 5 4 4 4 (H: imposée, Vitesses: libres, T: libre)
- Frontière et les cylindres: 2 2 2 2 (Parois solides sans adhérence)

Pour la condition initiale, une hauteur d'eau constante est appliquée tout le long du domaine, sa valeur étant donnée d'après les expériences en canal.

#### IV.4.4 Hauteurs d'eau

La première étape de validation du modèle numérique 2D passe par la comparaison des lignes d'eau mesurées et calculées.

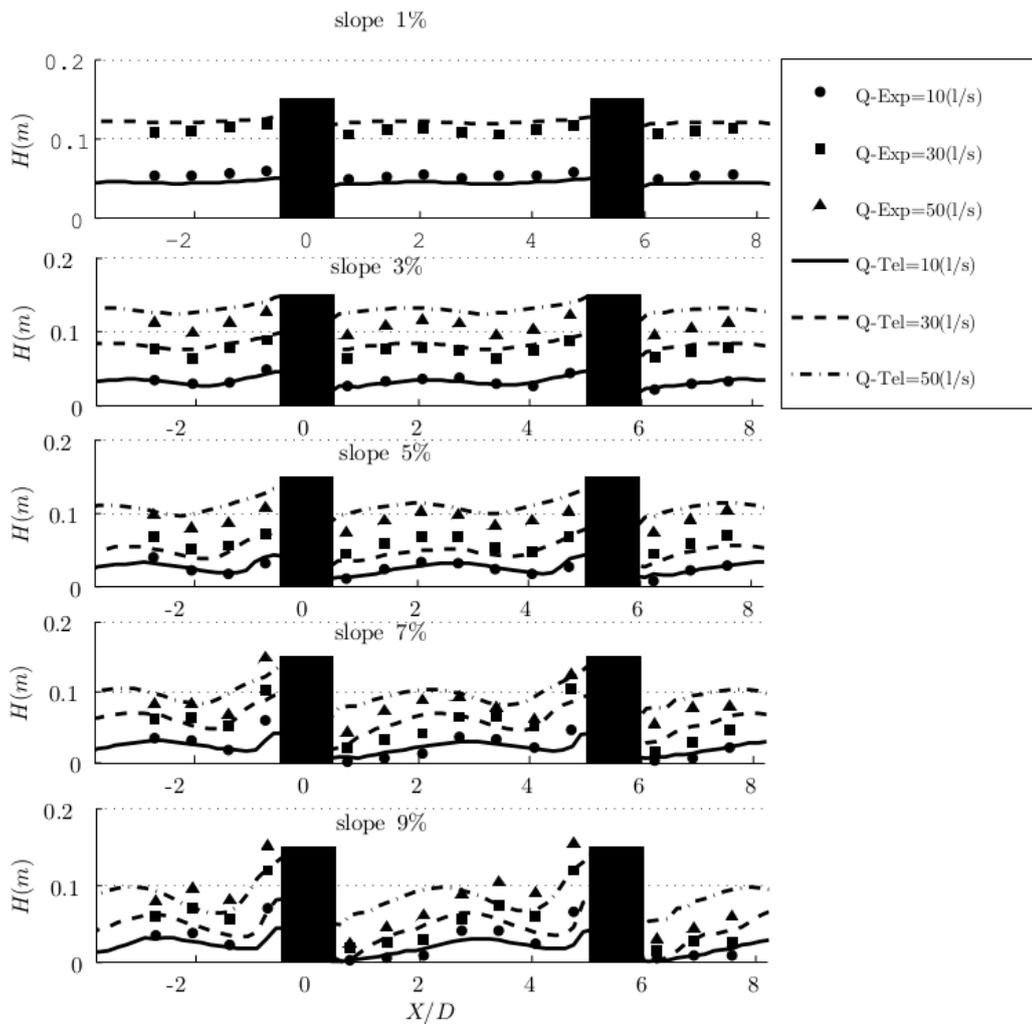
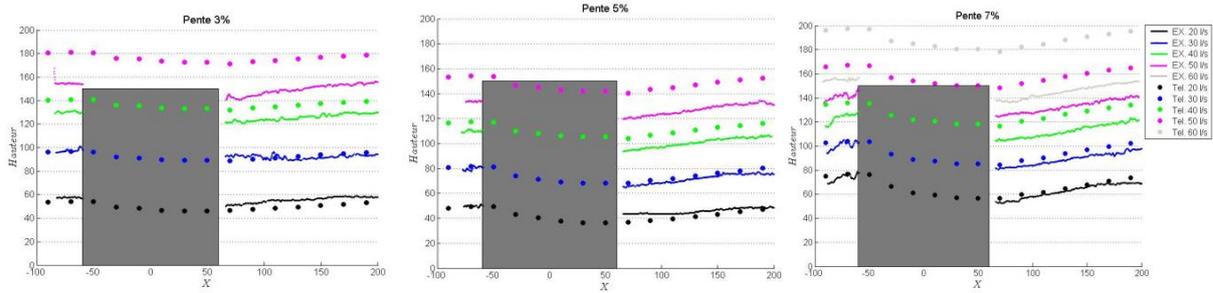


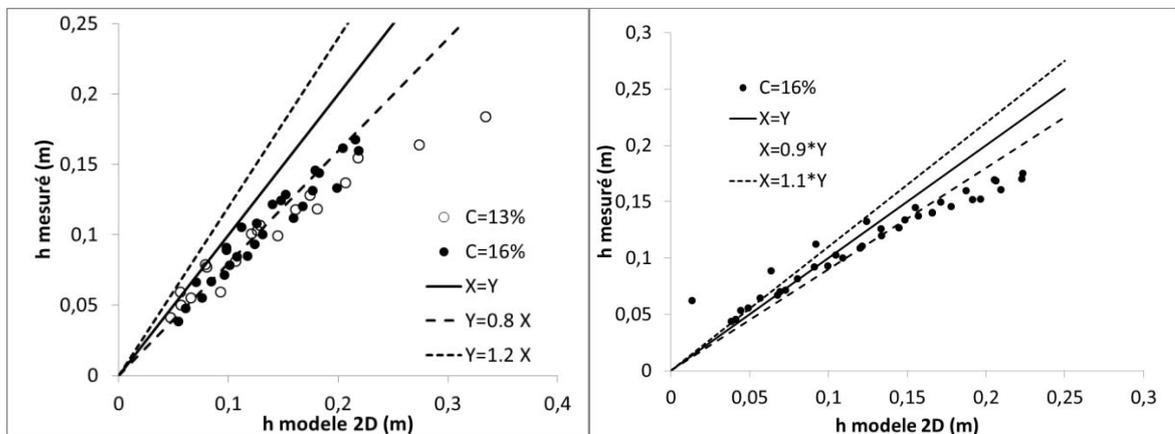
Figure IV.5 : Profil longitudinal des lignes d'eau pour les expériences avec  $C=13\%$ , plots cylindriques circulaires et simulations 2D associées.



**Figure IV.6 : Profil de hauteur moyenne pour C=16% et des plots cylindriques, pour des pentes de 3, 5 et 7%.**

La ligne d'eau est mesurée le long de la section 1-1 (voir Figure IV.5) avec une concentration de 13%. Le profil de la hauteur d'eau est bien reproduit par le modèle numérique 2D jusqu'à une pente égale à 5%. Pour les pentes plus fortes, la présence d'une zone sèche dans le sillage doit expliquer les différences locales importantes, même si la hauteur d'eau moyenne reste bien estimée par la modèle. La ligne d'eau à l'amont du bloc est également sous-estimée due aux hypothèses du modèle évidemment non vérifiées, c'est-à-dire par une pression non hydrostatique et des vitesses verticales significatives.

Dans le cas d'une concentration de 16 % et des formes de bloc carrés, nous comparons les hauteurs d'eau, moyenne spatiale et intégrée sur toute la largeur de canal, calculées avec celles mesurées par caméra rapide. Les résultats sur la Figure IV.7 montrent que le profil de hauteur d'eau est très bien reproduit par le modèle numérique 2D jusqu'à un coefficient de submersion  $h/k_b \leq 0,8$ . L'écart augmente rapidement quand le coefficient de submersion est plus grand et les hauteurs d'eau issues du modèle sont surestimées. L'utilisation de TELEMAC n'est plus appropriée quand les blocs deviennent submergés, puisque, pour la modélisation adoptée, les blocs sont toujours émergents. Sur la Figure IV.6, les hauteurs d'eau sont issues soit des mesures optiques « intégrée sur la largeur », soit des résultats TELEMAC, eux aussi intégrés sur la largeur.



**Figure IV.7 : Comparaison des hauteurs d'eau moyenne entre les mesures et les simulations 2D. Pour des plots cylindriques (droite) et des plots carrés (gauche).**

Pour les séries de mesures en grand canal, l'écart sur les hauteurs moyennes atteint au maximum 20% pour les cylindres et 10% pour les blocs carrés (Figure IV.7). Pour des hauteurs d'eau supérieures à 15cm, l'écart est dû au fait que les plots sont submergés dans les expériences mais pas dans la simulation. Etant donné que modéliser des plots faiblement ou partiellement submergés est difficile car faisant intervenir des aspects diphasiques air-eau au voisinage de l'obstacle, on constate que supposer des plots émergents n'engendre pas une erreur supérieure à 20% tant que la submersion ne dépasse pas  $h/k_b > 1,3$ . L'utilisation du modèle 2D est donc pertinente pour calculer la ligne d'eau dans la passe même si la plage de validité en termes de configurations géométriques est réduite (cf section IV.5).

Le maillage 'fine' n'apporte pas une amélioration substantielle par rapport aux résultats du maillage 'standard' (Figure IV.8). Les hauteurs d'eau calculées pour le cas  $C=13\%$ ,  $S = 5\%$ ,  $Q = 50$  l/s sont notablement différentes aux mesures effectuées à l'amont (zone de stagnation aux points 4, 8) et dans la zone du sillage. Ces écarts, y compris pour le maillage 'fine' peut être interprété comme une limitation intrinsèque de la modélisation numérique 2D. Une amélioration due au raffinement est constatée dans la zone de contraction entre les deux rangées de cylindres (points 11 et 1) et principalement dans la zone accélérée (points 10 et 2). La comparaison des maillages est ici faite dans le cas limite de validité de modèle en fonction du nombre de Froude. Cela permet de s'approcher d'un écart « maximal » dû au maillage.

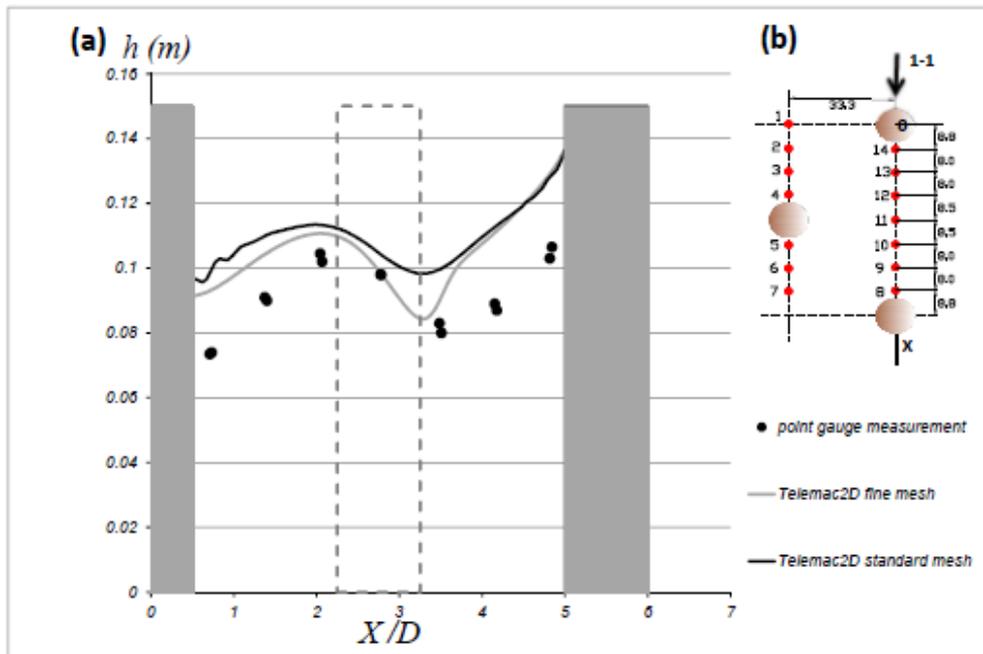
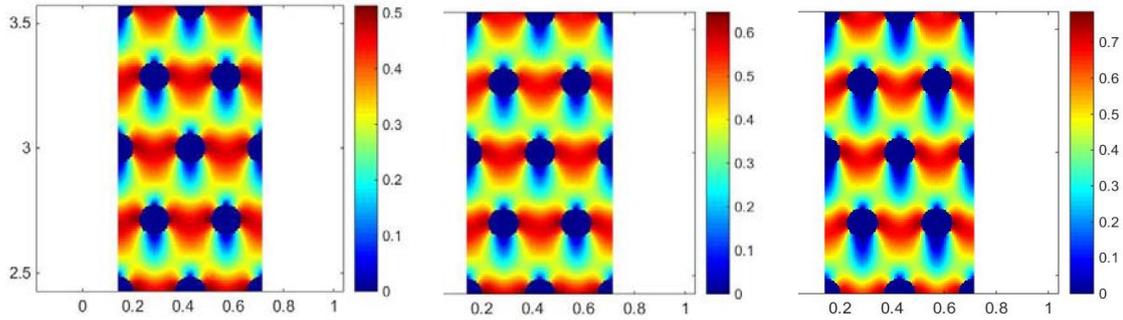


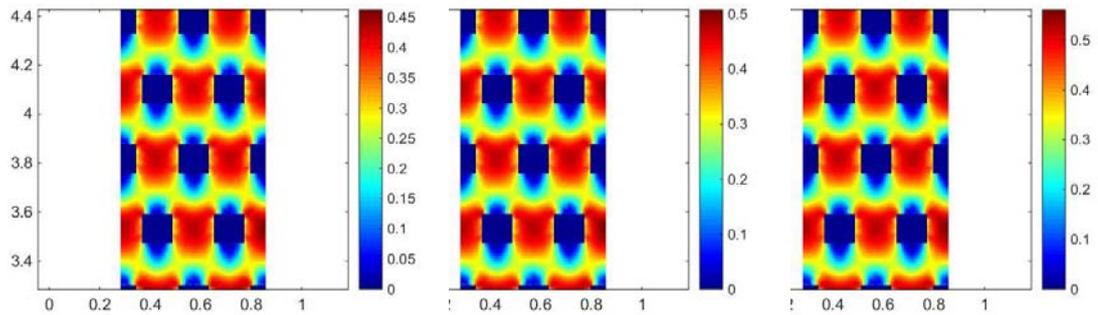
Figure IV.8 : Profils de hauteur d'eau calculés et mesurés pour  $C=13\%$ ,  $S = 5\%$ ,  $Q=50$  l/s (plots cylindriques).

**IV.4.5 Profil de vitesses**

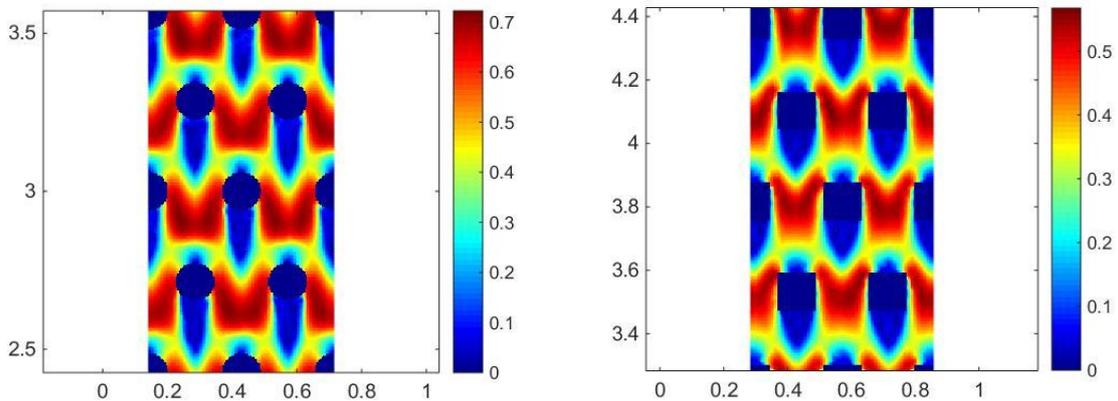
La visualisation des champs de vitesse intégrés sur la verticale permet de vérifier les caractéristiques déjà énoncées à partir des mesures (Figure IV.9, Figure IV.10 et Figure IV.11).



**Figure IV.9 : Champs de vitesses pour les configurations EV2, EV3 et EV5.**



**Figure IV.10 : Champs de vitesses pour les configurations EV6, EV7 et EV8.**



**Figure IV.11 : Champs de vitesses pour des nombres de Froude grands ( $Fr=1,1$  pour les cylindres et  $Fr=0,6$  pour les carrés).**

On retrouve pour les plots cylindriques des maxima situés près des blocs, juste avant le minimum de la section de passage. Le profil tend à devenir uniforme latéralement dans le jet sauf pour les grands nombres de Froude où le maximum ne se trouve plus au centre du jet. La zone de repos s'agrandit légèrement avec le nombre de Froude jusqu'à être fixée par l'espace inter

rangées. Pour les blocs carrés, le comportement est similaire même si l'uniformisation du profil latéral se fait beaucoup plus en amont, à l'intérieur de l'espace inter blocs.

La distribution de la norme de la vitesse est représentée sur les 8 sections comme indiqué sur la Figure IV.12, ce qui apparaît suffisant pour évaluer la validité de la simulation. Les vitesses sont normalisées en utilisant la valeur de la vitesse moyenne expérimentale entre les blocs ( $V_g = Q/(hB * (1-C^{0.5}))$ ) afin d'avoir une comparaison absolue des vitesses. En conséquence, les vitesses simulées et normalisées n'atteignent pas la valeur 1 parce que, comme décrit dans la section précédente, la hauteur d'eau calculée est légèrement surestimée. Cependant la Figure IV.12 montre un bon accord entre les résultats de TELEMAC-2D et les expériences.

Dans la zone située entre deux blocs, les variations des valeurs de TELEMAC-2D et expérimentales sont très proches. Les écarts importants apparaissent aux points situés dans les zones de décélération et de sillage. Dans ces zones, la distribution verticale de vitesse n'est pas uniforme et la composante de vitesse verticale 'w' devient plus importante, par conséquent, la limitation de la modélisation intégrée sur la verticale par rapport aux expériences devient beaucoup plus claire. Le long de la section 1-1, on peut constater que la vitesse maximale est observée entre  $X/D = 2,8$  et  $3,2$ . En raison de l'attachement de l'écoulement autour du bloc, la vitesse maximale sur tout le motif,  $V_{max}$ , est constatée aux points situés à  $Y/D = 0,5$  et  $1,8$  (section 5-5 et section 8-8). Alors que la vitesse maximale mesurée se trouve également aux deux points précités, la vitesse maximale de TELEMAC-2D augmente régulièrement et atteint sa valeur maximale au point  $X/D = 2,8$  (la section 1-1). La répartition transversale (les sections 5-5 et 6-6) dans la zone à l'aval du bloc révèle également une sous-estimation de la vitesse qui est probablement due à la fois à une surestimation de la hauteur d'eau et à la dissipation du modèle de turbulence. En ce qui concerne le franchissement par les poissons, le modèle 2D semble suffisant pour déterminer à 15% près la vitesse maximale qui est l'un des critères les plus utilisés pour la conception de passes à poissons. D'autre part, les vitesses dans la zone de repos sont aussi bien reproduites dans la section (1-1) ce qui prouve que la modélisation 2D est pertinente pour évaluer l'écoulement dans cette zone. La vitesse au-dessus du fond rugueux est plus faible que celle sur fond lisse, c'est-à-dire que  $V_g$  n'est pas atteint sur l'axe. Cela peut être dû au gradient de vitesse plus élevé pour des fonds rugueux. La distribution de vitesse sur la verticale est moins uniforme pour le fond rugueux que pour le fond lisse (Figure III.10).

Comme pour les plots cylindriques, les vitesses calculées pour les plots carrés sont normalisées par les valeurs expérimentales afin de comparer les valeurs absolues (Figure IV.13). On observe que les vitesses calculées sont largement sous-estimées même si une contraction latérale est simulée (cf § III.3.5). La principale différence provient du fait que le maximum de vitesse près des blocs dans la section (8-8) n'est pas observé sur les modélisations de plots carrés. Les figures IV.10 et IV.11 montrent que dans les simulations, des maxima sont calculés aux arêtes de la face avant puis le profil s'uniformise et le maximum se trouve sur l'axe du jet au passage entre les blocs.

Notons que l'ensemble des mesures de vitesses ont permis d'établir les caractéristiques générales de la structure de l'écoulement. Les conclusions données plus haut sont donc ici

étayées par une étude quantitative des profils de vitesses. On remarque en particulier que les rugosités semblent bien diminuer les vitesses dans la zone de sillage et que le modèle 2D a tendance à sous-estimer la taille de cette zone (section 1-1) pour les plots carrés alors qu'elle est reproduite assez correctement pour les plots cylindriques ( Figure IV.12 et Figure IV.13).

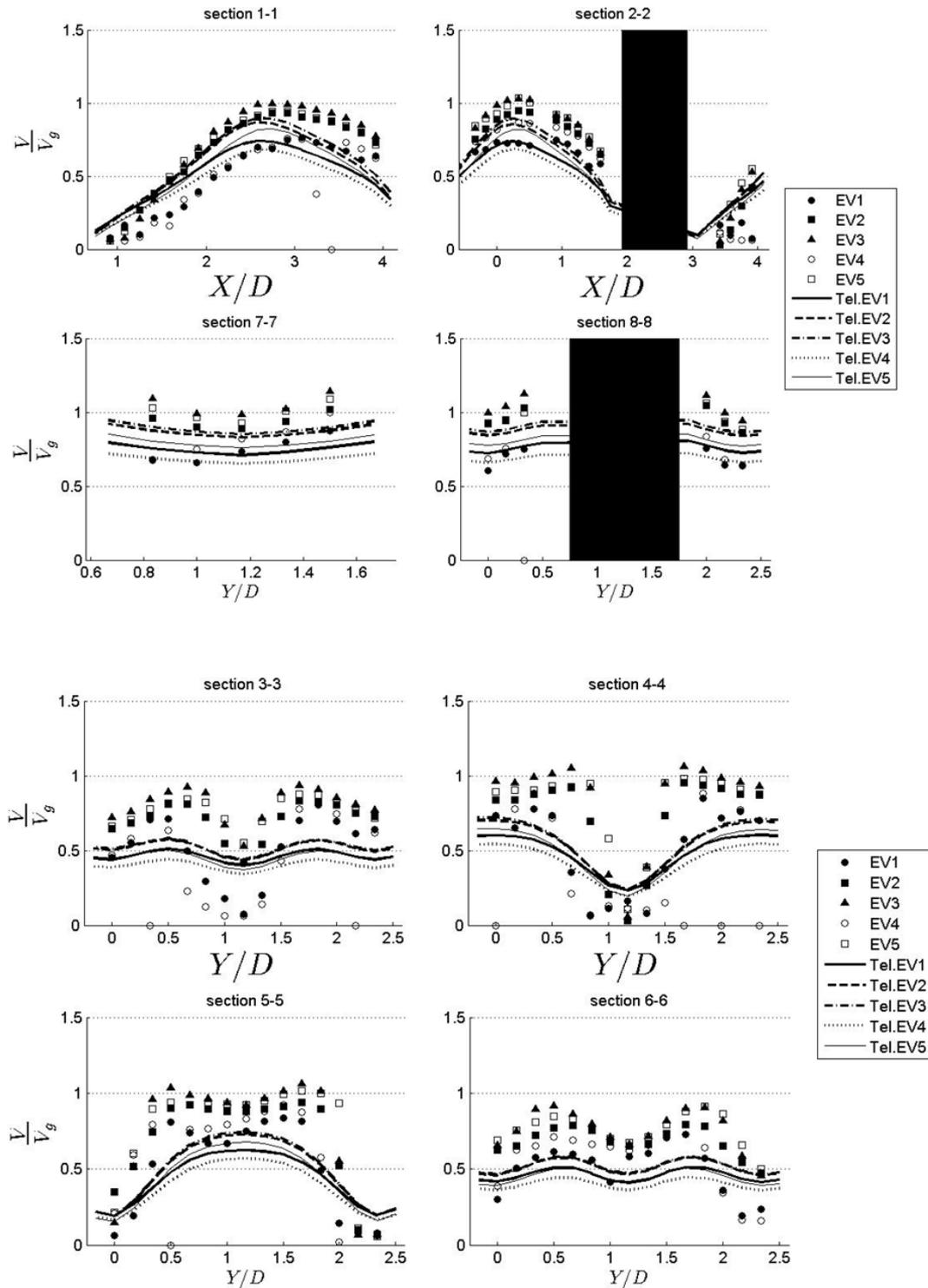
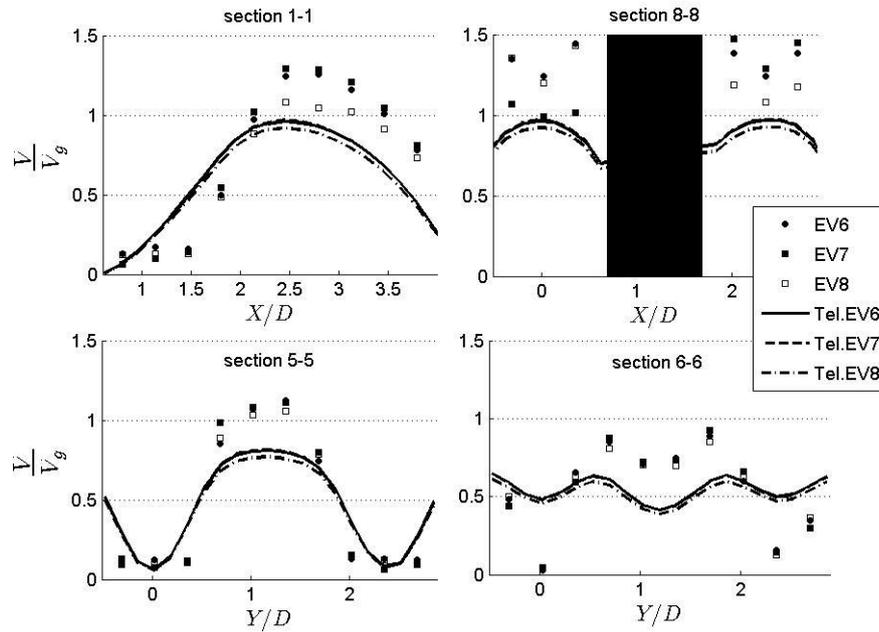
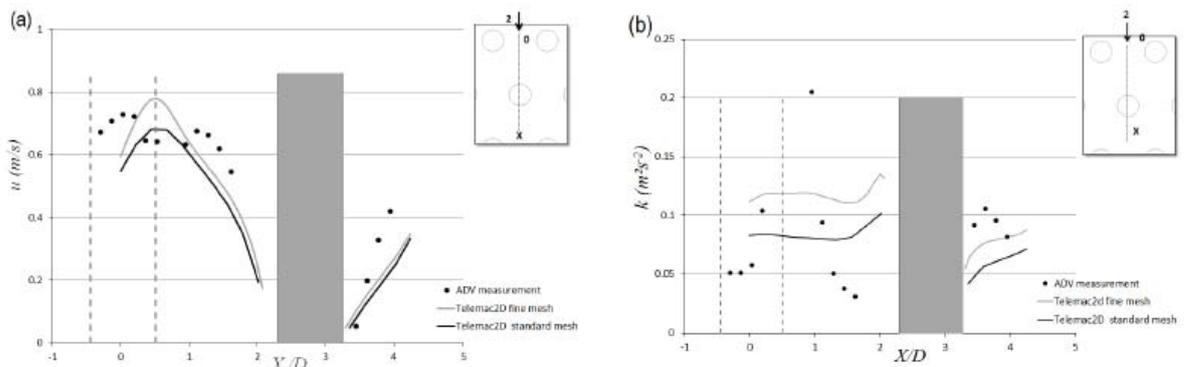


Figure IV.12 : Comparaison des mesures de vitesses et des vitesses calculées par le modèle 2D pour des plots cylindriques.



**Figure IV.13 : Comparaison des mesures de vitesses et des vitesses calculées par le modèle 2D pour des plots carrés.**

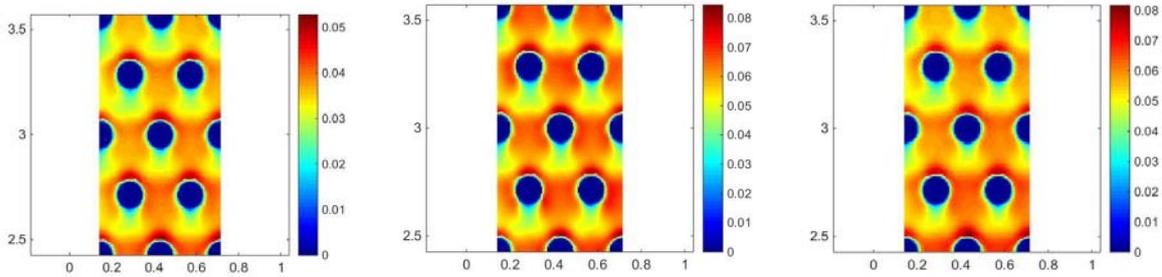
Afin de tester l'influence de la densité du maillage sur les vitesses, les mesures ADV sont comparées aux résultats de TELEMAC-2D successivement avec le maillage 'fine' et le maillage 'standard'. La composante longitudinale de la vitesse  $U$ , le long de la section 2-2, est donnée pour le cas  $C = 16\%$ ,  $S = 5\%$ ,  $Q = 50\text{ l/s}$  sur la Figure IV.14. La densité du maillage n'influe pas sur les résultats, sauf pour la vitesse maximale dans la zone de contraction. Cette vitesse est mieux reproduite avec le maillage 'fin'. La vitesse calculée diminue plus fortement que la vitesse expérimentale dès que l'écoulement atteint la zone en amont du bloc, mais elle est semblable pour les deux maillages. Dans la zone en aval du bloc, les valeurs calculées sont compatibles avec les mesures dans le sillage et le raffinement du maillage apporte peu de modifications sur la vitesse.



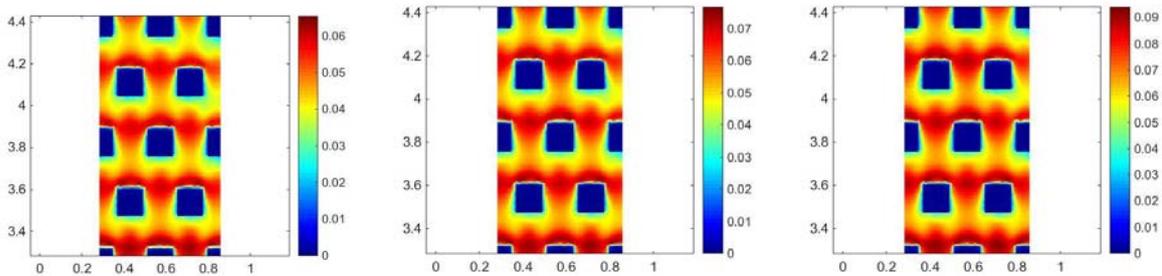
**Figure IV.14 : Profils de vitesses (gauche) et d'ECT (droite) calculés pour deux maillages et ceux mesurés pour  $C=16\%$ ,  $S = 5\%$ ,  $Q = 50\text{ l/s}$ .**

#### IV.4.6 Énergie cinétique turbulente (ECT)

Les premières observations sur les champs d'ECT concernent la position du maximum qui se trouve sur la face avant du plot dans les modélisations alors que ce phénomène n'est pas mesuré (Figure IV.15 et Figure IV.16). On peut attribuer ce comportement à la surestimation de la viscosité turbulente qui est inhérente au modèle  $k-\varepsilon$  pour les zones de stagnation. Par contre, on retrouve pour les faces planes aussi un maximum au centre du jet où se rejoignent les écoulements provenant de la rangée précédente. Ce maximum est également observé sur les mesures (Figure IV.17 et Figure IV.18).



**Figure IV.15 : Champs d'énergie cinétique turbulente ( $m^2/s^2$ ) calculés par le modèle 2D pour les configurations EV2, EV3 et EV5.**



**Figure IV.16 : Champs d'énergie cinétique turbulente ( $m^2/s^2$ ) calculés par le modèle 2D pour les configurations EV6, EV7 et EV8.**

La Figure IV.17 montre les profils d'ECT mesurés à partir des essais à l'ADV pour les plots cylindriques. Il semble que les profils d'ECT mesurés soient très éloignés des calculs 2D sauf dans la zone de repos où les ordres de grandeurs semblent conservés. Si on excepte la dernière expérience pour laquelle  $Fr > 0,7$ , l'écart entre mesure et calcul peut atteindre 100% même si le calcul du niveau d'eau et donc de la dissipation totale sont compatibles avec les mesures. Une explication peut être que même si le niveau d'ECT est grand dans le jet, comme les gradients de vitesses sont faibles, la dissipation a surtout lieu dans la zone de repos et dans la zone de mélange entre jet et zone de repos (voir Figure IV.19 et Figure IV.20). Dans ces zones, le niveau d'ECT est mieux calculée ce qui pourrait donner un bon calcul de la dissipation turbulente.

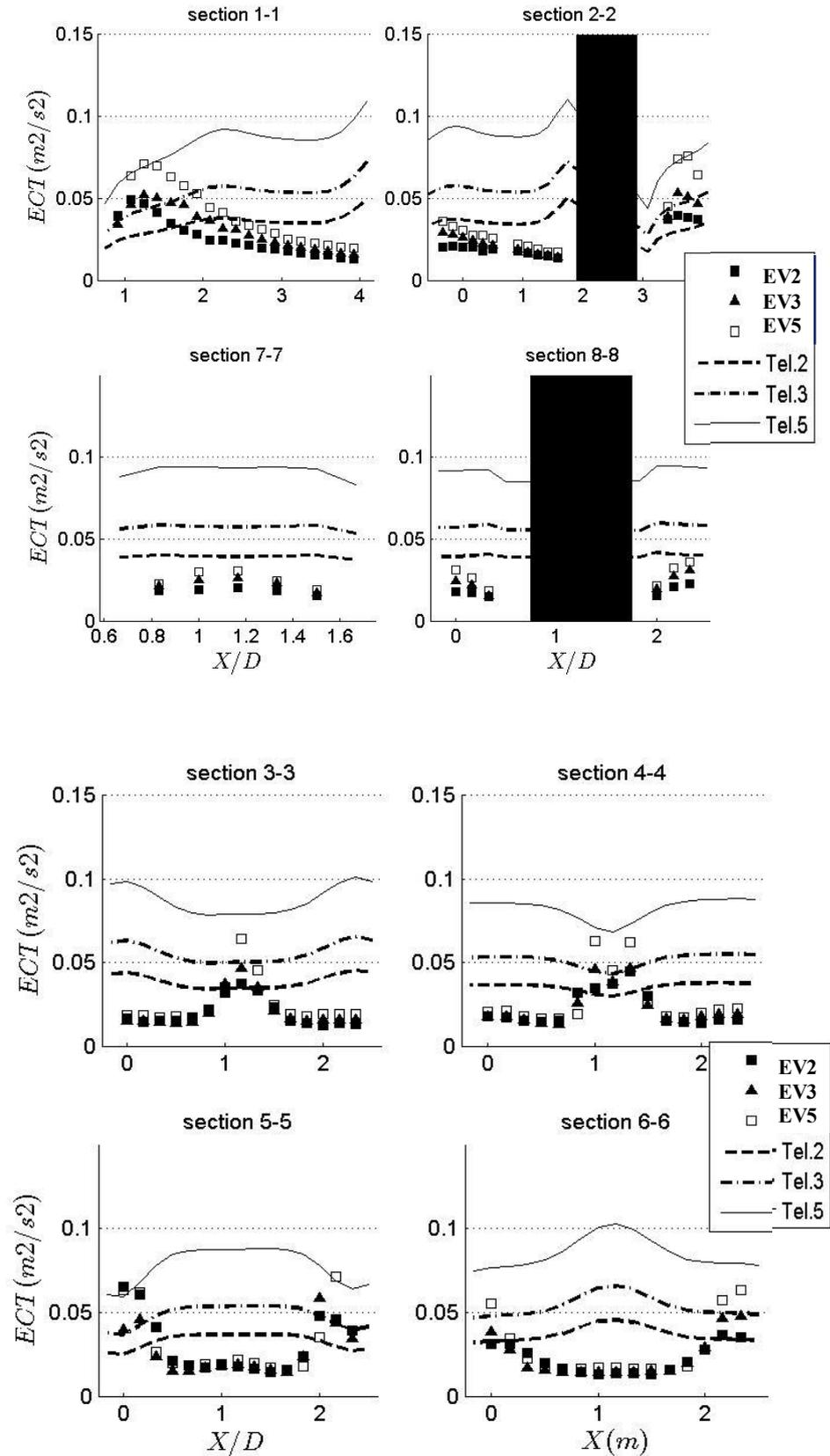


Figure IV.17 : Comparaison des profils d'ECT mesurés avec ceux calculés par le modèle 2D pour des plots cylindriques.

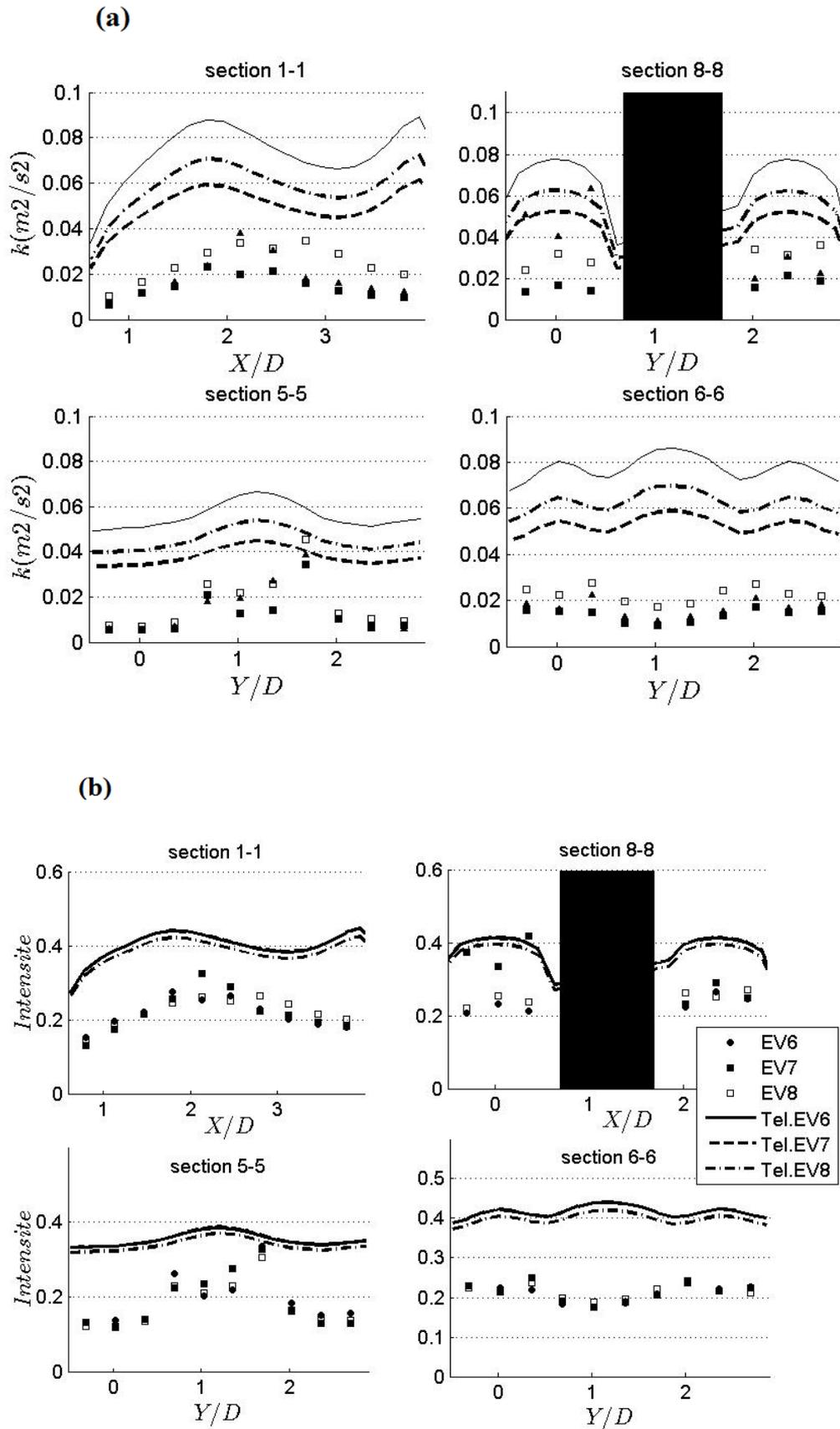
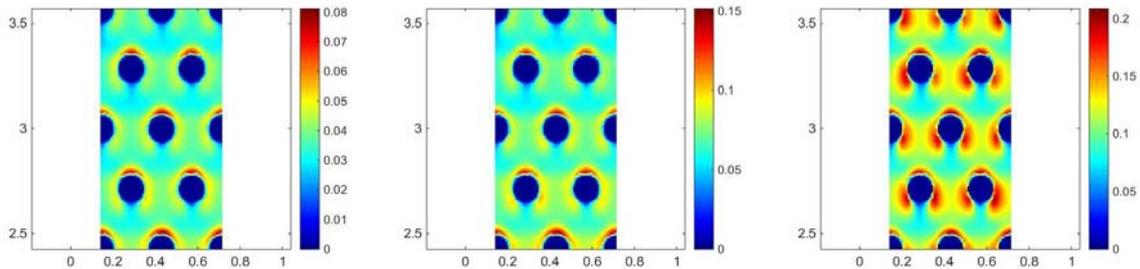
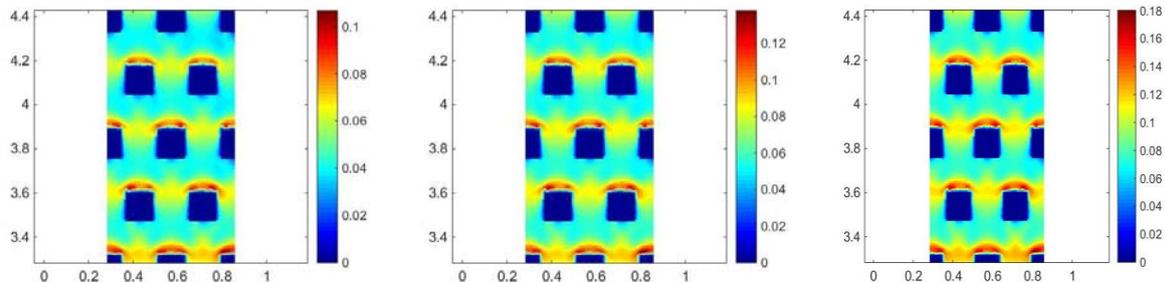


Figure IV.18 : Comparaison des profils d'ECT (a) et d'intensité de turbulence (b) mesurés avec ceux calculés par le modèle 2D pour des blocs carrés.

Sur les Figure IV.19 et Figure IV.20, on observe à partir des résultats du modèle, le champ de dissipation qui est directement calculé par le modèle  $k-\varepsilon$ . Un maximum de dissipation est présent devant l'obstacle. Comme pour l'ECT, ce comportement peut être attribué à la surestimation de la viscosité turbulente mais il est très localisé et son influence sur la dissipation totale est faible. Il apparaît en fait que les zones les plus importantes pour la dissipation totale (et donc le calcul de la ligne d'eau) sont celles où les valeurs d'épsilon et les surfaces associées sont grandes. Il s'agit de la zone entre les blocs pour les plots cylindriques et la zone juste à l'amont du jet pour les plots carrés. Dans ces zones, le modèle semble suffisamment précis pour donner une relation hauteur-débit satisfaisante.



**Figure IV.19 : Champs de dissipation turbulente ( $\text{m}^2/\text{s}^2$ ) calculés par le modèle 2D pour les configurations EV2, EV3 et EV5.**



**Figure IV.20 : Champs de dissipation turbulente ( $\text{m}^2/\text{s}^2$ ) calculés par le modèle 2D pour les configurations EV6, EV7 et EV8.**

Le calcul de l'ECT montre la limitation intrinsèque du modèle. Malgré le fait que les modèles  $k-\varepsilon$  permettent de modéliser les écoulements complexes et que des solutions précises ont été obtenues pour une série d'écoulements industriellement pertinente (Jones *et al.* 2001), son défaut principal est son inefficacité pour des conditions d'écoulements non-isotropes ou si des instabilités fortes se développent. Cea *et al.* (2007) ont testé trois modèles de turbulence moyennés sur la profondeur: Mixing-Length Model (le modèle de longueur de mélange) (MLM),  $k-\varepsilon$  et Algebraic Reynolds-Stress Model (Modèle de contrainte de Reynolds algébrique) (ARSM) (Rodi 1984, 2002, 2006) et ont observé que le modèle  $k-\varepsilon$  et le modèle ARSM reproduisent assez bien la taille des zones de recirculation. Néanmoins, des problèmes peuvent être rencontrés dans des zones de séparation et de rattachement sur une distance courte ce qui est le cas des passes à macrorugosités.

Les limites principales du modèle  $k-\varepsilon$  sont particulièrement dues à l'hypothèse de Boussinesq qui implique que les contraintes de Reynolds sont alignées avec les gradients de vitesse comme exprimé par l'expression de contrainte de Reynolds:

$$\overline{u'_i u'_j} = \frac{2}{3} k \delta_{ij} - 2\nu_T S_{ij} \quad (4.9)$$

La viscosité turbulente  $\nu_T$  et le tenseur des taux de déformation  $S_{ij}$  avec  $i, j$  : les indices correspondant aux composantes  $x, y$ ,  $\overline{u'_i}$  : les fluctuations turbulentes de vitesse,  $k$  : l'énergie cinétique turbulente et  $\delta_{ij}$  : le symbole de Kronecker, sont données par:

$$\nu_T = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (C_\mu = 0.09) \quad (4.10)$$

avec  $\varepsilon$  le taux de dissipation turbulente

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (4.11)$$

Le tenseur d'anisotropie défini par:

$$a_{ij} = \frac{\overline{u'_i u'_j}}{k} - \frac{2}{3} \delta_{ij} \quad (4.12)$$

peut être évalué en utilisant l'Equation (4.9) comme suit:

$$a_{ij} = -2 \frac{\nu_T}{k} \delta_{ij} \quad (4.13)$$

Les limitations physiques sont données par (Wallin and Johansson, 2002):

$$-\frac{2}{3} \leq a_{ij} \leq \frac{4}{3} \quad \text{pour } i = j \quad (4.14)$$

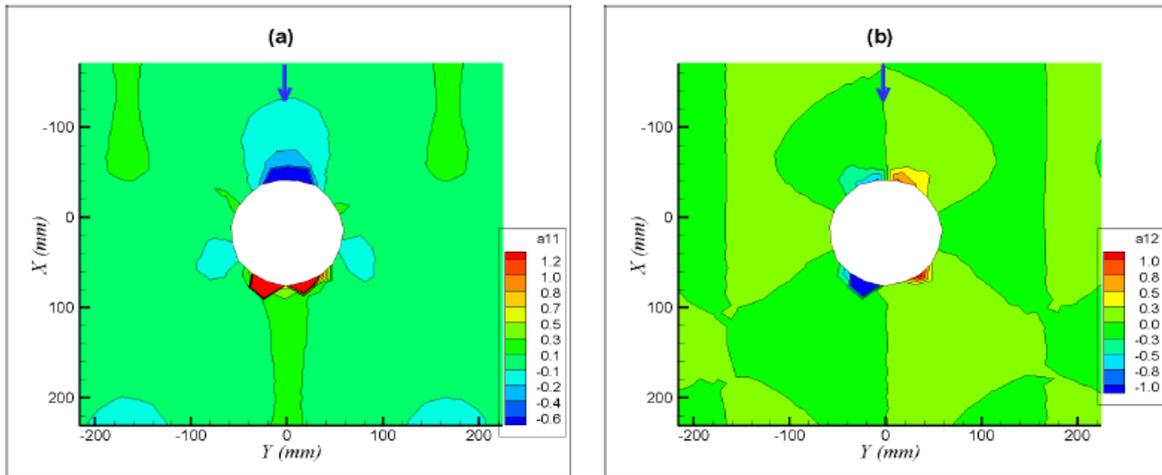
$$|a_{ij}| \leq 1 \quad \text{pour } i \neq j \quad (4.15)$$

Dans le cas 2D intégré sur la verticale, les trois coefficients sont:

$$a_{11} = -2 \frac{\nu_T}{k} \frac{\partial u}{\partial x} \quad (4.16)$$

$$a_{12} = -2 \frac{\nu_T}{k} \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (4.17)$$

$$a_{22} = -2 \frac{v_T}{k} \frac{\partial v}{\partial y} \quad (4.18)$$



**Figure IV.21 : Coefficients d'anisotropie  $a_{11}$  (a) et  $a_{12}$  (b) relevant les zones de limitation en couleur bleue ou rouge.**

Les coefficients  $a_{ij}$  calculés à partir des résultats utilisant la modélisation  $k-\varepsilon$  de TELEMAC-2D montrent que les limitations précitées en (4.14) et (4.15) sont respectées, sauf au voisinage de l'amont et de l'aval des cylindres. Ainsi, les résultats numériques ne présentent pas physiquement de caractéristiques irréalistes en dehors des zones précitées (Figure IV.21). Ce n'est pas une preuve suffisante de la validation du modèle, mais nécessaire (Johansson, 2002). En fait, nous noterons que les écarts de hauteur d'eau, de vitesse et d'énergie cinétique turbulente correspondent à des zones ayant un fort niveau d'anisotropie. Ces zones présentent également les caractéristiques de l'écoulement 3D typiques tels que des vortex en fer à cheval et les vitesses verticales notables qui ne seraient résolus que par la modélisation 3D, ce qui est hors de notre objectif qui est d'avoir un modèle 2D efficace tout en connaissant ses limites.

Pour résumer, l'énergie cinétique turbulente est un paramètre important pour la caractérisation des passes à poissons et nous avons apporté un soin particulier à son analyse. L'énergie cinétique turbulente  $k$  est plus sensible aux densités de maillage que les hauteurs d'eau et les vitesses. Les résultats obtenus pour le cas  $C = 16\%$ ,  $S = 5\%$ ,  $Q = 50\text{ l/s}$  et le maillage 'fine' présentent un niveau de turbulence plus grand que ceux obtenus avec le maillage 'standard' (voir Figure IV.21 (b)). Le maximum mesuré ( $0,2 \text{ m}^2.\text{s}^{-2}$ ) ne se produit pas dans les deux cas. Les comparaisons montrent que l'augmentation de la densité du maillage n'améliore pas significativement la qualité des résultats numériques et que les limitations intrinsèques de modélisation 2D restent dominantes. Par exemple, le modèle numérique sous-estime l'énergie cinétique turbulente dans le sillage tandis que l'énergie cinétique turbulente calculée est plus élevée que dans les expériences à l'amont du bloc. Cependant, la valeur moyenne de  $k$  est bien reproduite entre les blocs ce qui permet de calculer un taux de dissipation proche de la valeur expérimentale et ainsi de reproduire la relation hauteur-débit (Larinier *et al.* 2006). Le pic de

turbulence obtenu pour l'expérience EV5 correspond à un ressaut hydraulique qui apparaît lorsque le nombre de Froude local devient supérieur à 1.

#### IV.5 Validation étendue du modèle numérique

Afin de valider le modèle 2D dans une gamme étendue de configurations ( $6\% < C < 23\%$ ,  $1\% < S < 9\%$ ), les résultats des simulations numériques (plus de 900 en tout) sont comparés aux corrélations expérimentales (Figure IV.22). Nous testons également l'influence de 3 coefficients de Strickler différents 10, 30 et 60. Pour les plots carrés, nous avons tenu compte des premières simulations sur les cylindres pour ne calculer que deux concentrations ( $C=0,13$  et  $C=0,16$ ), apparaissant les plus adaptées aux passes à poissons et un seul coefficient de Strickler ( $K=30$ ). Les relations hauteur-débit sont ici exprimées en termes de coefficients de traînée pour pouvoir faire un parallèle avec l'étude menée expérimentalement dans la section III.4. Les nombres de Froude des simulations sont obtenus à partir des débits et des hauteurs d'eau moyennes calculées. La comparaison des coefficients de traînée brute (Eq. (3.15)) montrent que pour des nombres de Froude inférieurs à 0,8 la relation hauteur-débit est assez proche (Figure IV.23). Pour expliquer les écarts à fort nombre de Froude et les relier aux capacités du modèle, nous analysons les résultats des simulations de manière identique aux résultats expérimentaux.

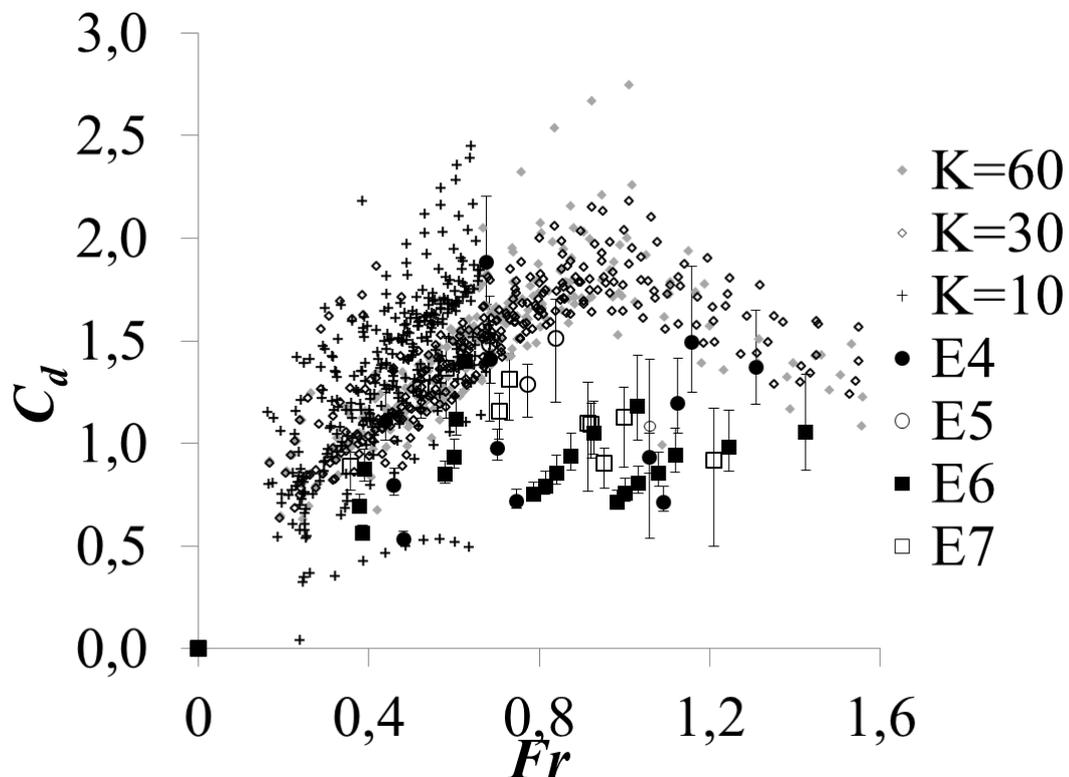
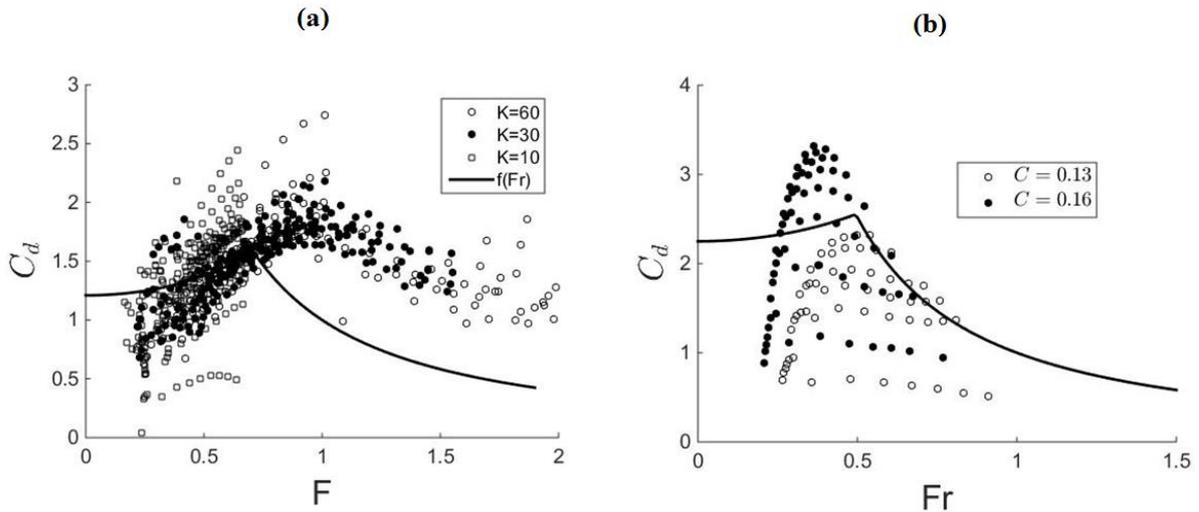


Figure IV.22 : Coefficients de traînée sur les plots cylindriques. Comparaison des simulations et des mesures expérimentales.

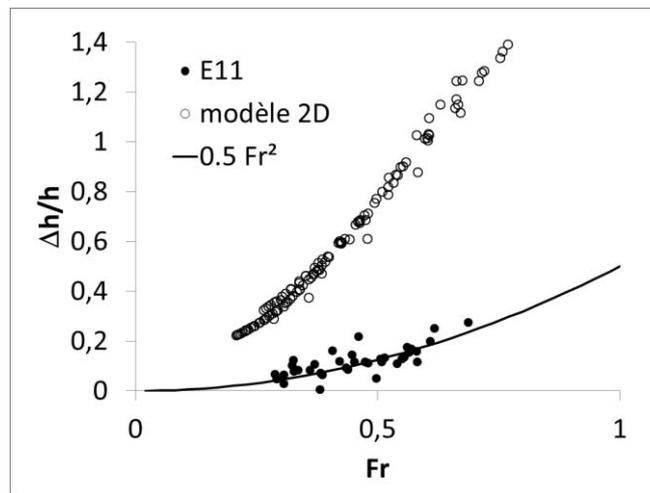
Nous utilisons ici le modèle adapté pour  $a_x = a_y$  (c'est-à-dire  $f_C(C) = 0,8 - 2C$ ), puisqu'il est plus précis et correspond au cas simulé.



**Figure IV.23 : Coefficients de traînée sur plots cylindriques (a) et sur plots carrés (b). Comparaisons des simulations et des fonctions correctrices définies sur les expériences.**

Tout d'abord, si l'on considère les plots cylindriques (Figure IV.23 (a)), on peut observer que le frottement du fond et la force de traînée sont correctement séparés par l'équation (3.3) puisque la même tendance du  $C_d$  est observée pour les trois coefficients de Strickler. Contrairement aux valeurs expérimentales, les simulations numériques ne sont pas corrigées, c'est-à-dire  $f_h(h_*)=1$  et  $f_C(C)=1$ . Néanmoins, les coefficients de traînée ont la même évolution en fonction de  $Fr$  que les expériences. Ce comportement semble logique puisque l'interaction fond-sillage ( $f_h(h_*)$ ) sur l'écoulement n'est pas prise en compte dans le modèle 2D. Le fait que  $f_C(C)$  soit égale à 1 pour reproduire les résultats expérimentaux, montre que le modèle 2D ne calcule pas bien l'influence de la concentration. En fait, le modèle 2D ne reproduit correctement que les contractions latérales et verticales et leurs effets sur les vitesses ( $f_{Fr}(Fr)$ ).

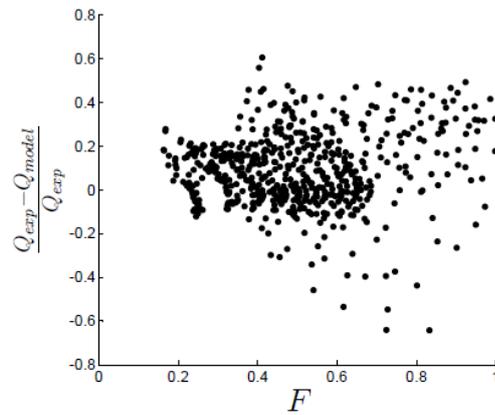
Pour les blocs carrés (Figure IV.23 (b)), l'augmentation rapide du  $C_d$  indique un écart important à la formule proposée même si les expériences suivent aussi le même comportement que le modèle 2D. En effet la formule proposée suppose une contraction latérale constante ce qui n'est pas le cas à très faible  $Fr$  (cf §III.3.5). Cette augmentation peut aussi être due à la contraction verticale qui est surestimée par le modèle 2D. On voit sur la Figure IV.24 qu'elle est beaucoup plus importante dans le calcul par rapport aux mesures. On pourrait améliorer la précision du calcul du débit en donnant une évolution de  $r$  en fonction de  $Fr$ , cependant les écoulements pour  $Fr < 0,2$  sont rares et cela complexifierait la formulation du débit et de la vitesse maximale.



**Figure IV.24 : Déformation de la surface pour des plots carrés. Comparaison entre expériences et simulations.**

Quand une transition de régime se produit dans l'écoulement, la vitesse est proche de la valeur critique ceci explique la diminution de  $C_d$  en fonction de  $Fr$  puisque la contraction verticale est ainsi limitée par  $h_c$ . Néanmoins, la transition se produit pour une valeur de  $Fr$  dans les expériences, inférieure à celle observée dans la simulation. Ceci traduit une difficulté du modèle à reproduire la transition de régime devant les blocs. Pour les blocs carrés, les  $C_d$  suivent mieux la corrélation expérimentale. Cependant, l'analyse du rapport  $V_{max}/V_g$  (Figure IV.26), responsable de l'évolution en fonction de  $Fr$ , montre qu'il s'agit uniquement de valeurs numériques proches mais qui ne suivent pas la même évolution en fonction de  $Fr$ . On peut donc prédire que la validité du modèle 2D est vraiment limitée par le nombre de Froude. Les mauvais calculs des fonctions  $f_h(h^*)$  et  $f_C(C)$  semblent avoir un impact plus limité sur le coefficient  $C_d$  dans le cas de nos configurations. Par exemple, pour  $h^*=1$  et  $C=0,13$ ,  $f_h(h^*)=1,4$  et  $f_C(C)=0,6$ . Les deux fonctions se compensent, mais ceci impose de nouvelles conditions restrictives sur l'utilisation du modèle 2D.

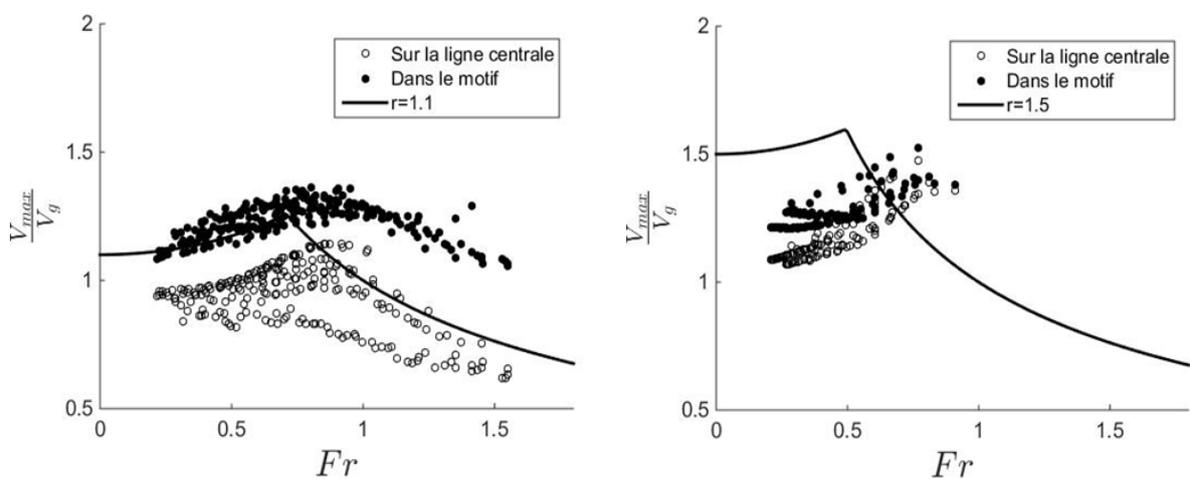
Dans les configurations testées, la validité de la simulation 2D est enfin estimée en comparant le débit ( $Q_{model}$ ) avec la corrélation expérimentale ( $Q_{exp}$ ) pour la même configuration. Pour  $Fr < 0.7$  (Figure IV.25), l'erreur moyenne est de 8% et l'écart-type est égal à 15%. Pour conclure, le modèle 2D donne une bonne approximation de la relation hauteur-débit pour  $Fr < 0.7$ , ce qui est la condition hydraulique des passes à poissons naturelles. Il faut cependant veiller à ce que le terme  $f_h(h^*) \times f_C(C)$  reste proche de 1 en considérant la vitesse moyenne entre blocs. C'est à cause de ces dernières conditions que le modèle simplifié en prenant la vitesse moyenne ( $f_C(C) = (V/V_g)^2$ ) ne fonctionne pas.



**Figure IV.25 : Comparaison des débits simulés avec ceux calculés à l'aide des corrélations expérimentales.**

L'objectif des simulations numériques était d'extrapoler nos résultats expérimentaux à des configurations non testées. Dans la plage de validité définie précédemment, nous allons considérer quelles informations peut donner le modèle sur la franchissabilité piscicole d'un ouvrage.

Pour cela, nous commençons par vérifier que les valeurs maximales de vitesses peuvent être calculées correctement par le modèle (Figure IV.26). Pour toutes les simulations, l'évolution de la vitesse maximale suit bien les observations expérimentales tant que  $Fr < 0,7$ . En particulier, on confirme que la vitesse maximale ne se situe pas sur l'axe mais que l'écart de vitesse dans la partie contractée (vitesse max – vitesse sur l'axe) est inférieur à 20%. Les simulations sur blocs carrés montrent des vitesses très sous-estimées par rapport aux mesures. Cela confirme les résultats de la Figure IV.26(b). Comme pour les plots cylindriques, la transition de comportement a lieu pour  $Fr = 1$  dans les simulations alors que la valeur expérimentale est proche de 0,5.



**Figure IV.26 : Vitesse maximale calculée par le modèle 2D sur plots cylindriques (a) et sur plots carrés (b).**

Nous avons vu dans l'analyse des profils de vitesses et d'*ECT* que les zones de repos étaient bien reproduites dans la zone de validité du modèle pour les plots cylindriques. Il est évident qu'aucune information sur les vitesses verticales ne peut être extraite du modèle 2D mais les grandeurs hydrodynamiques fournies permettent de préciser les critères de franchissabilité en fonction de la géométrie.

On définit la zone de repos par le rapport  $V/V_g < a$  (où,  $a$  peut varier de 0.1 à 0,7). Les vitesses de repos étant définies par leur valeur absolue, la valeur de  $a$  doit être fixée pour chaque configuration et chaque espèce étudiée. Ces zones se situent dans le sillage des blocs, leur largeur est presque égale à  $D$  et leur longueur  $L$  dépend principalement du nombre de Froude comme présenté sur la Figure IV.27. La zone est limitée physiquement par la rangée de blocs suivante ce qui justifie que  $L$  est normalisée par  $a_x$ . La Figure IV.27 montre que la longueur  $L$  est peu influencée par  $Fr$  dans le domaine de validité ( $Fr < 0.7$ ). Ce point est confirmé par les mesures ADV. Sur la Figure IV.12, le profil longitudinal de  $V/V_g$  est identique pour tous les nombres de Froude. La Figure IV.28 montre aussi que la variation de longueur  $L$  est linéaire en fonction de  $a$  pour les blocs cylindriques. En conséquence, la zone de repos peut être déterminée par simulation en fonction du critère  $a$  avec une légère correction si  $F > 0.6$ .

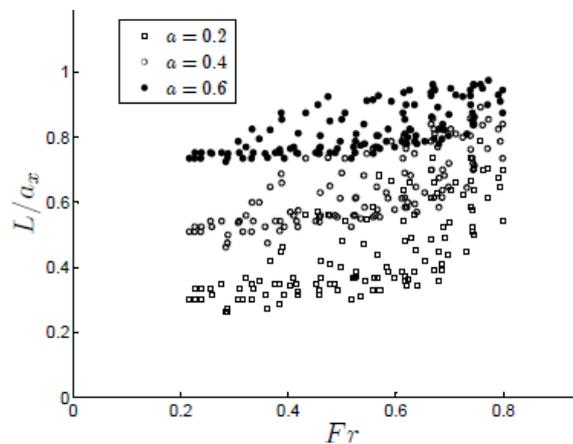


Figure IV.27 : Longueur de la zone de repos en fonction du nombre de Froude pour les plots cylindriques.

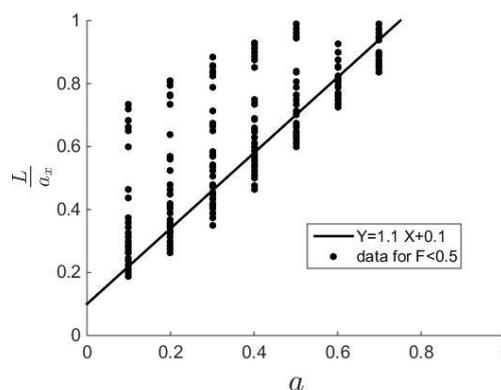
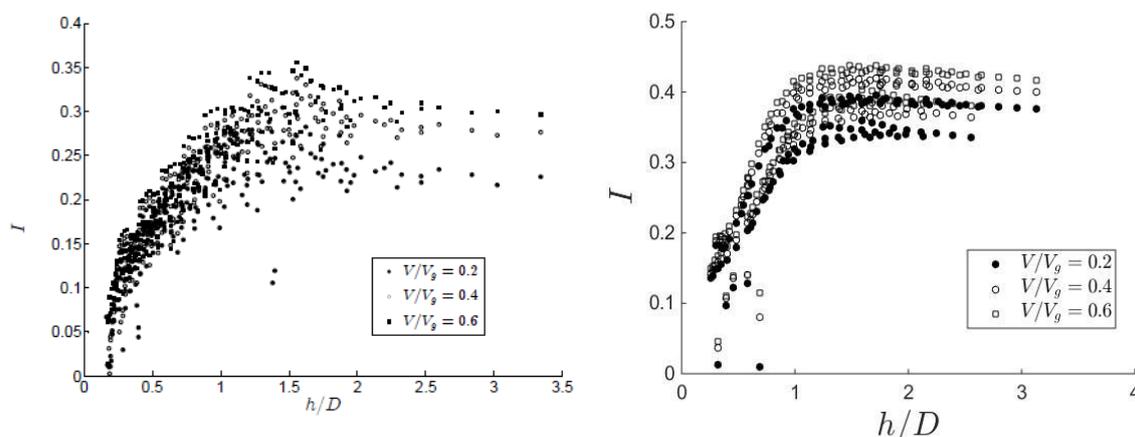


Figure IV.28 : Longueur de la zone de repos en fonction du critère de vitesse  $a$ , pour les plots cylindriques.

Pour les blocs carrés, le modèle sous-estime la taille de la zone de repos (Figure IV.13) et fournit donc une valeur minimale qui peut aussi être utile pour le dimensionnement. La comparaison des simulations entre plots cylindriques et carrés montre d'ailleurs que la zone de repos est plus grande pour les cylindres ce qui contredit les observations faites sur les mesures ADV. Cependant, il faut garder en mémoire que le même nombre de Froude ne correspond pas à la même vitesse  $V_g$  pour des formes différentes. Pour comparer l'avantage d'une forme de blocs par rapport à une autre, il faut se fixer au préalable des critères piscicoles, c'est-à-dire des valeurs absolues en fonction des espèces cibles. C'est ce qui sera fait dans le chapitre suivant.



**Figure IV.29 : Intensité turbulente moyenne dans la zone de repos pour l'ensemble des modélisations avec des plots cylindriques (gauche) et carrés (droite).**

Afin de confirmer que cette zone est une zone effective de repos, la moyenne spatiale d'ECT est calculée à partir des simulations. L'intensité turbulente est représentée pour la simulation avec un coefficient de Strickler intermédiaire ( $K=30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ). Comme pour les mesures expérimentales, l'intensité est comprise entre 20% et 30% (Figure IV.29). Quand  $h/D$  est faible, l'intensité turbulente est générée par le modèle de frottement du fond, par contre, quand le rapport  $h/D$  est plus élevé, l'intensité turbulente tend vers une valeur fournie par l'écoulement autour des obstacles. Entre les deux limites, l'évolution est presque linéaire ce qui permet d'estimer a priori l'intensité turbulente.

La comparaison entre les deux formes montre des résultats très proches qui ne sont pas totalement en accord avec les expériences. Même si la validité des simulations sur blocs carrés peut être mise en doute, on peut tout de même avoir une première estimation de l'énergie cinétique turbulente. Les modélisations 2D permettent de vérifier que pour des hauteurs d'eau suffisantes, l'intensité turbulente dans la zone de repos est quasi constante quel que soit la configuration géométrique.

## IV.6 Conclusion

Dans ce chapitre, la passe à poissons est simulée par un modèle numérique 2D avec les mêmes configurations que celles du canal expérimental. Il est apparu avantageux de compléter les études expérimentales par toute la gamme de concentrations possibles. Les résultats présentés ici sont basés sur la comparaison entre les expérimentations et les simulations numériques, pour ensuite déterminer une plage de validation du logiciel Telemac-2D qui peut aider à concevoir une passe à poissons naturelle (Tien *et al.*, 2015).

Le profil de hauteur d'eau est bien reproduit par le modèle numérique 2D jusqu'à une pente égale à 7% et un coefficient de submersion  $h/k_b$  égal à 0,8. L'écart sur les hauteurs moyennes atteint au maximum 20% pour les cylindres et 10% pour les blocs carrés lorsque les blocs sont émergés.

Dans le jet, les vitesses calculées avec le modèle et celles issues des expériences sont très proches pour le cas des blocs cylindriques, même si le modèle sous-estime les vitesses dans le jet pour les cas de blocs carrés. Cet écart est peut être dû à la forte contraction dans le plan horizontal qui est mal reproduite par le calcul.

Dans la zone de repos, les vitesses issues des simulations sont surestimées par rapport aux mesures c'est-à-dire que TELEMAC-2D a sous-estimé la taille de cette zone. On définit cette zone de repos comme ayant une largeur presque égale à  $D$  et une longueur  $L$  sur l'axe  $a_x$  qui peut être déterminée par la zone où  $V/Vg < a$ . Les résultats des simulations montrent que le rapport  $L/a_x$  ne change pas pour une valeur  $a$  donnée tant que  $Fr < 0,7$ . Cette remarque est aussi vérifiée par les résultats expérimentaux. L'expérience montre que les blocs carrés semblent avoir un avantage sur les blocs cylindriques dans la création d'une zone de repos ayant une plus grande taille.

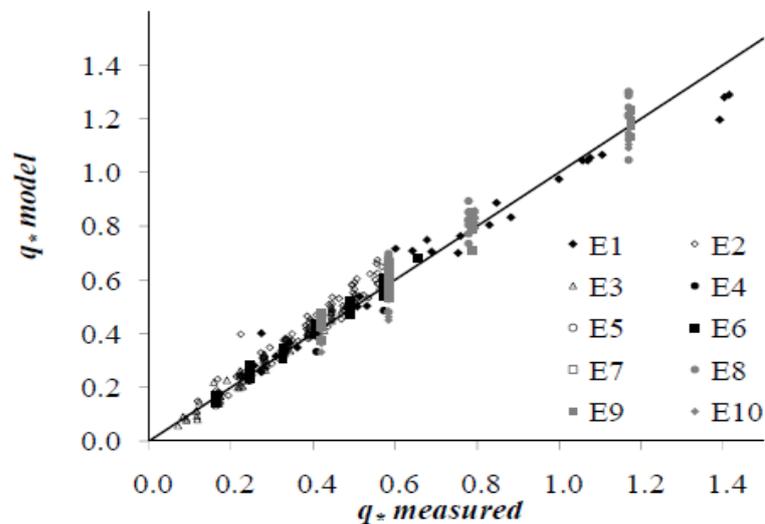
La relation hauteur-débit est aussi exprimée en termes de coefficient de traînée pour pouvoir faire un parallèle avec l'étude menée expérimentalement dans le chapitre précédent. Une comparaison entre les valeurs  $C_d$  de simulations et la fonction corrélation  $f_{Fr}(Fr)$  a été faite, bien que les simulations numériques ne soient pas corrigées, les coefficients  $C_d$  simulés sont bien en accord avec les expériences pour des nombres de Froude inférieurs à 0,7. Enfin, il a été montré que le modèle 2D peut servir à la conception des passes à poissons naturelles. En effet, dans un domaine spécifique de pente ( $S < 7\%$ ), de concentration de bloc ( $6\% < C < 20\%$ ) et de nombre de Froude inférieur à 0,7, le modèle numérique fournit la vitesse maximale et les propriétés de turbulence qui sont nécessaires pour le franchissement du poisson. En conséquence, le modèle 2D, qui est assez facile à utiliser, semble être un outil d'ingénierie disponible pour prendre en compte la configuration géométrique particulière et la conception adaptée à une espèce de poissons.

# CHAPITRE V: APPLICATION AU DIMENSIONNEMENT DES PASSES NATURELLES

## V.1 Relation de dimensionnement hauteur-débit

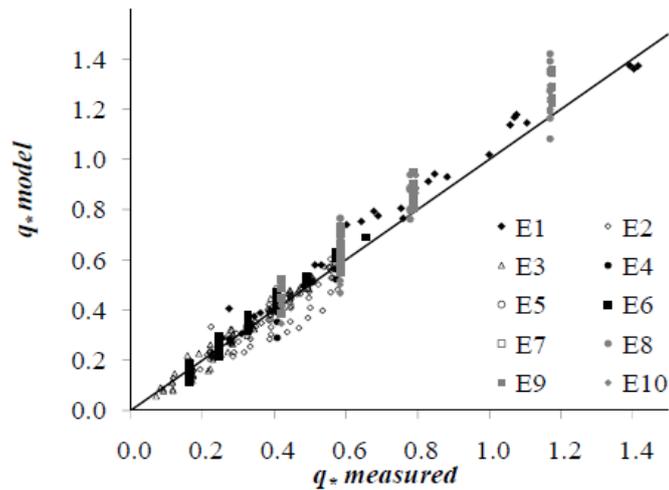
A partir de l'expression de la vitesse moyenne (Equation (3.5)), nous définissons un débit adimensionnalisé par mètre de largeur,  $q_*$  (Larinier *et al.* 2006).

$$q_* = \frac{q}{\sqrt{gD^{3/2}}} = h_* \left( 1 - \sqrt{\frac{a_x}{a_y} C} \right) \sqrt{\frac{2S(1-\sigma C)}{C_d C(1+N)}} \quad (5.1)$$



**Figure V.1 : Comparaison des débits mesurés et calculés pour les expériences dans le canal vert.**

Par rapport aux formules données dans le guide technique (Larinier *et al.* 2006), on peut mieux séparer l'importance relative de la traînée et du frottement du fond. En effet, dans la pratique, une passe à poissons naturelle présente un devers latéral pour faciliter le passage des espèces de petits poissons. Par conséquent, la hauteur d'eau peut être faible par rapport à la rugosité du fond et  $N$  (défini avec l'équation (3.4)) peut prendre un large intervalle de valeurs. Lorsque  $N \ll 1$ , la relation hauteur-débit est linéaire parce que la vitesse dépend faiblement de  $h^*$  à travers la fonction  $f_{h^*}(h^*)$  incluse dans  $C_d$ .



**Figure V.2 : Comparaison des débits mesurés et calculés pour les expériences avec plots cylindriques dans le canal vert, pour une fonction  $f_{Fr}(Fr)$  simplifiée.**

L'utilisation du terme  $f_{Fr}(Fr)$  pour le calcul d'écoulement ne produit pas directement une valeur de  $q_*$  en fonction de  $h_*$ . Pour simplifier l'expression de  $q_*$ , la correction appliquée pour le calcul des débits est la suivante :

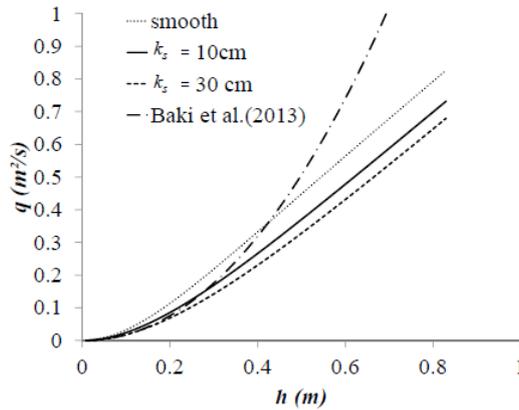
- $f_{Fr}(Fr) = 2$  pour les blocs à face plane,
- $f_{Fr}(Fr) = 1$  pour les cylindres,
- $f_{Fr}(Fr) = 1.5$  pour la forme intermédiaire (les expériences E2).

La Figure V.2 montre que cette simplification a peu d'influence sur le débit estimé. La différence est seulement constatée pour  $Fr > 0,8$ . L'erreur relative dans l'estimation du débit est inférieure à 10% pour  $0,08 < C < 0,2$  et  $0 < S < 7\%$ . En outre, il est nécessaire d'ajouter l'incertitude due à la valeur de  $C_d$ . Pour une forme de bloc naturel, une valeur moyenne  $C_d = 1,5$  peut être utilisée. L'équation (5.1) indique que le débit total peut varier de 20% si la valeur véritable de  $C_d$  est entre 1 et 2. Heureusement, pour les blocs en béton avec une forme définie, l'incertitude est considérablement réduite.

L'influence des rugosités de fond a également été quantifiée. Au début de l'étude, il était prévu d'augmenter la dissipation dans la passe en ajoutant une rugosité de fond. La Figure V.3 montre l'évolution de la relation hauteur-débit pour une passe dont la taille dépend de la taille de la rugosité du fond.

La présence de rugosité diminue légèrement le débit par unité de largeur  $q^*$ . La contribution globale de la rugosité du fond semble être plutôt négligeable. Cependant, elle peut réduire localement la vitesse près du fond. Ceci modifie l'organisation de l'écoulement dans le sillage ce qui peut être favorable au passage des petites espèces comme nous l'avons constaté expérimentalement. Nos résultats sont comparés avec la formule de Baki *et al.* (2014). Les deux formules fournissent un débit spécifique similaire jusqu'à  $h/D=1$  puisque les blocs (dans Baki *et al.* 2014) sont alors submergés tandis qu'ils sont émergents dans la formule proposée. A faible profondeur d'eau, le même comportement est observé entre les deux formules mais il est produit

par le frottement du fond dans le modèle actuel alors qu'il est dû à un ajustement du  $C_d$  et donc de la traînée, dans Baki *et al.* (2014).



**Figure V.3 : Débit par mètre de largeur en fonction de la hauteur d'eau pour une passe avec  $k=D=0,5$  m,  $C=0,13$  et  $S=0,05$ .**

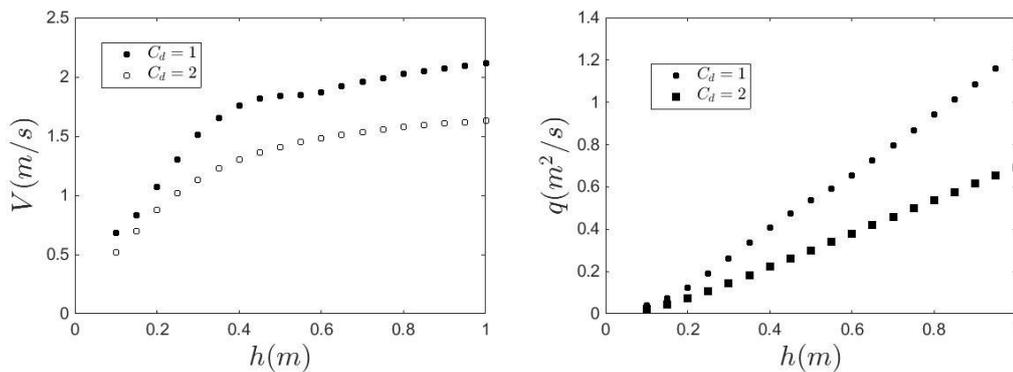
## V.2 Configurations optimales pour les vitesses maximales

### V.2.1 Détermination des concentrations

En France, il est recommandé que la vitesse maximale ne dépasse pas :

- 2,5 m/s pour le saumon atlantique, la truite de mer et la lamproie marine;
- 2,0 m/s pour l'aloise, la truite brune, l'ombre et les cyprinidés rhéophiles;
- 1,5 m/s pour les petites espèces (Larinier *et al.*, 2006).

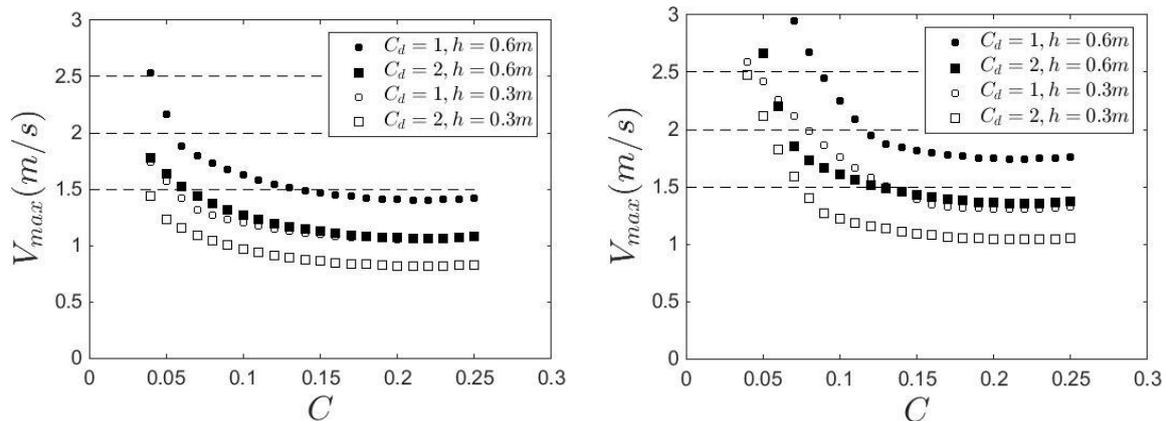
Ces vitesses sont similaires à celles dans le jet des passes à poissons à fentes verticales obtenues avec des chutes entre bassins (Larinier *et al.*, 2002).



**Figure V.4 : Vitesse maximale (gauche) et débit (droite) pour des passes de pente 5% et une concentration de 13%.**

Les pentes de 5% et les concentrations de 13% représentent la majorité des passes à macro-rugosité installées. Elles ne sont franchissables par les petites espèces que pour des tirants d'eau inférieurs à 30 cm (Figure V.4). Il est donc indispensable de créer un pendage latéral comme nous verrons dans le paragraphe suivant. Pour étudier la franchissabilité des configurations, la hauteur d'eau de 30 cm est donc prise comme référence. Cette profondeur d'eau est une valeur moyenne pour les profondeurs d'eau minimales recommandées, 0,2 m à 0,4m, dépendant des espèces de poisson. Les calculs sont également faits pour  $h=60$  cm qui est une hauteur d'eau maximale correspondant à la submersion. Pour des hauteurs d'eau supérieure à 30 cm (dans cette configuration), la vitesse devient quasiment stable ce qui engendre un débit quasi proportionnel à la hauteur d'eau (Figure V.4).

Avec une hauteur d'eau fixée à 30 cm et une concentration de 13%, la passe ne peut être franchissable pour les petites espèces que pour des blocs à face plane ou des pentes inférieures à 3%. Par contre, l'ensemble des configurations testées sont franchissables pour les salmonidés. On peut constater sur la Figure V.5 que l'augmentation de la concentration a relativement peu d'influence pour des concentrations supérieures à 15%. À hauteur d'eau moyenne fixée, l'augmentation de la concentration réduit le débit par mètre de largeur mais la vitesse moyenne entre blocs diminue moins vite à cause d'une section de passage réduite qui accélère le fluide. Pour avoir des concentrations suffisantes au maintien d'un débit d'attrait et pour limiter le colmatage, une concentration de 13 à 15% semble un bon compromis. Pour des hauteurs d'eau faibles, l'influence des rugosités de fond n'est significative que pour des faibles concentrations (Figure V.5 et Figure V.6). Pour les concentrations plus grandes, c'est le terme  $f(h^*)$  (et donc la modification de l'écoulement dû au fond) qui explique les différences sur la vitesse maximale.



**Figure V.5 : Vitesse maximale calculée pour des blocs de diamètre 50 cm avec des pentes de 3% (droite) et 5% (gauche) ( $k_s=10$  cm).**

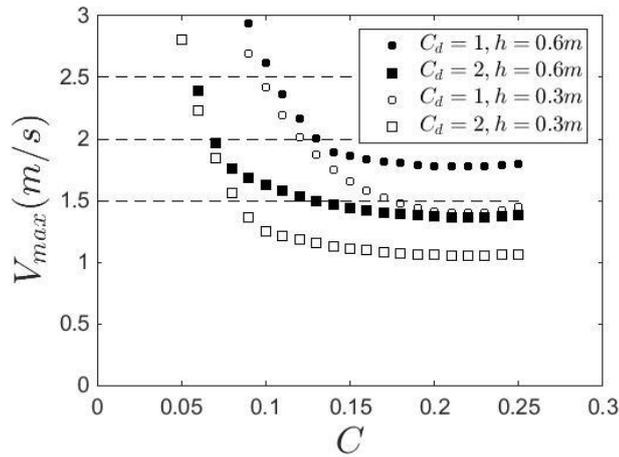


Figure V.6 : Vitesse maximale calculée pour des blocs de diamètre 50 cm avec une pente de 5 % et fond lisse.

### V.2.2 Détermination des pentes

Les pentes des ouvrages sont souvent fixées par les contraintes du site : hauteur de chute, position de l'entrée de la passe, zone disponible pour le génie civil. Néanmoins, dans certains cas, plusieurs options sont possibles. A partir du modèle, il est maintenant possible de tester de nouvelles configurations qui pourraient assurer la franchissabilité pour un large spectre d'espèces. Dans un premier temps, nous cherchons à connaître la pente minimale qui pourrait permettre d'avoir les vitesses maximales en fonction des critères piscicoles. Nous choisissons d'assurer des hauteurs d'eau soit de 0,3m et soit de 0,6 m. Comme précédemment, nous encadrons les calculs par les résultats pour les formes rondes et faces planes.

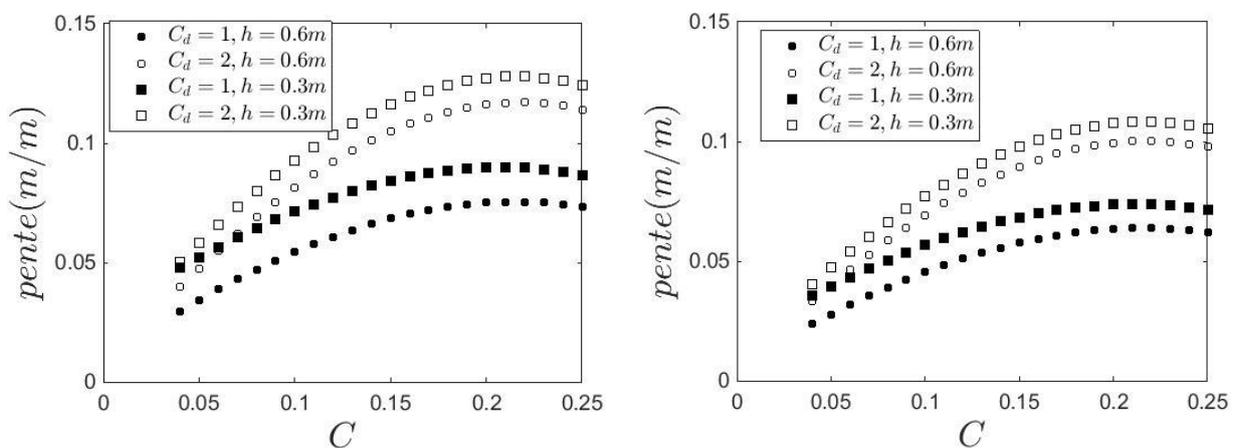
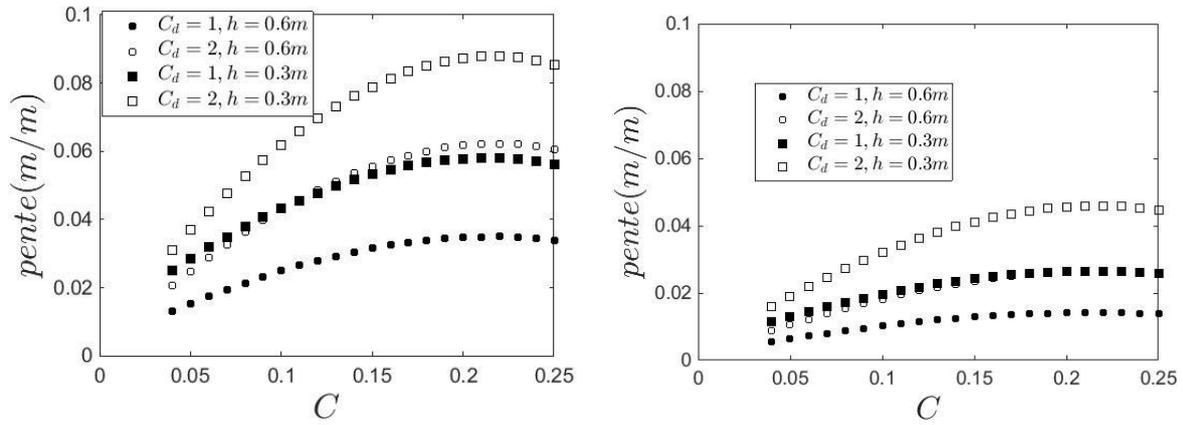


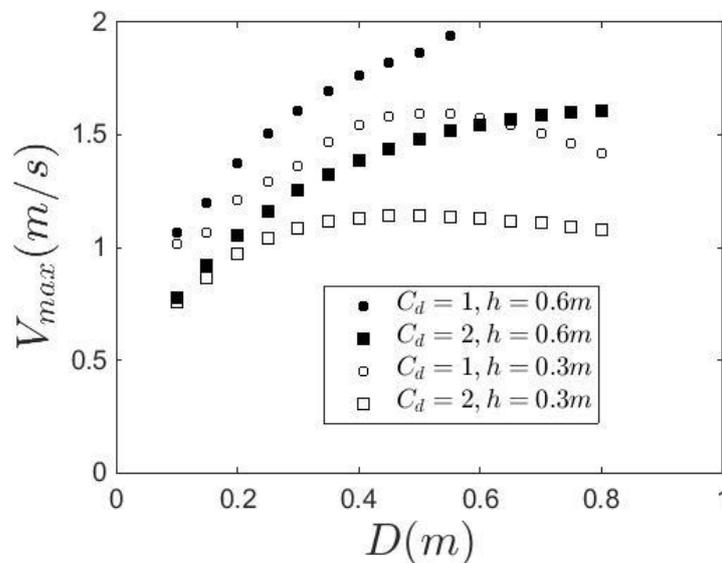
Figure V.7 : Pente minimale pour obtenir une vitesse maximale de 2,5 m/s (gauche) et de 2 m/s (droite).



**Figure V.8 : Pente minimale pour obtenir une vitesse maximale de 1,5 m/s (gauche) et de 1 m/s (droite).**

Les configurations actuelles avec des pentes autour de 5%, et des concentrations supérieures à 10%, assurent des vitesses inférieures à 2 m/s qui sont compatibles avec le franchissement des grandes espèces (Figure V.7). La forme des plots à peu d'influence sur la pente minimale pour les vitesses importantes. Par contre, pour les petites espèces, les plots carrés sont mieux adaptés. La pente minimale peut être multipliée par 2.

Pour des pentes de 5% et des concentrations supérieures à 13%, la passe peut être franchie par les petites espèces ( $V_{max} < 1,5$  m/s) à condition que la hauteur d'eau soit faible (influence des rugosités et du fond sur le sillage). Pour des espèces aux capacités de nage encore plus faibles ( $V_{max} = 1$  m/s), seules les faces planes et les faibles hauteurs d'eau assurent les bonnes vitesses (Figure V.8). Comme on a pu voir sur la vitesse maximale, la concentration a peu d'effet tant qu'elle est supérieure à 15 %.



**Figure V.9 : Vitesse maximale en fonction du diamètre pour une concentration de 13% et une pente de 5% ( $k_s=10$  cm).**

En plus de la pente, le concepteur peut aussi faire varier le diamètre (ou le nombre) de blocs même si la concentration est fixe. Il est possible de rencontrer des passes ayant des blocs de 30 cm de diamètre, surtout en tête de bassin pour éviter d’avoir des largeurs avec uniquement 1 ou 2 blocs. On peut vérifier sur la Figure V.9 que cette configuration a plutôt tendance à améliorer la franchissabilité à concentration constante. Cette diminution de la vitesse maximale est observée quelles que soient les concentrations et les pentes. D’un point de vue hydraulique, des plots plus étroits diminuent les vitesses même si cela diminue le débit total, l’espace inter bloc et la taille de la zone de repos. De plus, des diamètres plus petits augmentent le nombre de blocs par mètre de largeur ce qui peut être pénalisant en terme de coût.

### V.3 Autres critères de franchissabilité

#### V.3.1 Zone de repos

Le modèle 2D a été utilisé pour définir la zone de repos à faible vitesse et faible turbulence puisque la présence de ces zones peut améliorer le franchissement. Une régression linéaire de la taille de la zone de repos en fonction de la vitesse limite est donnée dans la plage de validité du modèle.

$$L = \left( 1,1 \frac{V}{V_g} + 0,1 \right) a_x \tag{5.2}$$

On va supposer que cette relation reste valable pour des nombres de Froude plus grands. Compte tenu des résultats du modèle 2D et des expériences, on peut penser que cette relation sous estimera la taille de la zone de repos, surtout pour les plots carrés ce qui donne une marge de sécurité pour la conception.

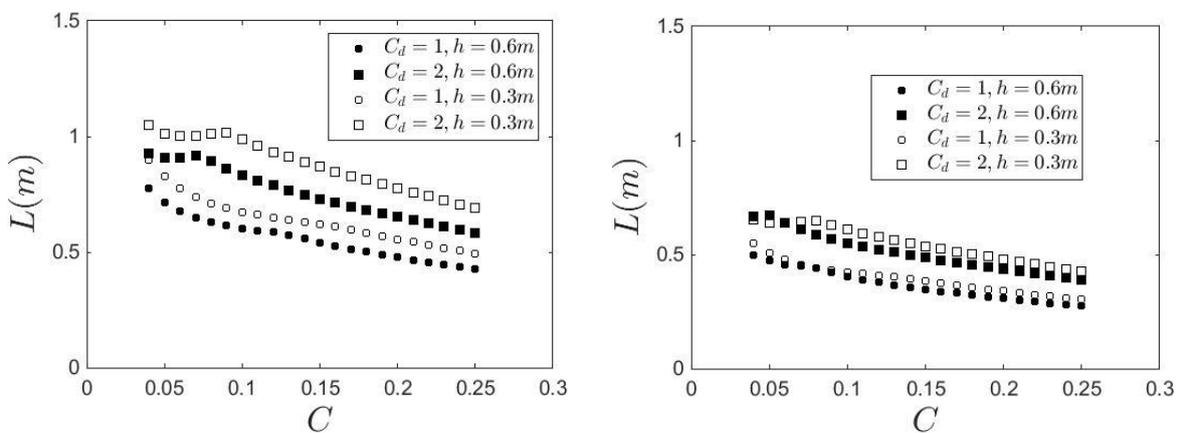
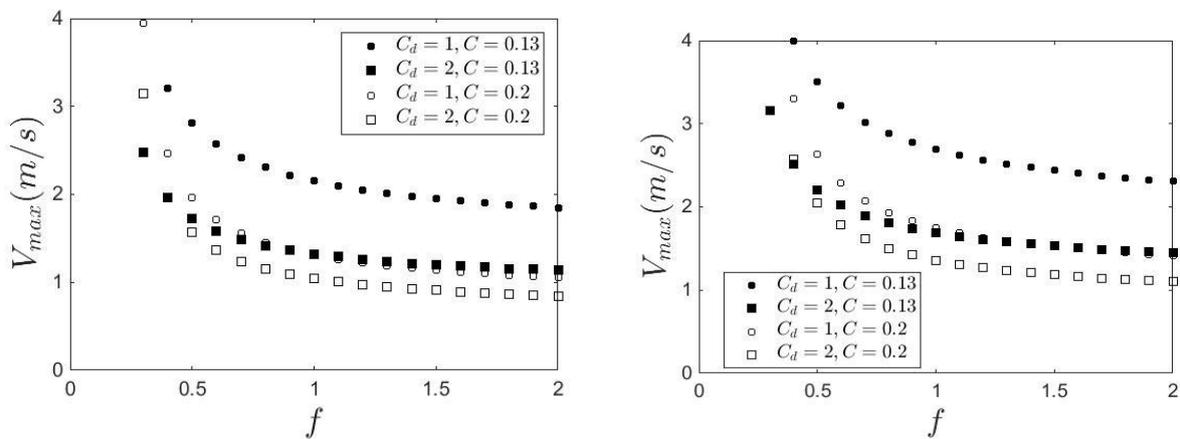


Figure V.10 : Longueur des zones de repos en fonction de la concentration, de la forme et de la hauteur d’eau pour  $D=50$  cm (gauche) et  $D=30$  cm (droite).

La vitesse limite de la zone de repos est ici fixée à 30 cm/s : ce qui semble être une valeur commune à beaucoup d'espèces (Videler, 1985, Videler et Wardle, 1992). Pour les concentrations définies (supérieures à 13%), la taille de la zone de repos évolue peu selon les différentes configurations, même si la forme carrée montre de meilleures performances (Figure V.10). On voit également que même si des diamètres plus petits diminuent la vitesse maximale, ils causent aussi une diminution de la zone de repos jusqu'à des valeurs limites de 30 cm pour des plots de diamètre  $D$  de 30 cm. Cela est dû au fait que pour maintenir la concentration, les rangées sont plus proches dans le sens longitudinal.

Cette dernière remarque tend à suggérer que la diminution du rapport  $f=a_x/a_y$  pourrait être favorable pour la taille de la zone de repos. Nous envisageons donc de faire varier  $f$ . Nous utilisons le modèle spécifique pour ces configurations (hypothèse  $f_c(C)=(V/Vg)^2$  (cf. § III.4.2). La Figure V.11 montre que, bien que de faibles  $f$  soit sûrement favorables aux zones de repos, l'augmentation de la vitesse maximale est significative pour  $f < 0,8$ . Cela s'explique par le rétrécissement de la section de passage ( $a_x - D$ ) quand  $a_y$  augmente alors que la concentration est constante. L'augmentation de  $f$  présente peu d'intérêt pour les vitesses maximales alors qu'elle diminue les zones de repos. La valeur  $f = 1$  est donc un bon compromis à la fois du point de vue hydraulique et pour la simplicité de conception.



**Figure V.11 : Vitesse maximale calculée (m/s) en fonction du rapport  $f=a_x/a_y$  pour  $h=30$  cm (gauche) et pour  $h=60$  cm (droite).**

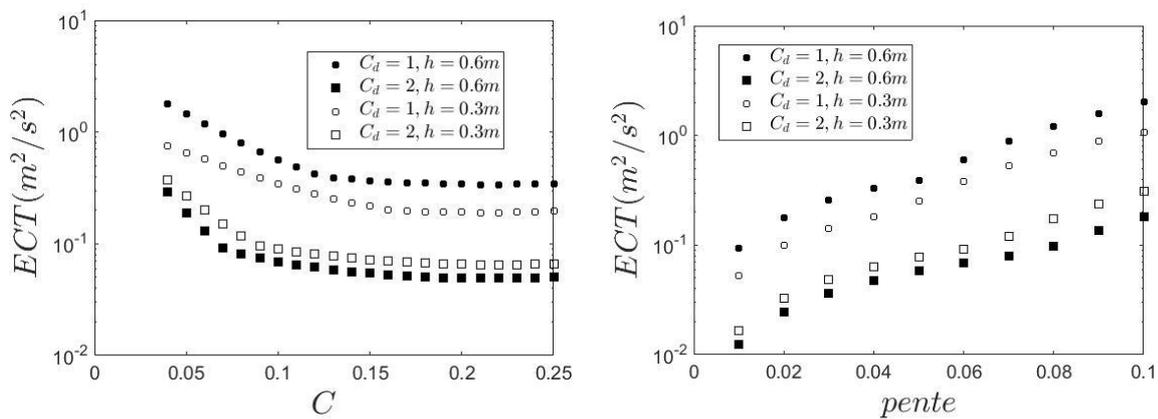
Le dernier point que l'on peut vérifier à partir de notre étude est l'énergie cinétique turbulente dans la zone de repos. Tant que la réponse biologique face à l'ECT est peu connue, nous pouvons, en première approche, nous placer dans le cas le plus pénalisant. Cela revient à considérer des intensités turbulentes maximales de l'ordre de 30%. Cette valeur est à la fois fournie par les mesures, le modèle 2D et les corrélations expérimentales de Baki *et al.* (2015). Pour des faibles hauteurs d'eau ( $h/D < 1,2$ ), des intensités turbulentes plus faibles sont possibles. On peut alors se reporter aux calculs du modèle 2D pour avoir une estimation plus précise.

A l'aide des mesures ADV, on peut aussi préciser ces valeurs en fonction de la forme et de la zone considérée. Le tableau 3 synthétise les valeurs d'intensités turbulentes.

L'évolution de l'ECT pour  $C$  fixée, montre bien que les plots carrés sont plus favorables puisque l'ECT est plus faible à cause d'une vitesse  $V_g$  plus faible (Figure V.12). Il est aussi intéressant de remarquer que l'augmentation d'ECT devient plus rapide quand la pente dépasse 5% : ce qui démontre la pertinence du choix de cette pente pour les passes actuelles.

	Entre blocs	jet	repos
Cylindre	25 %	20%	30%
Carré	30%	25%	20%

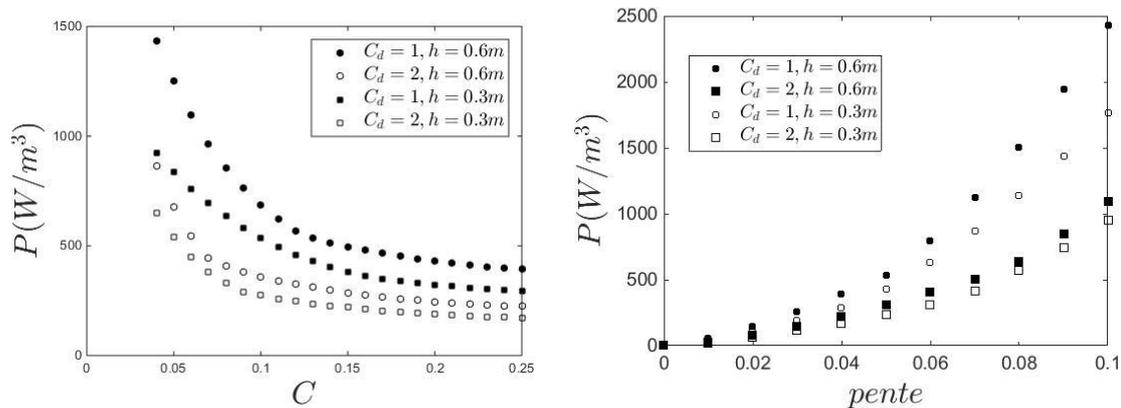
**Tableau 8 : Intensité turbulente dans les différentes zones de l'écoulement en fonction des formes de blocs.**



**Figure V.12 : Energie cinétique turbulente dans la zone de repos en fonction de la concentration pour  $S=5\%$  (gauche) et en fonction de la pente pour  $C=13\%$  (droite).**

L'avantage des plots carrés sur le niveau d'agitation turbulente dans la zone de repos est clairement représenté sur la Figure V.12. Comme l'ECT est ici proportionnelle à la vitesse entre bloc au carré et donc inversement proportionnelle à  $C_d$ , il est logique de trouver des valeurs plus faibles pour les plots carrés d'autant plus que nous avons fixé l'intensité à 20% pour ces derniers. On peut remarquer que l'ECT pour une pente  $S$  de 1% et des plots cylindriques est la même que pour une pente de 7% avec des plots carrés. Par contre, nous avons vu que les vitesses verticales pouvaient être plus fortes qu'avec des plots ronds et que des zones avec des vitesses dirigées vers l'amont pouvaient exister. Ces éléments s'opposent à un bon franchissement et peuvent relativiser l'avantage des faces planes. Les essais biologiques prévus dans le futur permettront de préciser ce point.

### V.3.2 Puissance dissipée



**Figure V.13 : Puissance dissipée dans la zone de repos en fonction de la concentration pour  $S=5\%$  (gauche) et en fonction de la pente pour  $C=13\%$  (droite).**

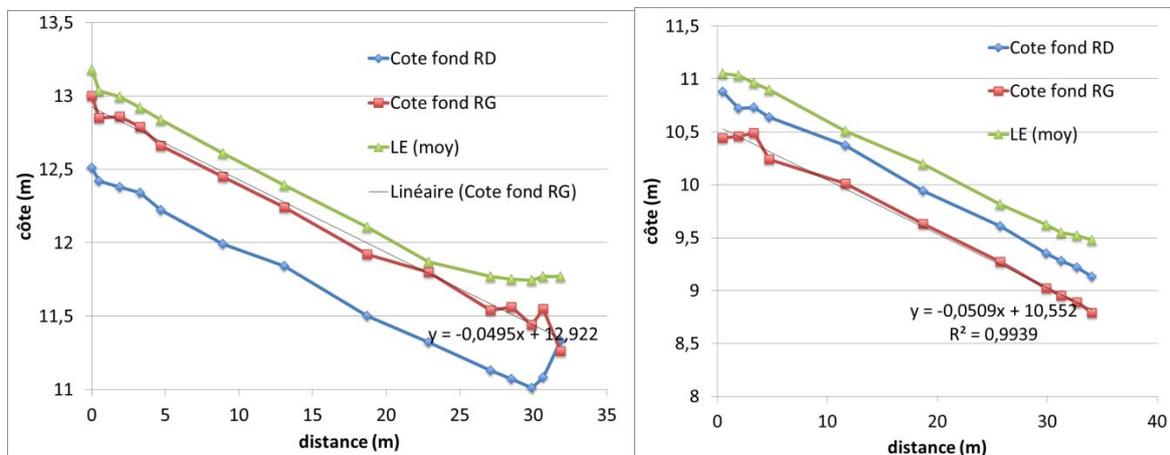
La puissance dissipée est actuellement prise comme paramètre dimensionnant par analogie avec les passes à fentes verticales, lesquelles présentent pourtant des structures d'écoulements fortement différentes. Alors que pour les fentes verticales, la plus grande partie de la dissipation a lieu dans le jet d'une vingtaine de centimètre de large, la répartition par mètre cube d'eau est plus uniforme dans une passe à macro-rugosité. En effet, dans une passe à bassin une grande partie du volume d'eau dans le bassin possède un niveau d'agitation et des vitesses relativement faibles (Yagci, 2010). Pour les passes à macrorugosités, le modèle 2D a montré une dissipation quasi homogène dans le jet. Dans cette zone, le modèle 2D et les mesures sont proches, ce qui tend à montrer que la dissipation expérimentale est elle aussi située dans le jet. Si on calcule la puissance dissipée à partir de la pente et du débit sur un motif (ou par mètre de largeur), on trouve alors des valeurs beaucoup plus importantes que le maximum admis pour les passes à bassins. De plus, pour une hauteur donnée, la puissance diminue quand  $C$  augmente car le débit diminue (Figure V.13).

Un moyen d'avoir des valeurs significatives pour le franchissement et comparable aux fentes verticales, seraient de prendre plutôt l'ECT que la puissance dissipée. Pour les passes à macrorugosités, les travaux présentés ici permettent d'estimer ces valeurs quel que soit la répartition de macrorugosités. Dans le paragraphe précédent, on a vu comment trouver ces valeurs en fonction des formes et des zones considérées. Nous observons tout de même sur la Figure V.13 que les puissances dissipées évoluent comme l'ECT, ce qui est logique puisque la dissipation est essentiellement turbulente et que la distribution d'ECT sur le motif est quasi constante quel que soit la configuration. Par conséquent, le critère de puissance dissipée, qui est facile à calculer, peut finalement servir comme contrainte de dimensionnement à condition de modifier les seuils. Ces seuils ne sont pas donnés ici car ils dépendent des seuils sur l'ECT.

## V.4 Validation sur des passes réelles

Nous avons effectué des mesures de vitesses sur trois passes réelles déjà construites. Les protocoles complets sont décrits dans le chapitre II. Nous avons choisi d'utiliser ces résultats comme une validation des observations faites sur les modèles réduits. De plus, ces observations de terrains permettront de quantifier l'incertitude sur les lois hauteur-débit, liée aux contraintes d'implantation, c'est-à-dire aux conditions d'entrée et de sortie dans la passe. Nous devons aussi veiller à ce que le pendage latéral introduit pour assurer un franchissement multi-espèces ne provoque pas des écoulements latéraux. En effet, nous allons considérer pour le dimensionnement que la passe peut être assimilée à une juxtaposition latérale de passes ayant un fond plat. La côte de l'eau étant identique pour un transect, la hauteur d'eau varie latéralement. Les premières passes étudiées ici présentent cette configuration.

### V.4.1 Passes de Malhaute et de Tabarka

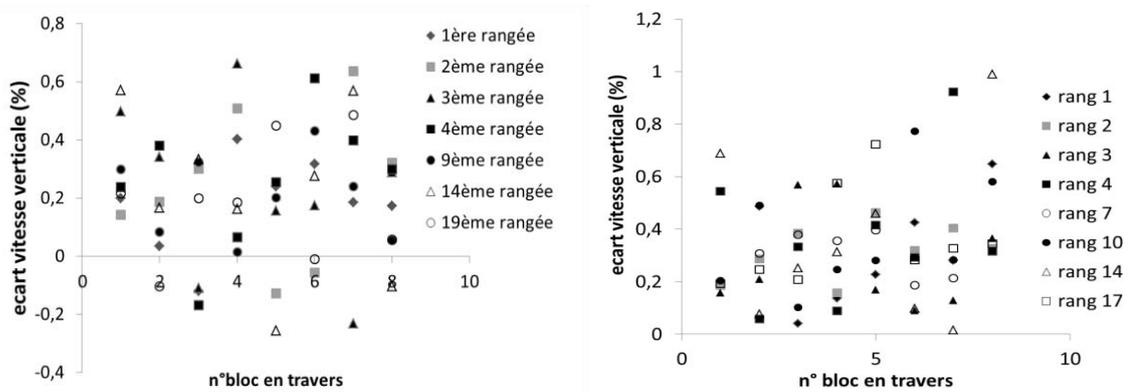


**Figure V.14 : Profils en long des côtes du fond et de la ligne d'eau (LE) pour les passes de Malhaute (gauche) et de Tabarka (droite).**

Les relevés topographiques au GPS différentiel montrent des pentes de fond quasi constantes et proches de la valeur de dimensionnement de 5% (Figure V.14). Les variations peuvent s'expliquer par la difficulté expérimentale de faire la mesure entre les rugosités de fond. La passe de Malhaute présente un ennoisement aval qui n'est pas préjudiciable aux franchissements puisque l'augmentation de hauteur d'eau pour un débit donné conduit à une diminution des vitesses. Par contre, l'entrée de la passe présente une accélération avec une chute d'eau.

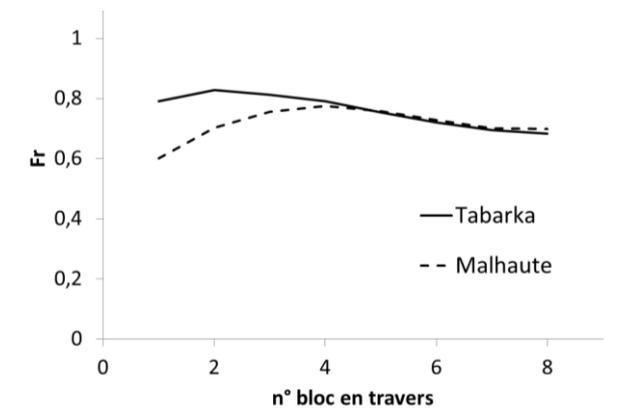
Les écarts relatifs des mesures faites à 2 positions verticales différentes ( $(V_{60\%} - V_{10\%})/V_{60\%}$ ) sont tracés sur la Figure V.15. Etant donné les observations sur les profils de vitesse, les vitesses mesurées devraient être proches de la vitesse moyenne entre blocs  $V_g$ . Les rugosités de fond devraient induire des vitesses au fond plus faibles sans pour autant provoquer une diminution supérieure à 30%. Il apparait effectivement que les variations de vitesses ne dépassent pas 30%

sauf pour un espace entre blocs. On peut même observer des vitesses plus fortes au fond que dans la partie supérieure de l'écoulement. Ce phénomène peut être attribué à des incertitudes de mesure compte tenu du protocole expérimental. Par exemple, la position par rapport à la rugosité de fond est mal définie. On peut se situer soit derrière un caillou (vitesse faible), soit entre deux cailloux (accélération de la vitesse), soit au-dessus (vitesse hors rugosité). On obtient ainsi une information importante sur les écarts possibles induits par la méthodologie de mesure. En effet, cette méthodologie et l'appareil associé seront ceux utilisés pour vérifier que les passes sont construites de façon à assurer le franchissement (recollement).

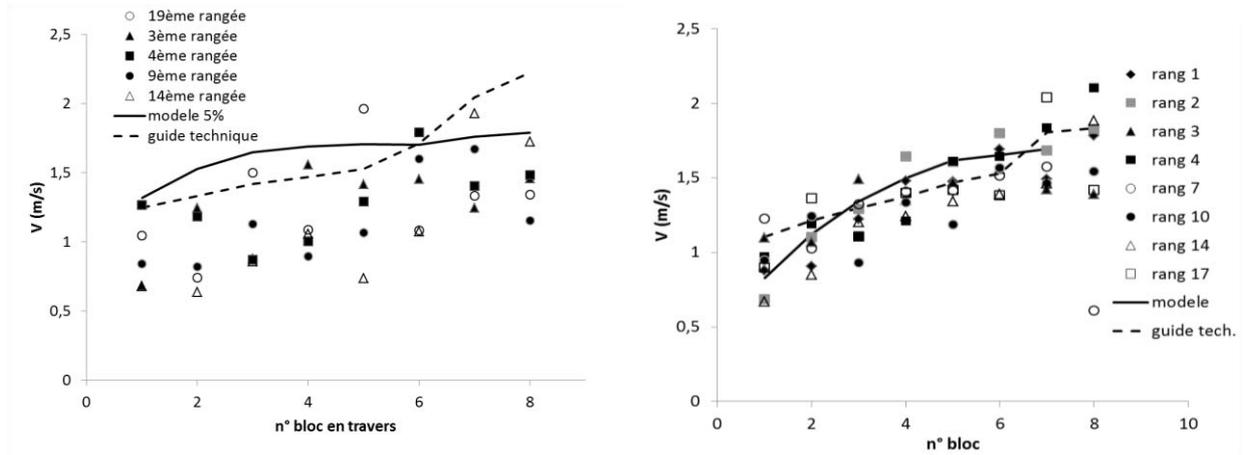


**Figure V.15 : Ecart de Vitesse entre le fond (10% de h) et la partie supérieure de l'écoulement (60% de h) pour plusieurs rangées pour la passe de Tabarka (gauche) et la passe de Malhaute (droite).**

Les observations en laboratoire sur l'effet des rugosités de fond semblent être confirmées par ces mesures sur les passes réelles. Il reste maintenant à vérifier que les vitesses attendues au passage des blocs soient bien celles mesurées. Le modèle utilisé est le 'complet', c'est-à-dire celui où la fonction  $f(Fr)$  est calculée et non estimée par une valeur constante même si le nombre de Froude reste compris entre 0,6 et 0,8 (Figure V.16). Pour les conditions hydrauliques testées, les écoulements se situent autour de la transition entre les deux comportements, c'est-à-dire avant et après le maximum de  $f(Fr)$  (Figure III.47). Les nombres de Froude sont dans le domaine de validité du modèle 2D ce qui démontre aussi la pertinence de la modélisation 2D pour le dimensionnement en conditions réelles.



**Figure V.16 : Nombre de Froude calculés à partir du modèle pour les 2 passes réelles.**



**Figure V.17 : Vitesse entre chaque bloc pour plusieurs rangées pour la passe de Tabarka (gauche) et la passe de Malhaute (droite).**

Le modèle proposé par les équations (3.5), (3.18), (3.19), (3.24) et (3.25), permet de calculer les vitesses  $V_g$  à partir des hauteurs d'eau mesurées. On retrouve les vitesses mesurées entre les blocs pour la passe de Malhaute. Les derniers blocs (8 et 9) étant submergés, un léger écart apparaît. L'écart des mesures entre les différentes rangées pour un même bloc est autour de +/- 20%. Cette distribution peut être due à des rugosités de fond non homogène ou des erreurs de mesures. Le modèle donne des valeurs très proches de la formule du guide technique (Larinier *et al.*, 2006). Les concentrations et les pentes étant celles utilisées en laboratoire pour fournir l'expression fournie dans le guide, il est normal que les méthodes donnent des résultats très proches. Cependant, pour la passe de Tabarka, le modèle et également la formule du guide, donnent des vitesses largement surestimées. La qualité du modèle ne semble donc pas être en cause. Il faut prendre en compte le fait que la mesure de la hauteur peut se faire à partir du radier ou au sommet de rugosités si elles sont suffisamment plates pour avoir une position stable de la règle. Pour estimer l'incertitude due à la mesure de la hauteur d'eau, on recalcule la vitesse en enlevant à la hauteur mesurée, la hauteur des rugosités extraites des plans et relevés de terrain (Figure V.18). On choisit  $k_s=15$  cm.



**Figure V.18 : Photographie des fonds rugueux pour les passes de Tabarka (gauche) et de Malhaute (droite).**

Les valeurs de vitesses devraient être comprises entre les deux courbes provenant de l'utilisation des deux hauteurs (Figure V.19). Effectivement, pour la passe de Malhaute, nous observons bien pour les blocs émergents, des mesures compatibles avec l'incertitude sur la mesure de la hauteur d'eau. Pour la passe de Tabarka, la correction permet d'améliorer l'accord entre le modèle et les mesures. On peut rajouter que le modèle suppose de prendre en compte la hauteur d'eau au-dessus des rugosités. Or, lors de la mesure, il est plus probable que la hauteur mesurée soit en fait celle au-dessus du radier, surtout pour la passe de Tabarka où les rugosités sont plus espacées. En effet, l'expérimentateur cherche, lors du positionnement de la règle, une position stable. Le positionnement sur le haut d'une rugosité entraîne le glissement de la règle jusqu'au pied de cette rugosité. Par conséquent, nous pouvons accorder une plus grande probabilité aux courbes ( $h-k_s$ ) qui sont celles qui décrivent le mieux les vitesses mesurées. Cette remarque est importante lors du recollement de passes pour vérifier la validité des formules de dimensionnement.

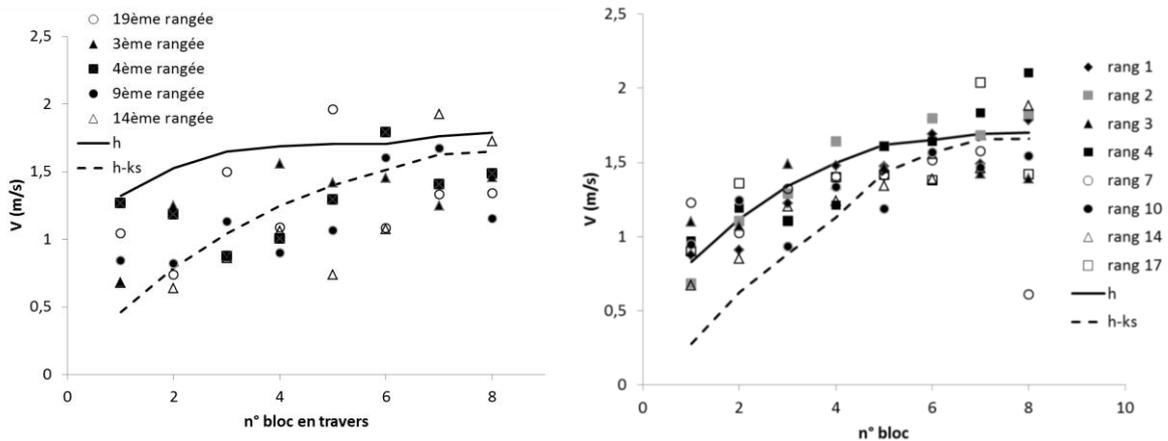


Figure V.19 : Comparaison des vitesses calculées en fonction de la hauteur d'eau de référence pour la passe de Tabarka (gauche) et la passe de Malhaute (droite).

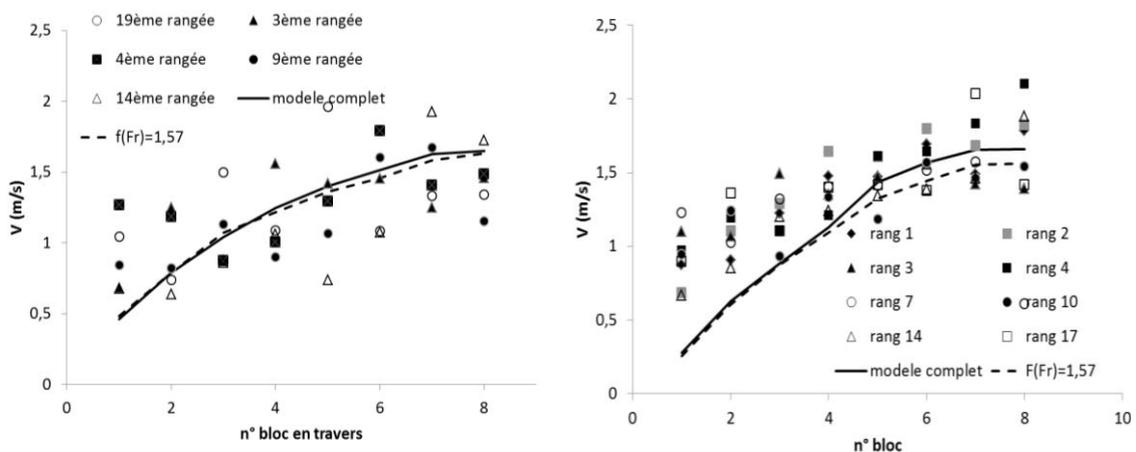
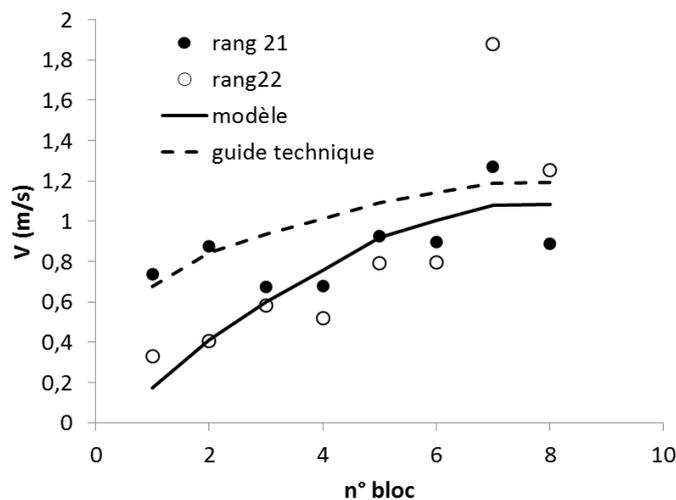


Figure V.20 : Comparaison des vitesses calculées en fonction de l'hypothèse sur  $f(Fr)$  pour la passe de Tabarka (gauche) et la passe de Malhaute (droite).

Enfin, on utilise l'exemple de ces deux passes pour vérifier que l'hypothèse d'une valeur constante pour  $f(Fr)$  permet de retrouver des résultats similaires au modèle complet. La valeur de  $f(Fr)$  choisie correspond à un nombre de Froude moyen de 0,7. L'écart entre les calculs avec les deux hypothèses est minimale : comme le montre la Figure V.16, le nombre de Froude est quasi constant quel que soit le numéro de blocs.

L'enneiement de la passe de Malhaute à l'aval va aussi nous permettre de vérifier la validité du modèle dans un cas non uniforme, c'est-à-dire lorsque la perte de charge correspond à la pente de la ligne d'eau et non plus celle du fond. Pour les deux dernières rangées (21 et 22), nous mesurons une pente de la ligne d'eau de 1,8%. Il apparaît que le modèle reproduit également les bonnes vitesses entre blocs même lors d'enneiement. En comparaison de la formule du guide technique, le modèle qui est basé sur des processus physiques rend mieux compte des mesures (Figure V.21). On peut attribuer ce comportement au fait que l'ajustement statistique utilisait peu de mesure à faible pente.



**Figure V.21 : Comparaison des vitesses calculées par le modèle et le guide technique pour des écoulements non uniforme (enneiement aval) dans la passe de Malhaute.**

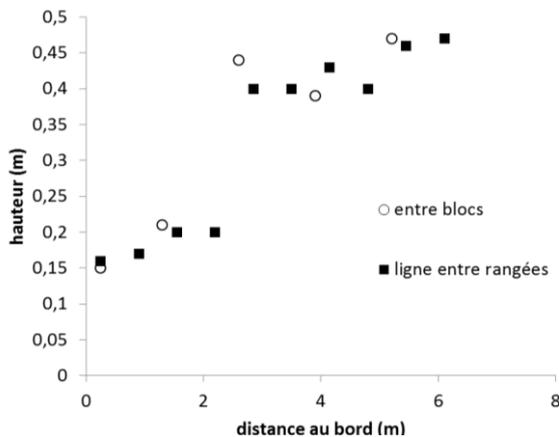
Le bon accord entre les mesures faites sur les passes de Malhaute et Tabarka permet de vérifier que le pendage latéral ne modifie pas les vitesses par rapport à un radier sans pendage. On peut calculer le débit entre blocs en divisant la largeur en tranches égales à un espace inter bloc. Puis, on applique le modèle en considérant la hauteur moyenne qui est proche de celle sur l'axe du jet. La méthodologie préconisée dans le guide technique est ainsi validée. Notons tout de même, que si le pendage latéral devient plus important que la pente longitudinale, la méthodologie devra être de nouveau validée. La ligne d'eau pourrait devenir non horizontale latéralement et les directions de l'écoulement pourraient se modifier. De plus si le pendage augmente, il est fort probable que certains blocs deviennent submergés ce qui devient encore plus favorable à un écoulement dans le sens de la plus grande pente.

## V.4.2 Passe de Callet

### V.4.2.1 Description des mesures

Comme pour les passes de Malhaute et Tabarka, les mesures au courantomètre sont faites pour valider les résultats en laboratoire. Cette validation servira à estimer la franchissabilité, pour plusieurs conditions hydrauliques (hauteur d'eau) alors que cela serait trop coûteux en temps pour une description complète à l'ADV avec plusieurs débits. De plus, ces mesures sont faites dans les mêmes conditions que celles potentiellement utilisable par des agents de terrain. On pourra donc à partir de ces mesures définir une autre méthodologie (que celle donnée pour les passes précédentes) pertinente pour décrire au mieux le fonctionnement hydraulique de la passe. Les hauteurs d'eau sont mesurées à partir du radier béton et les mesures de vitesse sont faites à 0,2h, 0,4h et 0,8h. Ce choix est dicté par une analogie au jaugeage en rivière même si les profils sont plutôt uniformes que logarithmiques.

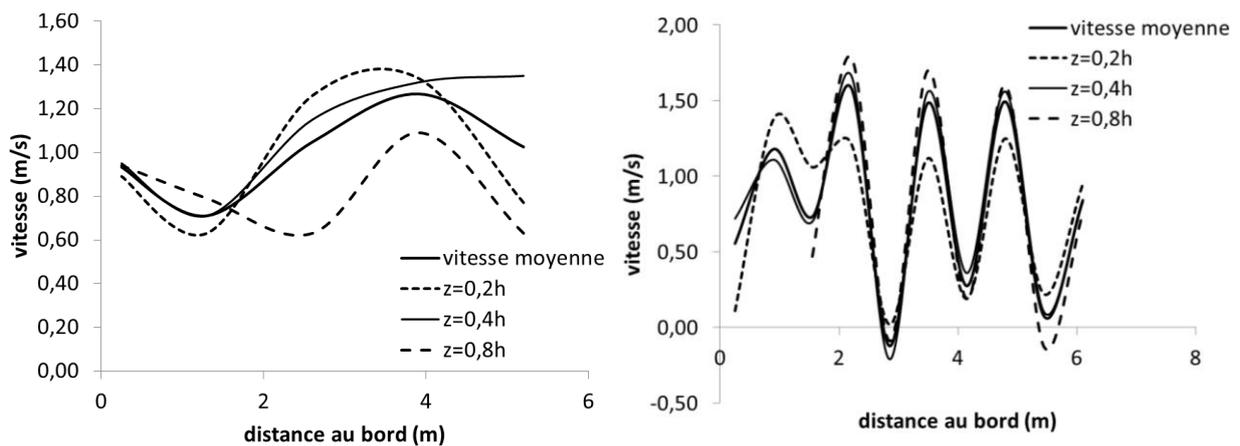
Les hauteurs d'eau mesurées montrent bien la présence des deux marches latérales. La distribution des mesures autour de la valeur moyenne pour chaque marche permet d'estimer la précision de la mesure compte tenu des rugosités de fonds (+/- 2cm). Sur la Figure V.22, les mesures brutes sont corrigées de la hauteur des rugosités. Plus encore que pour les passes de Malhaute et Tabarka, le modèle ou la formule du guide technique donnent des valeurs erronées de la vitesse débitante si on ne corrige pas les hauteurs d'eau à partir de la taille des rugosités.



**Figure V.22 : Hauteur mesurée corrigée de la hauteur des rugosités de fond ( $k_s=15$  cm) (gauche) et photographie des rugosités dans la passe de Callet (droite).**

### V.4.2.2 Vitesses longitudinales

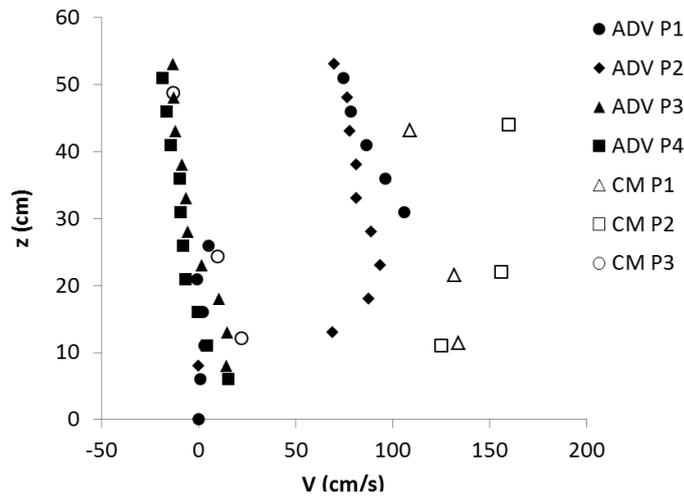
La Figure V.23 et la Figure V.24 montrent que les profils de vitesses longitudinales sont effectivement assez uniformes ; on peut également observer qu'entre les blocs, la vitesse maximale est proche du fond sauf pour les faibles tirants d'eau (distance au bord  $< 2.5$  m). En effet, dans ce cas, le frottement au fond est relativement important ce qui explique un comportement semblable à un écoulement sans blocs. La vitesse plus faible en surface ne se retrouve qu'au franchissement entre bloc. Pour les jets entre rangées qui sont moins influencés par le passage dans la section entre bloc, le minimum de vitesse est bien près du fond avec un écart de l'ordre de 30% maximum avec la vitesse moyenne. La vitesse à  $z=0,4h$  est assez proche de la vitesse moyenne et pourrait donc être suffisante pour une estimation rapide du débit dans la passe.



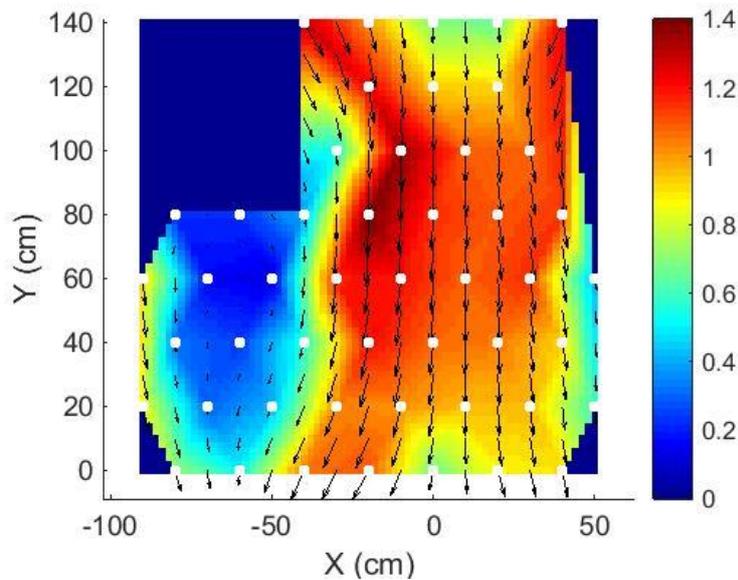
**Figure V.23 : Mesure de vitesse au courantomètre pour plusieurs hauteurs entre les blocs (gauche) et sur une ligne entre rangées (droite).**

Pour les quatre points de mesures caractéristiques définis en laboratoire, nous mesurons le profil de vitesse (Figure V.24). L'ensemble de ces mesures est cohérent avec les observations en laboratoire. La vitesse maximale se situe près des blocs. Les profils sont quasi uniformes dans le jet avec une légère influence des rugosités près du fond. Derrière les blocs, une zone de faible vitesse existe dans laquelle les vitesses longitudinales sont positives près du fond et négatives près de la surface. Ceci traduit un écoulement de recirculation à axe horizontal.

Les mesures à l'ADV sont sous-estimées dans le jet alors que celles faites au courantomètre sont plus proches de la vitesse moyenne entre bloc. Une partie de l'explication se trouve sur la Figure V.25 : on voit qu'en condition réelle l'écoulement n'est pas totalement symétrique avec des vitesses plus importantes vers la gauche. Les mesures ADV et courantomètre ne sont pas réalisées exactement sur le même bloc, on peut donc supposer une influence des rugosités de fonds ou de la distance au bajoyer. On voit sur la Figure V.23 qu'il existe une certaine variabilité des mesures en fonction de l'espace inter bloc que l'on considère même si la hauteur d'eau est la même.



**Figure V.24 : Profils verticaux de vitesses longitudinales pour les 4 points caractéristiques (1 : entre les blocs ; 2 : fin du jet ; 3 : fin zone de repos ; 4 : juste derrière le bloc).**

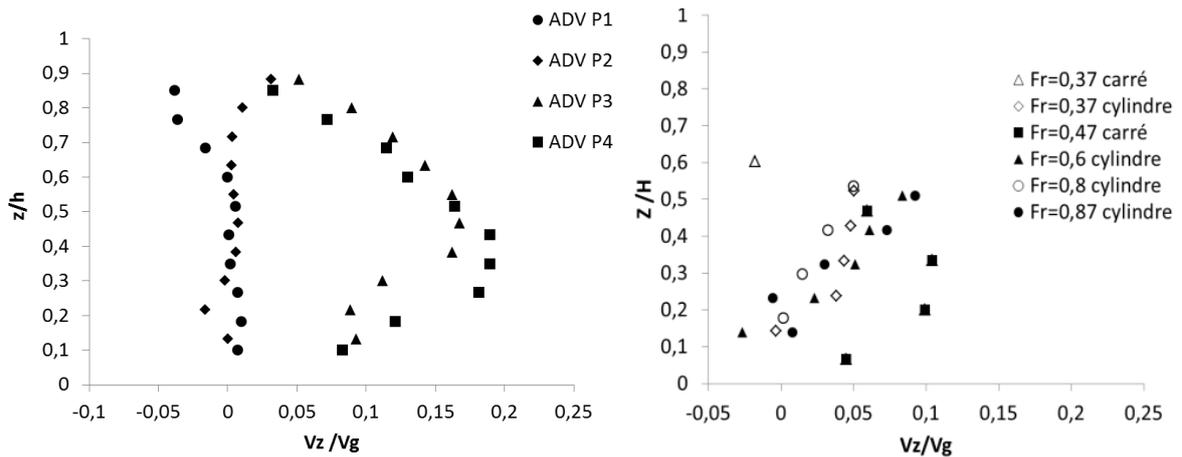


**Figure V.25 : Champs de la norme vitesse (gauche) en (m/s). Les points blancs représentent les positions des points de mesure.**

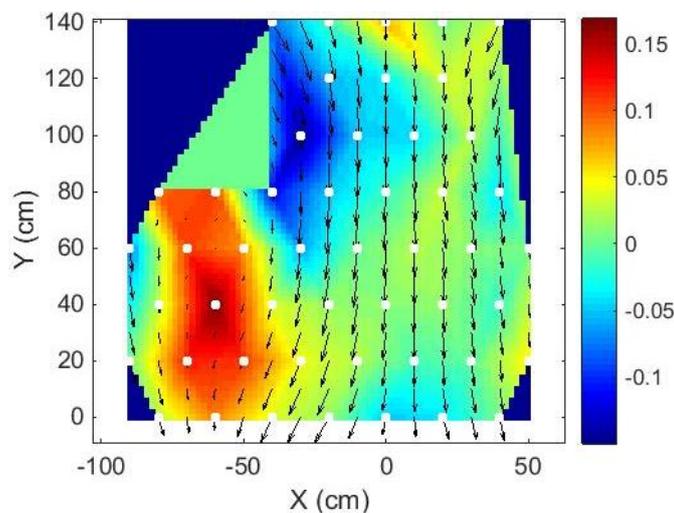
Les profils verticaux indiquent encore une fois que la hauteur d'eau de l'écoulement est bien celle au-dessus des rugosités. Sur la Figure V.24, les hauteurs sont données à partir du radier. On observe des vitesses significatives uniquement pour  $z > 10$  cm. Une hauteur de rugosités  $k_s=15$ cm a été choisie à partir des tailles de cailloux et du calcul du débit par le guide (ou le modèle). Il est normal de pouvoir trouver des vitesses à l'intérieur des rugosités étant donné l'espace entre les cailloux de fond (Figure V.22). Cet écoulement est particulièrement important pour le franchissement des espèces benthiques.

**V.4.2.3 Vitesse verticale**

En ce qui concerne les vitesses verticales, un maximum de 20 % de  $V_g$  est observé dans la zone de repos dans la moitié inférieure de l'écoulement. Nous rappelons sur la Figure V.26 les résultats obtenus en laboratoire. Dans nos expériences, les valeurs de vitesses verticales sont plus faibles et ne dépendent pas du nombre de Froude. La principale différence entre les mesures réelles et le laboratoire concerne le rapport  $h/D$  qui est de 1,1 à Callet et inférieur à 0,8 dans les mesures de laboratoire. Comme la structure de l'écoulement dépend de ce rapport (voir fonction  $f(h^*)$ ), une dépendance de  $V_z$  avec le rapport  $h/D$  est possible. De plus, on peut penser que les rugosités de fond peuvent aussi modifier localement les vitesses verticales.



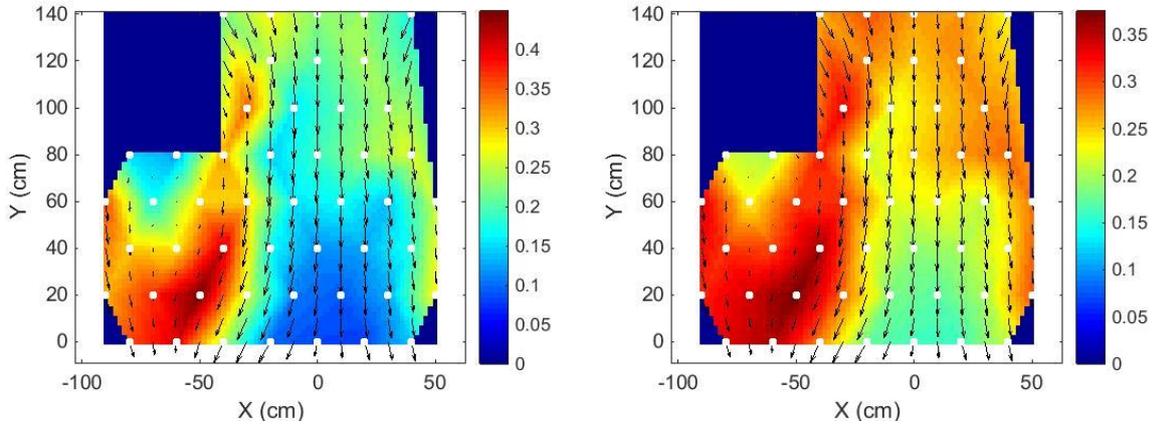
**Figure V.26 : Profils verticaux de vitesses verticales pour les 4 points caractéristiques pour la passe de Callet (gauche) et dans la zone de repos pour les expériences de laboratoire (droite) (1 : entre les blocs ; 2 : fin du jet ; 3 : fin zone de repos ; 4 : juste derrière le bloc).**



**Figure V.27 : Champs de vitesse verticale ( $V_z/V_g$ ). Les points blancs représentent les positions des points de mesure (en m/s).**

Sur l'ensemble des mesures réalisées, la valeur maximale mesurée est de 20 % dans la zone de repos. Elle se situe vers la fin de la zone de repos (Figure V.27) comme identifiée sur la structure générale de l'écoulement.

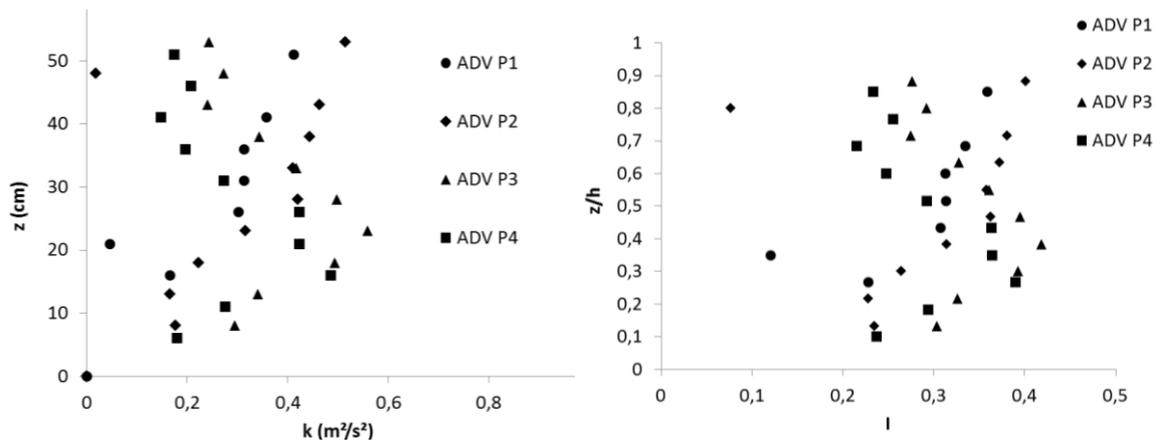
#### V.4.2.4 Champs turbulents



**Figure V.28 : Champs d'ECT (en  $\text{m}^2/\text{s}^2$ ). (gauche) et d'intensité turbulente (droite) pour la passe de Callet.**

Le maximum d'ECT se situe bien à l'aval de la zone de repos comme en laboratoire (Figure V.28). L'intérêt des mesures à taille réelle est de pouvoir mesurer à une distance plus proche à l'aval du bloc. On observe ainsi qu'il existe une zone de faible ECT et de l'ordre de quelques dizaines de centimètres qui peut être une zone de repos privilégié. On peut rappeler que cette distribution d'ECT n'est pas bien reproduite par le modèle 2D même si le niveau moyen d'ECT est lui bien calculé. Comme en laboratoire, l'intensité turbulente est comprise entre 15 et 35% avec le maximum dans la zone de repos et une valeur de 20% dans le jet. Le changement d'échelle semble donc ne pas modifier les valeurs d'intensité turbulente ce qui est rassurant pour le dimensionnement.

Les profils verticaux d'ECT (Figure V.29) montrent des profils quasi uniformes dans le jet (P1 et P2) avec une augmentation près de la surface ce qui traduit plutôt des problèmes de mesures. Dans la zone de repos (P3 et P4), le maximum se situe au-dessus de la hauteur des rugosités ( $k_s=15$  cm) alors que, entre les rugosités, l'ECT est plus faible. Ce comportement traduit l'influence locale des rugosités sur l'agitation turbulente. La valeur d'ECT est même plus grande que la valeur maximale ( $I>40\%$ ) sur le motif. On peut donc penser que cela aura une influence sur le franchissement pour les espèces passant près du fond.



**Figure V.29 : Profils verticaux d'énergie cinétique turbulente (gauche) et d'intensité turbulente (droite) pour les 4 points caractéristiques (1 : entre les blocs ; 2 : fin du jet ; 3 : fin zone de repos ; 4 : juste derrière le bloc).**

#### V.4.2.5 Relation de dimensionnement

Les mesures au courantmètre sont utilisées pour valider le modèle de calcul de la relation hauteur dans un cas où il n'existe pas de pendage latéral mais où les deux radiers de côtes différentes sont juxtaposés. De plus, le type de mesure est standardisé et pourrait être un moyen de caractériser l'écoulement. A partir des constatations déjà effectuées en laboratoire, la vitesse moyenne mesurée dans les blocs devrait être proche de la vitesse  $V_g$  alors que la vitesse mesurée à  $a_y/2$  est proche de la vitesse maximale puisque c'est l'endroit où se produit la contraction pour des plots cylindriques et  $Fr \sim 0,7$  (Figure V.30).

A priori, le modèle calcule des vitesses largement supérieures aux vitesses moyennes mesurées (Figure V.31). Les mesures de hauteur d'eau sont faites à partir du radier alors que le modèle (et le guide technique) suppose un écoulement au-dessus des rugosités. En effet, avec la hauteur d'eau non corrigée, les vitesses sont surestimées de 0,5 m/s que ce soit en comparant les vitesses maximales ou les vitesses moyennes. Par contre, avec  $k_s=15$  cm, les vitesses maximales mesurées (dans le jet entre les rangées) sont mieux estimées par le modèle (Figure V.31). De même, la vitesse entre les blocs devient proche de la vitesse  $V_g$ . Pour une même marche, les variations sur les vitesses du modèle sont dues à la précision des mesures de hauteur d'eau (Figure V.22).



Figure V.30 : Photographie de l'écoulement dans la zone de mesure ADV.

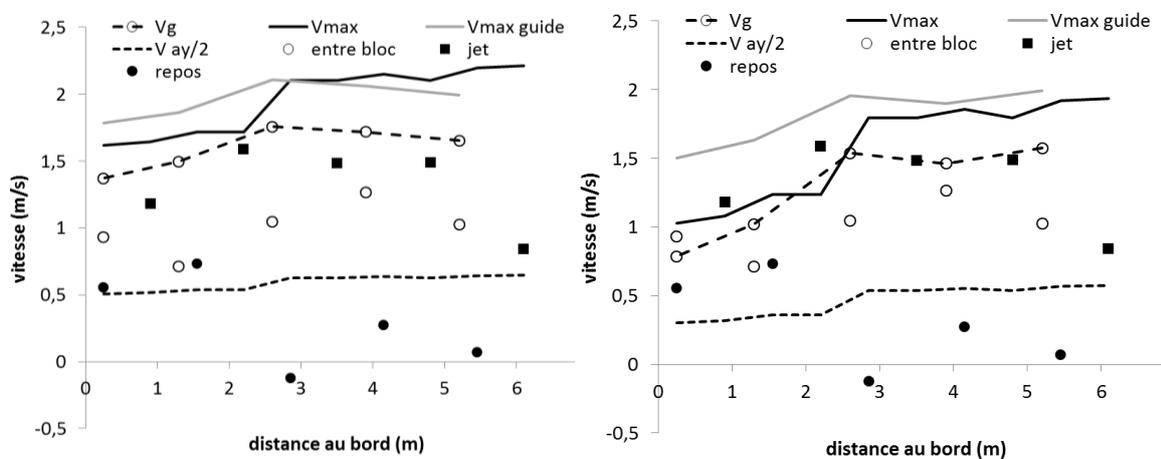


Figure V.31 : Comparaison des vitesses moyennes et du modèle pour les mesures au courantomètre sans correction de la hauteur d'eau (gauche) et en enlevant la hauteur des rugosités.

Bien que la formule du guide reproduise correctement la vitesse maximale pour la marche supérieure, l'écart est plus important sur la marche inférieure où le tirant d'eau est plus faible. Les améliorations faites dans ce travail de thèse trouvent ainsi une part de leur justification par rapport aux préconisations du guide technique. De même, nous avons maintenant la possibilité d'estimer les vitesses dans les zones derrière les blocs. A partir de l'équation (5.2), la vitesse à la position  $a_y/2$  peut être calculée. La valeur trouvée est bien une valeur moyenne sur l'ensemble des zones de repos. La vitesse est surestimée par le calcul comme attendu après la comparaison entre le modèle 2D et les expériences dans le chapitre précédent. Des vitesses inférieures à 30cm/s sont compatibles avec un repos du poisson et la passe apparaît donc franchissable dans les conditions hydrologiques de la mesure.

## V.5 Conclusion

Les formules de dimensionnement issues des essais en laboratoire semblent efficaces pour rendre compte des conditions hydrauliques dans les passes naturelles. Leur application fournit des résultats comparables à ceux du guide technique pour des configurations proches de celles des précédents essais ( $C=0,13$ ). Le rôle du pendage latéral sur le calcul du débit et des vitesses a pu être vérifié. L'intérêt des nouvelles campagnes de mesures est donc double :

- D'une part nous avons pu élargir à partir d'un modèle à base physique, les plages de concentrations, de pentes et de dimensions de blocs pour lesquelles le modèle était valable. Au final, l'utilisation du modèle conduit à mettre en avant des configurations avec des concentrations de 15%, des pentes de 5% et des blocs de 30 à 50 cm. Cette configuration est celle qui a été faite de façon empirique à partir des premiers essais justifiant les préconisations établies jusqu'à présent pour le dimensionnement.

- D'autre part, le rôle des rugosités de fond a été plus précisément étudié. Si leur influence sur le débit reste faible, il existe une zone de faibles vitesses entre ces rugosités qui pourrait être favorable aux petites espèces. De plus, il est important de remarquer que même si les rugosités sont non jointives, la hauteur de dimensionnement pour le modèle ou le guide technique, est celle au-dessus de la hauteur moyenne des rugosités.

- Enfin, la spatialisation des vitesses et de l'ECT a permis d'étudier plus particulièrement les zones de repos. On a ainsi pu démontrer l'intérêt de blocs à face plane pour aménager ce type de zone tout en améliorant la franchissabilité en termes de vitesse maximale. Les principaux inconvénients résident dans l'augmentation relative des vitesses verticales et dans la diminution du débit d'attrait. Cependant ces problèmes peuvent être résolus par l'augmentation du pendage latéral provoquant la submersion de quelques blocs. Ce point est l'objet des recherches en cours et futures sur le dimensionnement des passes en enrochements.

A partir des résultats précédents, nous pouvons tenter de définir de nouvelles préconisations même si l'implantation sur le site est l'aspect déterminant du dimensionnement.

- Les rugosités de fonds doivent être non jointives pour permettre l'utilisation des zones à faibles vitesses.

- Des blocs à face plane sont à privilégier pour diminuer les vitesses et augmenter la taille des zones de repos. Un bloc rectangulaire a la même résistance hydraulique mais augmente la zone de repos par rapport à un bloc carré. Il est donc préférable.

- Des diamètres plus petits assurent des vitesses plus faibles. Pour ne pas diminuer la taille des zones de repos, on peut penser à diminuer le rapport  $f = a_x/a_y$  jusqu'à 0,5.

Dans tous les cas envisagés, le modèle permet de donner une bonne estimation des paramètres hydrauliques. Il reste au concepteur à adapter les configurations aux contraintes locales. Pour l'aider de façon la plus efficace possible, l'ensemble des relations de dimensionnements ont été implantés dans la nouvelle version du logiciel Cassiopée.

# CONCLUSION GENERALE

Les passes à poissons naturelles sont de conceptions robustes et leur principe de fonctionnement est relativement simple puisqu'elles sont censées imiter un écoulement naturel. Pourtant nous avons vu dans ce mémoire de thèse que de nombreux facteurs pouvaient être préjudiciables au franchissement des poissons. En effet, des fortes pentes sont nécessaires et elles provoquent des caractéristiques de l'écoulement spécifique que l'on ne retrouve pas autour d'obstacles naturels. Etant donné les nombreuses combinaisons possibles entre les différents paramètres géométriques, nous avons choisi de nous focaliser uniquement sur les grandeurs spécifiques du franchissement. Une analyse détaillée et locale de toutes les propriétés hydrodynamiques n'était pas pertinente dans cette thèse qui cherchait à poser les bases du dimensionnement de ce type d'ouvrage. C'est pourquoi, plusieurs points restent en suspens et feront l'objet de travaux futurs. En particulier, nous ne traitons ici que des obstacles émergents ou peu submergés. Pour mener à bien notre étude, plusieurs stratégies ont été mises en œuvre : modèle analytique, corrélation expérimentale ou encore simulations numériques avec validation.

Un grand nombre d'expériences ont été utilisées puisque nous avons pris en compte les campagnes de mesures réalisées par l'ONEMA dans les années 2000. Durant cette thèse, deux dispositifs expérimentaux ont été mis en œuvre. Ils ont deux tailles différentes pour s'assurer de la validité de nos résultats lors du changement d'échelle mais surtout pour pouvoir tester un nombre plus important de configurations. Par rapport aux études déjà existantes, nous nous sommes attachés à préciser le rôle des formes de blocs et l'influence d'arrangements non réguliers.

En ce qui concerne la structure générale de l'écoulement, elle a été bien décrite que ce soit pour des plots cylindriques ou carrés. La position et la valeur des vitesses maximales ont été identifiées en fonction du nombre de Froude entre les blocs qui est le paramètre déterminant pour le dimensionnement. Une forme générale de l'écoulement a été mise en évidence. Elle a permis de mieux appréhender des critères pertinents pour la montaison comme les vitesses verticales, les zones de repos ou le niveau d'agitation turbulente. Bien que les obstacles carrés présentent un avantage certain en termes de vitesses maximale et de zone de repos, ils sont plus pénalisants pour l'attractivité (débit total) et les vitesses verticales. Il apparait donc un problème typique pour le dimensionnement où le choix pertinent résulte d'une part de la bonne définition de la fonctionnalité (espèce cible) mais aussi d'un compromis en fonction des faisabilités techniques (construction, entretien) et de la pondération des critères (vitesse maximale, turbulence). Compte tenu du fait que la réponse biologique à la turbulence est toujours en cours d'étude, nous avons privilégié les critères hydrodynamiques moyens.

Grâce à un modèle simple et analytique, la relation hauteur débit a été explicitée en fonction de chaque paramètre (pente, concentration et disposition des blocs, rugosité de fond, forme et taille des blocs). Il a fallu tout de même y incorporer des corrélations expérimentales qui traduisent la présence de phénomènes encore peu étudiés comme l'interaction entre le fond et l'écoulement autour d'obstacle pour des écoulements à forts nombres de Froude.

Une approche numérique complète les mesures expérimentales afin de pouvoir considérer des géométries différentes non testées (concentrations plus faible ou fortes, pentes et débits plus grands). La modélisation des écoulements 3D nécessite encore des temps de calcul trop longs pour le type d'étude que nous voulions, c'est-à-dire simuler un grand nombre de paramètres différents. La simulation 2D basée sur les équations de Saint Venant a montré sa capacité à reproduire les champs de vitesse moyens et à bien estimer les champs fluctuants. Cela signifie que les ordres de grandeurs sont donnés avec suffisamment de précision pour le franchissement des poissons. Ces conclusions ne sont valables que pour des nombres de Froude inférieur à 0,7 qui est la valeur moyenne dans les passes réelles. A partir des simulations, on peut extrapoler le comportement des zones de repos pour un grand nombre de configurations alors que les mesures ne concernaient que 7 écoulements différents. La taille de la zone de repos et de son énergie turbulente moyenne sont ainsi données ce qui aidera au bon dimensionnement des passes.

Enfin, les résultats sont utilisés pour définir des pistes de préconisation pour le dimensionnement. En effet, un des critères primordial reste la configuration du site, mais à partir des formules expérimentales et analytiques, on peut fournir des estimations de concentrations de blocs donnant des conditions hydrodynamiques nécessaires pour la franchissabilité. On remarque alors que les préconisations faites par le guide technique correspondent à des optimums qui ont été trouvés de façon empiriques par les expérimentateurs de l'ONEMA. Cependant l'intérêt des plots carrés a été ici mis en évidence de façon plus claire ainsi que le rôle des rugosités de fond. La validation de notre méthode de dimensionnement a été faite avec des mesures sur des passes réelles. Les vitesses et l'ECT sont bien celles prédites dans la phase de conception même s'il faut faire attention à bien prendre en compte les hauteurs d'eau au-dessus des rugosités de fond. Le pendage latérale n'apporte pas de modifications mesurables sur l'écoulement par rapport à des fonds sans devers.

Les perspectives de ce travail de thèse sont principalement liées à la prise en compte de la submersion des plots. Une lame d'eau significative au-dessus des macrorugosités aurait plusieurs avantages :

- D'une part le débit d'attrait serait fortement augmenté par des vitesses très grandes au-dessus des rugosités.
- D'autre part, la maîtrise des conditions hydrodynamiques pour des plots submergés permettrait d'envisager des passes avec des pendages latéraux plus grands et donc des coûts de construction réduits.
- Enfin, la submersion du plot a tendance à réduire les mouvements de recirculation dans les sillages des plots. Cela pourrait favoriser le repos des poissons lors de la montaison.

La suite logique de ce travail est la validation in-situ, non pas en termes de conditions hydrodynamiques, mais par la franchissabilité réelle de la passe. Pour cela un nouveau projet, soutenu par l'ONEMA, devrait commencer l'année prochaine pour s'assurer que des individus peuvent bien franchir la passe. Des expériences en laboratoire seront couplées à des suivis de terrain, pour renforcer encore les préconisations sur le dimensionnement.

# BIBLIOGRAPHIE

- Aberle, J., Jarvela, J., Shoneboom, T., and Dittrich, A. (2010). "Flow resistance of rigid and flexible emergent vegetation revisited." 1st European IAHR Congress, Edinburg, UK.
- Aberle, J. and A. Dittrich (2012). "An experimental study of drag forces acting on flexible plants." *River Flow 2012*, Vols 1 and 2: 193-200.
- Aberle, J. and J. Jarvela (2013). "Flow resistance of emergent rigid and flexible floodplain vegetation." *Journal of Hydraulic Research* 51(1): 33-45.
- Akilli, H., A. Akar and C. Karakus (2004). "Flow characteristics of circular cylinders arranged side-by-side in shallow water." *Flow Measurement and Instrumentation* 15(4): 187-197.
- Akilli, H. and D. Rockwell (2002). "Vortex formation from a cylinder in shallow water." *Physics of Fluids* 14(9): 2957-2967.
- Alam, M. M. and Y. Zhou (2007). "Flow around two side-by-side closely spaced circular cylinders." *Journal of Fluids and Structures* 23(5): 799-805.
- Alam, M. M., Y. Zhou and X. W. Wang (2011). "The wake of two side-by-side square cylinders." *Journal of Fluid Mechanics* 669: 432-471.
- Baki, A. B. M., D. Z. Zhu and N. Rajaratnam (2014). "Mean Flow Characteristics in a Rock-Ramp-Type Fish Pass." *Journal of Hydraulic Engineering* 140(2): 156-168.
- Baki, A., Zhu, D., and Rajaratnam, N. (2015). "Turbulence Characteristics in a Rock-Ramp-Type Fish Pass." *J. Hydraul. Eng.*, 141(2), pp. 04014075.
- Bazilevs, Y. and T. J. R. Hughes (2007). "Weak imposition of Dirichlet boundary conditions in fluid mechanics." *Computers & Fluids* 36(1): 12-26.
- Bazilevs, Y., C. Michler, V. M. Calo and T. J. R. Hughes (2007). "Weak Dirichlet boundary conditions for wall-bounded turbulent flows." *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 196(49-52): 4853-4862.
- Breton, F., A. B. M. Baki, O. Link, D. Z. Zhu and N. Rajaratnam (2013). "Flow in nature-like fishway and its relation to fish behaviour." *Canadian Journal of Civil Engineering* 40(6): 567-573.
- Calo, V. M., Y. Bazilevs, T. J. R. Hughes and R. Moser (2010). "Turbulence modeling for large eddy simulations." *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 199(13-16): 779-779.

- Camp, T. R. and H. W. Shin (1995). "Turbulence Intensity and Length Scale Measurements in Multistage Compressors." *Journal of Turbomachinery-Transactions of the Asme* 117(1): 38-46.
- Cao, D. M., L. M. Song, J. Li, J. T. Yuan and Y. Q. Zhou (2014). "Determining the drag coefficient of a cylinder perpendicular to water flow by numerical simulation and field measurement." *Ocean Engineering* 85: 93-99.
- Cassan, L., Tien, T. D., Courret, D., Laurens, P. and Dartus, D. (2014). "Hydraulic Resistance of Emergent Macroroughness at Large Froude Numbers: Design of Nature-Like Fishpasses." *Journal of Hydraulic Engineering*, 140(9).
- Cea, L., L. Pena, J. Puertas, M. E. Vazquez-Cendon and E. Pena (2007). "Application of several depth-averaged turbulence models to simulate flow in vertical slot fishways." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 133(2): 160-172.
- Cheng, N. S. and H. T. Nguyen (2011). "Hydraulic Radius for Evaluating Resistance Induced by Simulated Emergent Vegetation in Open-Channel Flows." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 137(9): 995-1004.
- Chorda, J., M. M. Maubourguet, H. Roux, M. Larinier, L. Tarrade and L. David (2010). "Two-dimensional free surface flow numerical model for vertical slot fishways." *Journal of Hydraulic Research* 48(2): 141-151.
- Clay, C. H. (1995). "Design of Fishways and Other Fish Facilities.", CRC Rress, London.
- Defina, A., and A. C. Bixio. (2005) "Mean flow and turbulence in vegetated open channel flow." *Water Resour. Res.*, 41, pp. W07006.
- Doolan, C. J., V. Choley and J. Crespel (2012). "Vortex shedding during the interaction of a turbulent wake with a cylinder." *Journal of Fluids and Structures* 31: 141-146.
- Elder, J. W. (1959). "The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow." *Journal of Fluid Mechanics* vol. 5: p.544-560.
- Ferro, V. (1999). "Friction factor for gravel-bed channel with high boulder concentration." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 125(7): 771-778.
- Ferro, V. (2003). "ADV measurements of velocity distributions in a gravel-bed flume." *Earth Surface Processes and Landforms* 28(7): 707-722.
- Galland, J. C., N. Goutal and J. M. Hervouet (1991). "Telemac - a New Numerical-Model for Solving Shallow-Water Equations." *Advances in Water Resources* 14(3): 138-148.

- Garçon M. (2012). Mesure des écoulements sur une passe à poissons naturelle. Programmation de la prise de mesures automatiques (table à déplacements). Traitement des champs de vitesse mesurés. DUT mesures Physiques.
- Gomes, P., Courret, D., Larinier, M., 2006. "Etude hydraulique en laboratoire des écoulements à fortes pentes au dessus de macrorugosités régulièrement répartis." Note technique GHAAPPE NT.07.02. 73 p.
- Goring, G and Nikora, V. (2002). "Despiking acoustic Doppler velocimeter data." Proc. ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 128(1), January 1. Pp. 117-126.
- Gorski, J. J., Govindan, T. R. and Lakshminarayana, B. (1985). "Computation of 3-Dimensional Turbulent Shear Flows in Corners. " Aiaa Journal, 23(5): 685-692.
- Graf, W. H. and B. Yulistiyanto (1998). "Experiments on flow around a cylinder; the velocity and vorticity fields." Journal of Hydraulic Research 36(4): 637-653.
- Graf, W.H., and Istiarto, I. (2002). "Flow pattern in the scour hole around a cylinder. " Journal of Hydraulic Research, 40(1), pp. 13-20.
- Haro, A., T. Castro-Santos, J. Noreika and M. Odeh (2004). "Swimming performance of upstream migrant fishes in open-channel flow: a new approach to predicting passage through velocity barriers." Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Sciences 61(9): 1590-1601.
- Heimerl, S., M. Hagemeyer and C. Echterler (2008). "Numerical flow simulation of pool-type fishways: new ways with well-known tools." Hydrobiologia 609: 189-196.
- Heimerl, S., F. Krueger and H. Wurster (2008). "Dimensioning of fish passage structures with perturbation boulders." Hydrobiologia 609: 197-204.
- Hervouet, J. M. (2003). "Hydrodynamique des écoulements a surface libre. Modélisation numérique avec la méthode des éléments finis." Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées
- Hervouet, J. M. (2000). "TELEMAC modelling system: an overview." Hydrological Processes 14(13): 2209-2210.
- Hervouet, J. M. (2013). "Experiences with Telemac Open Source in Practice." Wasserwirtschaft 103(12): 3-3.
- Hervouet, J. M. (2007). "Hydrodynamics of Free Surface Flows: Modelling with the Finite Element Method. " Wiley, 360 p.

- Hervouet, J. M. and P. Bates (2000). "The TELEMAC modelling system - Special issue." *Hydrological Processes* 14(13): 2207-2208.
- Huai, W. X., Z. B. Chen, J. Han, L. X. Zhang and Y. H. Zeng (2009). "Mathematical Model for the Flow with Submerged and Emerged Rigid Vegetation." *Journal of Hydrodynamics* 21(5): 722-729.
- Idel'cik I.E. (1986). *Memento des pertes de charges*, 3eme edition, Ed. Eyrolles, EDF.
- Ishikawa, Y., Mizuhara, K., and Ashida, S. (2000). "Effect of density of trees on drag exerted on trees in river channels." *Journal of Forest Research* 5(4): 271-279.
- James, C. S., A. L. Birkhead, A. A. Jordanova and J. J. O'Sullivan (2004). "Flow resistance of emergent vegetation." *Journal of Hydraulic Research* 42(4): 390-398.
- James, C. S., A. A. Jordanova and C. R. Nicolson (2002). "Flume experiments and modelling of flow-sediment-vegetation interactions." *Structure, Function and Management Implications of Fluvial Sedimentary Systems*(276): 3-9.
- Johansson, A. (2002). "Engineering turbulence models and their development, with emphasis on explicit algebraic Reynolds stress models." *Theories of Turbulence*(442): 253-300.
- Jones, R. M., A. D. Harvey and S. Acharya (2001). "Two-equation turbulence modeling for impeller stirred tanks." *Journal of Fluids Engineering-Transactions of the Asme* 123(3): 640-648.
- Katopodis, C., N. Rajaratnam, S. Wu and D. Tovell (1997). "Denil fishways of varying geometry." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 123(7): 624-631.
- Katopodis, C. and J. G. Williams (2012). "The development of fish passage research in a historical context." *Ecological Engineering* 48: 8-18.
- King, A. T., R. O. Tinoco and E. A. Cowen (2012). "A k-epsilon turbulence model based on the scales of vertical shear and stem wakes valid for emergent and submerged vegetated flows." *Journal of Fluid Mechanics* 701: 1-39.
- Kirkil, G., S. M. Asce, S. G. Constantinescu, M. Asce, R. Ettema and M. Asce (2008). "Coherent structures in the flow field around a circular cylinder with scour hole." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 134(5): 572-587.
- Kirkil, G. and G. Constantinescu (2015). "Effects of cylinder Reynolds number on the turbulent horseshoe vortex system and near wake of a surface-mounted circular cylinder." *Physics of Fluids* 27(7).
- Larinier, M. (1978). "Etude du fonctionnement d'une passe à poissons à ralentisseurs plans."

- Bull. Fr. Piscic., 271, pp. 40-54.
- Larinier, M. (1992). "Location of Fishways at Barriers." *Bulletin Francais De La Peche Et De La Pisciculture*(326-27): 30-44.
- Larinier, M. (1992). "Pool and Weir Fishways and Artificial Channels." *Bulletin Francais De La Peche Et De La Pisciculture*(326-27): 45-72.
- Larinier, M. (1998). "Upstream and downstream fish passage experience in France." *Fish Migration and Fish Bypasses*: 127-145.
- Larinier, M., Travade, F., and Porcher, J. (2002). "Fishway : biological basis, design criteria and monitoring." *Bull. Fr. Pche Pesci.* 364 suppl.: 208 p.
- Larinier, M., Courret, D., and Gomes, P., (2006). "Technical Guide to the Concept on Nature-Like Fishways." *Rapport GHAAPPE RA. 06.05-V1*, 5.
- Larinier, M., Miralles, A. (1981). "Etude hydraulique des passes à ralentisseurs (Hydraulic study of baffle fishways)." *CEMAGREF, Unpublished Rep.*, 53 p.
- Liu, M., Rajaratnam, N., and Zhu, D. (2006). "Mean flow and turbulence structure in vertical slot fishways." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 132(8): 765-777.
- Launder, B. E. and W. Rodi (1981). "The Turbulent Wall Jet." *Progress in Aerospace Sciences* 19(2-4): 81-128.
- Lopez, F., and M. Garcia (2001). "Mean flow and turbulence structure of open-channel flow through non-emergent vegetation. " *J. Hydraul. Eng.* 127(5), 392– 402.
- Mialocq F. (2011). "Mesure de champs de vitesse dans un écoulement d'eau à l'aide de l'ADV dans un canal de laboratoire. DUT mesures Physiques. Toulouse"
- Moulinec, C., C. Denis, C. T. Pham, D. Rouge, J. M. Hervouet, E. Razafindrakoto, R. W. Barber, D. R. Emerson and X. J. Gu (2011). "TELEMAC: An efficient hydrodynamics suite for massively parallel architectures." *Computers & Fluids* 51(1): 30-34.
- Nepf, H. M. (1999). "Drag, turbulence, and diffusion in flow through emergent vegetation." *Water Resources Research* 35(2): 479-489.
- Nepf, H. M. (2012). "Hydrodynamics of vegetated channels." *Journal of Hydraulic Research* 50(3): 262-279.
- Nepf, H. M., J. A. Sullivan and R. A. Zavistoski (1997). "A model for diffusion within emergent vegetation." *Limnology and Oceanography* 42(8): 1735-1745.
- Nepf, H. M. and E. R. Vivoni (2000). "Flow structure in depth-limited, vegetated flow." *Journal*

- of Geophysical Research-Oceans 105(C12): 28547-28557.
- Odeh, M., Noreika, J. F., Haro, A., Maynard, A., Castro-Santos, T., and Cada, G. F. (2002). "Evaluation of the effects of turbulence on the behavior of migratory fish." 2000-057-00, Report to Bonneville Power Administration, Portland Oregon.
- Oertel, M., S. Peterseim and A. Schlenkhoff (2011). "Drag coefficients of boulders on a block ramp due to interaction processes." *Journal of Hydraulic Research* 49(3): 372-377.
- Oertel, M. and A. Schlenkhoff (2012). "Crossbar Block Ramps: Flow Regimes, Energy Dissipation, Friction Factors, and Drag Forces." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 138(5): 440-448.
- Pagliara, S. and P. Chiavaccini (2006). "Energy dissipation on block ramps." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 132(1): 41-48.
- Pagliara, S. and P. Chiavaccini (2006). "Flow resistance of rock chutes with protruding boulders." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 132(6): 545-552.
- Pagliara, S., R. Das and I. Carnacina (2008). "Flow resistance in large-scale roughness condition." *Canadian Journal of Civil Engineering* 35(11): 1285-1293.
- Rajaratnam, N., G. Vandervinne and C. Katopodis (1986). "Hydraulics of Vertical Slot Fishways." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 112(10): 909-927.
- Rajaratnam, N., C. Katopodis and A. Mainali (1988). "Plunging and Streaming Flows in Pool and Weir Fishways." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 114(8): 939-944.
- Rajaratnam, N., C. Katopodis and A. Mainali (1989). "Pool-Orifice and Pool-Orifice-Weir Fishways." *Canadian Journal of Civil Engineering* 16(5): 774-777.
- Rajaratnam, N., C. Katopodis and S. Solanki (1992). "New Designs for Vertical Slot Fishways." *Canadian Journal of Civil Engineering* 19(3): 402-414.
- Rice, C. E., K. C. Kadavy and K. M. Robinson (1998). "Roughness of loose rock riprap on steep slopes." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 124(2): 179-185.
- Rodi, W. (1984). "Turbulence models and their applications in hydraulics." AIRH.
- Rodi, W. (2002). "Large-eddy simulation of the flow past bluff bodies." *Closure Strategies for Turbulent and Transitional Flows*: 361-391.
- Rodi, W. (2006). "Turbulence modelling for boundary-layer calculations." *IUTAM Symposium on One Hundred Years of Boundary Layer Research* 129: 247-256.

- Rowinski, P. M. and J. Kubrak (2002). "A mixing-length model for predicting vertical velocity distribution in flows through emergent vegetation." *Hydrological Sciences Journal-Journal Des Sciences Hydrologiques* 47(6): 893-904.
- Sadeque, M. A. F., N. Rajaratnam and M. R. Loewen (2008). "Flow around cylinders in open channels." *Journal of Engineering Mechanics-Asce* 134(1): 60-71.
- Sadeque, M. A. F., N. Rajaratnam and M. R. Loewen (2009). "Shallow turbulent wakes behind bed-mounted cylinders in open channels." *Journal of Hydraulic Research* 47(6): 727-743.
- Sahin, B., N. A. Ozturk and H. Akilli (2007). "Horseshoe vortex system in the vicinity of the vertical cylinder mounted on a flat plate." *Flow Measurement and Instrumentation* 18(2): 57-68.
- Schoneboom, T., J. Aberle and A. Dittrich (2011). "Spatial Variability, Mean Drag Forces, and Drag Coefficients in an Array of Rigid Cylinders." *Experimental Methods in Hydraulic Research*: 255-265.
- Shi, Z., J. Pethick, and K. Pye (1995). "Flow structure in and above the various heights of a saltmarsh canopy - a laboratory flume study. " *J. Coastal Res.*, 11, 1204– 1209.
- Shimizu, Y., and T. Tsujimoto (1994). "Numerical analysis of turbulent open-channel flow over a vegetation layer using a k- $\epsilon$  turbulence model. " *J. Hydrosoci. Hydraul. Eng.*, 11, 57– 67.
- Singha, A. and R. Balachandar (2011). "Structure of wake of a sharp-edged bluff body in a shallow channel flow." *Journal of Fluids and Structures* 27(2): 233-249.
- Song, T. and W. H. Graf (1996). "Velocity and turbulence distribution in unsteady open-channel flows." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 122(3): 141-154.
- Tanino, Y. and H. M. Nepf (2008). "Laboratory investigation of mean drag in a random array of rigid, emergent cylinders." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 134(1): 34-41.
- Thibault M. (1994). "Aperçu historique sur l'évolution de la pêche et des stocks." In "Le Atlantic salmon atlantique: Biologie et gestion de la ressource.", J.C. Guegen et P. Prouzet (Eds), IFRESEA, Paris: 175-195
- Tran, T. D., Chorda J., Laurens, P. and Cassan, L. (2015). "Modelling nature-like fishway flow around unsubmerged obstacles using a 2D shallow water model." *Environment Fluid Mechanics*. Accepted.
- Tinoco, R. O. and E. A. Cowen (2013). "The direct and indirect measurement of boundary stress and drag on individual and complex arrays of elements." *Experiments in Fluids* 54(4).

- Tseng, M. H., C. L. Yen and C. C. S. Song (2000). "Computation of three-dimensional flow around square and circular piers." *International Journal for Numerical Methods in Fluids* 34(3): 207-227.
- Videler, J. J. (1985). "Fish Swimming Movements - a Study of One Element of Behavior." *Netherlands Journal of Zoology* 35(1-2): 170-185.
- Videler, J. J. and C. S. Wardle (1992). "Fish Swimming Stride by Stride - Speed Limits and Endurance (Reviews in Fish Biology and Fisheries, Vol 1, Pg 23, 1991)." *Reviews in Fish Biology and Fisheries* 2(4): 358-358.
- Wallin, S. and A. V. Johansson (2002). "Modelling streamline curvature effects in explicit algebraic Reynolds stress turbulence models." *International Journal of Heat and Fluid Flow* 23(5): 721-730.
- Wang, H. F. and Y. Zhou (2009). "The finite-length square cylinder near wake." *Journal of Fluid Mechanics* 638: 453-490.
- White, B. L. and H. M. Nepf (2008). "A vortex-based model of velocity and shear stress in a partially vegetated shallow channel." *Water Resources Research* 44(1).
- Wu, S., N. Rajaratnam and C. Katopodis (1999). "Structure of flow in vertical slot fishway." *Journal of Hydraulic Engineering* 125(4): 351-360.
- Yagci, O. (2010). "Hydraulic aspects of pool-weir fishways as ecologically friendly water structure." *Ecological Engineering* 36(1): 36-46.
- Yang, J. Q., F. Kerger and H. M. Nepf (2015). "Estimation of the bed shear stress in vegetated and bare channels with smooth beds." *Water Resources Research* 51(5): 3647-3663.
- Zhou, Y., H. J. Zhang and M. W. Yiu (2002). "The turbulent wake of two side-by-side circular cylinders." *Journal of Fluid Mechanics* 458: 303-332.
- Zhou, Y. (2003). "Vortical structures behind three side-by-side cylinders." *Experiments in Fluids* 34(1): 68-76.
- Zhou, Y. and M. W. Yiu (2006). "Flow structure, momentum and heat transport in a two-tandem-cylinder wake." *Journal of Fluid Mechanics* 548: 17-48.

# NOTATIONS

$A_p$	: Surface de section transversale de chaque bloc ( $m^2$ )
$a_l, a_l$	: Coefficients adimensionnels de dispersion
$a_x, a_y$	: Distribution des blocs dans la direction longitudinale et transversale (m)
$B$	: Largeur du canal (m)
$C$	: Concentration des blocs
$C_d$	: Coefficient de traînée du bloc
$C_{do}$	: Coefficient de traînée d'un seul bloc infiniment long
$C_f$	: Coefficient de frottement sur fond
$C^*$	: Coefficient de résistance d'écoulement pour la macro-rugosité
$D$	: Diamètre du blocs (m)
$Fr$	: Nombre de Froude ( $Fr = V_g / (gh)^{0.5}$ )
$F_{bed}$	: Force de frottement (N)
$F_{drag}$	: Force de traînée (N)
$F_{gravity}$	: Force de gravité (N)
$Fr_{max}$	: Nombre de Froude maximale ( $Fr_{max} = u_{max} / (gh_d)^{0.5}$ )
$g$	: Accélération de la pesanteur ( $9.81 \text{ m/s}^2$ )
$H$	: Hauteur d'eau moyenne (m)
$h$	: Hauteur d'eau moyenne (m)
$h_d$	: Hauteur d'eau minimale moyennée transversale dans la section aval (m)
$h^*$	: Rapport hauteur et diamètre du bloc ( $h^* = h/D$ )
$h_u$	: Hauteur d'eau maximale moyennée transversale en amont de bloc (m)
$I$	: Intensité turbulente
$i, j$	: Indices correspondant aux composantes x, y
$k_b$	: hauteur du bloc (m)
$k$	: Energie cinétique turbulente ( $m^2/s^2$ )
$K_l$	: Viscosité longitudinale ( $m^2/s$ )
$K_t$	: Viscosité transversale ( $m^2/s$ )
$k_s$	: hauteur de rugosité (m)
$N$	: Nombre des blocs
$P$	: Puissance dissipée (W)

$q$	: Débit par unité largeur ( $\text{m}^2/\text{s}$ )
$Q$	: Débit d'entre ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
$Q^*$	: Débit adimensionnel
$r$	: Rapport entre la vitesse moyenne ( $u_d$ ) et vitesse maximale ( $u_{\max}$ )
$R_v$	: Rayon hydraulique (m)
$Re_h$	: Nombre de Reynolds ( $Re_h = V_g h / \nu$ )
$S_{ij}$	: Tenseur des taux déformation ( $\text{m}/\text{s}^2$ )
$S$	: Pente du canal
$S_h$	: Source ou puits de fluide
$S_x, S_y$	: Termes source ou puits des équations dynamiques ( $\text{m}/\text{s}^2$ )
$t$	: Temps (s)
$u, v, w$	: Composantes de la vitesse dans trois directions longitudinale, transversale et verticale (m/s)
$U_{\max}$	: Vitesse maximale le long de l'axe central (m/s)
$U_{\max}^*$	: Vitesse maximale adimensionnelle (m/s)
$U^*$	: Vitesse de frottement
$u_{avg}^*$	: Vitesse moyenne adimensionnelle ( $u_{avg}^* = u_{avg} / \sqrt{gSR_v}$ ) (m/s)
$u_{avg}$	: Vitesse moyenne à tous les points de zone de mesure (m/s)
$u_d$	: Vitesse moyenne latéralement dans la section contractée en aval de bloc (m/s)
$\overline{u'_i}$	: Fluctuations turbulentes de vitesse (m/s)
$u_{max}$	: Vitesse maximale sur un motif autour de bloc (m/s)
$V$	: Vitesse moyenne ( $V = q/h$ ) (m/s)
$V_g$	: Vitesse moyenne entre les blocs (m/s)
$x, y$	: Composantes d'espace horizontales (m)
$Z$	: Cote de la surface libre (m)
$\alpha$	: Coefficient tenant en compte de l'hétérogénéité spatiale de la vitesse
$\delta_{ij}$	: Symbole de Kronecker
$\varepsilon$	: Taux de dissipation turbulente ( $\text{m}^2/\text{s}^3$ )
$\nu_t$	: Coefficient de diffusion de la vitesse ( $\text{m}^2/\text{s}$ )
$\nu_T$	: Viscosité turbulente ( $\text{m}^2/\text{s}$ )

# ILLUSTRATIONS

Figure I.1 : Evolution des cours d'eau fréquentés par le saumon atlantique en France (d'après Thibault, 1994).....	12
Figure I.2 : Schéma des variables géométriques d'une configuration de passes naturelles. ....	19
Figure II.1 : Installation expérimentale dans le canal orange. Photographies des plots utilisés pour reproduire les macrorugosités et la rugosité de fond. ....	22
Figure II.2 : Schéma de la disposition des orifices dans la plaque perforée constituant le fond du canal.....	23
Figure II.3 : Illustration des dispositifs dans le canal vert réduit. Formes arrondies à gauche et face plane à droite. (Gomes <i>et al.</i> , 2006).....	24
Figure II.4 : Illustration des expériences dans le canal vert réduit.....	24
Figure II.5 : Etalonnage du débitmètre par comparaison aux lois de seuils.....	25
Figure II.6 : Schéma du canal vert et de l'installation des macrorugosités pour une concentration de 13%.....	25
Figure II.7 : photographie d'un essai avec une concentration de 13%.....	26
Figure II.8 : Petit canal inclinable avec macrorugosités.....	27
Figure II.9 : Photographie de la passe de Callet.....	29
Figure II.10 : position des points de mesure au courantomètre (points rouges) et à l'ADV (rectangle bleu).....	29
Figure II.11 : plan de coupe de la passe de Callet.....	30
Figure II.12 : Photographies des passes de Tabarka (gauche) et Malhoute (droite).....	30
Figure II.13 : Points de mesures et position des sections pour des plots cylindriques (gauche) et carrés (droite) pour $C= 16\%$ . Les étoiles représentent les positions des profils verticaux. L'écoulement est dirigé vers le bas. ....	32
Figure II.14 : Zone de mesure (gauche) et position des verticales de mesures pour $C=16\%$ (droite).....	32
Figure II.15 : Schéma du dispositif de mesure de hauteur d'eau. ....	34

Figure II.16 : Image moyennée pour C=16% S=3%, Q=30l/s sur fond lisse (E4).....	35
Figure II.17 : Image moyennée pour C=16% S=3%, Q=30l/s sur fond rugueux (E6).....	35
Figure II.18 : Image moyennée pour C=19% dans le petit canal (E14). .....	35
Figure II.19 : Signal vertical pour une expérience particulière. Ajustement à une loi normale d'écart type 5 mm. ....	36
Figure III.1 : Hauteur d'eau moyenne mesurée pour des configurations de macrorugosités cylindriques avec une concentration de 13% : fond lisse (gauche) et fond rugueux (droite). ....	37
Figure III.2 : Hauteur d'eau moyenne mesurée pour des configurations de macrorugosités cylindriques avec une concentration de 16% : fond lisse (gauche) et fond rugueux (droite). ....	38
Figure III.3 : Hauteur d'eau moyenne mesurée pour des configurations de macrorugosités carrées avec une concentration de 16% et fond lisse.....	38
Figure III.4 : Hauteur d'eau mesurée dans le petit canal pour une pente de 1% pour des concentrations inférieures à 13 % (gauche) et supérieures à 13 % (droite). ....	39
Figure III.5 : Hauteur d'eau mesurée dans le petit canal pour une pente de 3% pour des concentrations inférieures à 13 % (gauche) et supérieures à 13% (droite). ....	39
Figure III.6 : Schéma des forces appliquées au volume d'eau sur une cellule élémentaire ( $a_x * a_y$ ) .....	40
Figure III.7 : Schéma de la surface du lit associé à la force de frottement. ....	41
Figure III.8 : Mesure de vitesses d'après Baki <i>et al.</i> 2014 pour une concentration de 15%, S=5% (a), 3% (b) et 1,5% (c).....	43
Figure III.9 : Vecteurs vitesses d'après Baki <i>et al.</i> 2014 pour une concentration de 15%, S = 5% (a), 3% (b) et 1,5% (c).....	44
Figure III.10 : Profils verticaux de vitesse pour C=13 % (rugueux, Fr=0,56) et C=16% (lisse) et des plots cylindriques. ....	45
Figure III.11 : Cartographie des vitesses pour un écoulement sur fond rugueux à 5 cm du fond, C=13%, S=3%, Q=30 l/s (Fr=0,56) (expérience EV9). Les ronds gris représentent la position de mesures des verticales. ....	45
Figure III.12 : Cartographie des vitesses sur le plan vertical (xoz) dans la zone de repos pour le cas de bloc carré: C=16%, Q=40 l/s et S=3% (gauche) et C=16%, Q=40 l/s et S=5% (droite)....	46
Figure III.13 : Visualisation de l'écoulement dans le sillage d'un plot seul pour des faibles Fr (Fr<0,1) d'après Akilli and Rockwell. (2002).....	46
Figure III.14 : Profils verticaux de vitesses dans la zone de repos pour C=16%, pour les expériences V2 et V5 (Q=40 l/s et S=3%, $V_g$ (cylindre)= 0,61 m/s, $V_g$ (carré) = 0,44 m/s). ....	47

Figure III.15 : Profils verticaux de vitesses dans la zone de repos pour $C=16\%$ , pour les expériences V3 et V6 ( $Q=40$ l/s et $S=5\%$ , $V_g$ (cylindre)= $0,795$ m/s, $V_g$ (carré) = $0,528$ m/s). ....	47
Figure III.16 : Profils verticaux de vitesses dans la zone de repos pour $C=16\%$ pour le même $Fr=0,37$ . Expériences V1 et V5 (pour les carrés $V_g=0,44$ m/s et pour les cylindres $V_g=0,38$ m/s). .....	48
Figure III.17 : Visualisation de l'écoulement dans le sillage des obstacles pour des nombres de Froude équivalent. ....	48
Figure III.18 : Cartographie des champs de vitesses verticales sur fond lisse pour $Fr=0,48$ (a), $0,58$ (b) et $0,83$ (c) à $5$ cm du fond. ....	49
Figure III.19 : Cartographie des champs de vitesses verticales pour le cas des blocs carrés sur fond lisse: pour $Fr=0,37$ (a); $Fr=0,42$ (b) et $Fr=0,48$ (c) à $5$ cm du fond. ....	49
Figure III.20 : Cartographie des champs de vitesses verticales sur des fonds lisses pour $Fr=0,58$ à $3$ cm du fond (Vitesse en cm/s). ....	50
Figure III.21 : Vitesses verticales pour les configurations sur fonds lisses.....	50
Figure III.22 : Cartographie des champs de vitesses verticales sur des fonds rugueux pour $Fr=0,34$ (gauche) et $0,73$ (droite) à $3$ cm du fond. ....	51
Figure III.23 : Vitesses verticales sur fonds rugueux. ....	52
Figure III.24 : Mesures de vitesses d'après Baki et al. 2014 pour une concentration de $13\%$ , une pente $S$ de $5\%$ à $4$ cm du fond. ....	52
Figure III.25 : Lignes de courant pour les mesures sur plots carrés pour $Fr=0,37$ (gauche), $0,42$ (centre), $0,48$ (droite).....	53
Figure III.26 : Lignes de courant pour les mesures sur plots cylindriques pour $Fr=0,34$ et fond rugueux (a), $Fr=0,48$ et fond lisse (b), $Fr=83$ et fond lisse (c). ....	53
Figure III.27 : Cartographie des champs de vitesse sur des fonds lisses pour $Fr=0,37$ (gauche), $0,42$ (centre) et $0,48$ (droite) à $5$ cm du fond. ....	54
Figure III.28 : Cartographie des champs de vitesse normalisés par la vitesse moyenne entre bloc ( $V_g$ ) pour $Fr=0,48$ (a), $0,58$ (b) et $0,83$ (c).....	54
Figure III.29 : Comparaison des normes de vitesses entre expériences avec plots cylindriques et plots carrés.....	55
Figure III.30 : Cartographie des champs de vitesse sur des fonds rugueux pour $Fr=0,34$ (gauche), $0,76$ (droite) à $3$ cm du haut des rugosités. ....	56
Figure III.31 : Cartographie des champs d'ECT pour $Fr=0,48$ (gauche) et $0,83$ (droite) (ECT en $m^2/s^2$ ). ....	57
Figure III.32 : Champs d'ECT pour les mesures EV4 (gauche) et EV5 (droite) (ECT en $m^2/s^2$ ). .....	57

Figure III.33 : Champs verticaux d'ECT dans la zone de repos pour les mesures V5 (gauche) et V6 (droite) (ECT en $m^2/s^2$ ).....	58
Figure III.34 : Profil d'énergie cinétique turbulente sur les sections (1-1), (5-5), (6-6) et (8-8) pour les mesures sur fond lisse avec des plots cylindriques et carrés.....	58
Figure III.35 : Profil d'intensité turbulente pour les configurations sur fond lisse.....	59
Figure III.36 : Spectres de turbulences pour les expériences EV2, EV3 et EV4 aux points P1, P2, P3, et P4.....	60
Figure III.37 : Structure de l'écoulement et définition des grandeurs hydrauliques en fonction du nombre de Froude maximal dans la cellule élémentaire.....	62
Figure III.38 : Photographie des différents types d'écoulements. A gauche, sur une passe réelle : différents types d'écoulements sont possibles grâce au pendage latéral. A droite, l'écoulement est celui d'une expérience de laboratoire. Les lignes rouges représentent la contraction latérale, la ligne jaune marque une transition transcritique, la zone bleue visualise la zone de repos estimée.....	62
Figure III.39 : Comparaison entre hauteur d'eau moyenne mesurée par intégration et celle calculée par la moyenne entre $h_{max}$ et $h_{min}$ .....	63
Figure III.40 : Ecart de hauteur d'eau sur une cellule en fonction du nombre de Froude.....	65
Figure III.41 : Vitesses maximales mesurées au courantomètre dans le canal vert réduit.....	65
Figure III.42 : Coefficients de traînée mesurés à partir de la hauteur d'eau mesurée sans correction (Expérience dans le canal vert et le canal 250).....	66
Figure III.43 : Coefficients de traînée mesurés à partir de la hauteur d'eau mesurée sans correction (Expériences dans le petit canal).....	66
Figure III.44 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction de la concentration (Expériences dans le canal vert et le canal 250).....	69
Figure III.45 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction de la concentration (Expériences dans le petit canal).....	69
Figure III.46 : Fonction correctrice utilisée pour $a_x \neq a_y$ . L'expression du Idel'Cik est obtenus pour $Re=5.10^4$ .....	69
Figure III.47 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction du nombre de Froude en considérant la vitesse entre bloc (gauche) et la vitesse moyenne (droite) (Expériences dans le petit canal).....	71
Figure III.48 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction du nombre de Froude, en considérant la vitesse entre bloc (gauche) et la vitesse moyenne (droite) (Expériences dans le canal vert et le canal 250 avec blocs cylindriques).....	72

Figure III.49 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction du nombre de Froude en considérant la vitesse entre bloc (gauche) et la vitesse moyenne (droite). (Expériences dans le canal vert avec blocs non cylindriques). .....	72
Figure III.50 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction du nombre de la hauteur relative en considérant la vitesse entre bloc (gauche) et la vitesse moyenne (droite), (Expériences dans le canal vert avec blocs non cylindriques). .....	74
Figure III.51 : Fonction correctrice du coefficient de traînée en fonction du nombre de la hauteur relative en considérant la vitesse entre bloc (gauche) et la vitesse moyenne (droite). (Expériences dans le petit canal). .....	74
Figure IV.1 : Disposition géométrique des macrorugosités pour $C=13\%$ . .....	82
Figure IV.2 : Domaine de calcul maillé dans la configuration ‘standard’. .....	82
Figure IV.3 : Détail des maillages « standard » (a) et « fine » (b). .....	83
Figure IV.4 : Schéma de définition des conditions aux limites. ....	84
Figure IV.5 : Profil longitudinal des lignes d’eau pour les expériences avec $C=13\%$ , plots cylindriques circulaires et simulations 2D associées. ....	85
Figure IV.6 : Profil de hauteur moyenne pour $C=16\%$ et des plots cylindriques, pour des pentes de 3, 5 et 7%. .....	86
Figure IV.7 : Comparaison des hauteurs d’eau moyenne entre les mesures et les simulations 2D. Pour des plots cylindriques (droite) et des plots carrés (gauche). .....	86
Figure IV.8 : Profils de hauteur d’eau calculés et mesurés pour $C=13\%$ , $S = 5\%$ , $Q=50$ l/s (plots cylindriques). .....	87
Figure IV.9 : Champs de vitesses pour les configurations EV2, EV3 et EV5. ....	88
Figure IV.10 : Champs de vitesses pour les configurations EV6, EV7 et EV8. ....	88
Figure IV.11 : Champs de vitesses pour des nombres de Froude grands ( $Fr=1,1$ pour les cylindres et $Fr=0,6$ pour les carrés). .....	88
Figure IV.12 : Comparaison des mesures de vitesses et des vitesses calculées par le modèle 2D pour des plots cylindriques. ....	90
Figure IV.13 : Comparaison des mesures de vitesses et des vitesses calculées par le modèle 2D pour des plots carrés. ....	91
Figure IV.14 : Profils de vitesses (gauche) et d’ECT (droite) calculés pour deux maillages et ceux mesurés pour $C=16\%$ , $S = 5\%$ , $Q = 50$ l/s. ....	91
Figure IV.15 : Champs d’énergie cinétique turbulente ( $m^2/s^2$ ) calculés par le modèle 2D pour les configurations EV2, EV3 et EV5. ....	92

Figure IV.16 : Champs d'énergie cinétique turbulente ( $m^2/s^2$ ) calculés par le modèle 2D pour les configurations EV6, EV7 et EV8. ....	92
Figure IV.17 : Comparaison des profils d'ECT mesurés avec ceux calculés par le modèle 2D pour des plots cylindriques. ....	93
Figure IV.18 : Comparaison des profils d'ECT (a) et d'intensité de turbulence (b) mesurés avec ceux calculés par le modèle 2D pour des blocs carrés. ....	94
Figure IV.19 : Champs de dissipation turbulente ( $m^2/s^2$ ) calculés par le modèle 2D pour les configurations EV2, EV3 et EV5. ....	95
Figure IV.20 : Champs de dissipation turbulente ( $m^2/s^2$ ) calculés par le modèle 2D pour les configurations EV6, EV7 et EV8. ....	95
Figure IV.21 : Coefficients d'anisotropie $a_{11}$ (a) et $a_{12}$ (b) relevant les zones de limitation en couleur bleue ou rouge. ....	97
Figure IV.22 : Coefficients de traînée sur les plots cylindriques. Comparaison des simulations et des mesures expérimentales. ....	98
Figure IV.23 : Coefficients de traînée sur plots cylindriques (a) et sur plots carrés (b). Comparaisons des simulations et des fonctions correctrices définies sur les expériences. ....	99
Figure IV.24 : Déformation de la surface pour des plots carrés. Comparaison entre expériences et simulations. ....	100
Figure IV.25 : Comparaison des débits simulés avec ceux calculés à l'aide des corrélations expérimentales. ....	101
Figure IV.26 : Vitesse maximale calculée par le modèle 2D sur plots cylindriques (a) et sur plots carrés (b). ....	101
Figure IV.27 : Longueur de la zone de repos en fonction du nombre de Froude pour les plots cylindriques. ....	102
Figure IV.28 : Longueur de la zone de repos en fonction du critère de vitesse $a$ , pour les plots cylindriques. ....	102
Figure IV.29 : Intensité turbulente moyenne dans la zone de repos pour l'ensemble des modélisations avec des plots cylindriques (gauche) et carrés (droite). ....	103
Figure V.1 : Comparaison des débits mesurés et calculés pour les expériences dans le canal vert. ....	105
Figure V.2 : Comparaison des débits mesurés et calculés pour les expériences avec plots cylindriques dans le canal vert, pour une fonction $f_{Fr}(Fr)$ simplifiée. ....	106
Figure V.3 : Débit par mètre de largeur en fonction de la hauteur d'eau pour une passe avec $k=D=0,5$ m, $C=0,13$ et $S=0,05$ . ....	107

Figure V.4 : Vitesse maximale (gauche) et débit (droite) pour des passes de pente 5% et une concentration de 13%.....	107
Figure V.5 : Vitesse maximale calculée pour des blocs de diamètre 50 cm avec des pentes de 3% (droite) et 5% (gauche) ( $k_s=10$ cm).....	108
Figure V.6 : Vitesse maximale calculée pour des blocs de diamètre 50 cm avec une pente de 5 % et fond lisse.....	109
Figure V.7 : Pente minimale pour obtenir une vitesse maximale de 2,5 m/s (gauche) et de 2 m/s (droite).....	109
Figure V.8 : Pente minimale pour obtenir une vitesse maximale de 1,5 m/s (gauche) et de 1 m/s (droite).....	110
Figure V.9 : Vitesse maximale en fonction du diamètre pour une concentration de 13% et une pente de 5% ( $k_s=10$ cm).....	110
Figure V.10 : Longueur des zones de repos en fonction de la concentration, de la forme et de la hauteur d'eau pour $D=50$ cm (gauche) et $D=30$ cm (droite).....	111
Figure V.11 : Vitesse maximale calculée (m/s) en fonction du rapport $f=a_x/a_y$ pour $h=30$ cm (gauche) et pour $h=60$ cm (droite).....	112
Figure V.12 : Energie cinétique turbulente dans la zone de repos en fonction de la concentration pour $S=5\%$ (gauche) et en fonction de la pente pour $C=13\%$ (droite).....	113
Figure V.13 : Puissance dissipée dans la zone de repos en fonction de la concentration pour $S=5\%$ (gauche) et en fonction de la pente pour $C=13\%$ (droite).....	114
Figure V.14 : Profils en long des côtes du fond et de la ligne d'eau (LE) pour les passes de Malhaute (gauche) et de Tabarka (droite).....	115
Figure V.15 : Ecart de Vitesse entre le fond (10% de h) et la partie supérieure de l'écoulement (60% de h) pour plusieurs rangées pour la passe de Tabarka (gauche) et la passe de Malhaute (droite).....	116
Figure V.16 : Nombre de Froude calculés à partir du modèle pour les 2 passes réelles.....	116
Figure V.17 : Vitesse entre chaque bloc pour plusieurs rangées pour la passe de Tabarka (gauche) et la passe de Malhaute (droite).....	117
Figure V.18 : Photographie des fonds rugueux pour les passes de Tabarka (gauche) et de Malhaute (droite).....	117
Figure V.19 : Comparaison des vitesses calculées en fonction de la hauteur d'eau de référence pour la passe de Tabarka (gauche) et la passe de Malhaute (droite).....	118
Figure V.20 : Comparaison des vitesses calculées en fonction de l'hypothèse sur $f(Fr)$ pour la passe de Tabarka (gauche) et la passe de Malhaute (droite).....	118

Figure V.21 : Comparaison des vitesses calculées par le modèle et le guide technique pour des écoulements non uniforme (ennoisement aval) dans la passe de Malhaute.....	119
Figure V.22 : Hauteur mesurée corrigée de la hauteur des rugosités de fond ( $k_s=15$ cm) (gauche) et photographie des rugosités dans la passe de Callet (droite).....	120
Figure V.23 : Mesure de vitesse au courantomètre pour plusieurs hauteurs entre les blocs (gauche) et sur une ligne entre rangées (droite). ....	121
Figure V.24 : Profils verticaux de vitesses longitudinales pour les 4 points caractéristiques (1 : entre les blocs ; 2 : fin du jet ; 3 : fin zone de repos ; 4 : juste derrière le bloc).....	122
Figure V.25 : Champs de la norme vitesse (gauche) en (m/s). Les points blancs représentent les positions des points de mesure. ....	122
Figure V.26 : Profils verticaux de vitesses verticales pour les 4 points caractéristiques pour la passe de Callet (gauche) et dans la zone de repos pour les expériences de laboratoire (droite) (1 : entre les blocs ; 2 : fin du jet ; 3 : fin zone de repos ; 4 : juste derrière le bloc).....	123
Figure V.27 : Champs de vitesse verticale ( $V_z/V_g$ ). Les points blancs représentent les positions des points de mesure (en m/s). ....	123
Figure V.28 : Champs d'ECT (en $m^2/s^2$ ). (gauche) et d'intensité turbulente (droite) pour la passe de Callet.....	124
Figure V.29 : Profils verticaux d'énergie cinétique turbulente (gauche) et d'intensité turbulente (droite) pour les 4 points caractéristiques (1 : entre les blocs ; 2 : fin du jet ; 3 : fin zone de repos ; 4 : juste derrière le bloc).....	125
Figure V.30 : Photographie de l'écoulement dans la zone de mesure ADV.....	126
Figure V.31 : Comparaison des vitesses moyennes et du modèle pour les mesures au courantomètre sans correction de la hauteur d'eau (gauche) et en enlevant la hauteur des rugosités.....	126

# TABLEAUX

Tableau 1 : Caractéristiques du petit canal.....	26
Tableau 2 : Configurations utilisées pour la relation hauteur débit.....	28
Tableau 3 : Configurations utilisées pour les mesures sur plan horizontaux de vitesses par ADV. .....	33
Tableau 4 : Configurations utilisées pour les mesures de profils verticaux vitesses par ADV. ....	33
Tableau 5 : Coefficients utilisés pour décrire l'écoulement dans les expériences. ....	67
Tableau 6 : Constante du modèle k-epsilon. ....	80
Tableau 7 : Les caractéristiques des maillages.....	82
Tableau 8 : Intensité turbulente dans les différentes zones de l'écoulement en fonction des formes de blocs.....	113

# ANNEXE 1 : Courantomètre

Extrait de la documentation du courantomètre électromagnétique utilisé.

## DESCRIPTION GENERALE

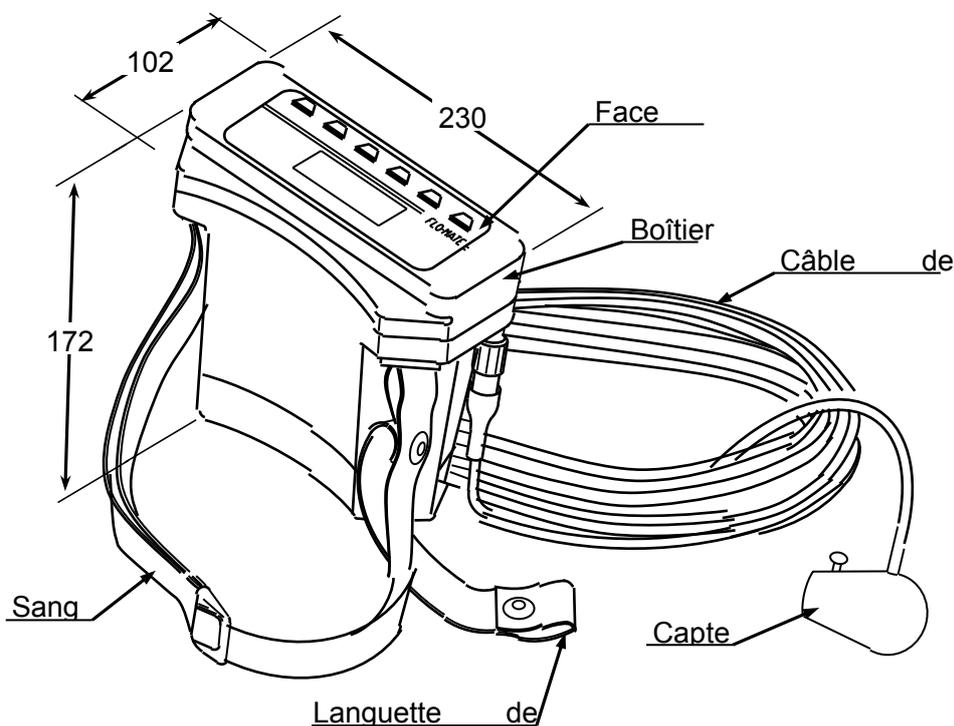
Le FLO MATE 2000 fabriqué par MARSH MCBIRNEY est un courantomètre / débitmètre portable destiné à être utilisé en laboratoire ou sur le terrain. Il mesure la vitesse d'écoulement d'un fluide conducteur tel que l'eau à l'aide d'un capteur électromagnétique directionnel.

La vitesse est affichée en m/s avec 2 résolutions possibles : le centimètre ou le millimètre.

L'électronique est logée dans un boîtier étanche à l'humidité ou à une immersion accidentelle. Elle est alimentée par des piles alcalines dans un compartiment situé sous le boîtier.

Une sangle permet de suspendre le boîtier autour du cou de l'opérateur. Le capteur est fourni en standard avec un câble de 6 mètres déconnectable, l'excédent de câble une fois lové, peut être maintenu sur la sangle à l'aide de la languette munie d'un bouton pression.

Le FLO-MATE est livré avec un sac de transport spécifique à 2 compartiments, un pour le FLO-MATE, l'autre en nylon ajouré est destiné au capteur.



## THEORIE

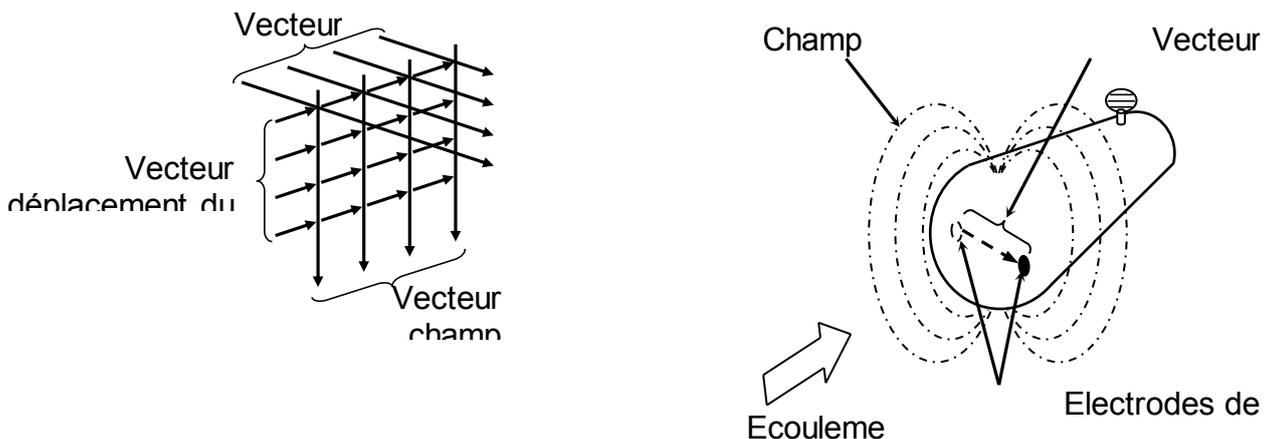
Le FLO-MATE mesure la vitesse d'écoulement selon le principe de "FARADAY" : un conducteur électrique se déplaçant à travers les lignes d'un champ magnétique, recueille à ses bornes une différence de potentiel dont l'amplitude est proportionnelle au vecteur déplacement.

L'écoulement est perpendiculaire aux électrodes, elles-mêmes perpendiculaires au champ magnétique. La différence de potentiel recueillie aux bornes est proportionnelle au vecteur déplacement (vitesse, direction).

Cette notion de physique est résumée souvent par (Champ, Chemin, Courant, ou la règle des trois doigts de la main droite).

Le capteur est équipé d'une bobine d'induction qui produit le champ magnétique, d'une paire d'électrode en graphite recueille la tension induite par le déplacement du conducteur en l'occurrence la vitesse d'écoulement d'un fluide conducteur.

Cette tension induite est alors traitée par l'électronique de façon à être exploitée par l'opérateur.



## CARACTERISTIQUES

### MESURE DE VITESSE

<b>Méthode :</b>	électromagnétique
<b>Stabilité du 0 :</b>	$\pm 1,5$ cm/s
<b>Précision :</b>	$\pm 2\%$ de la mesure + la stabilité du 0
<b>Gamme de mesure :</b>	- 0,15 à + 20 m/s

**ALIMENTATION**

<b>Piles :</b>	2 piles alcalines 1,5 V type D (R20)	
Consommation :	capteur immergé 300 mA, 3 V	capteur hors d'eau 100 mA, 3 V
<b>Autonomie :</b>	alcalines :	20 h en continu, 100 h en utilisation normale
CAD/NI :	13 h en continu	
<b>Alimentation externe (option) :</b>	6 à 12 Vdc	

***Nous recommandons l'usage de piles alcalines haute énergie DURACELL / PROCELL. Celles-ci répondent sans faiblesse aux appels de courant du FLO-MATE.***

**ETANCHEITE**

Immersion à 30 cm pendant 30 secondes

**SORTIES**

Affichage LCD 3 ½ digits

Signal de sortie (option) : résolution du millimètre  
 1 mV par mm/s, maximum = 2 V (0 à 2 m/s)  
 résolution du centimètre  
 1 mV par cm/s, maximum = 1 V (0 à 10 m/s)

Impédance de sortie : 1,1 KΩ

**MATERIAUX**

<b>Capteur :</b>	polyuréthane
<b>Câble :</b>	gaine polyuréthane
<b>Boîtier électronique :</b>	plastique moulé haute densité
Avec le capteur et 6 mètres de câbles : 1,650 Kg	



# ANNEXE 3 : traitement ADV

Logiciel de traitements des mesures ADV (d'après Mialocq 2011)

HorizonADV est le logiciel qui permet d'enregistrer les données faites par l'ADV durant la mesure. Il affiche les courbes des trois vitesses en fonctions des échantillons en temps réel, ainsi que la corrélation et le rapport signal.

Au départ, le logiciel se connecte à l'ADV pour vérifier les connexions. Une fois l'appareil de mesure reconnu par le logiciel de nouvelles fenêtres apparaissent pour le paramétrer. Il y a deux fenêtres qui nous intéressent : la première permet de choisir les caractéristiques de l'ADV, la seconde est axée sur la récupération des données.

HorizonADV ne nécessite que quelques minutes de formation. Avec une interface claire (Figure 4) et colorée, les évolutions vues en temps réel sont très nettes.

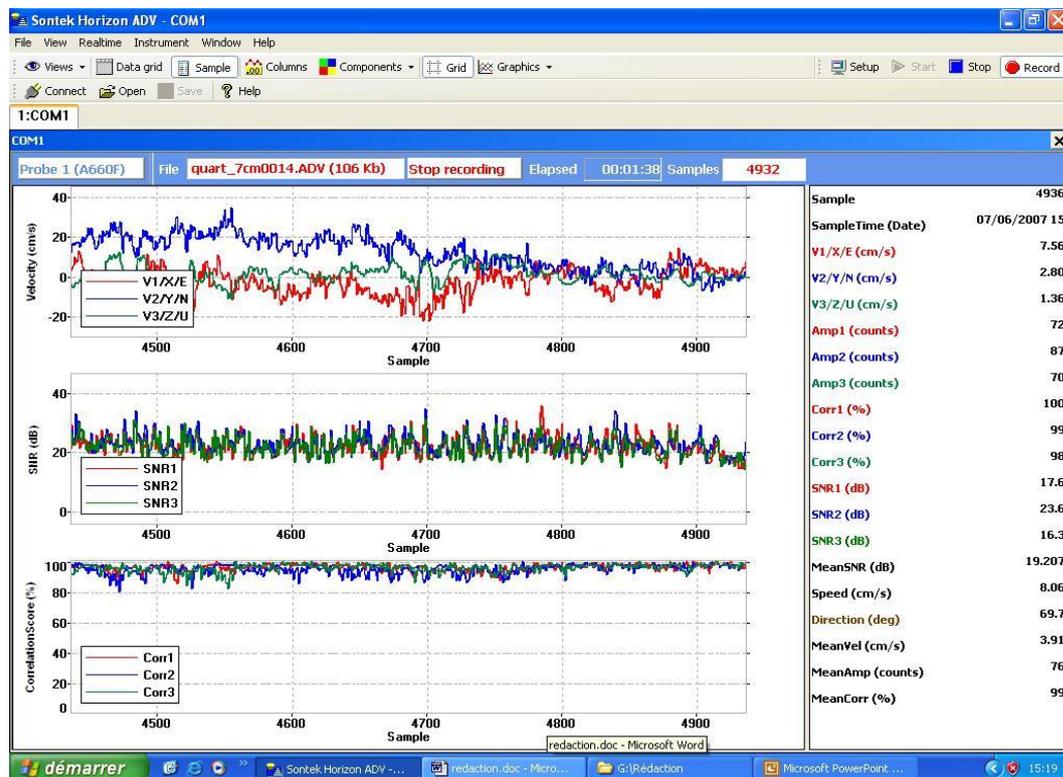
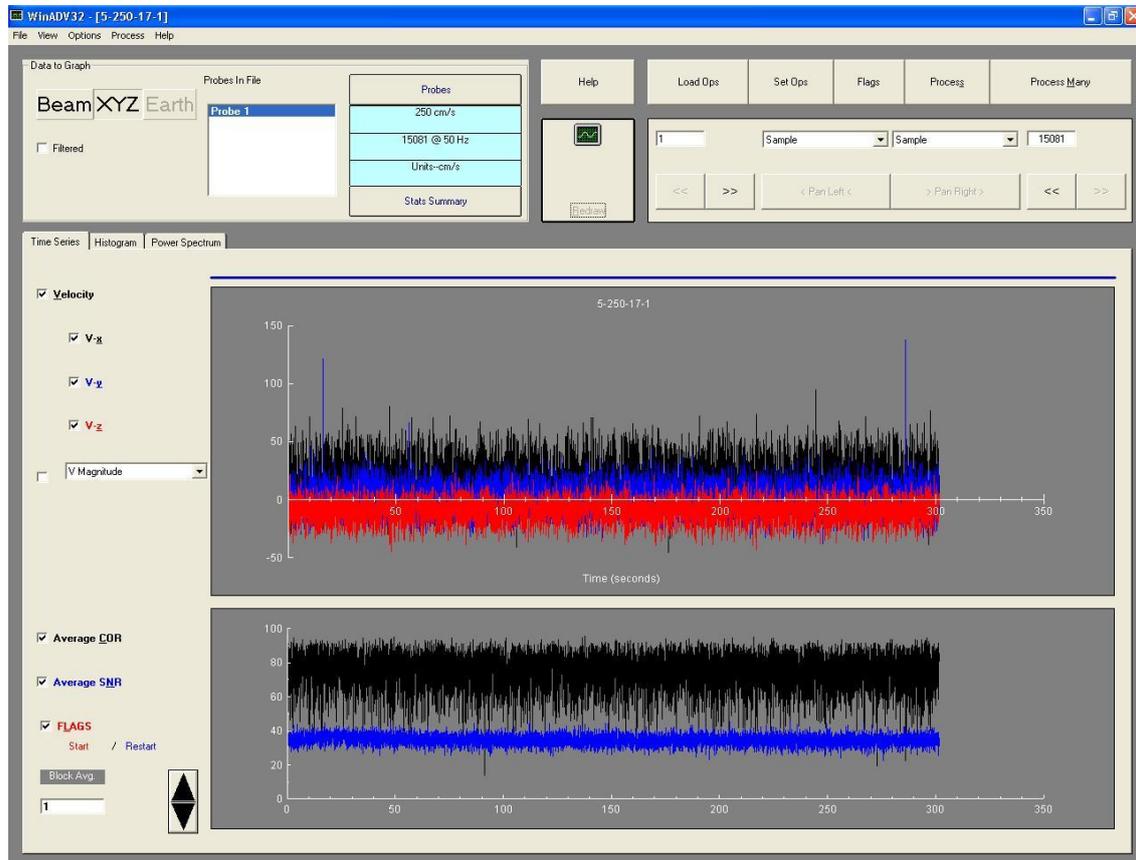


Figure A3.1: Interface de HorizonADV

WinADV est un logiciel qui permet d'ouvrir les fichiers de mesures faites par l'ADV pour traiter si on le désire les données et enfin convertir le fichier en fichier excel. Savoir utiliser ce logiciel était primordial pour mon stage car il me permettait d'ouvrir des fichiers ADV pour tester mon programme Matlab mais aussi je pouvais comparer mes résultats avec les siens, il me servait donc de référence.

Avant de travailler sur WinADV, je suis allé demander des conseils à Péguy GOMES (ingénieur ONEMA) car elle avait déjà utilisé ce logiciel en 2006. Elle m'a expliqué les fondamentaux du logiciel puis prêté ces notes qu'elle avait écrites autrefois.

Pour l'ouvrir il faut choisir un fichier « .ADV » que l'on veut traiter. Voici ce que l'on obtient :



**Figure A3.2: Interface de WinADV**

Cette interface ci-dessus nous donne les graphes des trois vitesses en fonction du temps, ainsi que les moyennes de la corrélation et du rapport signal bruit en fonction du temps sur un second graphe. En cliquant ou dé cliquant sur les cases on peut choisir ce que l'on veut tracer. Il est également possible de représenter l'énergie cinétique en fonction de la fréquence.

Une fois le fichier ouvert nous pouvons traiter les fichiers en choisissant les différents filtres que nous voulons effectuer sur les données puis retracer ces données filtrées. A l'aide de ce logiciel nous obtenons soit les moyennes des données mesurées par l'ADV soit directement le fichier brut de l'ADV avec tous ces points de mesure. Nous récupérons ensuite ces données filtrées sur un fichier Excel.