



UNIVERSITÉ DE LIÈGE
Faculté des Sciences Appliquées

ANALYSE D'INONDATIONS ET LEURS CONSÉQUENCES EN MILIEU URBAIN

*Travail de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du grade de Master
Ingénieur Civil des Constructions par Debaucheron Mathieu*

Composition du jury :
Prof. DEWALS Benjamin
Dr. ERPICUM Sébastien
Prof. PIROTON Michel
Prof. TERRAPON Vincent
Dr. KHUAT DUY Bruno

ANNÉE ACADÉMIQUE
2013 – 2014

Enoncé

Les écoulements en milieu urbain causés par une inondation sont relativement complexes, vu le nombre particulièrement élevé d'obstacles de toutes sortes, constituant autant de données à considérer et d'interactions hydrodynamiques à reproduire (immeubles, carrefours, ponts, etc.). De par la nature même d'un tel événement et sa dangerosité, relativement peu de données peuvent être récoltées sur le terrain. La validation de modèles numériques, permettant de prédire ces écoulements, n'est donc pas aisée. Le passage par un modèle réduit peut donc constituer une option de choix.

Néanmoins, les modèles réduits de zones urbaines sont extrêmement rares et, bien souvent, ceux-ci ne reproduisent qu'un seul carrefour voire quelques rues, ce qui ne permet évidemment pas de reproduire les écoulements complexes que l'on pourrait observer dans le cas d'une crue dans un quartier entier. A contrario, ce travail de fin d'études repose sur l'exploitation de mesures détaillées effectuées sur une maquette représentant un quartier complet d'une ville. Plusieurs caractéristiques particulièrement intéressantes de ces écoulements ont été mises en évidence lors des expériences menées sur le modèle réduit.

L'objectif de ce travail de fin d'études est d'évaluer dans quelles mesures la simulation numérique permet de reproduire les écoulements hydrauliques observés sur la maquette. Pour ce faire, le modèle WOLF de simulation d'écoulements, développé à l'ULg par l'équipe du HECE (Hydraulics in Environmental and Civil Engineering), sera utilisé. L'influence de différents paramètres de modélisation, comme la taille du maillage ou l'utilisation d'un modèle de turbulence, sera ensuite testée afin d'identifier le meilleur compromis à considérer. Pour finir, une mise à l'échelle sera entreprise afin de déterminer dans quelles mesures les résultats obtenus sur modèle réduit peuvent être extrapolés à taille réelle. Les influences dues à la turbulence et au frottement n'étant pas forcément identiques à deux échelles différentes.

Le jury :

Prof. DEWALS Benjamin



Dr. ERPICUM Sébastien



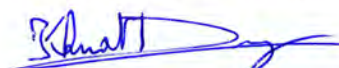
Prof. PROTON Michel



Prof. TERRAPON Vincent



Dr. KHUAT DUY Bruno



Résumé

Les écoulements en milieu urbain sont des phénomènes très complexes pour lesquels peu de données sont disponibles. Il est dangereux d'en collecter sur le terrain lors d'une inondation et rares sont les modèles réduits reproduisant un quartier complet. Néanmoins, ce travail consiste à déterminer dans quelle mesure le logiciel de simulation d'écoulements WOLF2D (développé à l'ULg) est capable de prédire les écoulements observés sur une maquette inondable.

Dans un premier temps, les paramètres de calculs sont choisis librement et un cas de référence est déterminé. L'utilisation d'un modèle de turbulence est nécessaire dès ce cas de base. Celui-ci permet en effet une modélisation adéquate des zones de recirculation. Par la suite, une analyse de sensibilité est effectuée. Un raffinement du maillage permet d'améliorer sensiblement les résultats. Une analyse de l'influence du frottement est ensuite entreprise. Les effets de la turbulence étant liés à l'échelle considérée, nous vérifions si les résultats obtenus à l'échelle du modèle réduit peuvent être extrapolés à taille réelle.

Les erreurs observées, relativement importantes sur les débits, peuvent avoir plusieurs causes. L'emploi d'un maillage cartésien conduit dans certains cas à l'apparition d'ondes stationnaires non pertinentes, avec pour conséquence, l'observation d'oscillations de la surface libre. Le formalisme cut-cell constitue une bonne solution pour palier aux défauts du maillage cartésien. Dans certaines conditions, d'autres ondes stationnaires tout à fait réalistes apparaissent. Celles-ci sont complexes à modéliser et conditionnent l'évolution de l'écoulement. Un autre facteur d'influence possible est lié aux éventuels effets 3D de l'écoulement qui peuvent conduire à une pression non hydrostatique allant à l'encontre des hypothèses de base du modèle numérique.

Abstract

Flows in urban areas are very complex phenomena for which few data are available. Furthermore, it is dangerous to collect them on site during a flood and few scale models reproducing a complete neighborhood are rare. Nevertheless, this work involves determining to what extent the flow simulation software WOLF2D (developed at the University of Liège) is able to predict the observed flows on a flood model.

At first, the calculation parameters are freely chosen and a reference case is determined. The use of a turbulence model is required at this base case. In fact, it permits adequate modeling of zones of re-circulation. Thereafter, a sensitivity analysis is performed. A mesh refinement can perceptibly improve the results. An analysis of the influence of friction is then undertaken. The effects of turbulence is related to the scale considered, we check whether the results obtained from the model scale can be extrapolated to actual size.

Errors observed, which are relatively large for the flows, can have several causes. The use of a Cartesian mesh in some cases leads to the apparition of irrelevant stationary wave which produce oscillations of the free surface. The cut-cell formalism is a good solution to overcome the shortcomings of the Cartesian mesh. Under some conditions, other quite real stationary waves appear. These are complex to model and determine the evolution of the flow. Another possible influence factor is related to potential 3D effects of the flow that can lead to a non-hydrostatic pressure runs counter to the basic assumptions of the numerical model.

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Sébastien Erpicum, Michel Piroton, Vincent Terrapon et Bruno Khuat Duy qui ont accepté de faire partie du jury ainsi que Benjamin Dewals, promoteur de mon travail de fin d'études, qui s'est toujours rendu disponible.

Je tiens également à souligner l'aide précieuse que m'ont apportée Frédéric Stilmant, dans la réalisation des simulations numériques, ainsi que Yann Peltier. Leurs conseils utiles et avisés m'ont grandement aidé.

Un grand merci évidemment aux membres de ma famille pour la relecture de ce travail et leur contribution de près ou de loin ainsi que tout particulièrement à mes parents, sans qui ces 5 années d'études n'auraient pas été possibles.

Table des matières

1	Introduction	1
1.1	Objectifs et méthodologie	2
1.2	Etat de l'art	3
2	Modèle hydraulique	5
2.1	Modèle conceptuel	5
2.2	Modèle mathématique	5
2.2.1	Modélisation du frottement	6
2.2.2	Modélisation de la turbulence	6
2.3	Modèle numérique	9
2.4	Implémentation logiciel	9
3	Pilote inondation	10
3.1	Conditions aux limites	12
3.2	Matériel de mesures et incertitudes	12
3.2.1	Hauteurs d'eau	12
3.2.2	Débits d'entrée et de sortie	13
3.3	Conditions expérimentales	14
4	Simulations numériques - Résultats	16
4.1	Conditions aux limites	17
4.2	Cas de référence	18
4.2.1	Hauteurs d'eau dans le quartier	20
4.2.2	Débits en sortie du pilote	24
4.2.3	Champ de vitesse	26
4.2.4	Nombre de Froude	27
4.3	Condition d'injection asymétrique	31
5	Analyse de sensibilité	33
5.1	Débit moyen	33
5.2	Mailles de 5 mm	35
5.2.1	Hauteurs d'eau dans le quartier	35
5.2.2	Débits en sortie du pilote	39
5.2.3	Champ de vitesse	41
5.2.4	Nombre de Froude	42
5.2.5	Analyse de la rue B	46
5.3	Mailles de 2,5 mm	48
5.3.1	Hauteurs d'eau dans le quartier	48
5.3.2	Débits en sortie du pilote	49
5.3.3	Champ de vitesse	51
5.3.4	Nombre de Froude	52

5.4	Influence du frottement	54
5.4.1	Hauteur de rugosité	54
5.4.2	Formule de Manning-Strickler	57
5.5	Mise à l'échelle	60
5.5.1	Détermination de la hauteur de rugosité	60
5.5.2	Hauteurs d'eau dans le quartier	62
5.5.3	Débits en sortie du pilote	64
5.5.4	Champ de vitesse	66
5.5.5	Nombre de Froude	67
5.5.6	Prise en compte de la distorsion du modèle expérimental	67
6	Modélisation d'un carrefour isolé	73
6.1	Présentation du modèle expérimental	73
6.2	Simulations numériques	75
6.3	Résultats numériques	76
7	Méthode cut-cell	79
7.1	Résultats numériques	80
8	Conclusion	83
8.1	Perspectives	85
	Références	86
A	Annexes	87
A.1	Plan du pilote inondation	87
A.2	Hauteurs d'eau dans le pilote	90
A.2.1	Maillage de 1 cm	90
A.2.2	Maillage de 5 mm	92
A.2.3	Différence relative de hauteurs entre un maillage de 1 cm et de 5 mm	94
A.3	Lignes d'eau dans les rues 4 et C	96
A.4	Débits en sortie des rues	98
A.4.1	Expérience 1.5	98
A.4.2	Expérience 2.5	99
A.4.3	Expérience 6.5	99
A.4.4	Expérience 8.5	100
A.4.5	Expérience 10.5	101
A.5	Débits d'injection asymétriques	102
A.6	Aval de la rue B	104
A.7	Méthode cut-cell	106
A.8	Diagramme de Moody	108

Table des figures

1.1	La ville de Meißen sur l’Elbe, en Allemagne (inondations du 5 juin 2013	1
1.2	Soulèvement d’une taque d’égout sous l’effet de la pression à Port-Louis, Île Maurice (inondations du 23 février 2011)	2
1.3	Schéma d’un carrefour à 3 branches	3
1.4	Ondes obliques dans un carrefour à 3 branches	4
2.1	Écoulement turbulent sur la Seine (Bellenod-sur Seine, France)	7
2.2	Schéma d’une jonction à 3 branches	7
3.1	Représentation schématique du dispositif expérimental	10
3.2	Vue d’ensemble du modèle réduit	11
3.3	Systèmes utilisés en aval du dispositif expérimental	12
3.4	Zones de battements de la surface libre	13
3.5	Schéma d’injection des débits	14
4.1	Représentation du pilote avec des mailles de 1 cm	16
4.2	Zoom sur la Figure 4.1 - Intersection de la rue 5 avec les rues E et F (avec représentation du maillage)	17
4.3	Schéma des 3 mailles en fin de rue avec les altitudes relatives	17
4.4	Vitesse absolue dans le domaine pour l’expérience 6.5 sans turbulence	18
4.5	Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l’expérience 6.5 sans turbulence	19
4.6	Vitesse absolue dans le domaine pour l’expérience 6.5 avec turbulence	19
4.7	Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l’expérience 6.5 avec turbulence	20
4.8	Hauteurs d’eau dans le pilote pour l’expérience 2.5	21
4.9	Hauteurs d’eau dans le pilote pour l’expérience 10.5	21
4.10	Variation de la ligne d’eau dans les rues 4 et C pour l’expérience 2.5	22
4.11	Variation de la ligne d’eau dans les rues 4 et C pour l’expérience 8.5	22
4.12	Nombre de Froude au niveau de la sortie de la rue 4 (expérience 2.5)	23
4.13	Nombre de Froude au niveau de la sortie de la rue 4 (expérience 8.5)	24
4.14	Participation de chaque sortie à l’évacuation du débit sortant total pour différents débits d’entrée	25
4.15	Participation de chaque sortie à l’évacuation du débit sortant total pour l’expérience 8.5	26
4.16	Vitesse absolue dans le domaine pour l’expérience 2.5 avec turbulence	27
4.17	Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l’expérience 2.5 avec turbulence	27
4.18	Nombre de Froude dans le domaine pour l’expérience 1.5 (mailles de 1 cm)	28
4.19	Nombre de Froude dans le domaine pour l’expérience 10.5 (mailles de 1 cm)	28
4.20	Battements observés en aval de la rue B	29
4.21	Nombre de Froude dans le domaine pour l’expérience 10.5 (mailles de 1 cm) - Sans modèle de turbulence	30
4.22	Nombres de Froude expérimentaux en sortie du quartier	30

4.23	Nombres de Froude en sortie du pilote pour l'expérience 6.5 (mailles de 1 cm) . . .	31
4.24	Evolution du rapport Q_{est}/Q_{tot} en fonction de ϕ_{ouest} pour un débit total Q_{tot} de 60 m ³ /h	32
5.1	Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total	34
5.2	Différence de hauteurs d'eau entre une simulation avec un débit de 20 m ³ /h et un débit de 20,62 m ³ /h	34
5.3	Principe de division des mailles de 1 cm	35
5.4	Maillage aux alentours d'un îlot : différence de modélisation	36
5.5	Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 10.5 (mailles de 5 mm)	37
5.6	Ecart relatif de hauteurs d'eau entre un maillage de 1 cm et 5 mm pour l'expé- rience 2.5	37
5.7	Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 2.5	38
5.8	Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 6.5	38
5.9	Comparaison des débits en sortie du modèle pour l'expérience 6.5	39
5.10	Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expé- rience 2.5	40
5.11	Vitesse absolue dans le domaine pour l'expérience 6.5 (mailles de 5 mm)	41
5.12	Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l'expérience 6.5 (mailles de 5 mm)	42
5.13	Nombre de Froude dans le domaine pour l'expérience 10.5 (mailles de 5 mm) - Sans modèle de turbulence	43
5.14	Nombre de Froude dans le domaine pour l'expérience 10.5 (mailles de 5 mm) - Avec modèle de turbulence	43
5.15	Nombre de Froude dans le domaine pour l'expérience 2.5 (mailles de 5 mm)	44
5.16	Nombre de Froude dans le dernier tronçon des rues A, B et C pour l'expérience 2.5 (mailles de 5 mm)	45
5.17	Nombres de Froude en sortie du pilote pour l'expérience 6.5	45
5.18	Evolution de la hauteur d'eau dans la rue B pour l'expérience 2.5	46
5.19	Evolution du débit dans la rue B pour l'expérience 2.5	46
5.20	Evolution du nombre de Froude dans la rue B pour l'expérience 2.5	47
5.21	Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 2.5 (mailles de 2,5 mm)	48
5.22	Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 2.5	49
5.23	Comparaison des débits en sortie du modèle pour l'expérience 2.5	50
5.24	Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expé- rience 2.5	51
5.25	Vitesse absolue dans le domaine pour l'expérience 2.5 (mailles de 2,5 mm)	51
5.26	Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l'expérience 2.5 (mailles de 2,5 mm)	52
5.27	Nombre de Froude dans le domaine pour l'expérience 2.5 (mailles de 2,5 mm)	53
5.28	Nombre de Froude dans le dernier tronçon des rues A, B et C pour l'expérience 2.5 (mailles de 2,5 mm)	53
5.29	Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 2.5 (mailles de 1 cm) - $k = 1$ mm	55
5.30	Ecart relatif de hauteurs d'eau entre un modèle sans et avec frottement pour l'expérience 2.5 (mailles de 1 cm)	55

5.31	Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expérience 2.5 (sans et avec frottement)	57
5.32	Ecart relatif de hauteurs d'eau entre un modèle avec la formule de Colebrook et de Manning pour l'expérience 1.5	58
5.33	Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expérience 1.5 (comparaison Colebrook - Manning)	59
5.34	Box plots pour différentes valeurs de k	61
5.35	Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle	63
5.36	Ecart relatif de hauteurs d'eau entre le modèle réduit et le modèle à "taille réelle" pour l'expérience 2.5	63
5.37	Ecart relatif de hauteurs d'eau entre le modèle réduit et le modèle à "taille réelle" pour l'expérience 2.5 - Hauteur de rugosité nulle	64
5.38	Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle	65
5.39	Vitesse absolue dans le domaine pour l'expérience 2.5 (mailles de 1 cm) - Modèle à taille réelle	66
5.40	Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l'expérience 2.5 (mailles de 1 cm) - Modèle à taille réelle	66
5.41	Nombre de Froude dans le domaine pour l'expérience 2.5 (mailles de 1 cm) - Modèle à taille réelle	67
5.42	Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle distordu ($k = 7$ mm)	68
5.43	Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle distordu ($k = 7$ mm)	69
5.44	Vitesse absolue dans le domaine pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle distordu ($k = 7$ mm)	69
5.45	Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle distordu ($k = 10$ cm)	70
5.46	Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle distordu ($k = 10$ cm)	71
5.47	Vitesse absolue dans le domaine pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle non distordu ($k = 10$ cm)	72
5.48	Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle non distordu ($k = 10$ cm)	72
6.1	Schéma du dispositif expérimental développé par Mignot	73
6.2	Ondes obliques dans un carrefour à 3 branches	74
6.3	Résultats expérimentaux obtenus en laboratoire	75
6.4	Hauteurs d'eau dans le modèle	78
6.5	Nombre de Froude dans le modèle	78
7.1	Evaluation du taux de remplissage	79
7.2	Représentation de la frontière (trait plein noir) et des mailles appartenant à l'îlot (en rouge)	80
7.3	Hauteurs d'eau pour les deux modèles étudiés	81
7.4	Nombre de Froude pour les deux modèles étudiés	81

7.5	Hauteurs d'eau pour deux tailles de sous-maillages différentes	82
A.1	Plan et repère du modèle réduit	87
A.2	Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 1.5 (mailles de 1 cm)	90
A.3	Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 6.5 (mailles de 1 cm)	91
A.4	Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 8.5 (mailles de 1 cm)	91
A.5	Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 1.5 (mailles de 5 mm)	92
A.6	Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 2.5 (mailles de 5 mm)	92
A.7	Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 6.5 (mailles de 5 mm)	93
A.8	Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 8.5 (mailles de 5 mm)	93
A.9	Ecart relatif de hauteurs d'eau pour l'expérience 1.5	94
A.10	Ecart relatif de hauteurs d'eau pour l'expérience 6.5	94
A.11	Ecart relatif de hauteurs d'eau pour l'expérience 8.5	95
A.12	Ecart relatif de hauteurs d'eau pour l'expérience 10.5	95
A.13	Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 1.5	96
A.14	Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 8.5	97
A.15	Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 10.5	97
A.16	Comparaison des débits en sortie du modèle pour l'expérience 1.5	98
A.17	Comparaison des débits en sortie du modèle pour l'expérience 2.5	99
A.18	Comparaison des débits en sortie du modèle pour l'expérience 8.5	100
A.19	Comparaison des débits en sortie du modèle pour l'expérience 10.5	101
A.20	Evolution de la hauteur d'eau, du débit et du nombre de Froude pour l'expérience 1.5	104
A.21	Evolution de la hauteur d'eau, du débit et du nombre de Froude pour l'expérience 6.5	105
A.22	Evolution de la hauteur d'eau, du débit et du nombre de Froude pour l'expérience 8.5	105
A.23	Evolution de la hauteur d'eau, du débit et du nombre de Froude pour l'expérience 10.5	106
A.24	Hauteur d'eau pour les deux modèles étudiés - Configuration 2	107
A.25	Hauteur d'eau pour les deux modèles étudiés - Configuration 3	107

Liste des tableaux

3.1	Evaluation des incertitudes sur la mesure des hauteurs d'eau	13
4.1	Informations sur les principales expériences simulées	16
4.2	Erreur relative sur le profil de hauteur par rapport aux mesures expérimentales .	23
4.3	Répartition par face des débits en sortie du pilote	24
4.4	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 1.5 . . .	25
4.5	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.0 . . .	32
5.1	Débits expérimentaux mesurés aux sorties pour l'expérience 2.5	33
5.2	Nombres de mailles de calculs pour les maillages testés	35
5.3	Erreur relative sur le profil de hauteur par rapport aux valeurs expérimentales pour les 2 maillages étudiés	39
5.4	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 2.5 . . .	40
5.5	Répartition par face des débits en sortie du pilote	41
5.6	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 2.5 . . .	50
5.7	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés sans et avec frottement pour l'expérience 2.5	56
5.8	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés obtenus avec la formule de Colebrook et de Manning-Strickler pour l'expérience 1.5	59
5.9	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés obtenus sur le modèle réduit et le modèle à "taille réelle" pour l'expérience 2.5	65
6.1	Sets de données simulés	76
6.2	Nombres de Froude dans le domaine pour $Fr_{yo-4} = 0,65$	76
6.3	Débits sortants expérimentaux	76
6.4	Hauteurs d'eau en aval du domaine	76
6.5	Nombres de Froude simulés	77
6.6	Débits sortants simulés	77
A.1	Coordonnées des îlots dans le repère de la Figure A.1	89
A.2	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 1.5 . . .	98
A.3	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.5 . . .	99
A.4	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 8.5 . . .	100
A.5	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 10.5 . .	101
A.6	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.2 . . .	102
A.7	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.4 . . .	102
A.8	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.6 . . .	103
A.9	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.8 . . .	103
A.10	Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.10 . .	104
A.11	Coordonnées de la frontière solide	106

1 Introduction

Ces dernières années, selon le rapport du GIEC (Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat) de 2007 [1], les précipitations en Europe ainsi qu'en Amérique du Nord auraient fortement augmentées. Avec pour conséquences, des inondations toujours plus fréquentes. Récemment, les fortes pluies qui ont frappé l'Europe centrale en mai et juin 2013 et l'Europe de l'Est en 2014 ont causé les débordements de plusieurs cours d'eau, dont l'Elbe et le Danube [2, 3] (voir Figure 1.1). Des métropoles comme Vienne se sont retrouvées inondées tandis que d'autres villes ont été contraintes à l'évacuation de leurs habitants (près de 20 000 personnes évacuées dans l'Est de l'Allemagne, à Magdebourg). A Liège également, d'importantes inondations se sont produites, comme le débordement de la Meuse en 1926 où des hauteurs d'eau de près d'un mètre cinquante furent observées à Seraing [4] ou encore les fortes pluies de mai 2008 qui ont causé des dégâts considérables. La déforestation et l'urbanisation n'arrange évidemment pas les choses. Les constructions humaines (routes, trottoirs, bâtiments, etc.) rendent les surfaces imperméables, l'infiltration de l'eau dans le sol est de ce fait diminuée au profit du ruissellement. Ce qui engendre une augmentation des hauteurs d'eau lors d'un débordement de rivière. Les dégâts causés par les inondations se chiffrent en millions d'euros chaque année.



FIGURE 1.1 – La ville de Meißen sur l'Elbe, en Allemagne (inondations du 5 juin 2013) [2]

Depuis la nuit des temps, pour de multiples raisons (survie, électricité, transport, ...), l'homme a toujours cherché à bâtir près d'un cours d'eau. Ce n'est pas pour rien que de nombreuses villes sont traversées par un fleuve (la Meuse à Liège, la Seine à Paris ou encore la Tamise à Londres). En urbanisant les lits majeurs des cours d'eau, les villes sont devenues de plus en plus vulnérables aux inondations. Les autorités tentent désormais de limiter les constructions dans les zones inondables. C'est notamment le cas en Wallonie, où des cartes d'aléas d'inondation par débordement de cours d'eau ont été établies et rendues publiques¹. Cela ne suffit pas, les inondations font et feront toujours partie de notre quotidien. Nous ne pouvons que nous adapter et tenter de prévoir l'ampleur de la prochaine catastrophe.

Les écoulements en milieu urbain sont particulièrement complexes. De nombreux paramètres les influencent. On ne compte pas le nombre de carrefours qui, selon leur géométrie et leur taille, n'auront pas les mêmes influences sur l'évolution de l'écoulement. La répartition des débits en est évidemment étroitement dépendante. Jusqu'à présent, nous n'avons évoqué que des

1. Géoportail de la Wallonie - <http://geoportail.wallonie.be>

écoulements à surface libre. Le réseau souterrain (égouts) est également sujet à des débordements lors de fortes pluies (voir Figure 1.2). Cela peut même provoquer des inondations dans des zones pourtant éloignées du cours d'eau. Ce qui complexifie d'autant plus les inondations en milieu urbain.



FIGURE 1.2 – Soulèvement d'une taque d'égout sous l'effet de la pression à Port-Louis, Île Maurice (inondations du 23 février 2011) [5]

Depuis de nombreuses années, des outils numériques de modélisation d'écoulements se sont multipliés. Ils ont été jusqu'ici généralement employés dans des cas "simples" d'écoulements (souvent unidirectionnels). Les résultats qu'ils fournissent sont d'une grande fiabilité. Cependant, les écoulements en milieu urbain sont d'un tout autre acabit. Comme expliqué précédemment, les nombreux carrefours d'une ville conduisent à des croisements incessants d'écoulements. Une mauvaise modélisation de la répartition des débits entre les différentes rues engendre une toute autre prévision des écoulements. C'est pourquoi les modèles numériques doivent être validés pour les crues urbaines.

De par leur nature, les inondations sont des phénomènes imprévisibles et, pour certaines, d'ampleur très importante. Il n'est donc pas évident d'effectuer des mesures en temps réel in situ des caractéristiques des écoulements. De plus, vu les forces mises en jeu, il est relativement compliqué et dangereux de se rendre sur le terrain lors d'une inondation. C'est dans cette optique que des modèles réduits sont développés pour reproduire ces écoulements. Sur base des résultats obtenus en laboratoire, les modèles numériques peuvent être validés et calibrés. Ceci dans le but de toujours améliorer leur fiabilité.

Les modèles numériques sont indispensables en terme de prévisions de phénomènes de crues. Une modélisation fiable peut permettre, en plus d'une diminution importante des possibles dégâts matériels, de sauver de nombreuses vies. En effet, sur base des vitesses et des hauteurs simulées, il est par exemple possible de dresser des cartes de risque pour la stabilité d'un homme se trouvant pris au piège pendant une crue. Une utilité pratique parmi d'autres.

1.1 Objectifs et méthodologie

Ce travail de fin d'études a pour objectif principal d'évaluer les performances d'un modèle numérique 2D, développé à l'Université de Liège, pour un type particulier d'écoulements en milieu urbain. Par comparaison entre les résultats numériques et ceux observés en laboratoire sur modèle réduit, des suggestions sur les meilleurs choix de modélisation à effectuer sont données.

Nous ne nous intéressons qu'aux écoulements à surface libre, les éventuelles conséquences dues à la mise en charge des canalisations souterraines ne sont pas traitées ici. Le transport de sédiments, important lors d'une inondation, n'est également pas pris en compte.

Outre l'introduction, ce rapport est constitué de sept sections traitant des différents aspects suivants :

- La section 2 présente l'outil numérique utilisé, à savoir WOLF2D. Ce logiciel a été développé par les chercheurs du groupe HECE de l'Université de Liège.
- La troisième section présente le modèle réduit sur lequel se base ce mémoire, développé par Q. Araud à Strasbourg [6].
- Dans les sections 4 et 5, une présentation des résultats numériques obtenus suivie d'une comparaison avec les valeurs expérimentales et d'une analyse de sensibilité sont effectuées.
- La section 6 traite de l'étude d'un écoulement transcritique au sein d'un carrefour à trois branches.
- La septième section introduit le formalisme cut-cell, une méthode de raffinement du maillage qui ne demande qu'à être approfondie.
- Dans la dernière section, les conclusions de ce travail ainsi que les perspectives possibles sont tirées.

1.2 Etat de l'art

Ce travail se base principalement sur le modèle réduit développé par Q. Araud en 2012. Ce dernier a réalisé une étude bibliographique complète sur les écoulements en milieu urbain. Nous ne présentons donc ici qu'un rapide résumé des connaissances sur ce type d'écoulements.

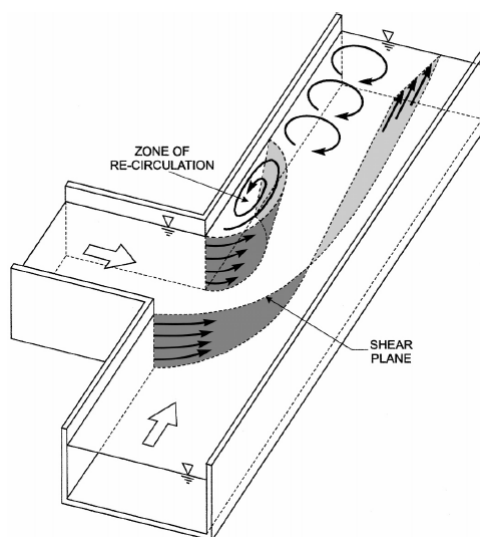


FIGURE 1.3 – Schéma d'un carrefour à 3 branches [7]

Les études sur les écoulements urbains sont relativement récentes. Elles datent d'un vingtaine d'années avec J.L. Best qui a, en 1987, étudié la confluence entre trois écoulements [8]. Cela a permis, notamment, de mettre en évidence une zone de recirculation de l'écoulement en aval du carrefour. La Figure 1.3 schématise une expérience menée par Weber et al. en 2001 [7], mettant également en évidence une couche de cisaillement de l'écoulement. Cette dernière constitue

une frontière entre les deux courants venant de l'amont. Ces expériences ont également permis d'affirmer que la taille de la zone de recirculation dépendait des rapports entre les deux débits d'entrée.

Différentes configurations ont ainsi été testées : des carrefours à trois branches avec 2 entrées/1 sortie ou 1 entrée/2 sorties et des carrefours à quatre branches avec 2 entrées/2 sorties. Plus récemment, Rivière et al. ont étudié des écoulements dans des carrefours à trois ou quatre branches et ce, pour différents types de régimes d'écoulement (infracritiques, transcritiques et supercritiques) [9, 10, 11]. Ils ont par exemple réussi à définir un modèle empirique qui met en corrélation la répartition des débits entrants et les hauteurs en aval pour chacune des branches. Ils ont également pu mettre en évidence l'apparition d'ondes obliques en aval d'une confluence à trois branches dans le cas d'écoulements transcritiques (voir Figure 1.4).

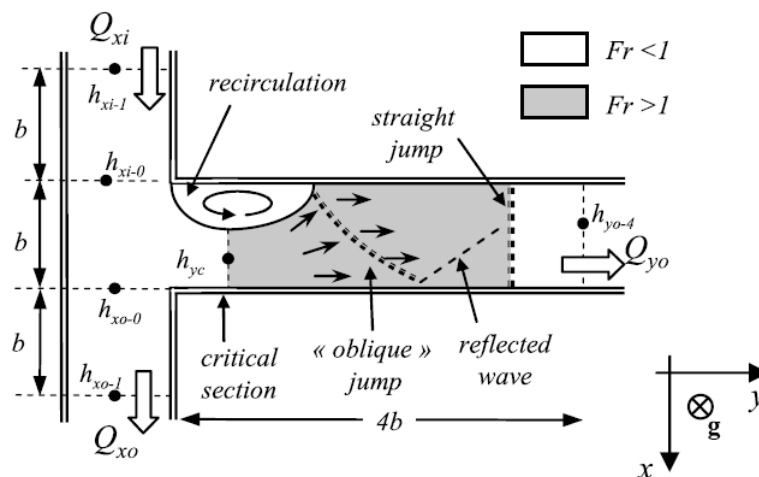


FIGURE 1.4 – Ondes obliques dans un carrefour à 3 branches [11]

2 Modèle hydraulique

Les outils informatiques font désormais partie du quotidien. Ils sont utilisés dans de nombreux domaines et permettent bien souvent un gain de temps et d'argent non-négligeable. En effet, en quelques heures à peine, il est possible d'obtenir des résultats prévisionnels sur un phénomène quelconque. Dans cette optique, les chercheurs de l'équipe du HECE de l'Université de Liège ont développé une suite logicielle dénommée WOLF. Elle est composée de plusieurs programmes de calcul permettant la simulation numérique de nombreux types d'écoulement à surface libre comme, par exemple, le cas d'une rupture de barrage ou d'un phénomène pluvieux extrême. Le programme dédié aux écoulements en deux dimensions, comme ceux qui seront étudiés dans ce mémoire, se nomme WOLF2D.

Nous présentons dans cette partie les bases du logiciel WOLF2D. L'approche pratique qui y est présentée est la plus adaptée pour les écoulements d'inondations étudiés.

2.1 Modèle conceptuel

Le grand concept sur lequel se base le modèle numérique est la résolution des équations de base de l'hydraulique, à savoir les équations de continuité et de conservation de la quantité de mouvement en deux dimensions. Ces dernières sont moyennées sur la hauteur et sur le temps caractéristiques de la turbulence. Les écoulements de crue étudiés peuvent être considérés comme étant en "eau peu profonde". Cela revient donc à supposer que les vitesses horizontales, développées dans le sens de l'écoulement, sont significativement plus importantes que les vitesses verticales. Une pression hydrostatique est la conséquence majeure de cette hypothèse. La modélisation du frottement de fond est également prise en compte via la formule de Colebrook ou de Manning-Strickler. Les écoulements étudiés convergent tous vers un régime stationnaire. Notons qu'il est cependant tout à fait possible de modéliser des phénomènes instationnaires avec l'outil WOLF.

2.2 Modèle mathématique

Comme énoncé précédemment, les équations de continuité et de conservation de la quantité de mouvement constituent la base des simulations numériques. Leurs expressions intégrées sur la hauteur et mises sous forme conservative (tirées de la thèse de S. Erpicum [12]) sont présentées ci-après. L'équation de continuité est donnée en (2.1) tandis que les deux équations de conservation de la quantité de mouvement sont les formules (2.2) et (2.3). Le repère d'axe (x, y, z) a été considéré horizontal, si bien que les inclinaisons des axes principaux ox et oy , par rapport à l'horizontale, sont nulles. Ceci simplifie légèrement les équations présentées ci-dessous (pas de terme en sinus). Les paramètres u et v sont respectivement les composantes moyennes de vitesse selon ces deux axes principaux.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = 0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial uh}{\partial t} + \frac{\partial u^2 h}{\partial x} + \frac{\partial uvh}{\partial y} + \frac{g}{2} \frac{\partial h^2}{\partial x} = -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} + ghJ_x + \frac{\partial h \overline{\tau_{xx}}}{\partial x} + \frac{\partial h \overline{\tau_{xy}}}{\partial y} \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial vh}{\partial t} + \frac{\partial uvh}{\partial x} + \frac{\partial v^2 h}{\partial y} + \frac{g}{2} \frac{\partial h^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} + ghJ_y + \frac{\partial h \overline{\tau_{yx}}}{\partial x} + \frac{\partial h \overline{\tau_{yy}}}{\partial y} \quad (2.3)$$

La hauteur h ainsi que les débits spécifiques dans les deux directions différentielles de l'écoulement uh et vh constituent les inconnues de ce système. Les termes z_b , J_x et J_y représentent respectivement l'altitude du fond et les composantes selon x et y de la pente de frottement.

Les deux derniers termes des équations de conservation de la quantité de mouvement sont relatifs aux effets de la turbulence. Ils font intervenir les tensions turbulentes $\overline{\tau_{xx}}$, $\overline{\tau_{yy}}$ et $\overline{\tau_{xy}}$.

2.2.1 Modélisation du frottement

Le frottement englobe l'ensemble des pertes induites par la rugosité du fond du lit et par la viscosité de l'eau. Les effets du frottement interviennent dans les équations de conservation de la quantité de mouvement. Ils sont non-négligeables et complexes. De nombreux chercheurs ont déjà tenté de les quantifier de manière pratique. Certains se sont tournés vers des formules empiriques basées sur les interprétations de résultats expérimentaux tandis que d'autres ont cherché à déterminer des lois beaucoup plus générales. Nous présentons ci-après les deux formules utilisées dans le cadre de ce travail.

Dans certaines démarches simplifiées de modélisation (absence de modèle de turbulence par exemple), le terme de frottement est également utilisé pour reproduire l'effet macroscopique d'autres mécanismes de dissipation (viscosité moléculaire, turbulence, ...).

Formule de Manning-Strickler

La formule de Manning-Strickler est une des plus connues et des plus utilisées. C'est une formule empirique, établie initialement pour un écoulement uniforme. Il est néanmoins admis qu'elle est également utilisable sans condition particulière pour d'autres types d'écoulements. Elle est présentée à l'équation (2.4) et fait intervenir la vitesse de l'écoulement U [m/s], la pente de fond J_0 [/], le rayon hydraulique R_h [m] et le coefficient de Manning $\frac{1}{n}$ [m^{1/3}/s] (dépendant du type de matériau utilisé).

$$U = \frac{1}{n} J_0^{\frac{1}{2}} R_h^{\frac{2}{3}} \quad (2.4)$$

Formule de Colebrook

La formule de Colebrook est une formule dite moderne, déterminée sur base des expressions de Prandtl-Von Karman et de Nikuradse. Ces derniers ont tous deux établi une formule spécifique à un type d'écoulement. Colebrook a entrepris de rassembler ces deux équations en une seule qui, pour des valeurs extrêmes du nombre de Reynolds Re , se simplifie pour retrouver l'une des deux équations initiales (de Prandtl-Von Karman ou de Nikuradse). Pour rappel, le nombre de Reynolds est un nombre adimensionnel représentatif de l'état de turbulence dans lequel se trouve un écoulement. Il est égal au rapport entre une vitesse caractéristique U , une longueur caractéristique L et la viscosité cinématique ν de l'eau ($\nu = 10^{-6}$ m²/s) : $Re = \frac{UL}{\nu}$.

La formule de Colebrook est l'équation (2.5). Aujourd'hui, elle fait en quelque sorte office de référence. Elle fait intervenir différents paramètres : le coefficient de frottement f [/], la hauteur de rugosité k [m], le nombre de Reynolds Re [/] et le rayon hydraulique R_h [m] (en écoulement à surface libre 2D, le rayon hydraulique n'est rien d'autre que la hauteur d'eau h). La formule a été établie initialement pour des écoulements en charge où le terme " $4R_h$ " est remplacé par le diamètre D de la conduite.

$$\sqrt{\frac{1}{f}} = -2 \log \left[\frac{k}{3,7(4R_h)} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right] \quad (2.5)$$

2.2.2 Modélisation de la turbulence

La turbulence est un mouvement tourbillonnaire pouvant apparaître au sein de tout fluide (eau ou gaz), pour autant que celui-ci présente un nombre de Reynolds suffisamment élevé

($Re \gtrsim 1000$). Ce qui équivaut à dire que les forces mettant en mouvement un fluide sont bien plus importantes que les forces qui s'y opposent (forces de viscosité). Un écoulement turbulent présente un aspect chaotique contrairement à un écoulement laminaire, régulier et reproductible.



FIGURE 2.1 – Écoulement turbulent sur la Seine (Bellenod-sur Seine, France) [13]

Tous les types d'écoulements présentent des tourbillons. Ils ne sont seulement pas toujours visibles à l'œil nu car ils se produisent à une trop petite échelle. Un écoulement turbulent accompagné de tourbillons macroscopiques peut par contre apparaître dans de nombreuses situations : discontinuités dans le fond d'une rivière (probablement le cas pour la Figure 2.1), changement de la géométrie transversale d'un fleuve ou encore, ce qui nous concerne plus ici, dans le cas d'un carrefour entre des canaux. En effet, lorsque minimum deux écoulements se rencontrent au sein d'un carrefour, une zone de recirculation (large tourbillon) peut apparaître en aval de celui-ci. Cette zone est visible sur le schéma de la Figure 2.2.

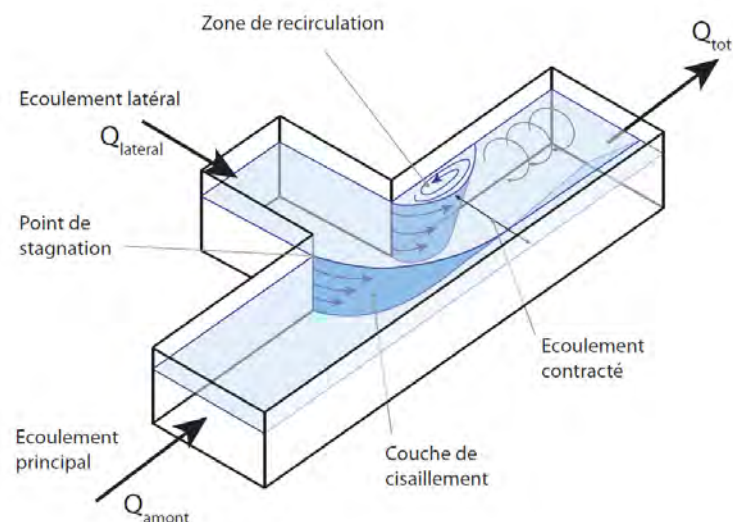


FIGURE 2.2 – Schéma d'une jonction à 3 branches [6]

D'autres caractéristiques de l'écoulement sont également visibles sur ce schéma, comme par exemple la couche de cisaillement (frontière entre les écoulements) et la zone d'écoulement

contracté (diminution de la largeur disponible pour l'écoulement due à la zone de recirculation). Une description plus détaillée a été effectuée par Q. Araud dans sa thèse de doctorat [6], d'où est tirée la Figure 2.2.

Il existe, à l'heure actuelle, trois méthodes envisageables pour la résolution des équations en régime turbulent [14] :

- **Modélisation directe (DNS)**

Cette méthode consiste à résoudre directement les équations de Navier-Stokes, sous leur forme originelle. Si cela peut paraître simple en théorie, en pratique ce n'est pas le cas du tout. En effet, en utilisant les équations de base, l'ensemble de tous les phénomènes turbulents sans exception, du plus petit au plus grand tourbillon, sont modélisés. Cela revient à dire que la taille du maillage ainsi que le pas de temps utilisés doivent être adaptés afin de modéliser avec suffisamment de précision les petites caractéristiques de l'écoulement.

- **Moyenne de Reynolds (RANS)**

Un phénomène turbulent est par nature aléatoire. Bien souvent, il n'est pas utile de connaître précisément l'état de l'écoulement. C'est dans cette optique qu'a été développé le principe d'un état moyen du fluide, ce qui a abouti à la moyenne de Reynolds. Le principe est de décomposer chaque variable en une composante moyenne (obtenue par intégration) et une fluctuation. En appliquant cette philosophie aux équations de Navier-Stokes, il en résulte de nouvelles équations représentant un mouvement moyen accompagné d'un effet spécifique dû aux fluctuations.

- **Large-eddy simulation (LES)**

Afin de modéliser correctement les grands tourbillons, la méthode LES a été mise au point. Elle consiste en la séparation des échelles de fluctuations. Seules les turbulences à grande échelle sont modélisées explicitement. Les petits tourbillons sont quant à eux traités par un autre modèle de turbulence moins élaboré, ceux-ci n'influençant que très peu l'écoulement. Le temps de calcul de cette méthode reste cependant relativement élevé.

La deuxième méthode est celle employée lors de la réalisation de ce travail pour capturer les phénomènes turbulents. Cependant, le terme de fluctuation dégagé par cette technique rend les équations non fermées. Il faut donc réaliser leur fermeture. Plusieurs modèles sont envisageables [14] :

- **Modèles à 0 équation additionnelle**

Ces modèles utilisent tous le concept de viscosité turbulente développé par Boussinesq en 1877. La viscosité turbulente peut par exemple être considérée constante ou proportionnelle à une vitesse de fluctuation moyenne \bar{V} et à une longueur de mélange l_m (Prandtl, 1925).

Les modèles de Fisher (basé sur le concept de vitesse de friction) et de Smagorinski (basé sur le concept de Prandtl) font partie de cette catégorie. Ils supposent qu'il existe un équilibre local entre production de turbulence et dissipation. Le premier cité est utile pour représenter la turbulence induite surtout par le cisaillement de l'écoulement sur la hauteur d'eau sous l'action du frottement de fond. Le deuxième représente la turbulence induite par le cisaillement dans le plan préférentiel d'écoulement.

- **Modèles à 1 équation additionnelle**

Afin de représenter des écoulements plus complexes, des modèles tenant compte du transport des quantités turbulentes furent développés (concept de la viscosité cinématique). Ils ont recours à l'utilisation de l'énergie cinétique turbulente k , qui est une mesure directe de l'intensité de fluctuations turbulentes. Le paramètre k est défini par :

$$k = \frac{1}{2} \left(\overline{u_x''^2} + \overline{u_y''^2} + \overline{u_z''^2} \right) \quad (2.6)$$

où les $\overline{u_i''^2}$ représentent les tensions turbulentes dans les trois directions.

- Modèles à 2 équations additionnelles

En plus d'une équation de transport de k , il est possible d'introduire une équation analogue pour le transport de ε , représentant la dissipation visqueuse. Ce modèle est appelé $k - \varepsilon$. Il est celui permettant d'obtenir les meilleurs résultats. C'est la raison pour laquelle ce troisième modèle a été utilisé lors de ce travail pour tester l'influence que peut avoir un modèle de turbulence sur les résultats numériques.

2.3 Modèle numérique

Le modèle numérique se base sur une discrétisation spatiale par volumes finis qui consiste à discrétiser le domaine en volumes de contrôle et à intégrer les équations de conservation sur chacun de ces volumes. Les équations sont écrites sous forme conservative afin de représenter correctement les possibles discontinuités dans l'écoulement, comme les ressauts hydrauliques. Le maillage du domaine est un maillage cartésien de sorte que chaque maille carrée représente un volume de contrôle. Le temps de calcul est moindre par rapport à un maillage non structuré. La reconstruction des variables aux bords des volumes finis peut-être réalisée de manière constante ou linéaire. Ces deux types de reconstruction ont été utilisés lors l'élaboration de ce travail.

La discrétisation temporelle explicite est réalisée à l'aide des schémas de Runge-Kutta à deux pas (RK21), permettant d'obtenir des résultats suffisamment précis pour le type d'écoulement étudié. Le pas de temps est limité par le nombre de Courant, choisi égal à 0,25. Les écoulements simulés lors de ce TFE sont tous des écoulements qui convergent vers une solution stationnaire.

Dans le cadre de ce travail, les écoulements sont globalement en régime fluvial. Cela signifie qu'ils apparaissent lors de crues par débordement de cours d'eau et non lors d'orages ou de pluies extrêmes. Cela veut également dire que les écoulements sont infracritiques, c'est-à-dire que le nombre de Froude Fr , permettant de comparer l'importance des forces d'inertie par rapport aux forces de gravité, est inférieure à l'unité. Les ondes (ou les informations) se propagent donc de l'aval vers l'amont. Une condition à l'aval du domaine doit donc être imposée. Celle-ci a été introduite sous forme d'une sortie libre, où l'écoulement passe localement en régime supercritique ($Fr > 1$). Nous verrons dans la suite comment une telle condition a été reproduite à la fois sur le modèle expérimental sur lequel se base ce travail et lors des simulations numériques. A l'amont, un débit d'eau est injecté tandis qu'au niveau des bords imperméables, le débit est évidemment considéré nul.

2.4 Implémentation logiciel

Toutes les considérations présentées précédemment ont été employées par l'équipe du HECE pour créer le logiciel WOLF2D. Celui-ci, comme toute la suite logicielle WOLF, est programmé en Fortran95 pour des raisons de rapidité et de puissance de calcul. Ecrite en VisualBasic, l'interface pratique et conviviale des différents logiciels permet des pré et post-traitements. Cette interface permet une visualisation en temps réel des résultats (hauteurs d'eau, vitesses, débits, ...) au niveau de chacune des mailles du domaine de calcul.

3 Pilote inondation

Le modèle WOLF de simulation d'écoulements d'inondations a été utilisé afin d'évaluer dans quelle mesure la simulation numérique permet de reproduire les comportements hydrauliques observés en laboratoire. Le dispositif expérimental étudié a été développé dans le cadre de la thèse de doctorat de Q. Araud, réalisée à Strasbourg en 2012, et a été baptisé "Pilote inondation". Toutes les informations et figures contenues dans cette section sont tirées du rapport de cette thèse [6].

Le dispositif ne représente pas un quartier réel. Il est constitué de rues à largeurs variables et d'angles de jonction entre ces rues différents. Le but était d'obtenir un quartier européen de type "moyen". Il est entièrement construit en plexiglas et constitué de 64 îlots imperméables représentant des blocs de bâtiments (Figure 3.1). Le modèle réduit d'une superficie de $5\text{ m} \times 5\text{ m}$ représente, à une échelle de $1/200$, un quartier de 1 km de côté.

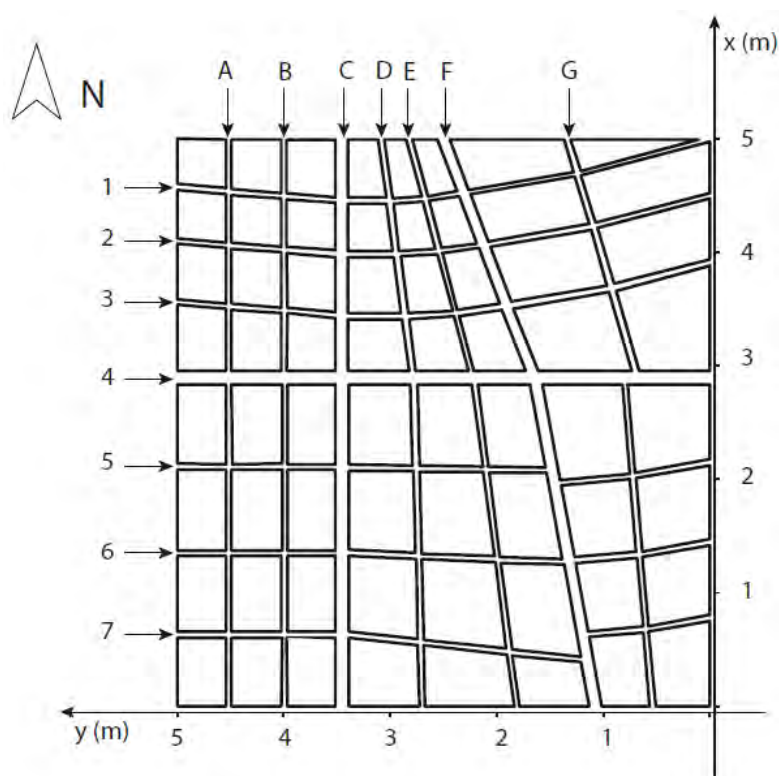


FIGURE 3.1 – Représentation schématique du dispositif expérimental [6]

Le modèle expérimental est traversé par quatorze rues répertoriées de 1 à 7 et de A à G selon leur orientation (voir Figure 3.1). Mises à part les artères 4, C et F, qui possèdent une largeur de $12,5\text{ cm}$, toutes les rues ont une largeur de 5 cm . Ces dernières simulant des rues de moindre importance par rapport aux trois premières citées. Les dimensions et l'échelle du quartier ont été choisies afin d'obtenir des hauteurs et des débits d'eau réalistes, sur base de ce qui a été observé à Nîmes lors des crues de 1988 (3 m d'eau et des débits atteignant près $50\text{ m}^3/\text{s}$). Une hauteur d'eau de 3 m à une échelle de $1/200$ correspond à une hauteur de $1,5\text{ cm}$. Cette hauteur serait évidemment la hauteur maximale observée. Dans certaines zones, nous aurions inévitablement eu affaire à des hauteurs inférieures à 1 cm , ce qui aurait évidemment été trop faible compte tenu des incertitudes liées à la mesure de hauteurs d'eau. Une échelle géométrique de $1/20$ a par

conséquent été choisie pour l'altitude afin de garantir une précision adéquate sur les mesures de hauteurs dans le dispositif expérimental. Avec une telle échelle, une hauteur d'eau de 3 m dans la réalité correspond donc à une hauteur d'eau de 15 cm dans le modèle réduit.



FIGURE 3.2 – Vue d'ensemble du modèle réduit [6]

Les débits à injecter dans le modèle ont été déterminés sur base des deux échelles retenues. En considérant que l_m , h_m , l_M et h_M représentent respectivement la largeur et la hauteur dans le modèle réduit ainsi que la largeur et la hauteur dans la réalité, nous définissons les deux rapports géométriques suivants :

$$\lambda_l = \frac{l_m}{l_M} = \frac{1}{200} \quad (3.1)$$

$$\lambda_h = \frac{h_m}{h_M} = \frac{1}{20} \quad (3.2)$$

L'échelle des vitesses est définie comme le rapport entre la célérité des ondes dans le modèle réduit et dans la réalité. Avec v_m et v_M , les vitesses dans les deux échelles précitées, on trouve donc :

$$\lambda_v = \frac{v_m}{v_M} = \frac{\sqrt{gh_m}}{\sqrt{gh_M}} = \sqrt{\lambda_h} \simeq 0,22 \quad (3.3)$$

Le rapport des débits dans le modèle expérimental et dans la réalité est donc quant à lui égal à :

$$\lambda_Q = \frac{Q_m}{Q_M} = \frac{v_m h_m l_m}{v_M h_M l_M} = \lambda_l \lambda_h \lambda_v = 5,6 \times 10^{-5} \quad (3.4)$$

Pour les événements les moins extrêmes, Q. Araud a considéré des débits réels de 2 m³/s et 5 m³/s respectivement dans les rues et dans les artères. Cela revient à injecter dans le modèle réduit des débits d'environ 0,5 m³/h dans les petites rues et 1,5 m³/h dans les grandes rues. Le débit total Q_{tot} injecté est donc de 10 m³/h. A l'opposé, pour les événements extrêmes et sur base de ce qui a été observé à Nîmes en 1988, des débits de 20 m³/s et de 50 m³/s ont été considérés dans les rues et les artères. A l'échelle du pilote, cela correspond à un débit approximatif de 5 m³/h dans les petites rues et de 12,5 m³/h dans les artères. Le débit total à injecter dans le modèle est de 100 m³/h.

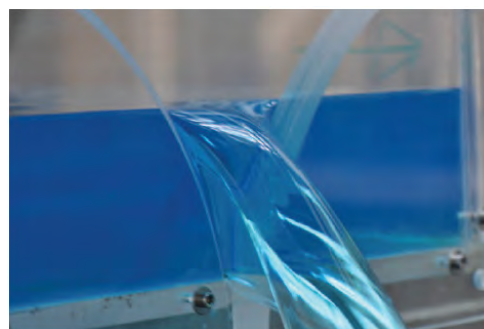
La transposabilité à l'échelle réelle des résultats obtenus en laboratoire est possible si la similitude en terme du nombre de Froude est respectée. En effet, le nombre de Froude sert à comparer les forces d'inertie aux forces de gravité. Une similitude de Froude permet d'assurer que le rapport entre ces deux forces reste le même à différentes échelles (modèle réduit et réalité). La façon dont se propage l'information dans l'écoulement est ainsi préservée. Le nombre de Reynolds, représentatif de la turbulence de l'écoulement, doit également être assez grand afin de pouvoir négliger les forces de viscosité vis-à-vis des forces d'inertie. Tout ceci afin de garantir des effets de turbulence comparables entre les deux échelles étudiées. En l'occurrence, le nombre de Reynolds observé dans le pilote inondation est de l'ordre de 10^4 contre 10^7 dans la réalité. Une comparaison entre les effets de la turbulence sur les écoulements dans les deux échelles considérées est effectuée dans la suite de ce travail.

3.1 Conditions aux limites

L'injection des débits à l'amont des quatorze rues s'effectue sur les faces nord et ouest du modèle réduit (voir Figure 3.1). Pour ce faire, une pompe a donc été installée à l'amont de chacune des quatorze rues. A l'aval de ces rues (faces sud et est), l'eau est évacuée par l'intermédiaire d'une sortie libre (Figure 3.3a). Elle arrive ensuite dans des canaux équipés de seuils dont on connaît toutes les caractéristiques (Figure 3.3b). Un tel dispositif a été utilisé afin de déterminer les débits en sortie du pilote par simple relevé des hauteurs d'eau dans les différents canaux de sortie, à l'aide de capteurs à ultrasons.



(a) Sortie libre en aval des rues



(b) Seuil en fin des canaux de mesure

FIGURE 3.3 – Systèmes utilisés en aval du dispositif expérimental [6]

3.2 Matériel de mesures et incertitudes

Le pilote expérimental est équipé de plusieurs instruments de mesure. Les deux variables mesurées dans le cadre de la thèse étaient les hauteurs d'eau dans l'ensemble du quartier et, comme expliqué plus haut, les débits en sortie de chaque rue.

3.2.1 Hauteurs d'eau

La mesure des hauteurs d'eau dans le pilote a été réalisée à l'aide d'une sonde optique placée sur le banc de déplacement (voir Figure 3.2). Ce type de mesure, présentant l'avantage d'être très peu intrusif, ne modifie pas significativement l'écoulement. Les mesures ont été effectuées au milieu de chaque rue pour un total d'environ 600 points (un peu plus de 40 points de mesure par rue).



FIGURE 3.4 – Zones de battements de la surface libre [6]

Les incertitudes liées à la mesure des hauteurs d'eau proviennent principalement de deux paramètres : la résolution de la sonde elle-même et le battement de la surface libre. Les incertitudes sur la cote du fond et sur la cote du banc de déplacement ont été négligées. Les incertitudes liées à la sonde optique ont été évaluées à ± 1 mm tandis que celles liées au battement de la surface libre sont dépendantes des débits injectés. Trois zones de battements ont été identifiées et représentées sur la Figure 3.4. Elles se situent évidemment au niveau des carrefours où des zones de turbulence sont notamment et logiquement présentes. Durant la thèse [6], seules quatre configurations de débits d'entrée ont fait l'objet d'une mesure des hauteurs d'eau dans le domaine. Soit, nous n'avons donc les valeurs des incertitudes de battement que pour ces quatre débits. Les incertitudes totales, la somme des incertitudes liées à la sonde et aux battements, sont reprises dans le Tableau 3.1.

Débit d'entrée [m ³ /h]	Zone A	Zone B	Zone C
20	± 2 mm	± 2 mm	± 2 mm
60	± 5 mm	± 3 mm	± 2 mm
80	± 6 mm	± 3 mm	± 2 mm
100	± 7 mm	± 6 mm	± 3 mm

TABLEAU 3.1 – Evaluation des incertitudes sur la mesure des hauteurs d'eau

3.2.2 Débits d'entrée et de sortie

L'incertitude sur les débits d'entrée a été déterminée sur base des données fournies par le constructeur des pompes utilisées (société *Seepex*). Celle-ci est de l'ordre de 1%. Concernant les débits en sortie du pilote, la courbe de tarage de chaque seuil, situé en fin des canaux de mesure (voir Figure 3.3b), a été déterminée. Ces courbes permettent l'estimation des débits avec une incertitude inférieure à 3,5%.

3.3 Conditions expérimentales

Régime d'écoulement

Le modèle réduit n'étant pas équipé de systèmes de mesure instantanée des vitesses ou des hauteurs d'eau en tous points, toutes les expériences ont été réalisées en régime permanent. Les pompes injectent donc un débit constant dans le temps et il a été supposé qu'en régime permanent, la variation des hauteurs d'eau dans le pilote et la variation de la répartition des débits étaient quasi nulles. Cette approche n'est évidemment représentative que de crues de longue durée.

Sortie libre à l'aval

Une sortie libre en fin de chaque rue (voir Figure 3.3a) limite théoriquement le contrôle de l'écoulement par les conditions limites aval. Un tel dispositif permet en effet d'imposer une condition de hauteur critique comme condition aval, c'est-à-dire que les écoulements en sortie du modèle possèdent un nombre de Froude égal à 1 (en pratique, ils sont même supérieurs à l'unité). L'écoulement se trouve donc en régime supercritique et les ondes ne se propagent pas vers l'amont.

Pente

La pente globale du modèle est ajustable et peut varier de 0 à 2%. Lors de ce travail, une pente nulle a été considérée. Tous les résultats expérimentaux disponibles n'ont en effet été obtenus qu'avec une pente de 0%, ce qui induit des écoulements en régime fluvial (régime généralement observé lors d'un débordement de cours d'eau).

Débits d'entrée et nomenclature

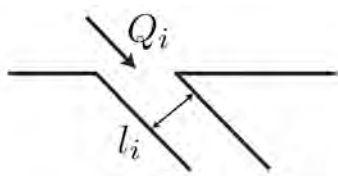


FIGURE 3.5 – Schéma d'injection des débits [6]

Soit la Figure 3.5 ci-dessus, représentant l'entrée d'une rue i définie par sa largeur l_i . Les débits à injecter dans le pilote ont été déterminés suivant la relation (3.5) où Q_i , Q_f et l_f représentent respectivement le débit injecté dans la rue i , le débit injecté sur la face f (face nord ou ouest) et la somme des largeurs de la face f .

$$Q_i = Q_f \times \frac{l_i}{l_f} \quad (3.5)$$

Les expériences diffèrent les unes des autres à travers deux paramètres : le débit total injecté et la part du débit total injecté par chacune des deux faces.

- Débit total Q_{tot} : le débit total injecté varie, comme annoncé précédemment, de $10 \text{ m}^3/\text{h}$ à $100 \text{ m}^3/\text{h}$. La somme des débits injectés dans les rues 1 à 7 correspond à Q_{ouest} et celle des débits injectés dans les rues A à G correspond elle à Q_{nord} . Nous avons donc la relation suivante :

$$Q_{tot} = Q_{ouest} + Q_{nord} \quad (3.6)$$

- Part du débit injecté par la face ouest ϕ_{ouest} : ce paramètre varie de 0 à 1 (0 à 100%). Le débit à injecter sur la face ouest est égal à :

$$Q_{ouest} = \phi_{ouest} \times Q_{tot} \quad (3.7)$$

Le débit à injecter par la face nord est donc forcément défini par :

$$Q_{nord} = (1 - \phi_{ouest}) \times Q_{tot} \quad (3.8)$$

Pour la réalisation de ce mémoire, afin de favoriser la présentation des résultats, chaque expérience a été définie à l'aide de ces deux paramètres suivant la même nomenclature que celle utilisée dans la thèse de doctorat de Q. Araud [6]. Les différentes expériences se dénomment suivant la relation suivante : *dizaine de Q_{tot} .dizaine de ϕ_{ouest}* . Par exemple, l'expérience mettant en scène un débit total $Q_{tot} = 80 \text{ m}^3/\text{h}$ avec un ϕ_{ouest} de 40% se définit comme l'expérience 8.4.

4 Simulations numériques - Résultats

Cette partie du rapport traite principalement des résultats proprement dits et vise à caractériser les écoulements observés. Une comparaison avec les résultats obtenus en laboratoire par Q. Araud y est menée. L'influence de plusieurs paramètres sur les résultats numériques est étudiée à la section 5, intitulée "Analyse de sensibilité". Une description de la manière dont a été modélisé le pilote ainsi que la façon dont ont été introduites les conditions aux limites sont présentées. Le cas de base sur lequel nous nous attarderons en détails est ensuite exposé.

Expérience	Q_{tot} [m ³ /h]	ϕ_{ouest}
1.5	10	50%
2.5	20	50%
6.5	60	50%
8.5	80	50%
10.5	100	50%

TABLEAU 4.1 – Informations sur les principales expériences simulées

La plupart des simulations numériques ont été réalisées en particulier avec les mêmes cinq débits d'entrée totaux et une répartition symétrique, repris dans le Tableau 4.1. Il s'agit des expériences 1.5, 2.5, 6.5, 8.5 et 10.5 (voir la section 3.3 pour la nomenclature). En effet, ce sont sur base de ces expériences que la plus grande partie des observations expérimentales en laboratoire ont été réalisées. Les mesures effectuées sur ces cinq expériences sont, comme expliqué précédemment, les mesures de hauteurs d'eau (sauf pour l'expérience 1.5) et de débits en sortie du pilote. Les autres essais réalisés en laboratoire n'ont fait l'objet que d'une mesure des débits en sortie du modèle réduit.

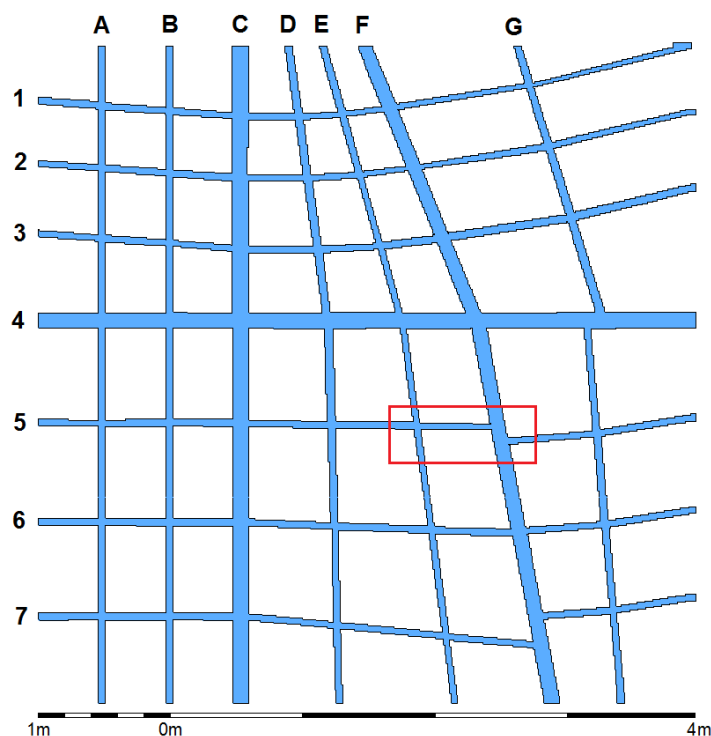


FIGURE 4.1 – Représentation du pilote avec des mailles de 1 cm

Le quartier expérimental a été modélisé à l'aide d'un maillage cartésien. Les 64 îlots imperméables ont été introduits suivant les coordonnées de leurs coins respectifs. Les coordonnées des différents îlots ainsi que le système d'axes considéré sont fournis dans l'annexe A.1. Des représentations du maillage à 1 cm obtenu avec WOLF2D sont présentées aux Figures 4.1 et 4.2. On remarque que le maillage cartésien conduit à des décrochages dès qu'une rue n'est pas exactement rectiligne ou parallèle aux axes du maillage. Ce qui est très souvent le cas car la position des îlots a été introduite au millimètre près.

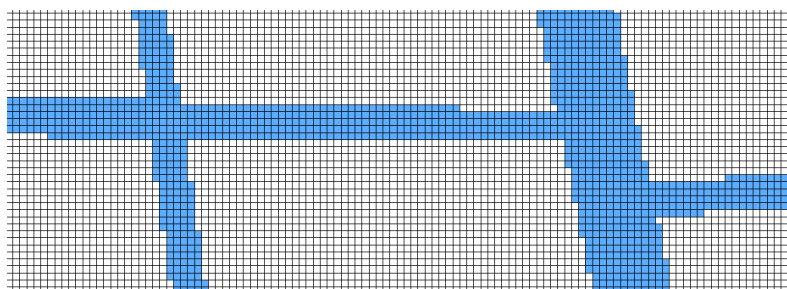


FIGURE 4.2 – Zoom sur la Figure 4.1 - Intersection de la rue 5 avec les rues E et F (avec représentation du maillage)

4.1 Conditions aux limites

Amont

Les conditions aux limites amont sont, comme déjà évoqué, l'injection de débits. Ceux-ci sont déterminés sur base des considérations évoquées à la section 3.3. Les débits sont injectés en début des 14 rues et ne varient pas au cours du temps. Le logiciel WOLF gère ensuite lui-même la répartition équitable du débit entre les différentes mailles présentes sur la largeur de la rue considérée.

Aval

Le modèle expérimental a été équipé de sorties libres en fin de chaque rue pour les raisons pratiques que l'on connaît (voir section 3). Afin de modéliser ces sorties libres, il a été décidé de rajouter trois mailles en sortie de chacune des rues et ce, sur toute la largeur de ces dernières. Ces trois mailles ont ensuite servi pour créer une forte pente à 45° . Concrètement, pour des mailles de 1 cm de côté par exemple, cela signifie que les trois mailles se retrouvent successivement 1 cm plus bas que la précédente (dans le sens de l'écoulement). Cela est illustré pour une petite rue sur la Figure 4.3 suivante.

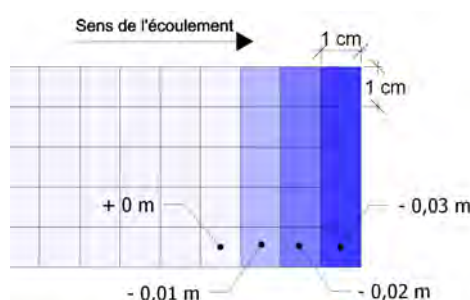


FIGURE 4.3 – Schéma des 3 mailles en fin de rue avec les altitudes relatives

4.2 Cas de référence

Initialement, le cas de référence sur lequel nous avons prévu de nous baser devait être modélisé avec les paramètres suivants :

- Mailles de 1 cm de côté
- Reconstruction des variables (méthode des volumes finis) : constante
- Frottement : formule de Colebrook avec prise en compte du frottement des bords latéraux et une hauteur de rugosité supposée nulle
- Pas de modèle de turbulence
- Temps de simulation : 120 s. Généralement, 2 min était nécessaire pour obtenir un régime stationnaire.

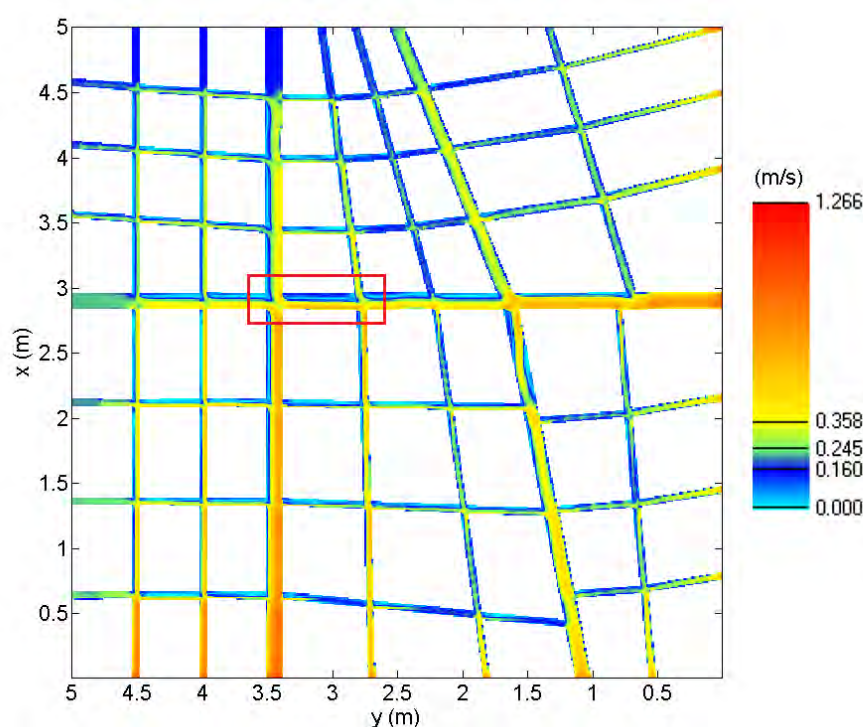


FIGURE 4.4 – Vitesse absolue dans le domaine pour l'expérience 6.5 sans turbulence

Nous avons de suite remarqué que la prise en compte d'un modèle de turbulence était nécessaire. En effet, sans prise en considération de ce dernier, les zones de recirculation apparaissant en aval des différents carrefours s'avèrent aussi longues que le tronçon délimité par deux carrefours successifs. Ce comportement est clairement visible sur les Figures 4.4 et 4.5. La première représente les vitesses absolues dans l'ensemble du quartier pour l'expérience 6.5 tandis que la seconde correspond à un zoom effectué sur le carrefour entre les rues 4 et C (cadre rouge de la Figure 4.4). Les vecteurs vitesse y sont affichés, indiquant ainsi le sens de l'écoulement. On remarque que la zone de recirculation diminue environ de moitié la largeur disponible pour l'écoulement.

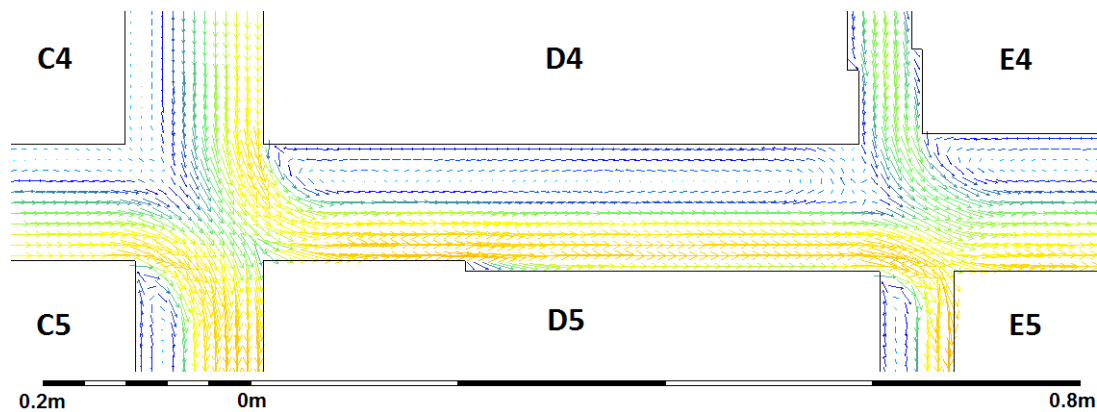


FIGURE 4.5 – Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l'expérience 6.5 sans turbulence

Des zones de recirculation aussi grandes ne sont évidemment pas représentatives d'une inondation réaliste en milieu urbain. Afin de ne pas débiter le travail sur des résultats erronés, nous avons décidé d'introduire directement un modèle de turbulence $k - \varepsilon$. Pour être parfaitement rigoureux, nous avons également utilisé d'emblée une reconstruction linéaire des variables.

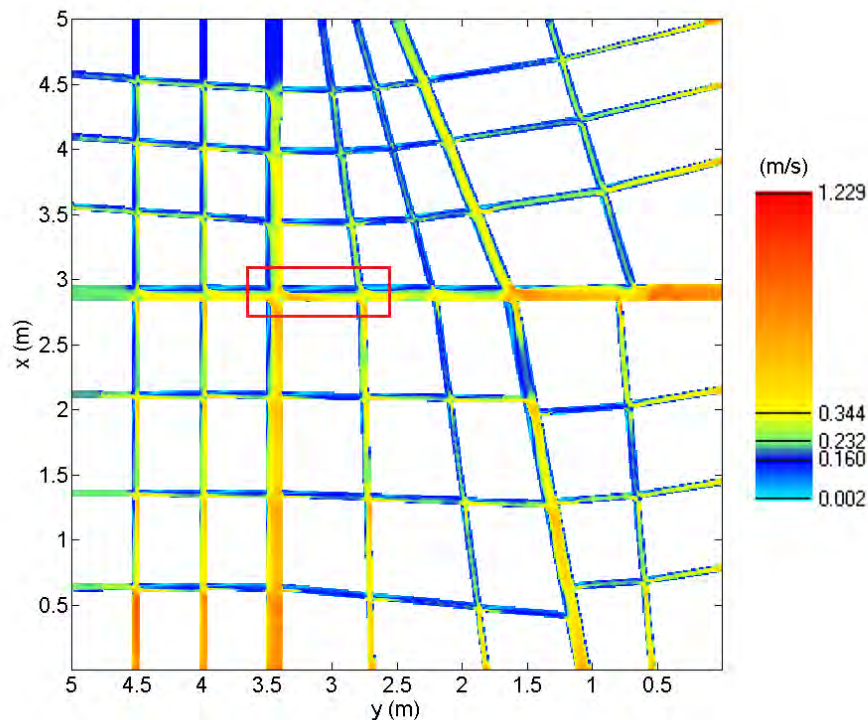


FIGURE 4.6 – Vitesse absolue dans le domaine pour l'expérience 6.5 avec turbulence

Comme escompté, les résultats obtenus avec la turbulence sont nettement meilleurs. En effet, comme nous pouvons le constater sur les Figures 4.6 et 4.7, les zones de recirculation sont bien moins grandes. Pour le carrefour des rues 4 et C par exemple, cette zone s'arrête vers la moitié du tronçon concerné. Ce qui colle bien mieux avec la réalité. En revanche, nous constatons que

les vitesses dans l'ensemble du quartier sont du même ordre de grandeur dans les deux modèles étudiés. Le modèle de turbulence n'a donc apparemment que des effets locaux, limités aux zones de recirculation. A titre d'information, nous avons pu constater que le modèle de turbulence n'influe pas de manière significative les hauteurs d'eau dans le modèle et les débits en sortie des rues.

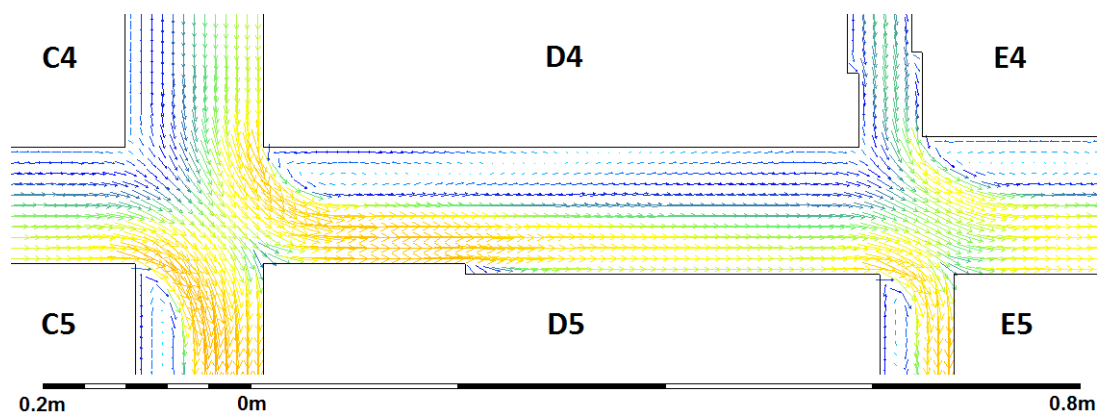


FIGURE 4.7 – Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l'expérience 6.5 avec turbulence

Au vu des remarques précédentes, le cas de référence est par conséquent une modélisation du quartier avec un maillage de 1 cm et un modèle de turbulence $k - \varepsilon$. Nous présentons dans la suite de cette partie les résultats obtenus avec ces considérations.

4.2.1 Hauteurs d'eau dans le quartier

Comme attendu, plus le débit total injecté est élevé, plus les hauteurs dans le domaine sont importantes. Notons également que pour l'expérience 10.5, correspondant au débit d'injection le plus élevé, la hauteur maximale observée est de l'ordre de 15 cm. Ce qui concorde avec ce qui était prévu (voir section 3). La distribution des hauteurs d'eau dans l'ensemble du quartier est, quant à elle, globalement identique pour les différents débits testés, comme l'attestent les Figures 4.8 et 4.9 (voir à l'annexe A.2.1 pour les trois autres débits). Les hauteurs d'eau les plus importantes sont situées dans le coin nord-ouest. A l'opposé, au Sud-Est, les hauteurs sont plus faibles. Cela s'explique par le fait que cette zone est la plus éloignée des 14 entrées.

On constate à certains endroits une diminution de la hauteur directement en aval du carrefour suivie d'une augmentation. Ce phénomène est dû à la contraction de l'écoulement causée par la zone de recirculation. La hauteur semble rester, par la suite, plus ou moins constante jusqu'au prochain carrefour où une chute est à nouveau observée après ce dernier. Les hauteurs semblent donc évoluer par palier.

Lignes d'eau

Ne disposant de points expérimentaux qu'au milieu des rues, une comparaison sur l'ensemble du quartier n'a pas été jugée des plus intéressantes. En effet, il aurait fallu procéder à une interpolation entre les différents points de mesures (espacés d'une dizaine de centimètres) mais également sur la largeur des rues. Nous avons trouvé plus judicieux de comparer l'expérimental au numérique à l'échelle de la rue. Nous avons donc déterminé l'évolution de la ligne d'eau pour deux rues du quartier, à savoir les rues 4 et C. Notre choix s'est porté sur ces deux rues car

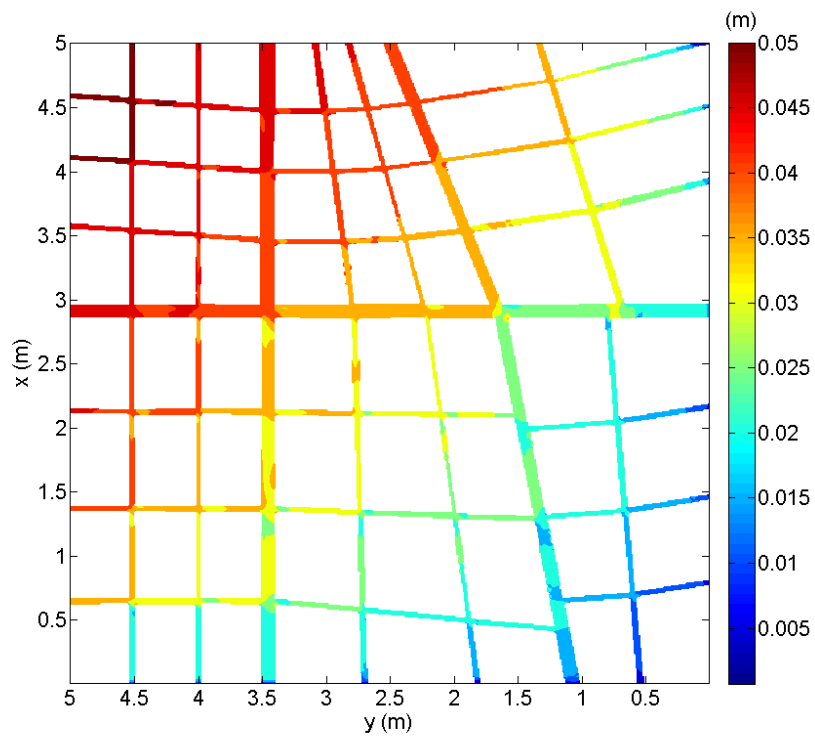


FIGURE 4.8 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 2.5

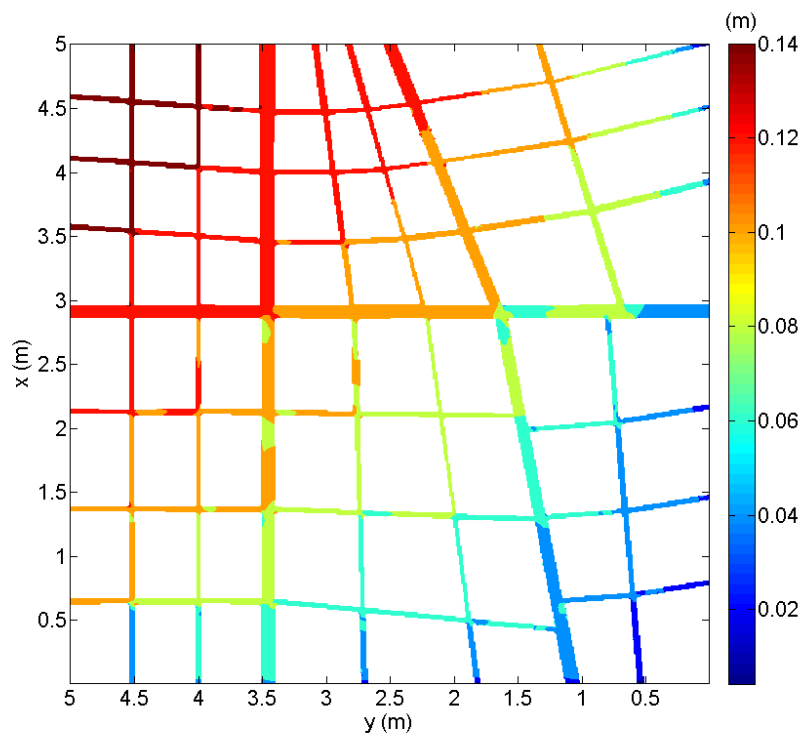
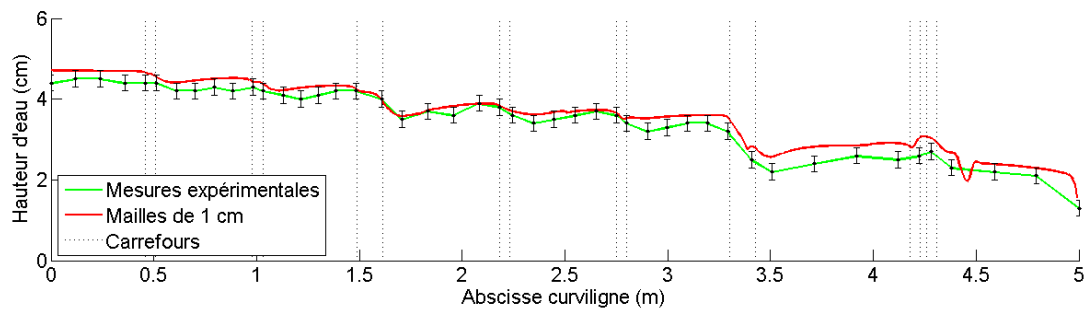
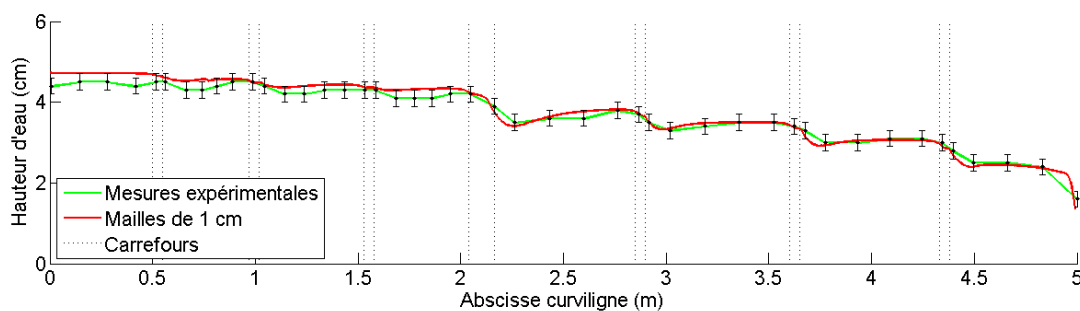


FIGURE 4.9 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 10.5

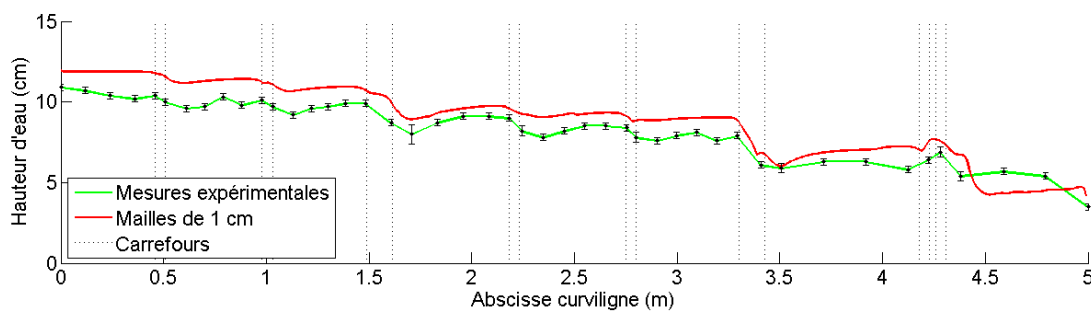


(a) Ligne d'eau dans la rue 4

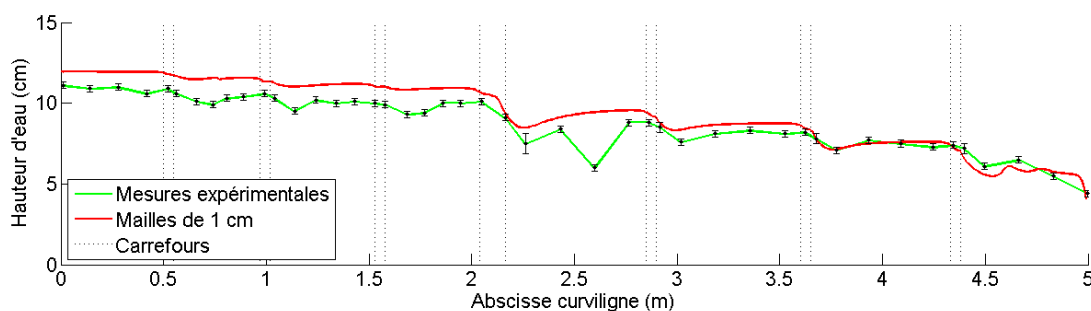


(b) Ligne d'eau dans la rue C

FIGURE 4.10 – Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 2.5



(a) Ligne d'eau dans la rue 4



(b) Ligne d'eau dans la rue C

FIGURE 4.11 – Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 8.5

ce sont deux grandes artères (12,5 cm de large), pour lesquelles les effets de bords sont moins importants. Les hauteurs d'eau obtenues numériquement sont déterminées par la moyenne des hauteurs sur la largeur de la rue étudiée. Les lignes d'eau obtenues pour l'expérience 2.5 et 8.5 sont reprises aux Figures 4.10 et 4.11. Les incertitudes ont été fixées en fonction des zones de battement de la surface libre (voir section 3.2.1). Les points expérimentaux ont été reliés entre eux uniquement pour des raisons esthétiques. Les lignes d'eau des autres expériences sont reprises dans l'annexe A.3.

Globalement, on remarque que le modèle numérique reproduit assez fidèlement l'évolution des profils de hauteurs dans les rues. Nous constatons également que la condition limite aval est relativement bien reproduite (sauf pour la rue 4 de l'expérience 8.5). De fait, la hauteur en fin de rues est presque identique à la valeur expérimentale. En amont par contre, les hauteurs simulées sont supérieures aux hauteurs mesurées sur le modèle réduit. On peut ainsi considérer que le modèle numérique surestime les pentes de hauteurs d'eau. Comme annoncé plus haut, les graphes mettent en évidence l'évolution en palier de la hauteur d'eau. Une chute de hauteur est en effet observée à chaque carrefour.

Le Tableau 4.2 reprend l'erreur relative par rapport aux hauteurs expérimentales pour les quatre configurations testées. A première vue, l'erreur augmente avec le débit tout en restant inférieure à 15%. L'erreur sur la rue C augmente brusquement pour un débit de $80 \text{ m}^3/\text{h}$ (expérience 8.5). Cela est dû à la présence d'un point expérimental très éloigné de la solution numérique (abscisse curviligne $\simeq 2,6 \text{ m}$). Nous soupçonnons que ce point soit complètement erroné, il ne suit pas du tout l'évolution de hauteur visualisée lors de toutes les autres expériences.

Expérience	Rue 4	Rue C
2.5	10,1%	4,0%
6.5	10,8%	6,6%
8.5	13,6%	12,3%
10.5	14,2%	9,4%

TABLEAU 4.2 – Erreur relative sur le profil de hauteur par rapport aux mesures expérimentales

L'erreur relative moyenne observée sur les profils de hauteurs est respectivement égale à 12,1% et 8,1% pour la rue 4 et C. L'utilisation d'un maillage cartésien, qui conduit à certains décrochages, peut probablement être une des causes de cette différence. En y regardant avec plus d'attention, nous remarquons qu'un décrochage au niveau du maillage est présent en aval de la rue 4. En visualisant la valeur du nombre Froude à cet endroit, nous constatons qu'il augmente fortement, comme représenté sur les Figures 4.12 et 4.13.

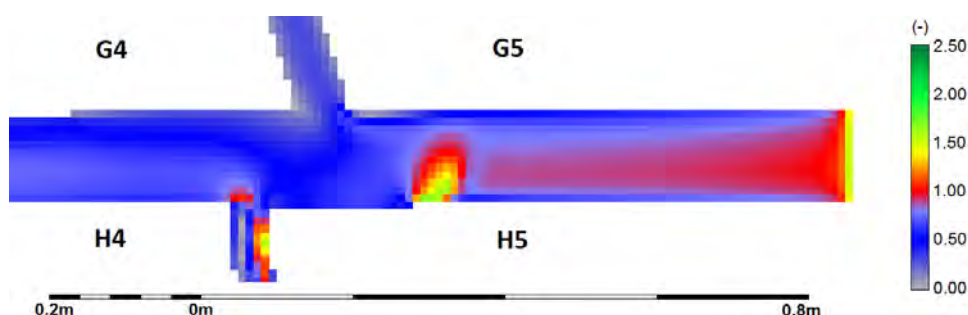


FIGURE 4.12 – Nombre de Froude au niveau de la sortie de la rue 4 (expérience 2.5)

Le fait d'être situé en toute fin de la rue 4 est la cause principale de cette augmentation du nombre de Froude. En effet, en raison de la sortie libre imposée en aval, le nombre de Froude dans le dernier tronçon est relativement élevé. L'écoulement se trouve en régime transcritique voire supercritique. La petite discontinuité du maillage perturbe l'écoulement et conduit à l'augmentation du Froude qui devient localement supérieur à l'unité. S'en suit une mise en vitesse de l'écoulement qui provoque la chute brusque de la hauteur d'eau, observée notamment sur la Figure 4.10a, en aval du dernier carrefour (abscisse curviligne $\simeq 4,5$ m). Ce phénomène est encore plus marqué lorsque le débit d'injection augmente, comme l'atteste la Figure 4.13. Il apparaît dans ce cas une onde statique qui se propage jusqu'à la toute fin de la rue. Ce qui explique la mauvaise modélisation des hauteurs d'eau à cet endroit. De plus, pour mémoire, nous évaluons la ligne d'eau en effectuant une moyenne sur la largeur de la rue, ce qui explique que les ondulations de la surface libre n'apparaissent pas sur la Figure 4.11.

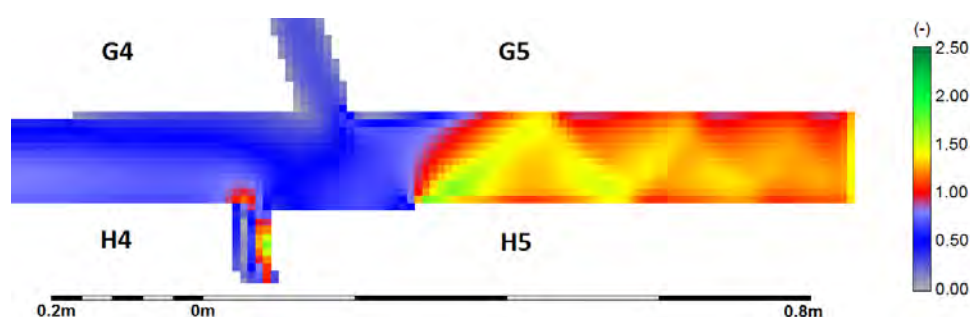


FIGURE 4.13 – Nombre de Froude au niveau de la sortie de la rue 4 (expérience 8.5)

De nombreux décrochages de ce genre au niveau du maillage sont présents dans le modèle. Seulement, ils ne se trouvent pas dans une région où le régime d'écoulement est transcritique (voir section 4.2.4), raison pour laquelle aucune onde oblique n'apparaît. Nous reviendrons sur ce phénomène dans la suite de ce travail.

4.2.2 Débits en sortie du pilote

Intéressons-nous maintenant aux débits en sortie du quartier. Dans un premier temps, il faut noter que la répartition des débits entre les différentes rues est quasiment indépendante des débits injectés en entrée. Cela est mis en évidence par la Figure 4.14. Nous constatons évidemment que ce sont les rues les plus larges (rues 4, C et F) qui drainent les plus grands débits.

	Mesures expérimentales		Mailles de 1 cm	
	Q_{Est}	Q_{Sud}	Q_{Est}	Q_{Sud}
Expérience 1.5	38,9%	61,1%	40,6%	59,4%
Expérience 2.5	39,3%	60,7%	40,1%	59,9%
Expérience 6.5	40,3%	59,7%	39,4%	60,6%
Expérience 8.5	40,5%	59,5%	39,3%	60,7%
Expérience 10.5	40,9%	59,1%	39,3%	60,7%

TABLEAU 4.3 – Répartition par face des débits en sortie du pilote

La deuxième particularité apparaît à l'échelle du quartier. Comme l'atteste le Tableau 4.3, la répartition globale des débits n'est que très peu influencée par les débits d'injection.

Il y a moins de 2% de différence entre les résultats. De manière générale, nous pouvons considérer que 60% des débits sortent par la face sud contre 40% par la face est. Cela est en partie dû au fait que la somme des rues de la face sud est supérieure à celle de la face est. On remarque également que pour les simulations numériques, contrairement aux valeurs expérimentales, la part associée à la face est diminue lorsque le débit entrant total augmente. Cependant les différences observées sont suffisamment faibles que pour être négligées.

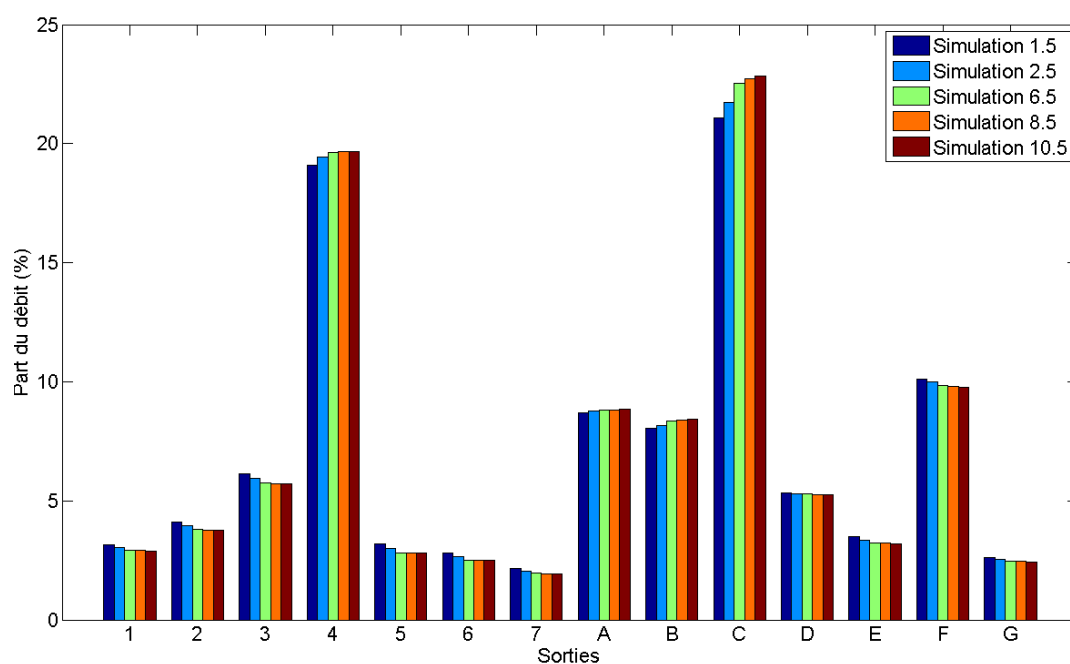


FIGURE 4.14 – Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour différents débits d'entrée

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	Q_{simul} [m ³ /h]	Erreur relative
1	0,54	0,32	-41%
2	0,63	0,41	-34%
3	0,70	0,61	-12%
4	1,42	1,91	34%
5	0,24	0,32	31%
6	0,29	0,28	-4%
7	0,30	0,22	-27%
A	0,95	0,87	-9%
B	0,83	0,81	-2%
C	2,02	2,11	4%
D	0,65	0,53	-17%
E	0,57	0,35	-38%
F	1,21	1,01	-16%
G	0,22	0,26	20%

TABLEAU 4.4 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 1.5

A l'échelle des rues, par contre, les différences entre les résultats obtenus expérimentalement et le numérique sont plus marquées. Sur certaines rues, généralement celles drainant un plus petit débit, les écarts peuvent atteindre plus de 30%. Le Tableau 4.4 reprend les débits sortants expérimentaux et simulés des quatorze rues pour l'expérience 1.5. La principale caractéristique est le fait que les simulations numériques surestiment les débits transitant par les plus grosses rues (rues 4, C et F), ce qui a forcément pour conséquence de diminuer le débit des plus petites rues. Cela est clairement visible sur la Figure 4.15 reprenant la part du débit total sortant par chacune des rues pour l'expérience 8.5.

En prenant en considération les 4 autres configurations (les valeurs des débits se trouvent dans l'annexe A.4), l'erreur moyenne est de 23%. Cette erreur est relativement élevée. Une manière de la diminuer serait, par exemple, de jouer sur la taille du maillage. Ce qui est traité dans la suite de ce travail.

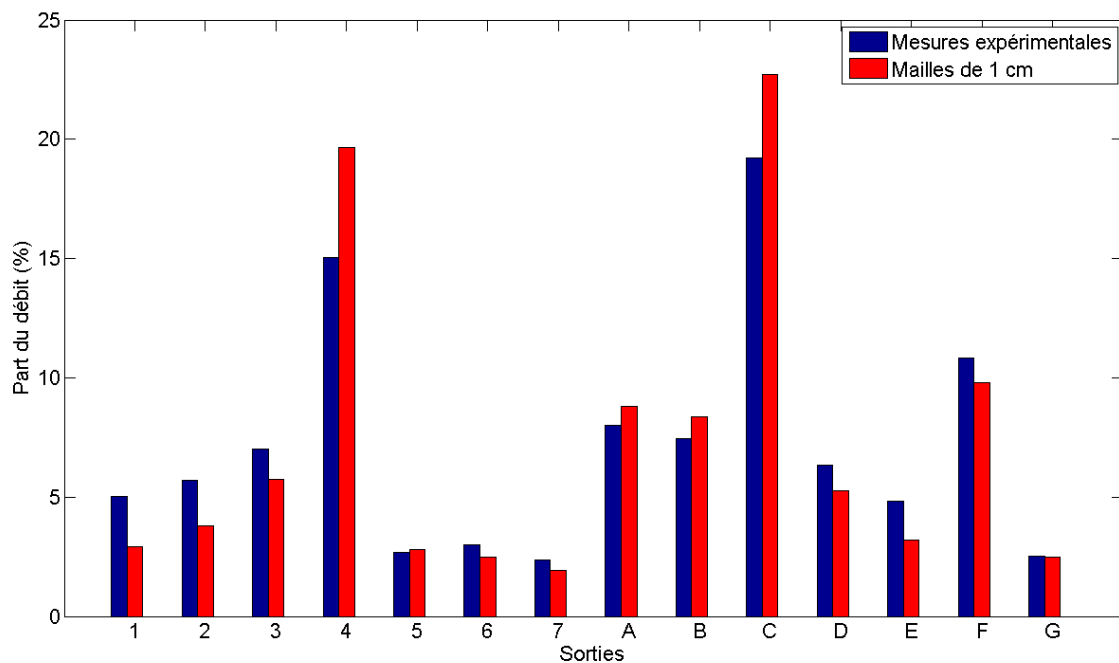


FIGURE 4.15 – Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expérience 8.5

4.2.3 Champ de vitesse

Les vitesses absolues dans le domaine ont déjà été présentées précédemment pour l'expérience 6.5 à la Figure 4.6. En comparant avec la Figure 4.16, nous remarquons que la répartition des vitesses est globalement la même quelque soit le débit d'entrée. Nous constatons également que plus le débit total d'injection est important, plus les vitesses sont élevées.

Concernant les zones de recirculation, leur taille n'est apparemment pas affectée par le débit d'entrée (voir Figures 4.7 et 4.17). Ce qui confirmerait les conclusions de N. Rivière et al. [10] qui avancent que les zones de turbulence sont influencées par le rapport entre les débits dans chacune des branches. Nous avons prouvé que la répartition des débits en sortie n'était pas influencée par le débit injecté (Figure 4.14). En extrapolant à l'ensemble du domaine, nous pouvons supposer que les rapport entre les débits entrants dans chaque carrefour sont indépendants du débit total injecté dans le quartier.

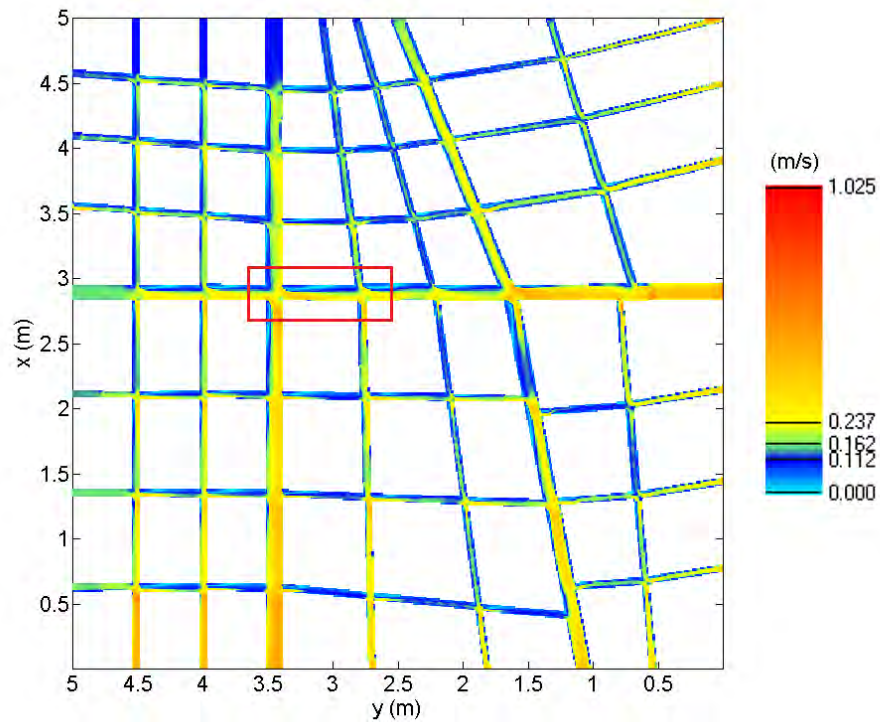


FIGURE 4.16 – Vitesse absolue dans le domaine pour l'expérience 2.5 avec turbulence

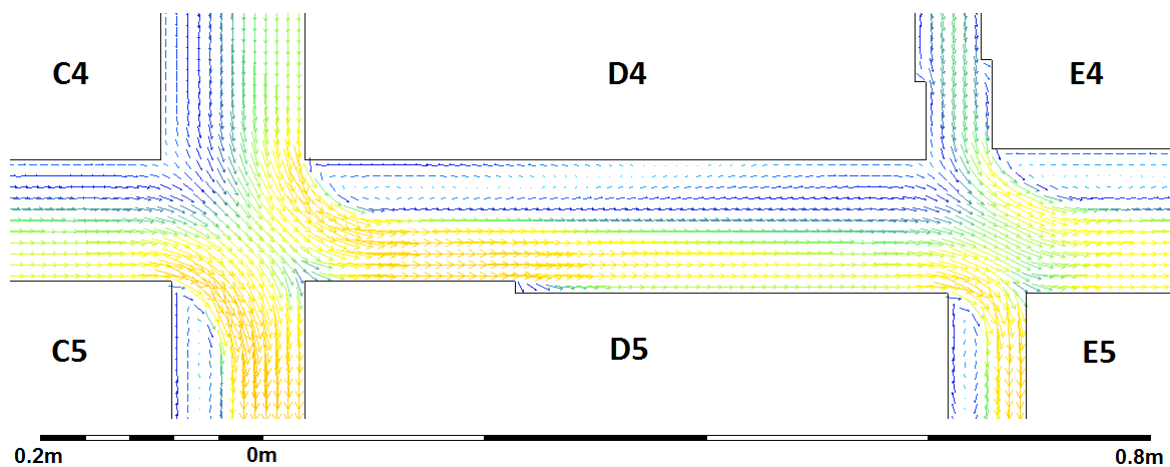


FIGURE 4.17 – Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l'expérience 2.5 avec turbulence

4.2.4 Nombre de Froude

Le nombre de Froude dans le domaine est en moyenne égal à 0,45 et est lui aussi indépendant du débit injecté. Nous concluons que l'écoulement est globalement de type fluvial dans l'ensemble du quartier. Les écoulements simulés apparaissent par conséquent lors de débordement de cours d'eau, comme prévu initialement, et non lors d'orages ou de pluies extrêmes. Les Figures 4.18 et 4.19 représentent le nombre de Froude dans le domaine pour deux débits d'injection différents.

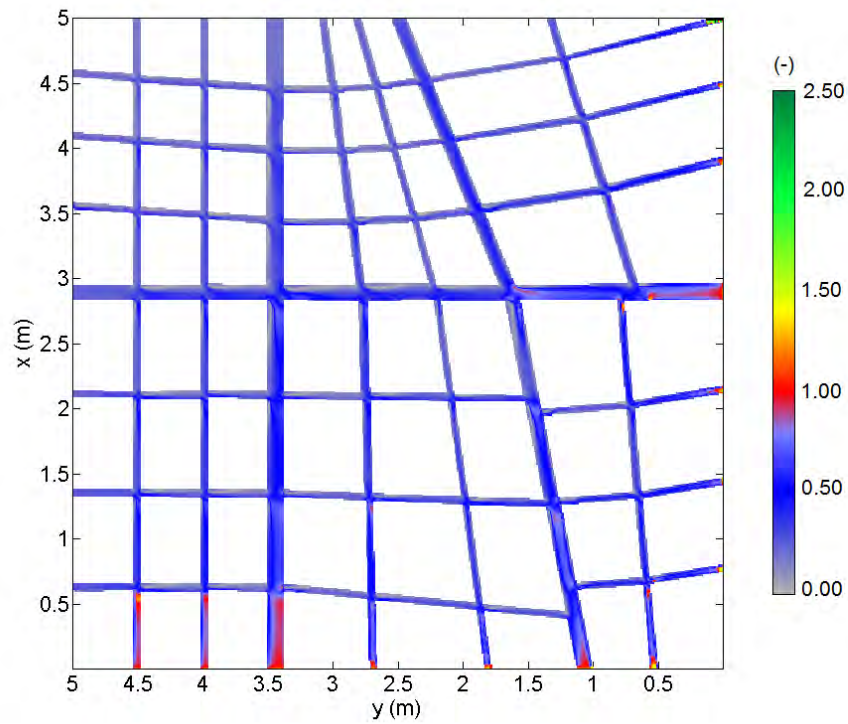


FIGURE 4.18 – Nombre de Froude dans le domaine pour l'expérience 1.5 (mailles de 1 cm)

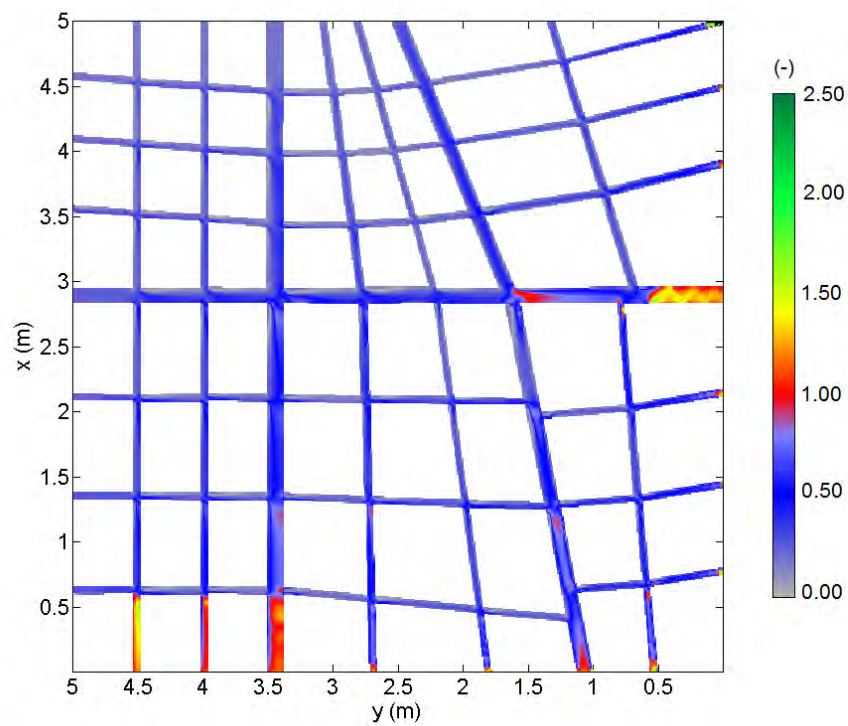


FIGURE 4.19 – Nombre de Froude dans le domaine pour l'expérience 10.5 (mailles de 1 cm)

Nous constatons directement l'apparition d'ondes stationnaires, caractérisées par un nombre de Froude supérieur à 1, comme déjà évoqué, en fin de la rue 4. Pour l'expérience 10.5, elles se propagent sur tout le dernier tronçon tandis que l'effet reste localisé au niveau du décrochage du maillage pour un débit plus faible (expérience 1.5).

Un phénomène similaire apparaît en aval des rues A, B et C. Cependant, aucun décrochage n'est présent à ces endroits. L'augmentation du nombre du Froude n'est donc pas due à un défaut au niveau du maillage.

Récemment N. Rivière est parvenu à mettre en évidence des ondes statiques similaires sur un modèle réduit d'un carrefour à trois branches [11]. Q. Araud fait également mention de telles ondes dans son rapport de thèse [6] (page 160) : *"Nous avons calculé les nombres de Froude à l'amont et à l'aval du pilote pour les différentes expériences. Ne pouvant pas, à l'heure actuelle, mesurer les vitesses dans le pilote, elles ont été calculées en utilisant les mesures de débits et de hauteur au niveau de chacune des entrées et des sorties. Les vitesses ont été considérées uniformes sur toute la section de sortie. Cette approche est bien adaptée pour le calcul des vitesses à l'amont du pilote. Elle est plus discutable au niveau des sorties car l'écoulement y est extrêmement perturbé. La Figure 4.15 représente ainsi les écoulements dans une branche à l'aval du pilote. On peut y voir une onde statique qui entraîne des différences de hauteur importantes le long d'un profil en travers. La mesure de hauteur, réalisée au milieu de la rue, n'est donc pas systématiquement représentative de la hauteur sur la largeur de la rue."*

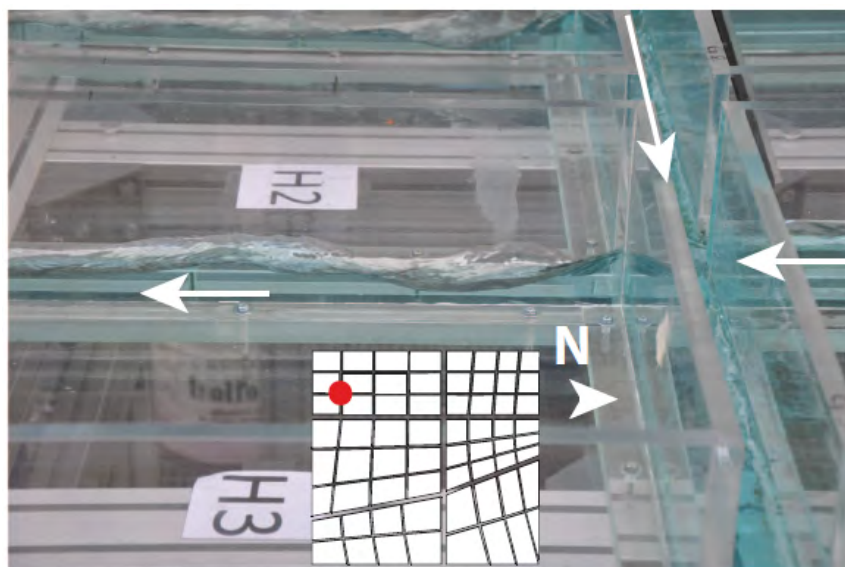


FIGURE 4.20 – Battements observés en aval de la rue B [6]

La figure 4.15 à laquelle fait référence Q. Araud est la Figure 4.20 ci-dessus. Ces ondes seraient donc une propriété intrinsèque de l'écoulement. Le débit injecté jouerait apparemment également un rôle. Les ondes n'apparaissent en effet pratiquement pas pour l'expérience 1.5 (Figure 4.18). Nous reviendrons en détails sur ces ondes plus tard. Nous verrons en effet que la taille du maillage influence leur modélisation.

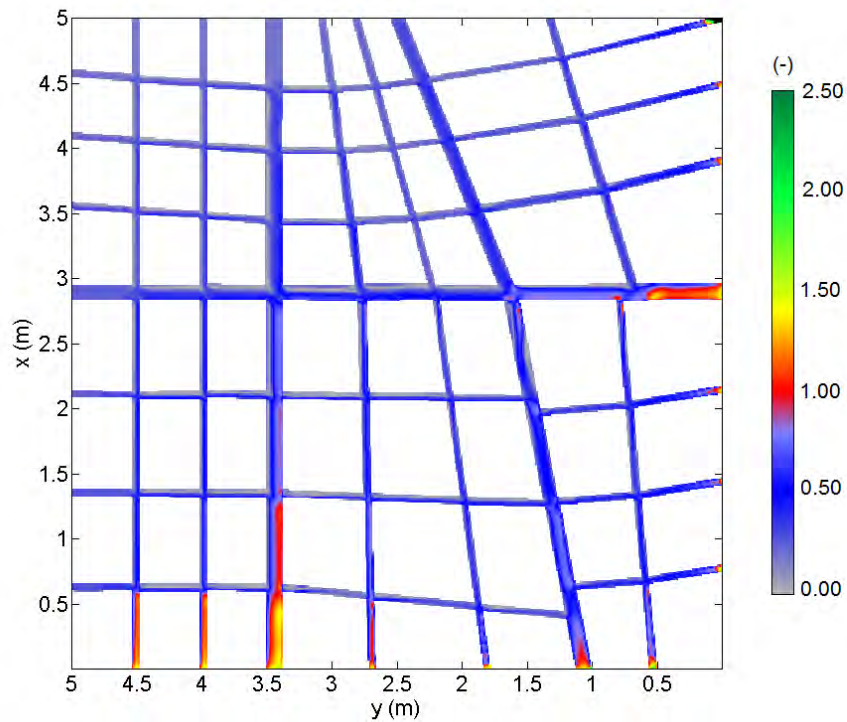


FIGURE 4.21 – Nombre de Froude dans le domaine pour l'expérience 10.5 (mailles de 1 cm) - Sans modèle de turbulence

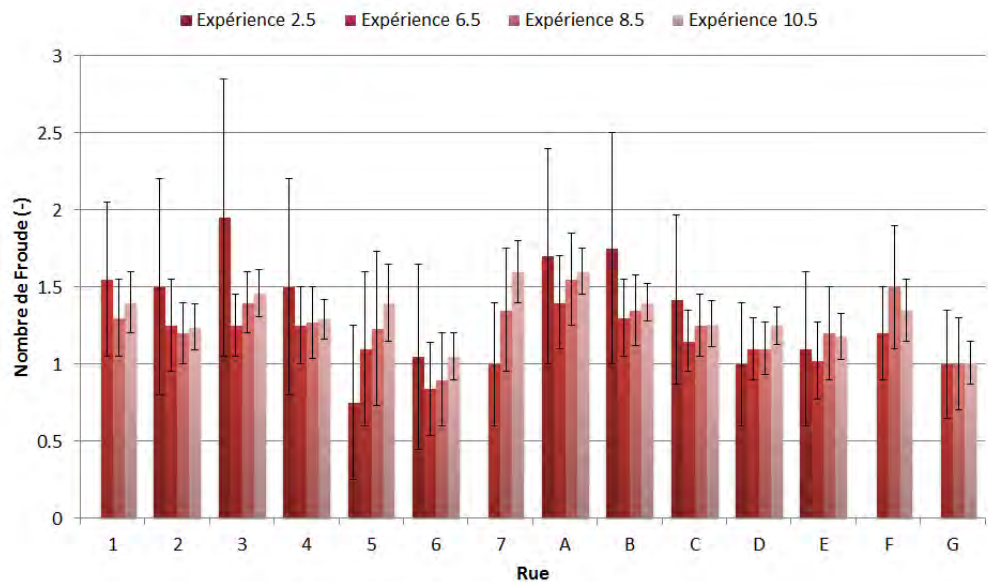


FIGURE 4.22 – Nombres de Froude expérimentaux en sortie du quartier

A titre d'information, le modèle de turbulence contribue également à la modélisation de ces ondes stationnaires, comme le montre la Figure 4.21. Nous pouvons voir, qu'en l'absence de

modèle de turbulence, il n'y a pas d'onde à proprement parler qui apparaisse, notamment en aval de la rue 4. Le décrochage ne provoque qu'une augmentation locale du nombre de Froude. Cela est peut-être dû au fait que les zones de recirculation, plus grandes sans modèle de turbulence, entravent la propagation de l'onde.

La sortie libre en sortie de chacune des rues permet théoriquement d'imposer la hauteur critique comme condition aval. Le nombre de Froude y est donc égal à 1. En pratique, celui-ci est même supérieur à l'unité, comme le montre la Figure 4.22. Il y a donc un passage en régime torrentiel avant la sortie du quartier, ce qui limite l'influence aval sur les écoulements. Le nombre de Froude n'est pratiquement pas influencé par les débits injectés. Ne disposant pas de l'évaluation des vitesses dans le pilote inondation, le calcul du Froude sur le modèle expérimental a été effectué sur base des débits et des hauteurs d'eau relevés au niveau des sorties [6].

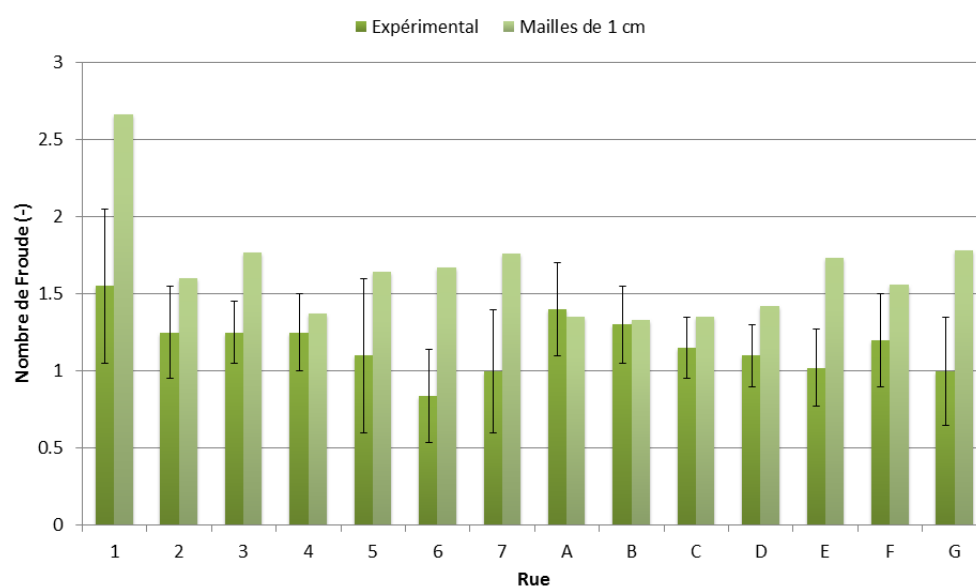


FIGURE 4.23 – Nombres de Froude en sortie du pilote pour l'expérience 6.5 (mailles de 1 cm)

Pour être cohérent, les valeurs numériques du nombre de Froude ont été moyennées sur la largeur de chaque rue, au niveau des mailles qui précèdent les 3 mailles modélisant les sorties libres. Comme le montre la Figure 4.23, les simulations numériques surestiment le nombre de Froude au niveau des sorties. Les vitesses simulées sont donc supérieures à celles relevées sur le modèle réduit, ce qui explique la pente plus importante observée dans les lignes d'eau (Figures 4.10 et 4.11). Les valeurs simulées du Froude sont par ailleurs relativement proches des nombres de Froude expérimentaux (en tenant compte de l'incertitude), ce qui prouve une fois encore que la condition limite aval est adéquatement modélisée par WOLF2D.

4.3 Condition d'injection asymétrique

Cette section analyse les capacités du modèle numérique à modéliser les écoulements lorsque les conditions d'injection à l'amont du pilote sont différenciées d'une face à l'autre. Seules des données expérimentales sur la répartition des débits en sortie sont disponibles et ce, pour trois débits totaux d'injection ($60 \text{ m}^3/\text{h}$, $70 \text{ m}^3/\text{h}$ et $80 \text{ m}^3/\text{h}$). Nous analyserons ici les résultats obtenus pour le débit de $60 \text{ m}^3/\text{h}$.

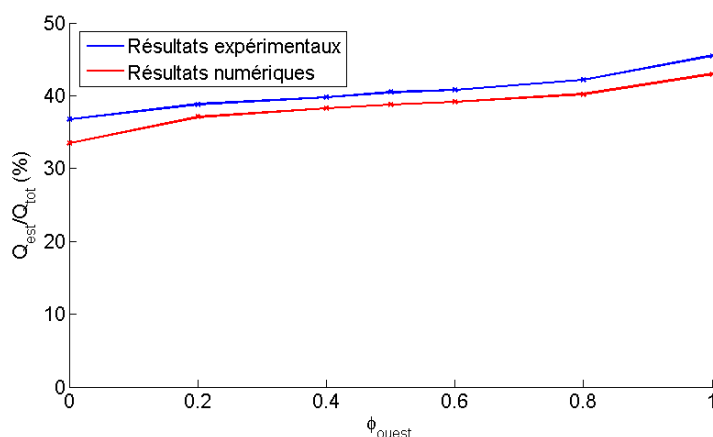


FIGURE 4.24 – Evolution du rapport Q_{est}/Q_{tot} en fonction de ϕ_{ouest} pour un débit total Q_{tot} de $60 \text{ m}^3/\text{h}$

Des simulations numériques ont été menées avec sept ϕ_{ouest} différents sur le maillage de 1 cm. Les simulations numériques 6.0, 6.2, 6.4, 6.6, 6.8 et 6.10 ont ainsi été réalisées (les résultats numériques de l'expérience 6.5, déjà simulée, ont également été pris en compte). La Figure 4.24 représente l'influence des conditions amont sur la part du débit sortant associée à la face est. Les simulations numériques sous-estiment légèrement la part du débit de cette face. Cependant, les allures respectives des deux courbes sont globalement similaires. L'influence des conditions d'injection est donc relativement bien modélisée par le logiciel WOLF2D. Le Tableau 4.5 reprend les débits de sortie mesurés expérimentalement et simulés pour l'expérience 6.0. Les erreurs relatives correspondantes sont également indiquées (les débits pour les autres ϕ_{ouest} considérés sont repris dans l'annexe A.5). On constate que les erreurs sont du même ordre de grandeur que celles observées dans le cas d'une répartition symétrique des débits d'injection (voir Tableau 4.4). L'erreur moyenne est de 22%.

Rue	Q_{exp} [m^3/h]	Q_{simul} [m^3/h]	Erreur relative
1	2,87	2,11	-26%
2	3,08	2,43	-21%
3	3,62	2,98	-18%
4	7,87	8,80	12%
5	1,49	1,44	-3%
6	1,66	1,31	-21%
7	1,33	1,02	-23%
A	4,78	6,25	31%
B	4,70	6,09	30%
C	13,04	15,79	21%
D	4,12	3,26	-21%
E	3,01	1,75	-42%
F	6,65	5,51	-17%
G	1,41	1,28	-9%

TABLEAU 4.5 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.0

5 Analyse de sensibilité

Les résultats numériques obtenus jusqu'ici l'ont été avec des paramètres choisis librement. Nous allons dans cette section vérifier dans quelle mesure le choix d'un paramètre par rapport à un autre influence les résultats numériques. Les modifications que nous allons effectuer sont les suivantes :

- Petite variation dans l'injection des débits
- Raffinement du maillage
- Hauteur de rugosité et utilisation de formules de frottement différentes
- Changement de l'échelle du modèle

5.1 Débit moyen

De nombreuses expériences ont été menées sur le modèle réduit et toutes sont évidemment biaisées par des incertitudes expérimentales. Des valeurs moyennes ont donc été calculées afin de diminuer l'influence de ces erreurs. Cela a notamment été effectué pour la détermination des débits de sortie que nous avons comparés aux valeurs numériques. Par exemple, pour l'essai 2.5 ($Q = 20 \text{ m}^3/\text{h}$), une dizaine d'expériences ont été effectuées en laboratoire et les moyennes des débits obtenus aux sorties sont reprises dans le Tableau 5.1. En sommant toutes ces moyennes, nous trouvons un débit de $20,62 \text{ m}^3/\text{h}$. Les résultats expérimentaux n'ont été disponibles qu'un certain temps après le début de ce travail de fin d'études. Bon nombre de simulations numériques avaient donc déjà été réalisées avec les débits théoriques et il n'était plus envisageable, pour des raisons de timing, de les relancer pour corriger cette différence. Nous comparons donc des résultats qui ne sont pas réalisés avec les mêmes débits d'entrée. Il convient de s'assurer de la validité des simulations déjà lancées ainsi que les comparaisons qui s'en sont suivies. Une mise en parallèle entre les résultats de simulations obtenus avec un débit de $20 \text{ m}^3/\text{h}$ et $20,62 \text{ m}^3/\text{h}$ a été entreprise (avec un maillage de 1 cm).

Rue	Débit [m^3/h]	Rue	Débit [m^3/h]
1	1,04	A	1,80
2	1,17	B	1,62
3	1,38	C	4,06
4	2,97	D	1,27
5	0,47	E	1,04
6	0,57	F	2,31
7	0,47	G	0,43

TABLEAU 5.1 – Débits expérimentaux mesurés aux sorties pour l'expérience 2.5

Il existe une différence relative de 3% entre les deux débits d'entrée analysés. Cette différence se retrouve donc évidemment sur les débits de sorties de chaque rue. La participation de chaque rue à l'évacuation du débit sortant total est quant à elle pratiquement inchangée, comme l'atteste la Figure 5.1. Concernant les hauteurs d'eau, la différence relative moyenne entre la simulation avec un débit de $20 \text{ m}^3/\text{h}$ et $20,62 \text{ m}^3/\text{h}$ est de l'ordre de 1,9%. En terme de hauteur, la différence moyenne est de 0,7 mm. Seules quelques mailles du modèle présentent une erreur relative de 4,9%, correspondant à un peu moins de 1,8 mm. Ces écarts sont bien inférieurs aux incertitudes de mesures de hauteurs d'eau dans le modèle expérimental, qui sont pour rappel comprises entre 2 et 7 mm. La Figure 5.2 représente les différences observées dans tout le domaine.

Suite à ces observations, on peut conclure que la validité de la simulation menée avec le débit de $20 \text{ m}^3/\text{h}$ est vérifiée. Par extension, le bien-fondé de toutes les autres simulations numériques lancées avec les débits théoriques est également assuré.

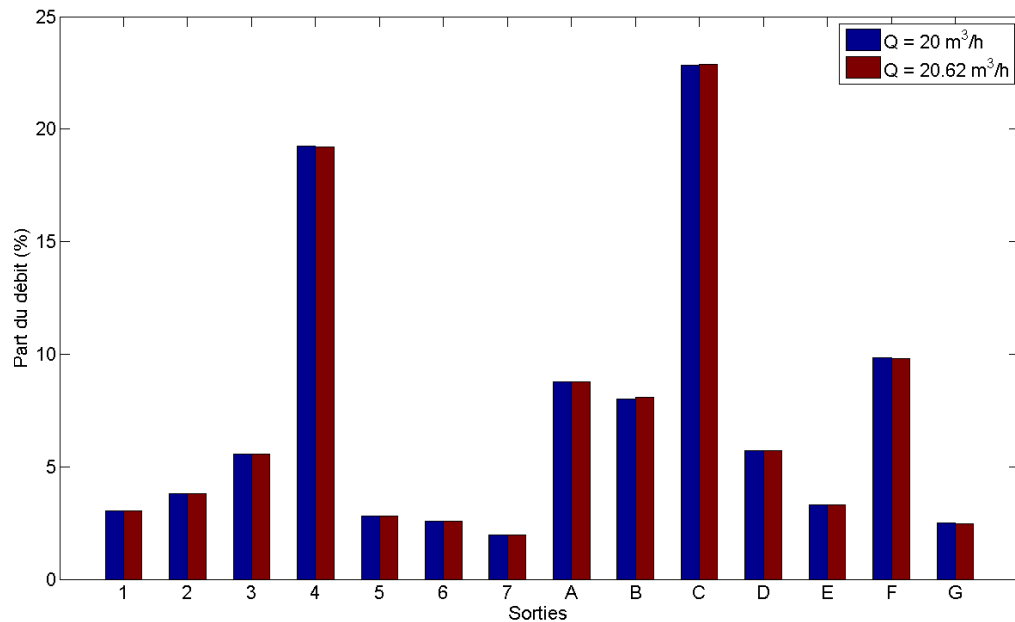


FIGURE 5.1 – Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total

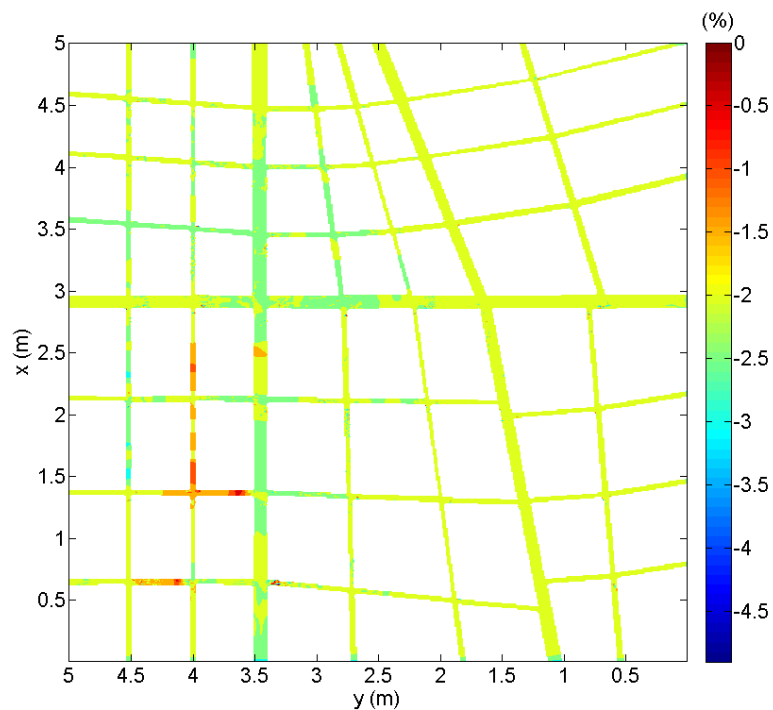


FIGURE 5.2 – Différence de hauteurs d'eau entre une simulation avec un débit de $20 \text{ m}^3/\text{h}$ et un débit de $20,62 \text{ m}^3/\text{h}$

5.2 Mailles de 5 mm

A taille réelle, à l'échelle 1/200, un maillage de 1 cm correspond à des mailles de 2 m de côté. Ce qui semble être plus que raisonnable pour une modélisation numérique. Toutefois, une taille de mailles plus petite a été également choisie afin d'évaluer l'éventuelle influence du maillage sur les différents résultats. Des mailles deux fois plus petites, de 5 mm de côté, ont été ainsi testées. Le nombre de mailles de calculs, c'est-à-dire le nombre de mailles dans lesquelles l'eau peut s'écouler, pour les deux maillages étudiés est repris dans le Tableau 5.2. Le pilote étant de forme carrée (5 m × 5 m), on remarque évidemment qu'en divisant la taille des mailles par deux, on multiplie plus ou moins le nombre de mailles de calculs par quatre.

Taille des mailles	Nombre de mailles
1 cm	44533
5 mm	177786

TABLEAU 5.2 – Nombres de mailles de calculs pour les maillages testés

Au niveau du temps de calcul, pour obtenir une convergence correcte des résultats (120 s de simulation), il faut environ 3 heures de calcul avec le maillage initial. En méthodes numériques, le temps de calcul est multiplié par un facteur compris entre 8 et 10 lorsque la taille du maillage est divisé par 2. Cela est vérifié ici, il faut en effet une journée pour que la convergence soit suffisante.

Les simulations numériques sont lancées avec les mêmes paramètres que précédemment (modèle de turbulence $k - \varepsilon$, hauteur de rugosité nulle, formule de Colebrook, ...), seule la taille du maillage change.

5.2.1 Hauteurs d'eau dans le quartier

D'emblée, après une rapide analyse de la Figure 5.5, nous pouvons constater que la taille du maillage n'a pas d'influence notable sur la distribution globale des hauteurs d'eau dans le domaine. En effet, comme pour la Figure 4.9, celles-ci sont plus importantes au niveau des entrées que des sorties. Les ordres de grandeurs des hauteurs sont également les mêmes.

La Figure 5.6 représente la différence relative de hauteurs d'eau entre les deux maillages. Les deux modèles ne possèdent pas le même nombre de mailles. Pour pouvoir soustraire les résultats entre eux et obtenir cette figure, le nombre de mailles doit être identique. Par conséquent, nous avons divisé chaque maille de 1 cm en 4 mailles identiques plus petites. Ces dernières font 5 mm de côté et ont comme point commun le centre de gravité de la maille initiale de 1 cm. Cela est schématisé sur la Figure 5.3 ci-dessous.

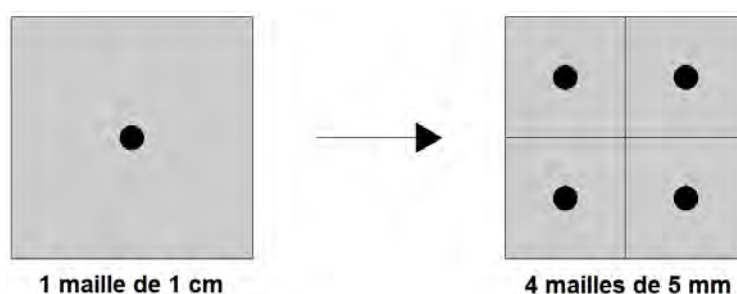


FIGURE 5.3 – Principe de division des mailles de 1 cm

Une seconde particularité est liée à la discrétisation spatiale du domaine par WOLF2D. En utilisant deux maillages différents, il est possible que le domaine ne soit pas exactement identique dans les deux cas. Le fait qu'il n'y ait pas précisément 4 fois plus de mailles pour le maillage de 5 mm en est une preuve. Le pilote est modélisé sur base des coordonnées des coins des 64 îlots (fournis dans l'annexe A.1). Le logiciel WOLF détermine lui-même si les mailles se trouvent dans une rue ou dans un îlot imperméable sur base de ces coordonnées et de la position du centre de gravité des mailles par rapport aux bordures des îlots.

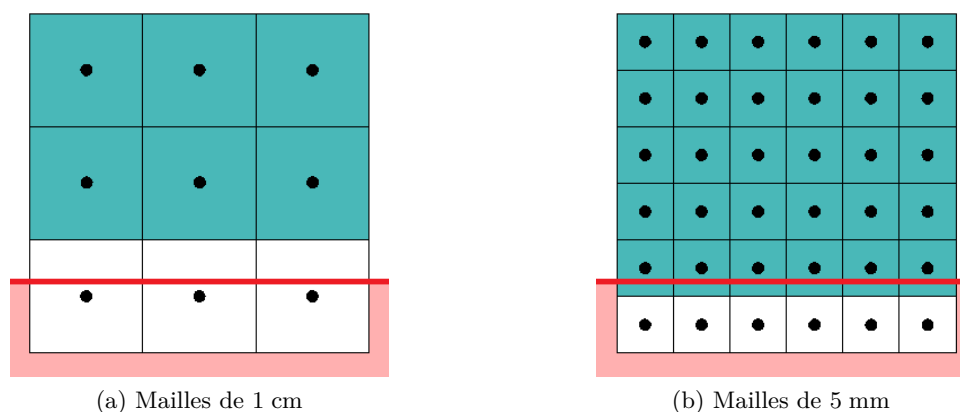


FIGURE 5.4 – Maillage aux alentours d'un îlot : différence de modélisation

En changeant le maillage, il est possible que les rues ne soit pas identiques. Cela est illustré dans les schémas affichés à la Figure 5.4. Ils représentent les mailles au niveau du bord d'un îlot ainsi que le centre de gravité de celles-ci. Les mailles appartenant à la rue sont de couleur bleue et la frontière de l'îlot est symbolisée par la ligne rouge. On constate dans cet exemple que la rue du maillage de 5 mm est plus grande car le centre de gravité des mailles de bord est situé côté rue par rapport à la frontière de l'îlot. Identifier indépendamment chaque endroit où un phénomène comme celui-ci apparaît n'est pas envisageable. Il y a donc de gros écarts aux niveaux des bords des îlots. N'étant pas pertinents, ceux-ci ont été négligés. Nous ne gardons que les différences relatives de dépassant pas les 100% (en valeur absolue). De telle manière, à peine 30 mailles, sur tout le domaine, ne sont pas prises en compte.

La différence relative est relativement faible (Figure 5.6). Elle est de l'ordre de 6,9%. Nous constatons cependant que le dernier tronçon des rues A et B présente des écarts importants. Cela s'explique par la présence d'ondes stationnaires à ces endroits. Nous y reviendrons dans la section 5.2.4, traitant du nombre de Froude.

Les hauteurs d'eau et les différences relatives des autres expériences simulées sont présentées dans les annexes A.2.2 et A.2.3.

Lignes d'eau

En comparaison avec le maillage plus grossier, le maillage de 5 mm offre davantage de précision, comme le montre le Tableau 5.3. Ce dernier reprend les erreurs relatives observées sur les lignes d'eau (Figures 5.7 et 5.8) des deux maillages par rapport aux valeurs expérimentales. L'erreur sur le profil de hauteur étant égal à 8,9% contre 10,1% pour des mailles de 1 cm. L'écart entre les deux rues est également moins marqué, l'erreur sur la rue 4 et C étant respectivement de 9,3% et 8,4%. De manière générale, les hauteurs d'eau obtenues avec le maillage fin sont plus faibles que celles simulées précédemment.

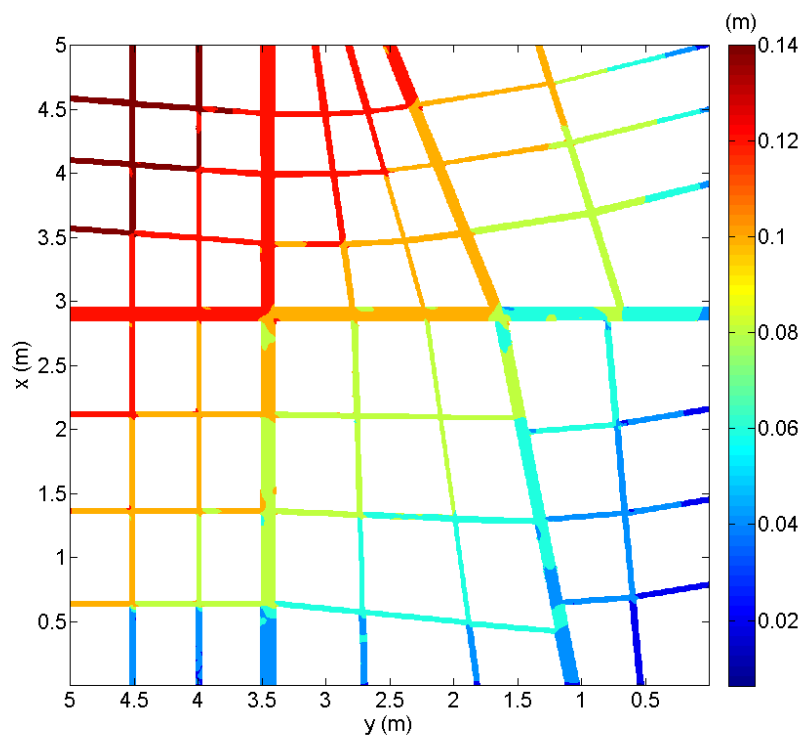


FIGURE 5.5 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 10.5 (mailles de 5 mm)

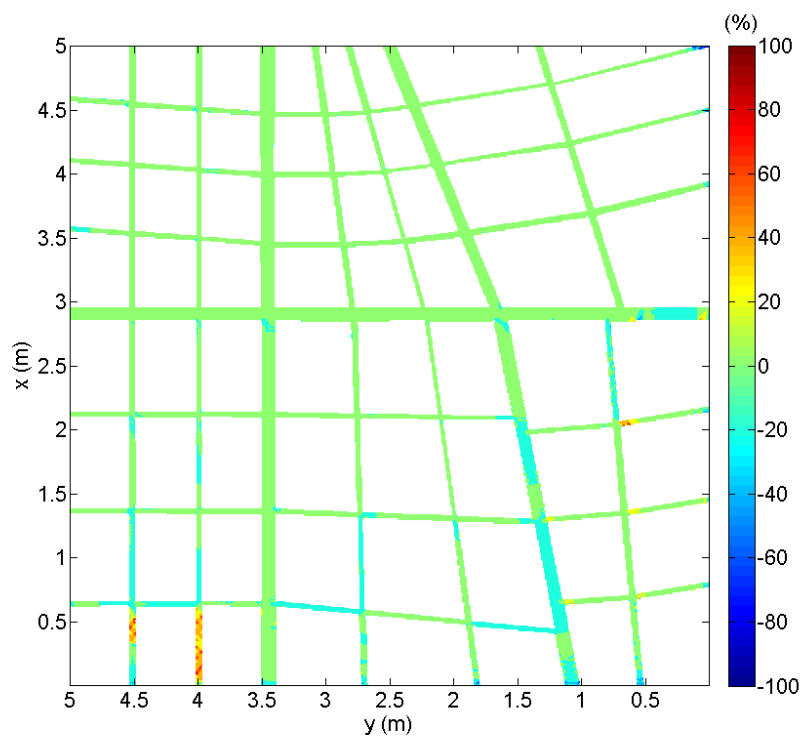
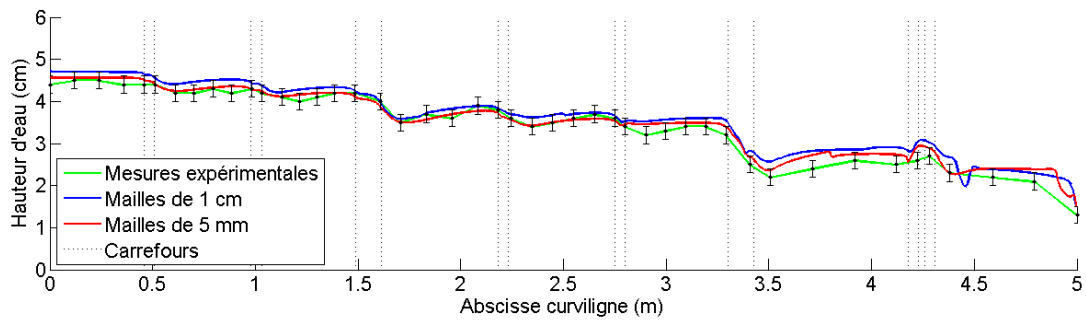
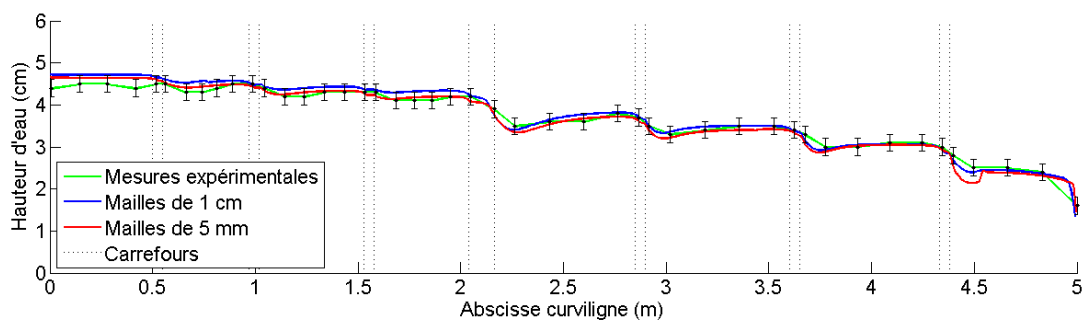


FIGURE 5.6 – Ecart relatif de hauteurs d'eau entre un maillage de 1 cm et 5 mm pour l'expérience 2.5

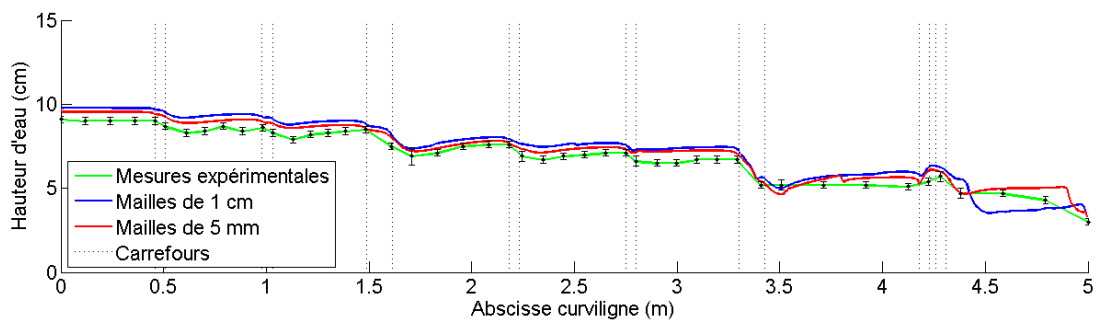


(a) Ligne d'eau dans la rue 4

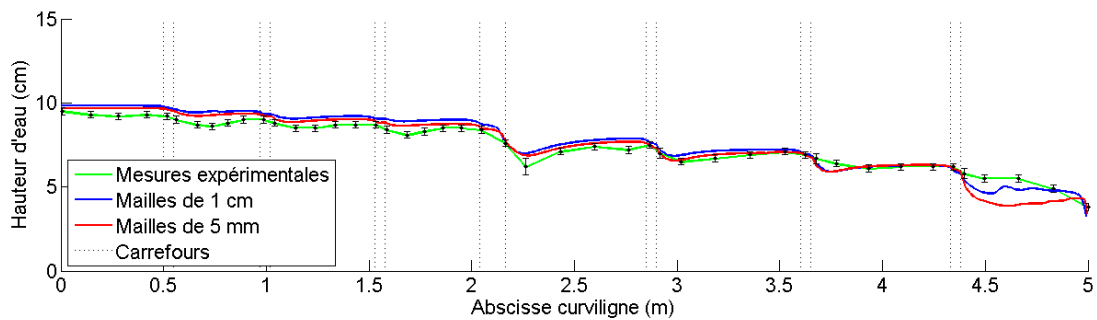


(b) Ligne d'eau dans la rue C

FIGURE 5.7 – Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 2.5



(a) Ligne d'eau dans la rue 4



(b) Ligne d'eau dans la rue C

FIGURE 5.8 – Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 6.5

Pour la rue C, on remarque directement que les hauteurs d'eau dans le tronçon aval sont très mal reproduites, ce qui explique que l'erreur soit plus importante pour le maillage de 5 mm. Le profil de hauteur n'a pas du tout la même allure à cet endroit, malgré le fait que la hauteur d'eau en fin de rue est bien modélisée (passage par la hauteur critique). Comme nous le verrons un peu plus loin, cela est dû à l'apparition d'ondes stationnaires en aval de la rue C. Les mesures expérimentales étant effectuées au milieu des rues, elle ne sont peut-être pas totalement représentatives de la ligne d'eau et des ondulations de celles-ci.

Concernant la rue 4, la discrétisation en mailles de 5 mm ne conduit cette fois qu'à un léger décrochage dans le dernier tronçon, situé à proximité de la sortie. L'influence de celui-ci est donc moindre. Le profil de hauteurs est par conséquent meilleur et la condition limite est correctement représentée. Cependant, on remarque un léger ressaut à l'abscisse 3,8 m. Il est, une fois encore, provoqué par un décrochage au niveau du maillage.

Expérience	Mailles de 1 cm		Mailles de 5 mm	
	Rue 4	Rue C	Rue 4	Rue C
2.5	10,1%	4,0%	7,4%	4,4%
6.5	10,8%	6,6%	7,9%	8,4%
8.5	13,6%	12,3%	10,1%	12,0%
10.5	14,2%	9,4%	12,0%	8,8%

TABLEAU 5.3 – Erreur relative sur le profil de hauteur par rapport aux valeurs expérimentales pour les 2 maillages étudiés

5.2.2 Débits en sortie du pilote

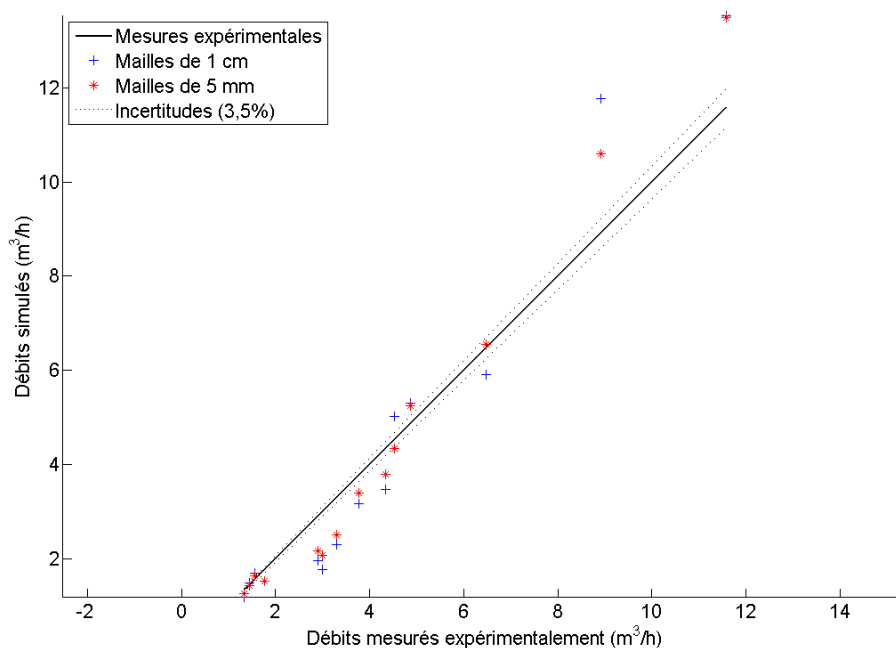


FIGURE 5.9 – Comparaison des débits en sortie du modèle pour l'expérience 6.5

Le raffinement du maillage permet une amélioration significative des débits en sortie du pilote. Ceux-ci se rapprochent des résultats expérimentaux, comme l'atteste la Figure 5.9.

Celle-ci reprend en abscisse les débits expérimentaux et en ordonnée, les débits simulés numériquement. A chaque rue, et donc à chaque débit sortant mesuré expérimentalement, nous attribuons le débit obtenu par voie numérique. La droite en trait plein noir représente les valeurs qu'il faudrait atteindre, elle a pour équation : $Q_{simul} = Q_{exp}$. On constate que la plupart des débits calculés avec le maillage de 5 mm sont plus proches de cette droite par rapport à ceux obtenus avec le maillage plus grossier. La solution numérique converge donc vers la solution expérimentale.

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	Q_{1cm} [m ³ /h]	Q_{5mm} [m ³ /h]	Ecart 1 cm	Ecart 5 mm
1	1,04	0,61	0,73	-41%	-30%
2	1,17	0,79	0,87	-32%	-26%
3	1,38	1,19	1,30	-14%	-6%
4	2,97	3,89	3,44	31%	16%
5	0,47	0,60	0,57	28%	22%
6	0,57	0,53	0,54	-7%	-6%
7	0,47	0,41	0,44	-12%	-6%
A	1,80	1,76	1,75	-2%	-3%
B	1,62	1,64	1,44	1%	-11%
C	4,06	4,35	4,35	7%	7%
D	1,27	1,06	1,14	-17%	-10%
E	1,04	0,67	0,75	-35%	-28%
F	2,31	2,00	2,20	-13%	-5%
G	0,43	0,51	0,50	19%	16%

TABLEAU 5.4 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 2.5

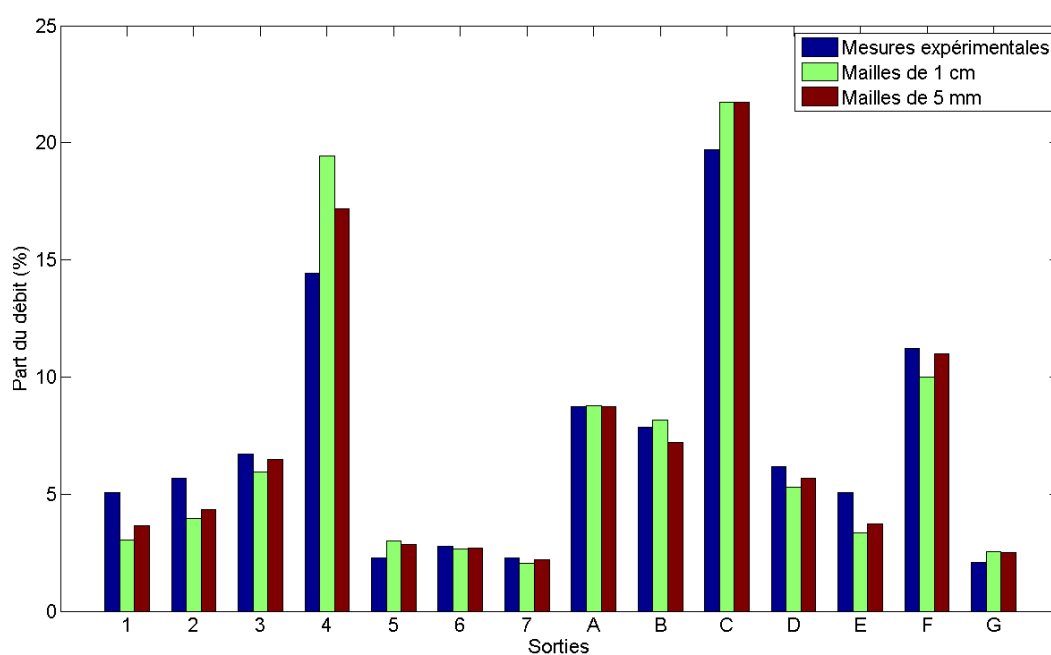


FIGURE 5.10 – Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expérience 2.5

Quantitativement, l'erreur relative moyenne sur les 14 rues est de 17%. Initialement, pour le maillage de 1 cm, celle-ci était de 23%. Le Tableau 5.4 reprend les valeurs des débits en sortie des rues. Globalement, le maillage de 5 mm donne des débits toujours plus proches de la solution expérimentale. Seules les erreurs sur les rues A, B et C sont supérieures ou égales pour le maillage de 5 mm.

La Figure 5.10 représente la participation de chaque rue à l'évacuation du débit. On constate une fois encore que le maillage de 5 mm permet de se rapprocher de la solution expérimentale. La meilleure amélioration est observée pour la rue 4 où l'on remarque une diminution importante de la part du débit.

D'un point de vue plus global, les parts respectives du débit sortant par les faces sud et est sont relativement proches de celles obtenues précédemment. Comme le montre le Tableau 5.5, nous pouvons considérer que 60% des débits sortent par la face sud contre 40% par la face est.

	Mesures expérimentales		Mailles de 1 cm		Mailles de 5 mm	
	Q_{Est}	Q_{Sud}	Q_{Est}	Q_{Sud}	Q_{Est}	Q_{Sud}
Expérience 1.5	38,9%	61,1%	40,6%	59,4%	39,9%	60,1%
Expérience 2.5	39,3%	60,7%	40,1%	59,9%	39,4%	60,6%
Expérience 6.5	40,3%	59,7%	39,4%	60,6%	39,0%	61,0%
Expérience 8.5	40,5%	59,5%	39,3%	60,7%	38,9%	61,1%
Expérience 10.5	40,9%	59,1%	39,3%	60,7%	38,8%	61,2%

TABLEAU 5.5 – Répartition par face des débits en sortie du pilote

5.2.3 Champ de vitesse

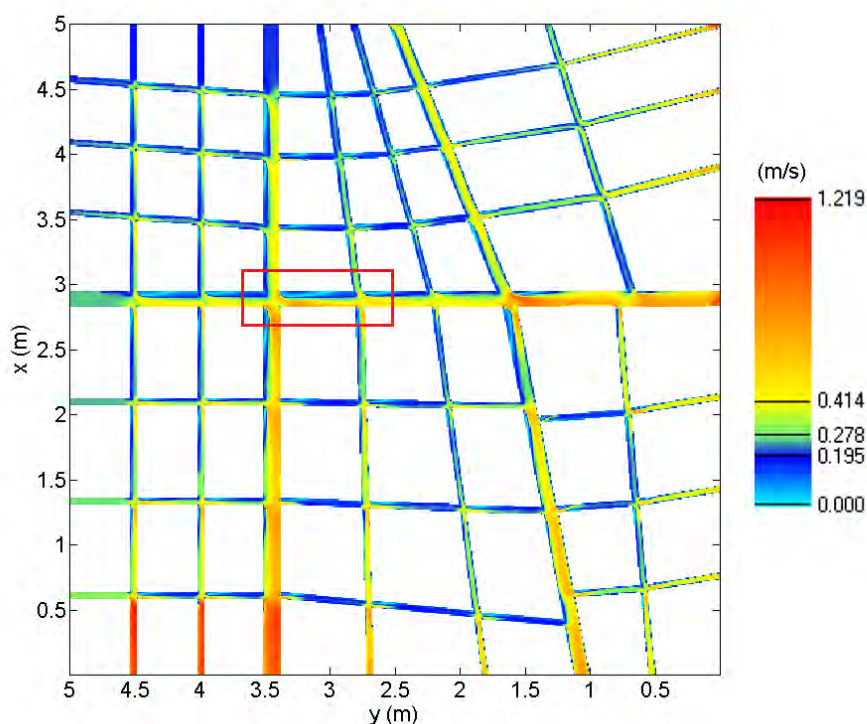


FIGURE 5.11 – Vitesse absolue dans le domaine pour l'expérience 6.5 (mailles de 5 mm)

Les distributions de vitesses absolues à l'intérieur du domaine sont similaires pour les deux maillages étudiés, comme l'attestent les Figures 4.6 et 5.11. Au niveau des zones de recirculation, le raffinement du maillage permet une représentation légèrement plus précise. En effet, lorsqu'il n'y avait que 5 mailles sur la largeur d'une rue pour un maillage de 1 cm, il y en a dorénavant le double. Ce qui n'est pas négligeable étant donné que les zones de recirculation s'étendent plus ou moins sur la moitié de la largeur d'une rue. Néanmoins, celles-ci s'arrêtent plus ou moins au même endroit quel que soit le maillage. En comparant les Figures 4.7 et 5.12, on remarque qu'elles s'interrompent vers la moitié du tronçon délimité par les deux carrefours successifs.

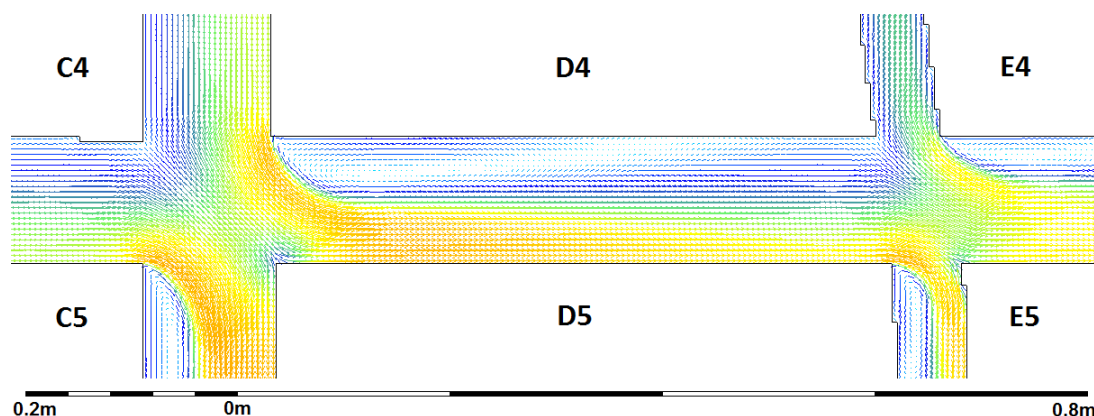


FIGURE 5.12 – Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l'expérience 6.5 (mailles de 5 mm)

5.2.4 Nombre de Froude

En comparant les deux figures suivantes, nous pouvons tirer deux conclusions :

- La Figure 5.13 représente la variation du nombre de Froude dans le domaine lorsqu'aucun modèle de turbulence n'est utilisé. En la comparant à la Figure 4.21, qui est obtenue dans les mêmes conditions mais avec des mailles de 1 cm, nous constatons que le maillage n'a pas d'influence notable sur la distribution globale du nombre de Froude. Les seules différences se situent aux endroits où des décrochages de mailles apparaissent, comme c'est le cas par exemple pour l'aval des rues 4 ou B.
- Le modèle de turbulence permet d'améliorer sensiblement la qualité de la modélisation. En effet, à la vue de la Figure 5.14, on remarque que la turbulence conduit à une diminution de l'influence des conditions aval sur l'écoulement. Pour la rue C par exemple, des nombres de Froude élevés ne sont uniquement plus qu'observés dans le dernier tronçon (en comparaison avec la Figure 5.13).

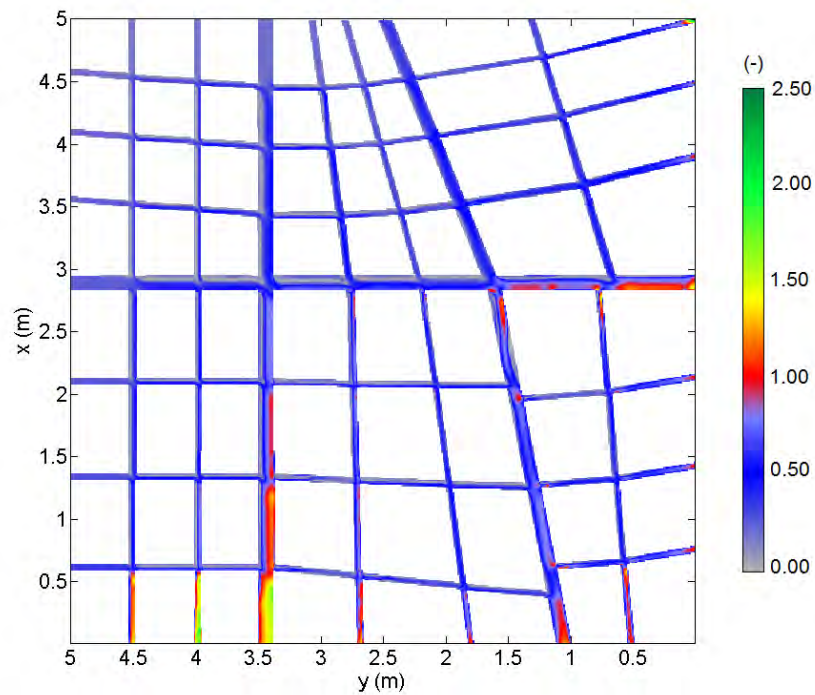


FIGURE 5.13 – Nombre de Froude dans le domaine pour l'expérience 10.5 (mailles de 5 mm) - Sans modèle de turbulence

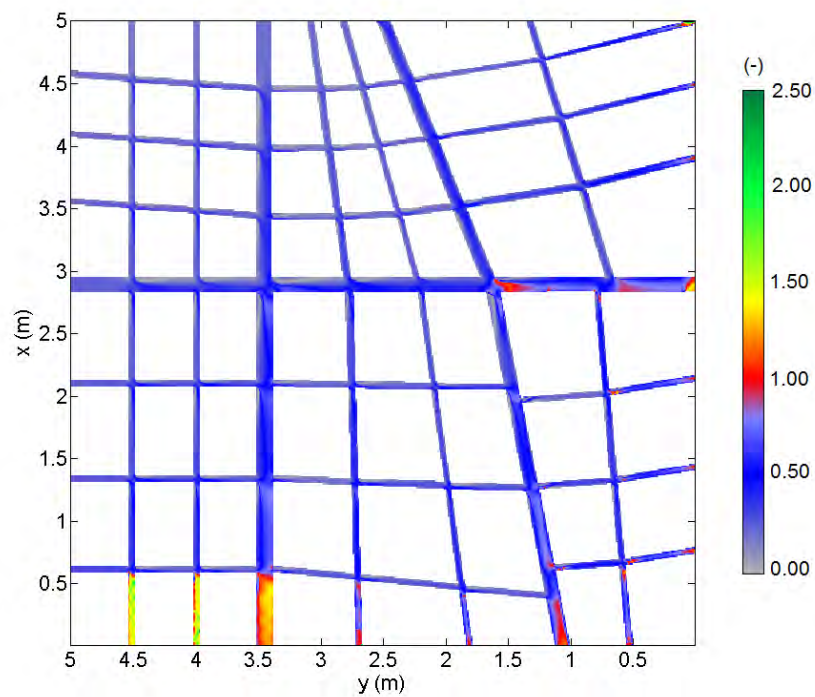


FIGURE 5.14 – Nombre de Froude dans le domaine pour l'expérience 10.5 (mailles de 5 mm) - Avec modèle de turbulence

Pour comparaison, la Figure 5.15 reprend la distribution du Froude dans le domaine pour l'expérience 2.5. Nous pouvons remarquer que globalement la répartition du Froude est similaire quelque soit le débit d'entrée. Une différence notable est par contre observée en aval de quelques rues. Plus le débit d'injection est important, plus des ondes stationnaires apparaissent. On constate également que pour la rue A, les ondes stationnaires ne se propagent pas jusqu'au bout de la rue, comme c'est cas pour l'expérience 10.5 (Figure 5.14). Un zoom de cette zone est présenté à la Figure 5.16.

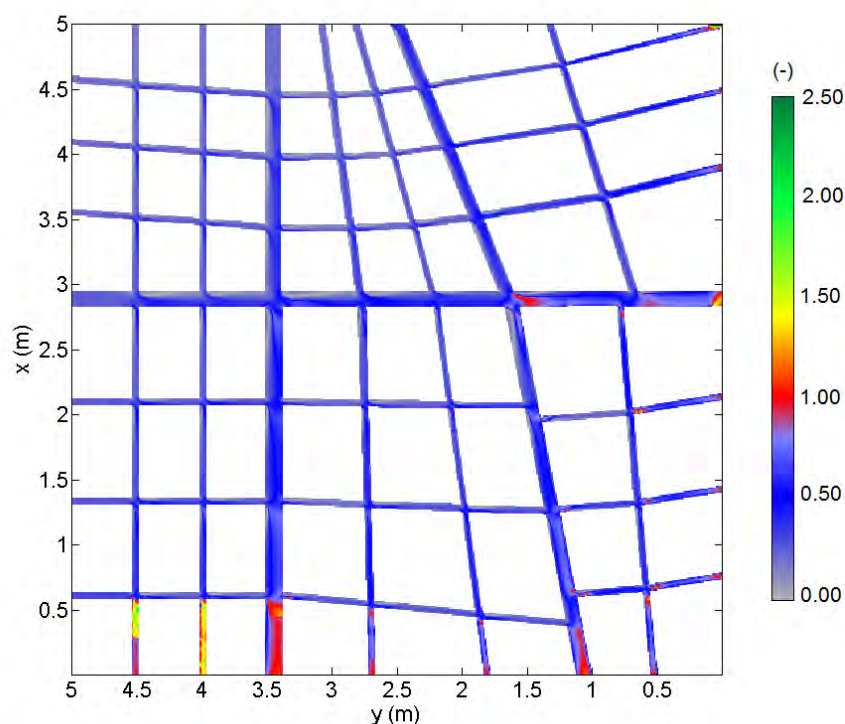


FIGURE 5.15 – Nombre de Froude dans le domaine pour l'expérience 2.5 (mailles de 5 mm)

Nous remarquons en effet l'apparition d'un front stoppant la propagation des ondes dans la rue A. Le nombre de Froude diminue brusquement, ce qui conditionne l'apparition d'un ressaut hydraulique à cet endroit. Un article de N. Rivière et al. publié en 2014 [11] évoque la présence de ce choc. Nous pouvons supposer que le phénomène que nous observons est du même genre. Nous avons donc entrepris de simuler les écoulements obtenus par ces chercheurs afin de s'en assurer. Cela est développé dans la section 6.

Ce phénomène ne se produit pas pour la rue B, les deux décrochages du maillage dans cette rue conduisent à des ondes stationnaires apparaissant sur toute la longueur du dernier tronçon. On a pu constater précédemment une différence importante au niveau des hauteurs d'eau pour ces deux rues (voir Figure 5.6). Une analyse en détails de la rue B est effectuée dans la suite de ce travail, à la section 5.2.5.

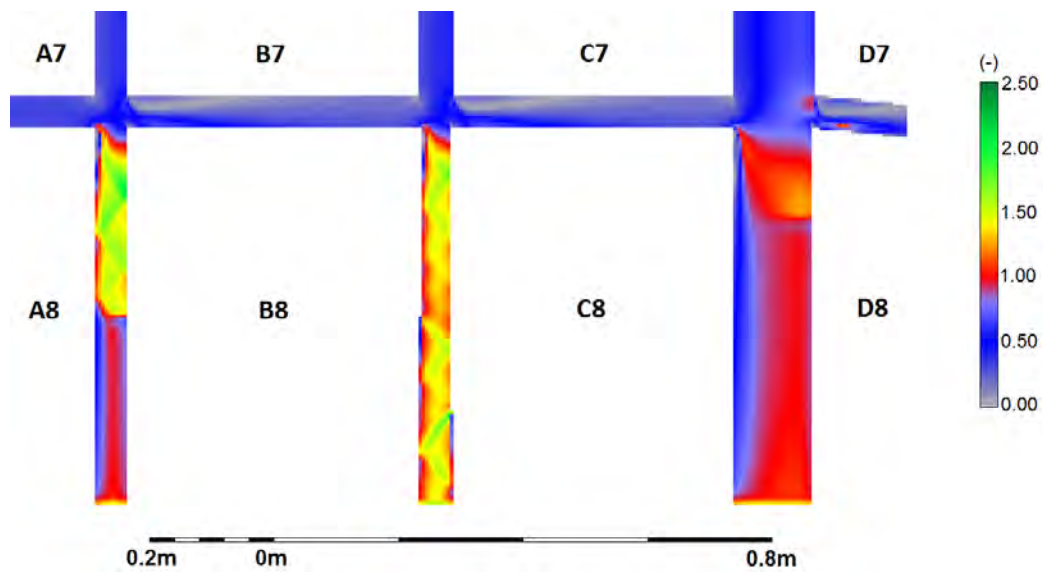


FIGURE 5.16 – Nombre de Froude dans le dernier tronçon des rues A, B et C pour l'expérience 2.5 (mailles de 5 mm)

Les nombres de Froude moyens au niveau des sorties des quatorze rues sont présentés à la Figure 5.17. Globalement, le raffinement du maillage permet une meilleure modélisation des conditions aval. En effet, la surestimation du nombre de Froude est moins importante pour pratiquement l'entièreté des rues. En prenant en compte les incertitudes de mesures des résultats expérimentaux, les nombres de Froude obtenus avec le maillage de 5 mm sont très proches de ceux observés en laboratoire.

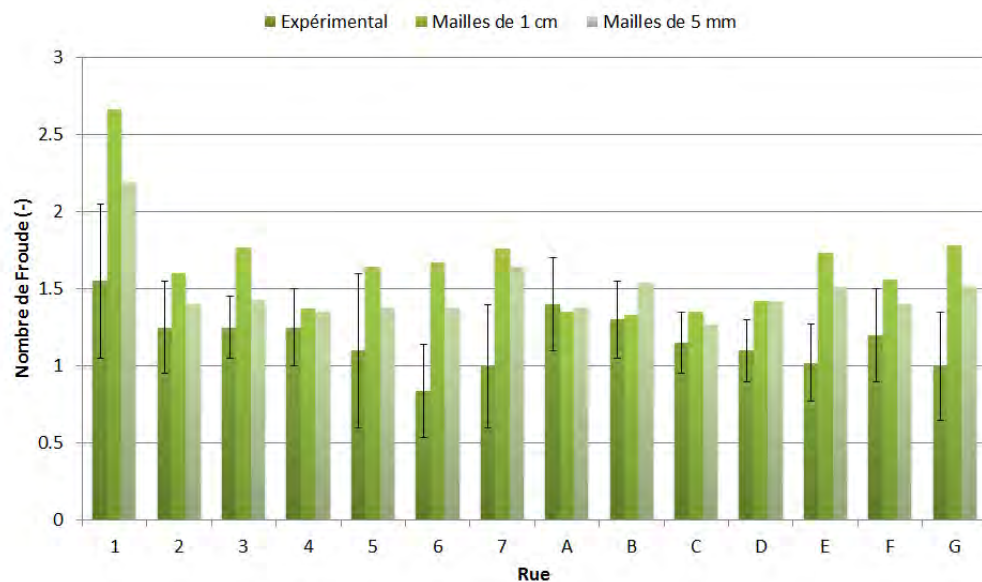


FIGURE 5.17 – Nombres de Froude en sortie du pilote pour l'expérience 6.5

5.2.5 Analyse de la rue B

Les différences les plus importantes entre les deux maillages ont été observées au niveau de la rue B. Une analyse approfondie de celle-ci est par conséquent effectuée dans cette section, pour l'expérience 2.5 ($Q_{tot} = 20 \text{ m}^3/\text{h}$).

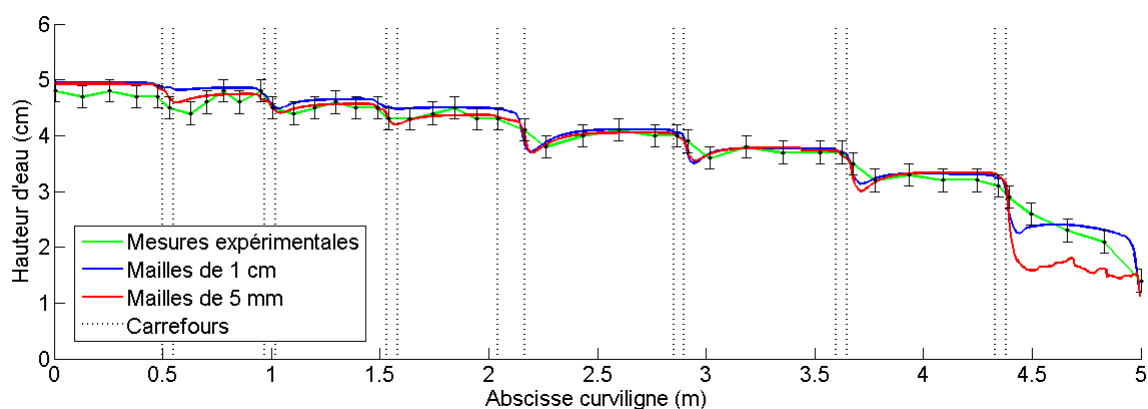


FIGURE 5.18 – Evolution de la hauteur d'eau dans la rue B pour l'expérience 2.5

Concernant les hauteurs, la Figure 5.18 confirme ce que nous avons pu observer précédemment sur la Figure 5.6. Jusqu'au dernier carrefour, la ligne d'eau possède le même profil pour les deux maillages. Dans le dernier tronçon, on constate l'apparition d'oscillations de la surface libre (ondes stationnaires). Ceci est causé par la variation du nombre de Froude dans cette région (Figure 5.20).

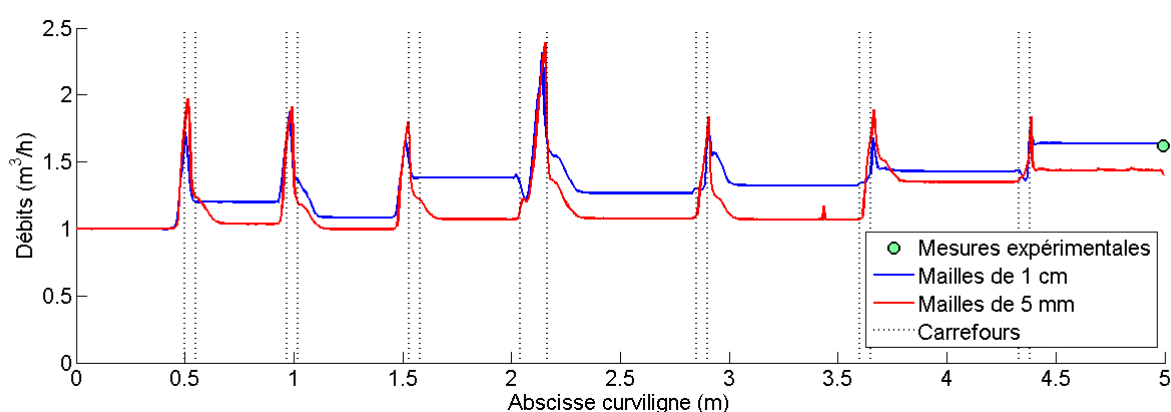


FIGURE 5.19 – Evolution du débit dans la rue B pour l'expérience 2.5

A en croire la Figure 5.19, les débits entre chaque carrefour sont constants. C'est donc bien uniquement le nombre de Froude qui est responsable des oscillations observées. Néanmoins, la sous-estimation du débit observé pour le maillage de 5 mm entraîne inévitablement une diminution de la hauteur d'eau. En se rapprochant de la hauteur critique (condition aval) et donc d'un nombre de Froude unitaire, il est possible que le nombre de Froude de l'écoulement fluctue autour de cette valeur. Ce qui occasionne des oscillations de la surface libre.

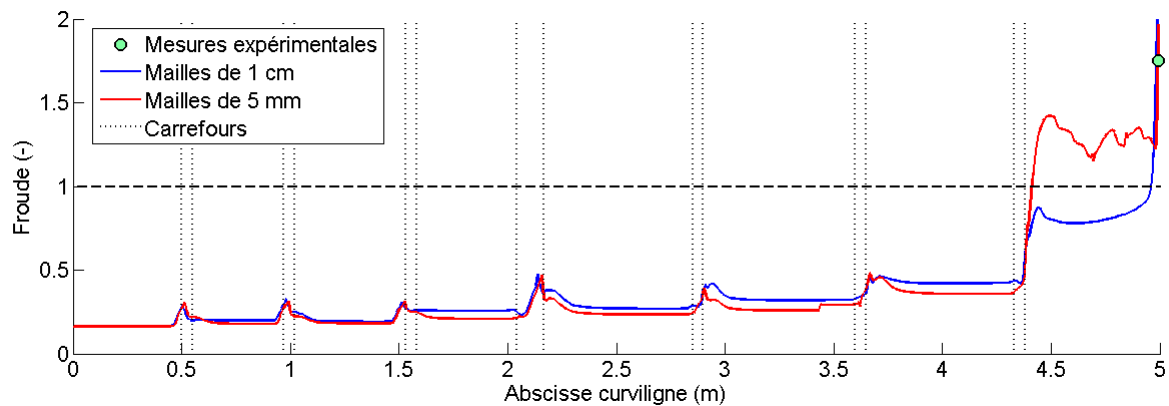


FIGURE 5.20 – Evolution du nombre de Froude dans la rue B pour l'expérience 2.5

Nous pouvons également constater que le nombre de Froude dans le dernier tronçon est toujours supérieur à 1. Nous ne sommes donc pas en présence de ressauts hydrauliques à proprement parler. En effet, ceux-ci sont caractérisés par le passage d'un régime supercritique ($Fr > 1$) à un régime infracritique ($Fr < 1$). Cette remarque n'est pas valable pour l'expérience 1.5 où le Froude oscille autour de l'unité (voir à l'annexe A.6).

Nous ne disposons pas des débits expérimentaux en tous points du domaine. Nous ne pouvons donc pas vérifier si le modèle numérique modélise correctement la répartition des débits après chaque carrefour. Cela nous aurait été très utile car, comme nous pouvons le voir sur la Figure 5.19, les deux maillages ne fournissent pas le même débit dès le premier carrefour rencontré (abscisse = 0,5 m).

Les résultats des autres expériences conduisant aux mêmes conclusions, nous n'avons pas jugé utile de les afficher ici. Ils sont présentés dans l'annexe A.6, pour uniquement les deux derniers tronçons de la rue B. Néanmoins, nous pouvons tout de même noter que l'évolution de la hauteur, du débit et du Froude possèdent respectivement la même allure quelque soit le débit d'injection (sauf pour l'expérience 1.5).

5.3 Mailles de 2,5 mm

Initialement, nous n'envisagions pas d'expérimenter un maillage plus fin, mais les améliorations observées pour les mailles de 5 mm nous ont poussés à tester un maillage encore plus petit. Nous avons donc entrepris de modéliser le quartier avec des mailles de 2,5 mm afin de vérifier si l'erreur par rapport à l'expérimental pouvait encore être réduite.

Le gros bémol de ce maillage est évidemment lié au temps de calcul, près de 710.000 mailles sont en effet discrétisées. Nous nous trouvons proches de la limite du logiciel WOLF2D, celui-ci étant capable de prendre en compte environ un million de mailles au maximum. Près de deux semaines sont nécessaires pour obtenir une convergence satisfaisante des résultats. Nous n'avons donc pu lancer qu'une seule simulation, l'expérience 2.5. Comme pour la section 5.2, seule la taille du maillage diffère par rapport au cas de référence.

5.3.1 Hauteurs d'eau dans le quartier

Comme escompté, la distribution des hauteurs d'eau dans le domaine est globalement identique à celles obtenues avec les deux maillages plus grossiers. Le résultat est présenté à la Figure 5.21 ci-dessous.

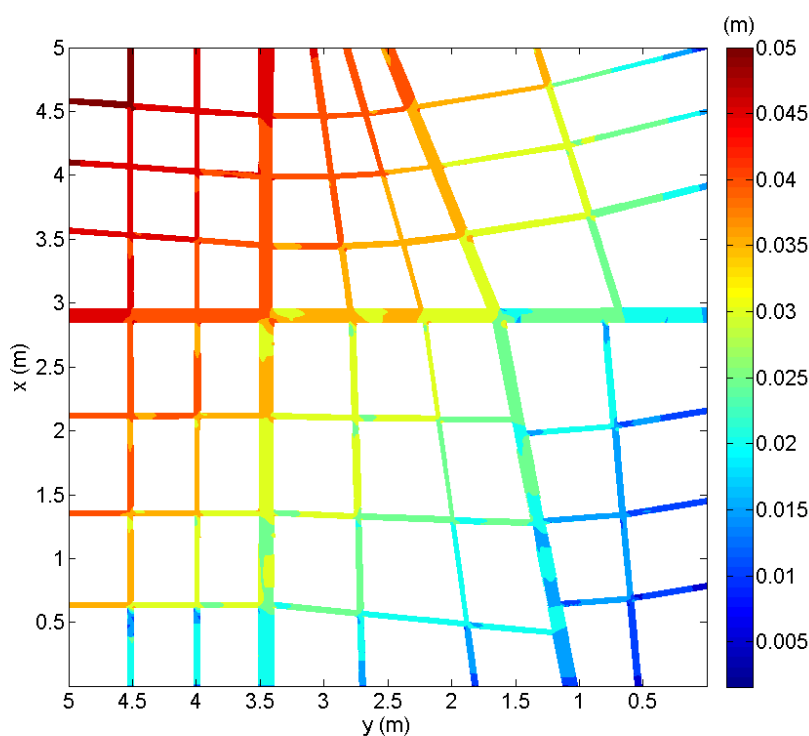
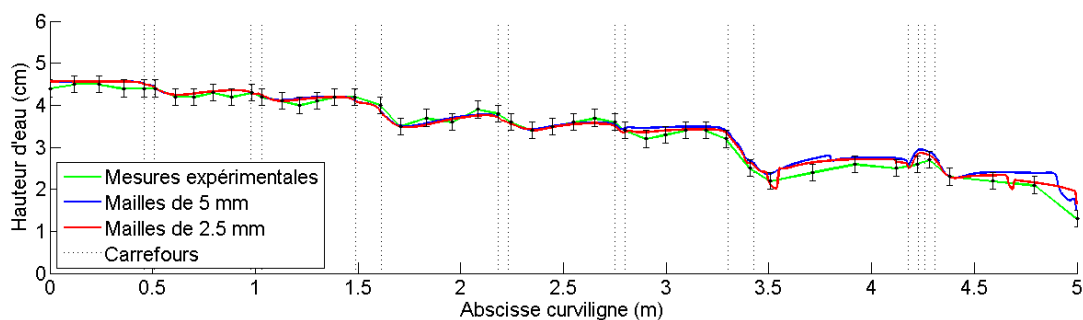


FIGURE 5.21 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 2.5 (mailles de 2,5 mm)

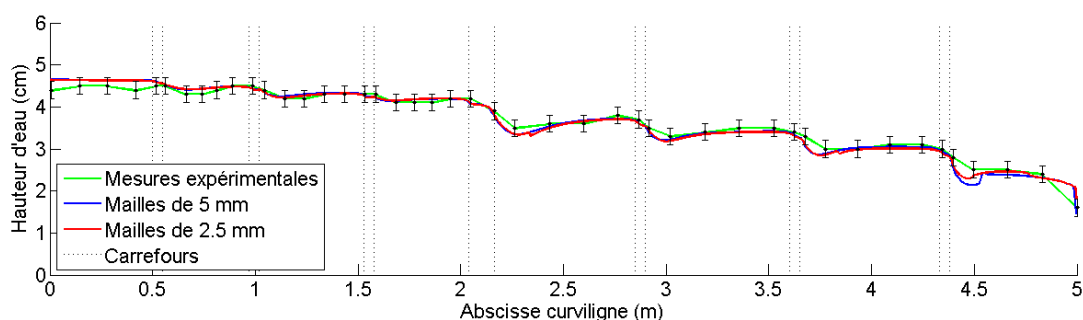
Lignes d'eau

Le gain de précision n'est pas très important. Pour cet expérience 2.5, l'erreur relative moyenne par rapport aux résultats expérimentaux passe de 6,9% pour le maillage de 5 mm à 5,3% pour celui de 2,5 mm. Les plus grosses différences sont évidemment observées au niveau des derniers tronçons où les décrochages de mailles conditionnent le comportement de l'écoulement.

Les lignes d'eau dans les rues 4 et C sont représentées à la Figure 5.22. La ligne d'eau obtenue par voie numérique passe par quasiment tous les points expérimentaux (en tenant compte des incertitudes dues au battement de la surface libre). Les petites discontinuités du profil de hauteur observées aux abscisses $x \simeq 3,5$ m et $x \simeq 4,7$ m de la rue 4 sont dues à un décrochage de mailles.



(a) Ligne d'eau dans la rue 4



(b) Ligne d'eau dans la rue C

FIGURE 5.22 – Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 2.5

5.3.2 Débits en sortie du pilote

Au niveau des débits, le gain n'est guère significatif, pour ne pas dire inexistant. Par rapport aux résultats expérimentaux, pour l'expérience 2.5, l'erreur était précédemment égale à 22% et 16%, respectivement pour le maillage de 1 cm et 5 mm. Pour des mailles de 2,5 mm, l'erreur reste de l'ordre de 16%. Le modèle numérique semble donc avoir atteint ses limites.

Le Tableau 5.6 reprend les débits en sortie des différentes rues pour les deux maillages les plus fins. On constate effectivement que les erreurs sont proches les unes des autres. Ce constat est également illustré par les Figures 5.23 et 5.24 où l'on remarque que le maillage de 2,5 mm est meilleur à certains endroits tandis qu'il ne l'est pas à d'autres. Le débit de la rue C est par exemple mieux déterminé au contraire de celui de la rue 4.

Au niveau du quartier dans son ensemble, la répartition du débit sortant par chacune des faces est du même ordre de grandeur que précédemment. En effet, 59,7% du débit total sort au Sud contre 40,3% à l'Est.

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	Q_{5mm} [m ³ /h]	$Q_{2,5mm}$ [m ³ /h]	Ecart 5 mm	Ecart 2,5 mm
1	1,04	0,73	0,77	-30%	-26%
2	1,17	0,87	0,90	-26%	-23%
3	1,38	1,30	1,32	-6%	-4%
4	2,97	3,44	3,55	16%	20%
5	0,47	0,57	0,59	22%	26%
6	0,57	0,54	0,55	-6%	-4%
7	0,47	0,44	0,39	-6%	-17%
A	1,80	1,75	1,73	-3%	-4%
B	1,62	1,44	1,50	-11%	-7%
C	4,06	4,35	4,25	7%	5%
D	1,27	1,14	1,12	-10%	-12%
E	1,04	0,75	0,74	-28%	-29%
F	2,31	2,20	2,13	-5%	-8%
G	0,43	0,50	0,46	16%	8%

TABLEAU 5.6 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 2.5

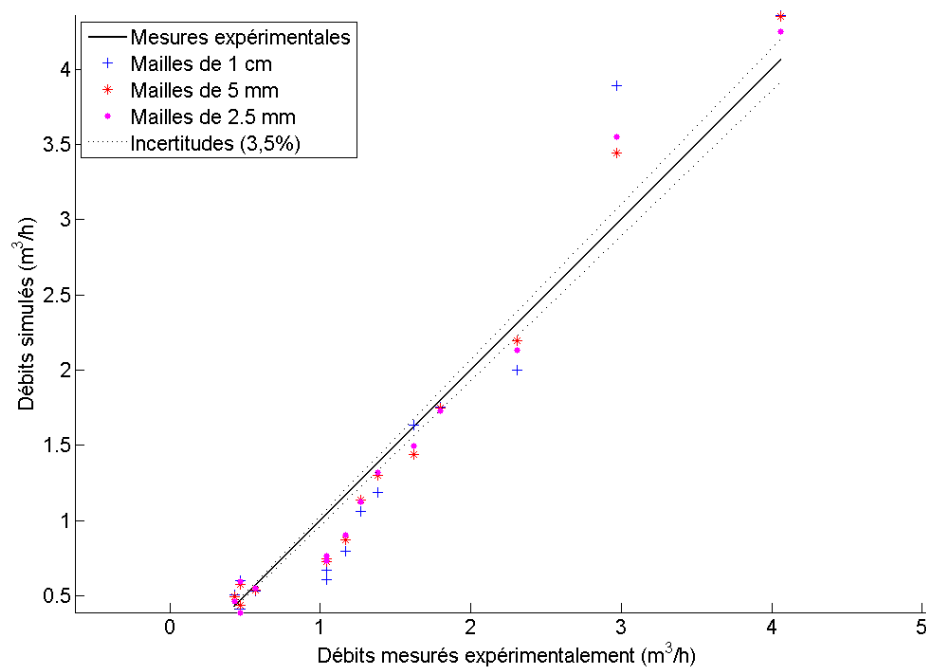


FIGURE 5.23 – Comparaison des débits en sortie du modèle pour l'expérience 2.5

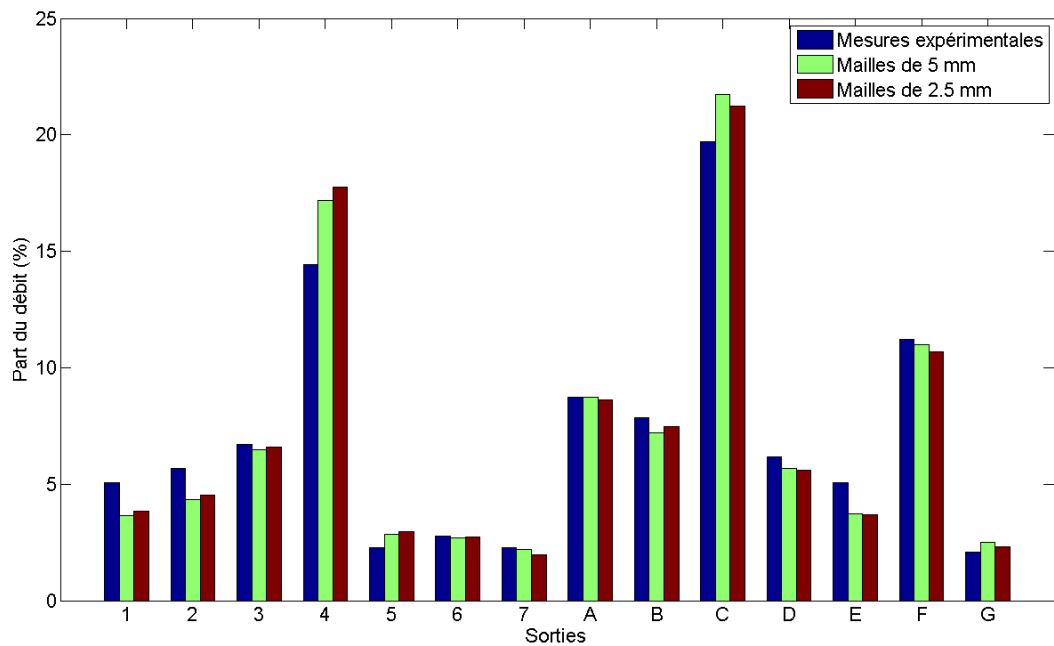


FIGURE 5.24 – Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expérience 2.5

5.3.3 Champ de vitesse

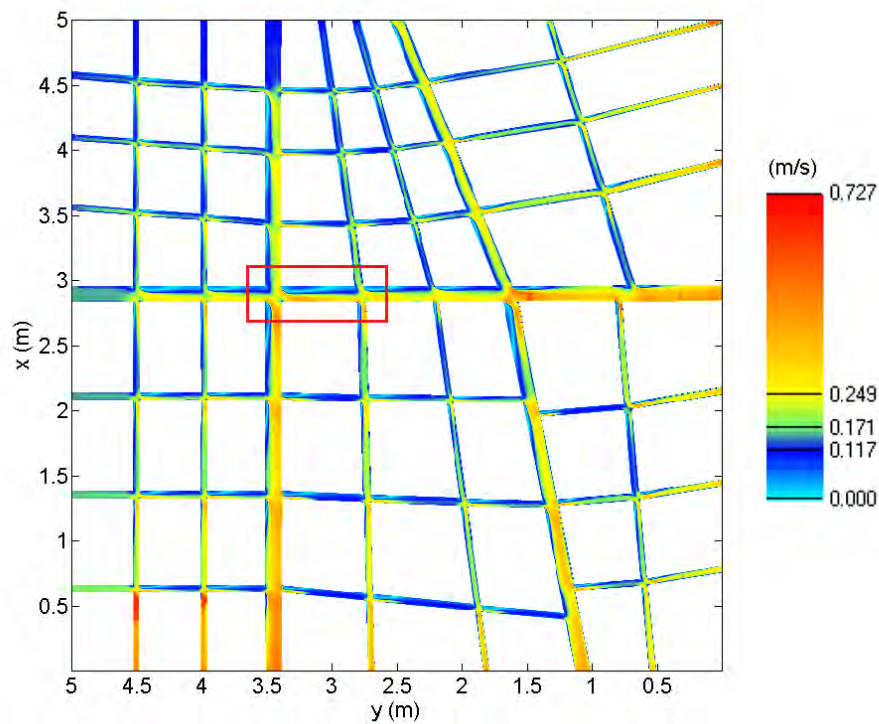


FIGURE 5.25 – Vitesse absolue dans le domaine pour l'expérience 2.5 (mailles de 2,5 mm)

Au niveau des vitesses, nous pouvons tirer les mêmes conclusions. Le raffinement du maillage n'apporte pas de résultats différents, le champ de vitesse n'est globalement pas modifié (voir Figure 5.25). Les zones de recirculation sont évidemment plus précises compte tenu du plus grand nombre de mailles mais leurs dimensions sont sensiblement identiques à celles obtenues avec un maillage de 5 mm, comme l'atteste la Figure 5.26.

On définit L_r comme la longueur de la zone de recirculation (voir Figure 5.26). Nous estimons que cette dernière s'arrête là où la vitesse à la paroi change de sens. Dans le cas du maillage de 2,5 mm, cette longueur vaut environ 39 cm. Pour les maillages de 1 cm et 5 mm, elle est respectivement égale à 34 cm et 38 cm. Les différents maillages testés donnent donc des résultats fort similaires.

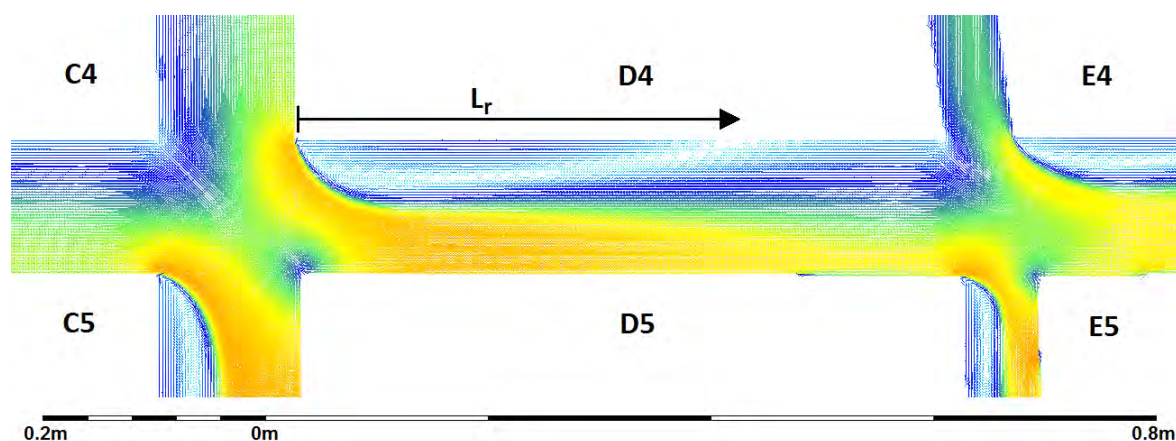


FIGURE 5.26 – Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l'expérience 2.5 (mailles de 2,5 mm)

5.3.4 Nombre de Froude

Comme le montre la Figure 5.27, la distribution globale du nombre de Froude dans le domaine n'est guère différente de celle observée à la Figure 5.15 (sauf au niveau d'un décrochage). Si l'on s'intéresse aux rues A, B et C, les seules semblant faire apparaître des ondes stationnaires, on constate qu'un phénomène similaire à celui observé pour le maillage de 5 mm se produit (voir Figure 5.28). Les ondes stationnaires s'arrêtent brusquement pour les rues A et B. Il n'y a par contre aucune onde pour la rue C.

La différence avec les mailles de 5 mm est qu'il n'y a, cette fois, qu'un seul décrochage au tout début du dernier tronçon de la rue B. Ce qui explique que les ondes qui apparaissent dans cette rue s'interrompent. De plus, le fait qu'il y ait plus de mailles permet de réduire l'influence des conditions limites aval sur l'écoulement. Cela peut également expliquer que les ondes ne se propagent pas jusqu'à la fin de la rue.

Ces ondes n'apparaissent qu'en aval des rues A et B. Elles sont donc liées à la configuration du carrefour et au régime d'écoulement, qui doit être transcritique. Les rues A et B sont les seules dont le dernier carrefour est formé de branches perpendiculaires entre elles. Ce qui laisse supposer que les ondes n'apparaissent que lorsqu'une telle configuration de carrefour est considérée.

Comme déjà évoqué, l'équipe de N. Rivière est parvenue à observer ce genre de phénomène dans le cas d'un écoulement transcritique dans un carrefour à 3 branches perpendiculaires [11]. Dans la section 6, nous tentons de reproduire ces expériences afin de vérifier si WOLF2D est

capable de capturer ces ondes. Cela permet in fine de valider les simulations numériques faisant apparaître un phénomène similaire.

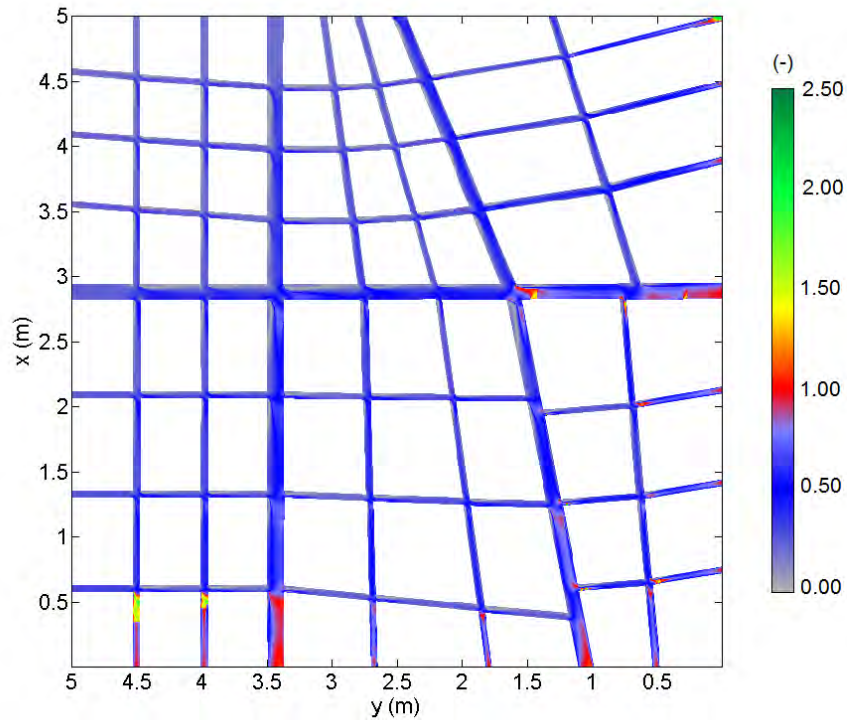


FIGURE 5.27 – Nombre de Froude dans le domaine pour l'expérience 2.5 (mailles de 2,5 mm)

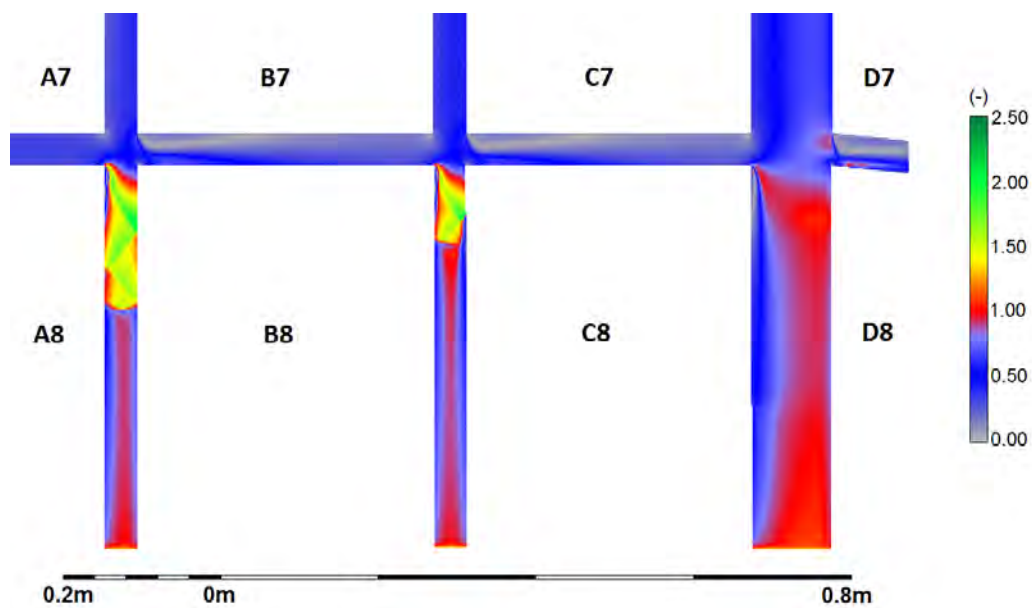


FIGURE 5.28 – Nombre de Froude dans le dernier tronçon des rues A, B et C pour l'expérience 2.5 (mailles de 2,5 mm)

A la suite de toutes ces observations, nous pouvons conclure que diminuer le maillage jusqu'à 2,5 mm n'a pas beaucoup d'influence. En effet, vu l'énorme temps de calcul nécessaire et le gain de précision obtenu relativement faible, il n'y a guère d'intérêt à utiliser une telle taille de mailles. L'erreur sur les débits en sortie étant encore significative pour quelques rues, nous supposons que le modèle détermine mal la répartition des débits dans certaines configurations de carrefours. Nous pouvons facilement nous en convaincre en examinant la Figure 5.19. La taille du maillage modifie grandement cette répartition. Entre les carrefours, le débit reste par contre constant. Le problème apparaît donc bel et bien au niveau du carrefour. Vu que des mailles de 2,5 mm, ce qui est particulièrement très petit, n'améliorent pas le résultat, cela signifie que les imprécisions subsistantes sont dues à un autre élément. Les décrochages du maillage peuvent être une cause possible. En effet, même si l'écoulement est infracritique, ces décrochages le modifient. Un maillage cartésien étant employé, il n'est pas possible de recourir à des mailles triangulaires qui permettraient d'éviter ces décrochages. Une solution alternative serait l'application du formalisme cut-cell. Ce dernier permet de raffiner localement le maillage, au niveau d'un décrochage par exemple. Cette technique et ses effets sont présentés à la section 7 de ce rapport.

5.4 Influence du frottement

Le pilote inondation est constitué de plaques de plexiglas. Initialement, les simulations numériques ont été réalisées en considérant une hauteur de rugosité k nulle et avec la formule de Colebrook (équation (2.5)). Cette équation présente l'avantage de modéliser les effets de dissipation, et ce même lorsque $k = 0$ mm.

Dans cette section, nous allons vérifier si l'hypothèse de hauteur de rugosité nulle est adéquate. Une comparaison des résultats obtenus en appliquant la formule de Manning-Strickler sera également entreprise.

5.4.1 Hauteur de rugosité

Comme expliqué, nous avons considéré une hauteur de rugosité nulle pour les simulations numériques. Selon la littérature [14], le coefficient k du verre est d'environ 0,01 mm. En supposant que la hauteur de rugosité du plexiglas est plus ou moins du même ordre de grandeur que celui du verre, l'hypothèse de rugosité égale à zéro semble a priori justifiable. En effet, un k de 0,01 mm peut être considéré comme extrêmement faible. Malgré tout, les jonctions entre les différentes plaques de plexiglas du modèle peuvent occasionner certaines pertes de charge non négligeables. Nous avons donc augmenté la hauteur de rugosité afin de prendre en compte cet effet. Une valeur de 1 mm a été choisie comme hauteur de rugosité. Cette valeur peut évidemment paraître élevée mais, comme nous le verrons, cela n'aura que très peu d'importance. Les simulations ont été lancées avec un maillage de 1 cm.

Hauteurs d'eau dans le quartier

La distribution des hauteurs d'eau dans le quartier n'est pour ainsi dire pas modifiée par l'emploi de rugosités différentes. On s'en convainc en mettant en parallèle les Figures 4.8 et 5.29. La différence relative de hauteurs d'eau constatée entre le modèle sans et avec frottement est très faible, comme l'atteste la Figure 5.30. Entendez par "sans" et "avec" frottement des valeurs de k respectivement égale à 0 mm et 1 mm. La différence relative moyenne ne dépasse pas les 2,4%. En terme de hauteur, pour l'expérience 2.5, cela correspond à 0,6 mm, valeur encore une fois bien inférieure aux incertitudes de mesures.

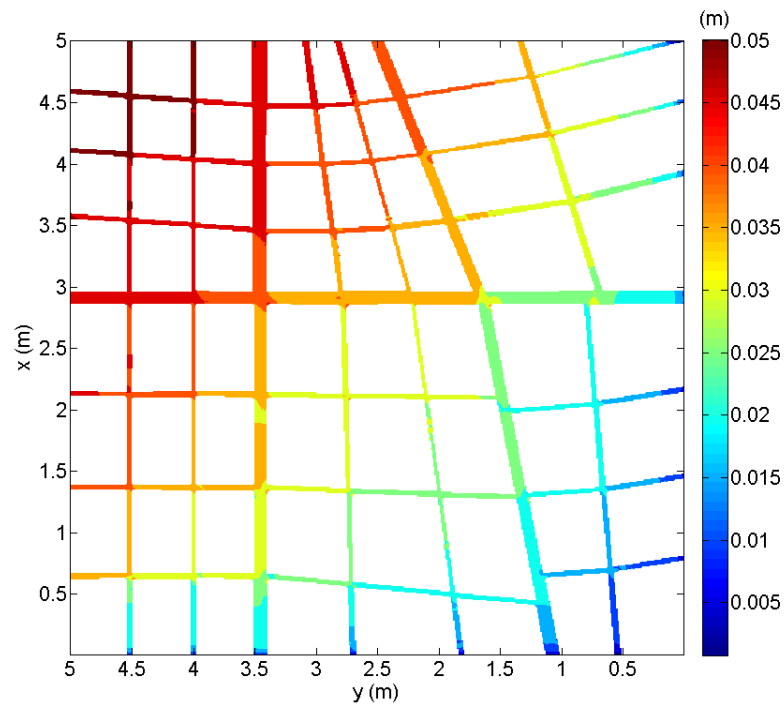


FIGURE 5.29 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 2.5 (mailles de 1 cm) - $k = 1 \text{ mm}$

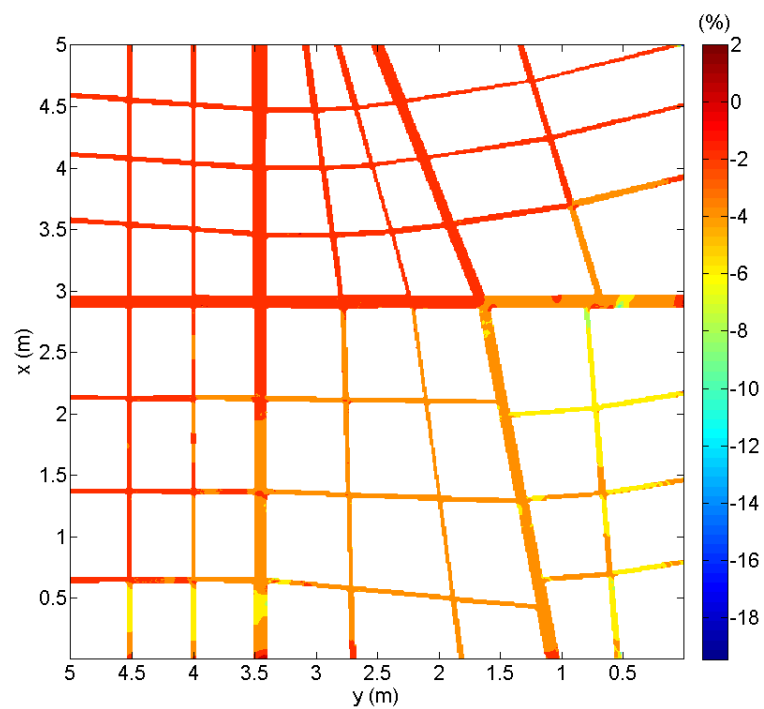


FIGURE 5.30 – Ecart relatif de hauteurs d'eau entre un modèle sans et avec frottement pour l'expérience 2.5 (mailles de 1 cm)

Débits en sortie du pilote

Du côté des débits, l'augmentation de la hauteur de rugosité n'a également guère d'influence. En effet, des petites différences ne dépassant en moyenne pas les 2,5% sont observées au niveau en sortie des rues entre la modélisation sans et avec frottement. Le Tableau 5.7 reprend les débits sortants ainsi que l'erreur relative des deux simulations numériques par rapport aux résultats expérimentaux. La moyenne des erreurs par rapport à l'expérience est quant à elle identique dans les deux cas. Cette valeur est de 22%. Ce qui signifie que le frottement n'influence pas de manière significative la répartition des débits sortants. Cela est également illustré par la Figure 5.31. On constate en effet que la participation de chaque rue n'est que très peu modifiée par l'augmentation de la hauteur de rugosité.

Au niveau global, l'influence est encore moins marquée. La part du débit sortant par les faces est et sud est respectivement égale à 39,1% et 60,9% pour la simulation sans frottement contre 39,3% et 60,7% pour la simulation avec frottement.

En conclusion, l'hypothèse selon laquelle la hauteur de rugosité peut être supposée nulle est vérifiée. En effet, l'impact sur les résultats ne se fait que très peu ressentir. Les différences relatives moyennes sur les hauteurs et les débits sont toutes deux inférieures aux incertitudes de mesures comprises, pour rappel, entre 2 et 7 mm pour les hauteurs d'eau et égales à 3,5% pour les débits.

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	$Q_{k=0mm}$ [m ³ /h]	$Q_{k=1mm}$ [m ³ /h]	Ecart $k = 0 \text{ mm}$	Ecart $k = 1 \text{ mm}$
1	1,04	0,61	0,62	-41%	-41%
2	1,17	0,76	0,77	-35%	-34%
3	1,38	1,11	1,13	-20%	-18%
4	2,97	3,85	3,81	30%	28%
5	0,47	0,56	0,59	20%	25%
6	0,57	0,52	0,54	-9%	-5%
7	0,47	0,39	0,41	-16%	-13%
A	1,80	1,75	1,76	-3%	-2%
B	1,62	1,60	1,63	-1%	1%
C	4,06	4,56	4,45	12%	9%
D	1,27	1,14	1,14	-10%	-11%
E	1,04	0,66	0,68	-36%	-35%
F	2,31	1,97	1,97	-15%	-15%
G	0,43	0,50	0,51	16%	19%

TABLEAU 5.7 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés sans et avec frottement pour l'expérience 2.5

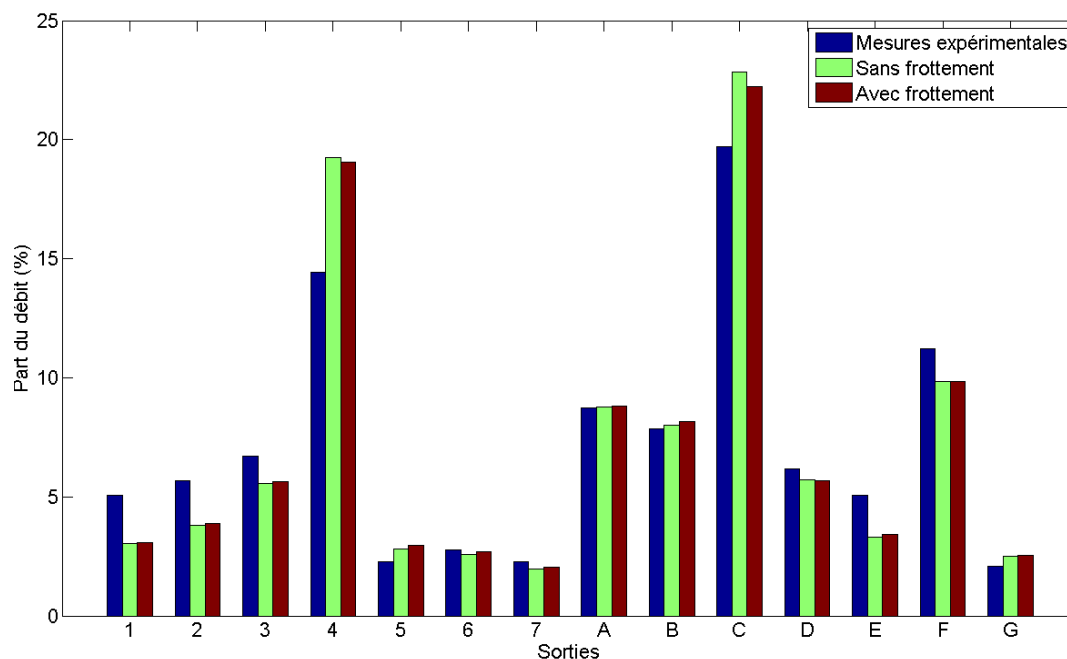


FIGURE 5.31 – Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expérience 2.5 (sans et avec frottement)

5.4.2 Formule de Manning-Strickler

Jusqu'à présent la formule de Colebrook a été utilisée pour modéliser le frottement. Elle fait généralement office de référence en la matière et présente l'avantage, de par sa forme, de modéliser des pertes de charge malgré une hauteur de rugosité nulle. L'équation de Manning-Strickler est également très connue et employée, notamment en Suisse. Nous allons analyser si le fait d'opter pour l'une ou l'autre formule a une incidence sur les résultats. Les résultats présentés ci-après ont été obtenus avec comme débit total $10 \text{ m}^3/\text{h}$ (expérience 1.5) et pour une taille de mailles de 1 cm.

Nous avons ici comparé les résultats obtenus avec des valeurs de rugosité et de coefficient de Manning cohérentes entre elles. Nous avons considéré une hauteur de rugosité k de 0,3 mm et un coefficient de Manning $\frac{1}{n}$ de $80 \text{ m}^{\frac{1}{3}}/\text{s}$. Cela correspond à des parois constituées de ciment lissé [14]. Nous avons prouvé précédemment que la hauteur de rugosité n'avait pas d'influence, utiliser ces valeurs ne posent donc aucun problème.

Hauteurs d'eau dans le quartier

La Figure 5.32 représente l'écart relatif de hauteurs d'eau entre les modèles simulés avec la formule de Colebrook et de Manning-Strickler. A première vue, les résultats semblent similaires. En effet, seules quelques mailles du domaine semblent présenter des écarts relativement importants (15,6%). La moyenne des différences relatives ne dépasse pas les 4%. Pour l'expérience 1.5, cela correspond à une différence moyenne de 0,7 mm. On se situe une fois encore dans des valeurs bien en deçà des incertitudes de mesures.

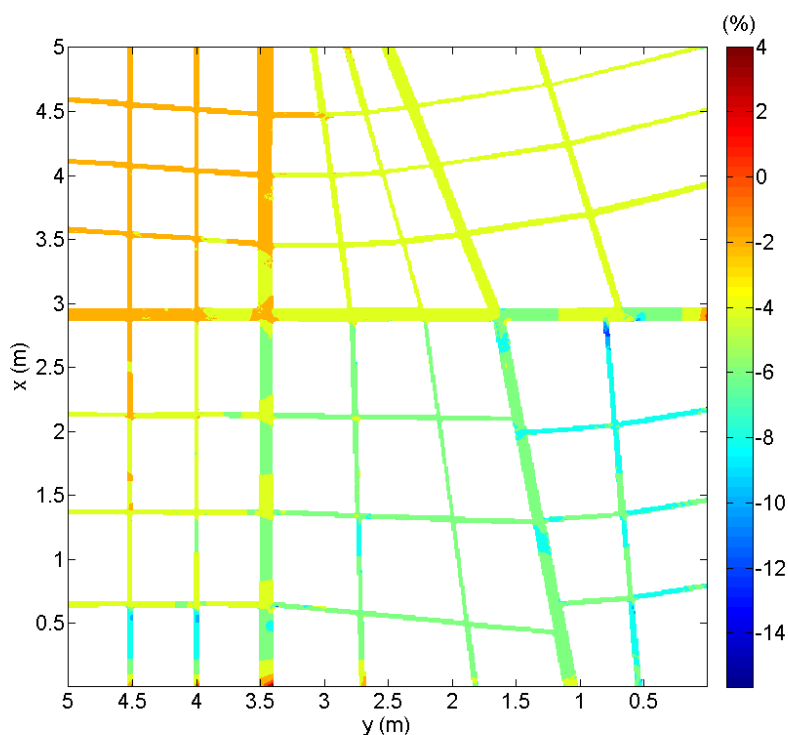


FIGURE 5.32 – Ecart relatif de hauteurs d'eau entre un modèle avec la formule de Colebrook et de Manning pour l'expérience 1.5

Débits en sortie du pilote

Au niveau des débits, la différence entre les résultats n'est pas davantage marquée. En effet, la différence relative moyenne sur les débits en sortie par rapport aux résultats obtenus en laboratoire est égale à 25%, à la fois pour le modèle avec Colebrook et avec Manning (voir Tableau 5.8). A une échelle plus globale, la part de débit sortant par la face est Q_{est} et sud Q_{sud} est respectivement égale à 39,5% et 60,5% pour le modèle avec Colebrook et 40% et 60% pour celui avec la formule de Manning. Il n'y a donc qu'une différence de 0,5%. Au regard de la Figure 5.33, nous pouvons avancer qu'opter pour l'une des deux formules n'aura guère d'influence sur les résultats. On constate toutefois une légère diminution des débits attribués aux deux grandes rues 4 et C avec la formule de Manning. Ce qui constitue une bonne chose compte tenu des remarques précédentes (surestimation des débits dans les grandes rues). Il n'y a par contre aucune garantie que cette remarque est valable pour d'autres coefficients de Manning.

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	$Q_{Colebrook}$ [m ³ /h]	$Q_{Manning}$ [m ³ /h]	Ecart Colebrook	Ecart Manning
1	0,54	0,31	0,32	-42%	-41%
2	0,63	0,39	0,40	-38%	-37%
3	0,70	0,57	0,59	-18%	-16%
4	1,42	1,90	1,87	33%	31%
5	0,24	0,30	0,32	24%	32%
6	0,29	0,27	0,29	-6%	-1%
7	0,30	0,21	0,22	-31%	-27%
A	0,95	0,88	0,87	-8%	-9%
B	0,83	0,81	0,81	-2%	-2%
C	2,02	2,21	2,14	9%	6%
D	0,65	0,57	0,57	-12%	-12%
E	0,57	0,34	0,36	-39%	-37%
F	1,21	0,99	1,01	-19%	-17%
G	0,22	0,26	0,27	18%	23%

TABLEAU 5.8 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés obtenus avec la formule de Colebrook et de Manning-Strickler pour l'expérience 1.5

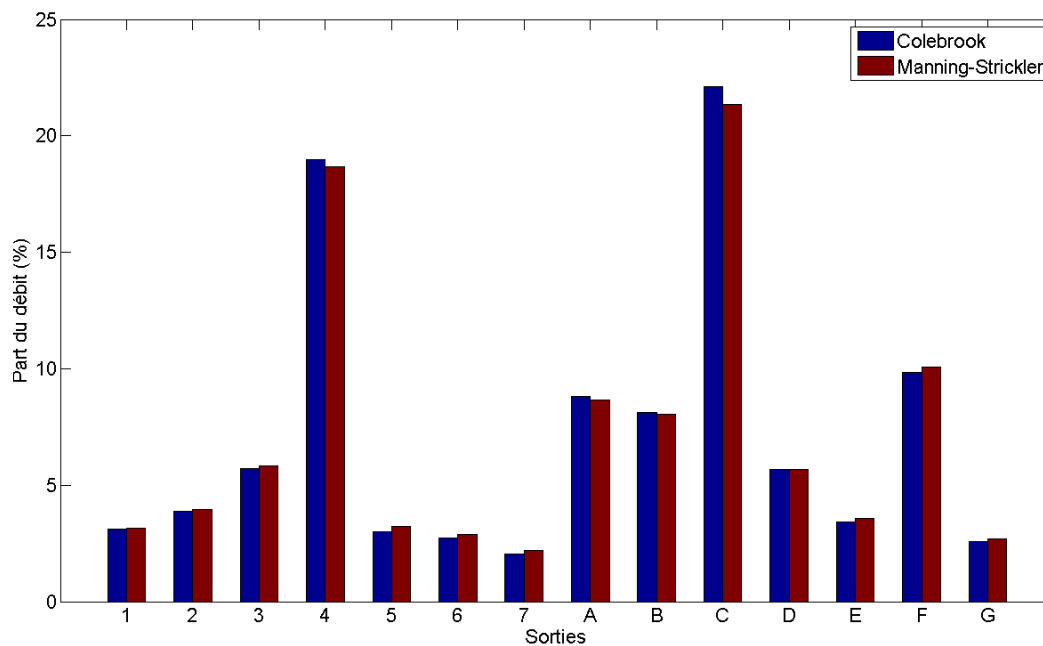


FIGURE 5.33 – Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expérience 1.5 (comparaison Colebrook - Manning)

5.5 Mise à l'échelle

Les simulations ont toutes été lancées avec des tailles de mailles très petites, de l'ordre du centimètre, en raison de la taille limitée du modèle de référence. Le but est ici d'étudier dans quelle mesure le modèle numérique est capable de représenter les écoulements en milieu urbain réel. Dans un tel cas, la prédiction des écoulements se fera à l'échelle d'un quartier d'une ville. Pour une simulation hydraulique raffinée, la taille des mailles sera de l'ordre de 1 m ou 2 m. Il convient de vérifier dans quelle mesure les conclusions tirées jusqu'à présent sur base de la géométrie du modèle expérimental sont effectivement transposables à l'échelle réelle. En particulier, l'influence du modèle de turbulence n'est pas forcément identique dans un modèle réduit ou dans un quartier à taille réelle. En effet, les écoulements ne présentent pas les mêmes caractéristiques (nombre de Reynolds supérieur) et il convient donc de contrôler si le modèle de turbulence a la même influence sur les résultats, dès lors que ces effets ne sont à priori pas mis à l'échelle de manière adéquate sur base d'une similitude de Froude, utilisée ici.

Nous allons dans cette section effectuer une mise à l'échelle du pilote afin de vérifier si les résultats obtenus sur un modèle "à taille réelle" sont similaires.

Cette mise à l'échelle s'effectue, comme annoncé, via une similitude de Froude. On garantit ainsi le respect de l'importance relative des effets d'inertie et de gravité dans les équations de conservation. Pour rappel, l'échelle du modèle réduit retenue est 1/200 selon l'horizontale et 1/20 selon la verticale. Dans un premier temps, nous analyserons une mise à l'échelle en supposant un modèle non distordu (1/200 dans toutes les directions). L'effet de la distorsion sera analysé par la suite. Un facteur d'échelle e de 200 est par conséquent d'abord étudié. Les longueurs, comme les hauteurs d'eau, sont donc multipliées par le facteur e tandis que les vitesses sont, elles, multipliées par \sqrt{e} . Le débit "réel" vaut (dans l'hypothèse de non-distorsion du modèle) :

$$\begin{aligned} Q_{reel} &= U_{reel} \times L_{reel}^2 \\ &= (\sqrt{e} U_{mod}) \times (e L_{mod})^2 \\ &= e^2 \sqrt{e} Q_{mod} \end{aligned} \quad (5.1)$$

où Q , U et L représentent le débit, la vitesse et la longueur. Les indices "mod" et "reel" correspondent respectivement au modèle réduit et au modèle mis à l'échelle.

Par exemple, pour le facteur d'échelle de 200, cela signifie que les hauteurs d'eau sont multipliées par 200 et les débits par $200^2 \sqrt{200}$. Les simulations sont lancées en multipliant les paramètres qui le nécessitent. Les résultats obtenus sont quant à eux multipliés par le coefficient inverse afin de pouvoir les comparer avec les résultats obtenus à l'échelle du modèle réduit.

5.5.1 Détermination de la hauteur de rugosité

Le nombre de Reynolds est défini par la formule suivante :

$$Re = \frac{UL}{\nu} \quad (5.2)$$

Au regard des considérations préalablement décrites, pour un facteur d'échelle de 200, le nombre de Reynolds doit être multiplié par le terme $200\sqrt{200}$. La viscosité de l'eau reste évidemment constante ($\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$). Le nombre de Reynolds à l'échelle du modèle étant de l'ordre de 10^4 , à taille réelle, celui-ci doit être de l'ordre de 10^7 . Selon le diagramme de Moody (fourni dans l'annexe A.8), si l'on souhaite garder constant le coefficient de frottement dans les deux échelles, il faut inévitablement que la hauteur de rugosité à taille réelle soit supérieure à celle du modèle réduit. Nous devons donc déterminer préalablement cette rugosité.

Nous utilisons les résultats de l'expérience 2.5 avec un maillage de 1 cm et une hauteur de rugosité $k = 0$. Tout d'abord, nous cherchons à déterminer le coefficient de frottement f pour chacune des mailles du modèle, soit environ 45000 mailles. Celui-ci est dépendant de la hauteur d'eau. En fonction du rapport entre la hauteur de rugosité et la hauteur d'eau, la formule à utiliser pour calculer le f change. Les trois formules ainsi que leur condition associée sont [15] :

$$\frac{k}{h} < 0,05 \quad : \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{1,1295 \log \left(\frac{Re^*}{1,75} \right)}{Re^* \left(1 + \frac{Re^{*0,52} \left(\frac{k}{h} \right)^{0,7}}{37,22} \right)} + \frac{k}{14,8h} \right) \quad (5.3)$$

$$0,05 \leq \frac{k}{h} < 0,15 \quad : \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 1469,76 \left(\frac{k}{h} \right)^3 - 382,83 \left(\frac{k}{h} \right)^2 + 9,89 \left(\frac{k}{h} \right) + 5,22 \quad (5.4)$$

$$\frac{k}{h} \geq 0,15 \quad : \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = -1,987 \log \left(\frac{k}{5,15h} \right) \quad (5.5)$$

L'équation (5.3) est la formulation de Barr, correspondant à l'équation de Colebrook mise sous forme explicite. La forme implicite de cette dernière (équation (2.5)) complexifie sa résolution et conduit forcément à une "perte" de temps sur le plan numérique. La formule de Barr permet d'obtenir des résultats cohérents, avec une erreur de 1% par rapport à la formule originale. Elle fait intervenir le nombre de Reynolds pour un écoulement à surface libre Re^* . Celui-ci est égal à :

$$Re^* = \frac{R_h U}{\nu} = \frac{Re}{4} \quad (5.6)$$

L'équation (5.5) est la formule de Bathurst tandis que la formule (5.4) est une formule polynomiale développée par O. Machiels et al. [15], permettant de modéliser des cas dont les conditions ne sont pas propices à l'utilisation des équations de Barr et de Bathurst. Sur base de ces trois équations, nous déterminons le coefficient de frottement en chaque point du domaine.

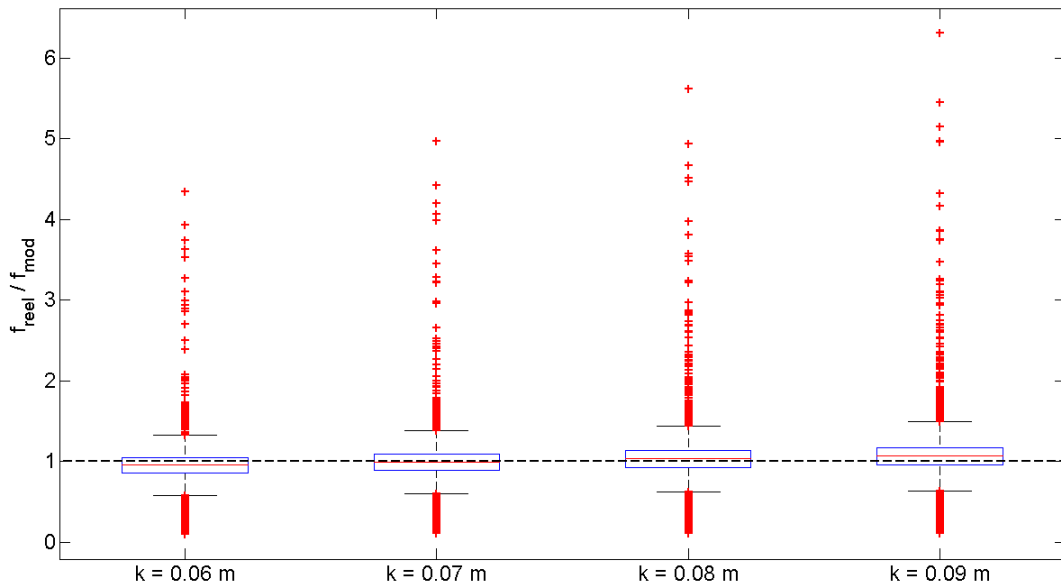


FIGURE 5.34 – Box plots pour différentes valeurs de k

Nous faisons de même pour le modèle "à taille réelle". En supposant que les résultats aux deux échelles étudiées sont similaires, les hauteurs d'eau et les vitesses simulées à l'échelle du modèle réduit sont multipliées respectivement par 200 et $\sqrt{200}$. Nous déterminons également le nombre de Reynolds sur base de ces deux valeurs. Il ne reste dès lors qu'à trouver la hauteur de rugosité en taille réelle permettant de garder constant le coefficient de frottement f . Nous cherchons donc à obtenir un rapport entre f_{reel} et f_{mod} égal à 1.

Nous testons pour ce faire différentes valeurs de k . Après plusieurs tests, il s'avère qu'une hauteur de rugosité de 0,07 m est celle permettant de se rapprocher de l'objectif fixé. En effet, cette rugosité est celle dont la médiane des rapports $\frac{f_{reel}}{f_{mod}}$ est la plus proche de l'unité, comme le montre la Figure 5.34. Celle-ci représente les box plots (boîtes à moustache) du rapport entre les coefficients de frottement pour différentes valeurs de k . Les box plots servent à définir rapidement le profil d'une série statistique. Ils présentent diverses caractéristiques comme le minimum, le maximum, les outliers (données aberrantes), les quartiles ou encore la médiane (ligne rouge horizontale).

Nous pouvons donc conclure que la hauteur de rugosité k choisie (0,07 m) est à priori celle permettant d'obtenir les mêmes résultats tant à taille réelle qu'à l'échelle du modèle réduit où k est nul.

Les simulations numériques à taille réelle ont par conséquent été lancées avec cette valeur de rugosité. Les résultats obtenus à taille réelle ont ensuite, comme énoncé, été divisés par le facteur adéquat : 200 pour les hauteurs et $\sqrt{200}$ pour les vitesses. Une comparaison avec les résultats sur modèle réduit est menée ci-après. Nous avons mis en jeu ici un débit de 20 m³/h (expérience 2.5) avec des mailles de 1 cm (taille réelle : mailles de 2 m).

5.5.2 Hauteurs d'eau dans le quartier

Au niveau des hauteurs d'eau, on remarque sur la Figure 5.35 que l'évolution du champ de hauteur est globalement identique à ce que nous avons observé lors des différentes simulations réalisées. En s'attardant précisément sur les valeurs, nous constatons que l'écart relatif entre les deux échelles est très faible, comme le prouve la Figure 5.36. Hormis à quelques endroits, principalement en fin de rue au niveau des sorties, où les hauteurs d'eau plus faibles conduisent à des différences élevées, l'écart moyen est de 3,3% (0,6 mm). Nous pouvons considérer que l'échelle du modèle ne joue pas un rôle prépondérant sur les hauteurs d'eau, pour autant que la rugosité k soit adéquatement mise à l'échelle comme nous l'avons fait ici (0 mm → 7 cm).

Cela permet également de confirmer l'hypothèse selon laquelle les hauteurs simulées dans les deux modèles sont similaires. Nous avons en effet posé cette hypothèse lors de la détermination de la hauteur de rugosité k .

Nous avons également vérifié les résultats obtenus en gardant une hauteur de rugosité nulle à taille réelle. La différence relative par rapport aux simulations à l'échelle du modèle réduit est légèrement supérieure à celle obtenue avec un k de 0,07 m, comme l'illustre la Figure 5.37. Nous constatons que l'écart relatif le plus important est observé dans la rue 4, au niveau d'un décrochage. L'erreur moyenne est supérieure à 4,5%, ce qui est effectivement plus grand que les 3,3% que nous avons précédemment. Même si la différence est faible, cela prouve donc que la hauteur de rugosité doit bien être ajustée correctement.

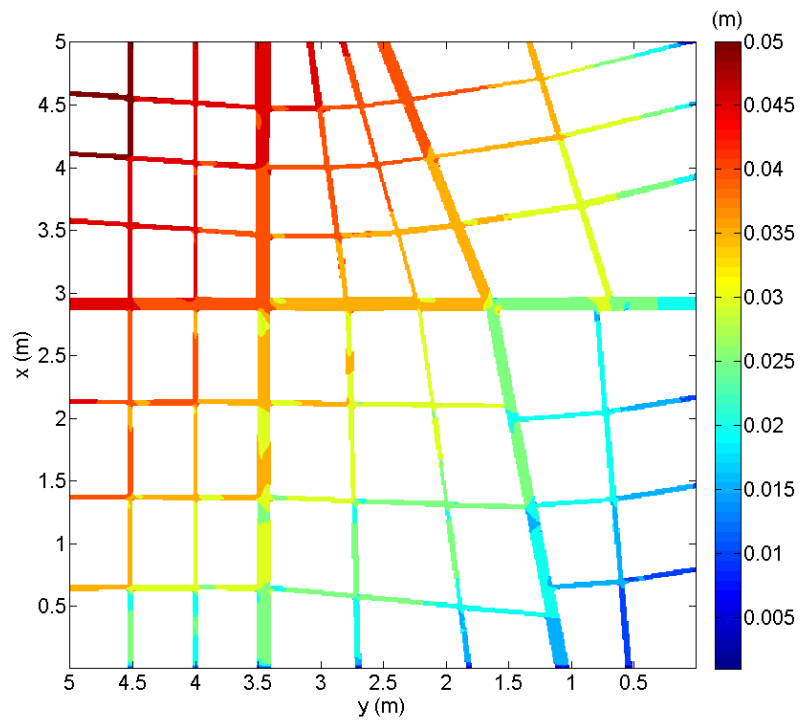


FIGURE 5.35 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle

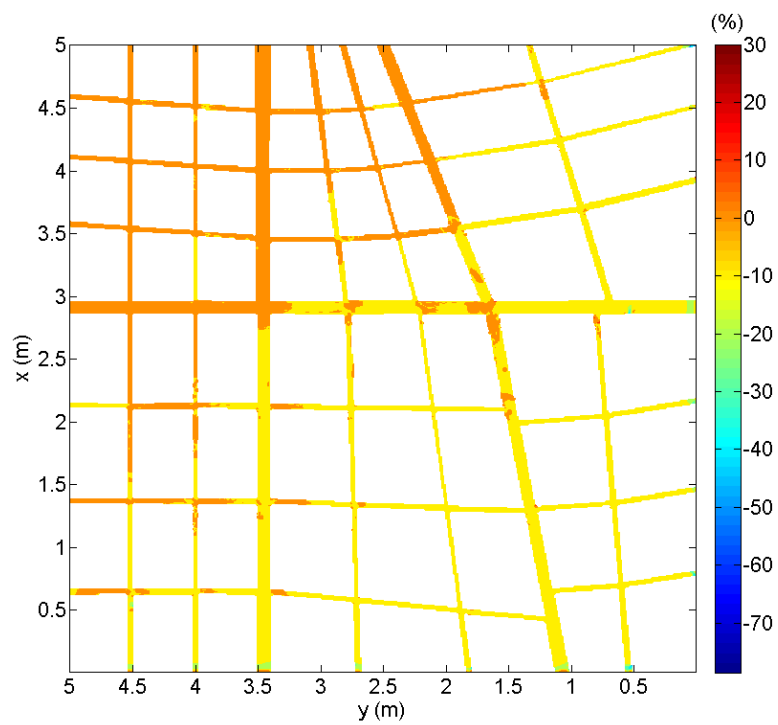


FIGURE 5.36 – Ecart relatif de hauteurs d'eau entre le modèle réduit et le modèle à "taille réelle" pour l'expérience 2.5

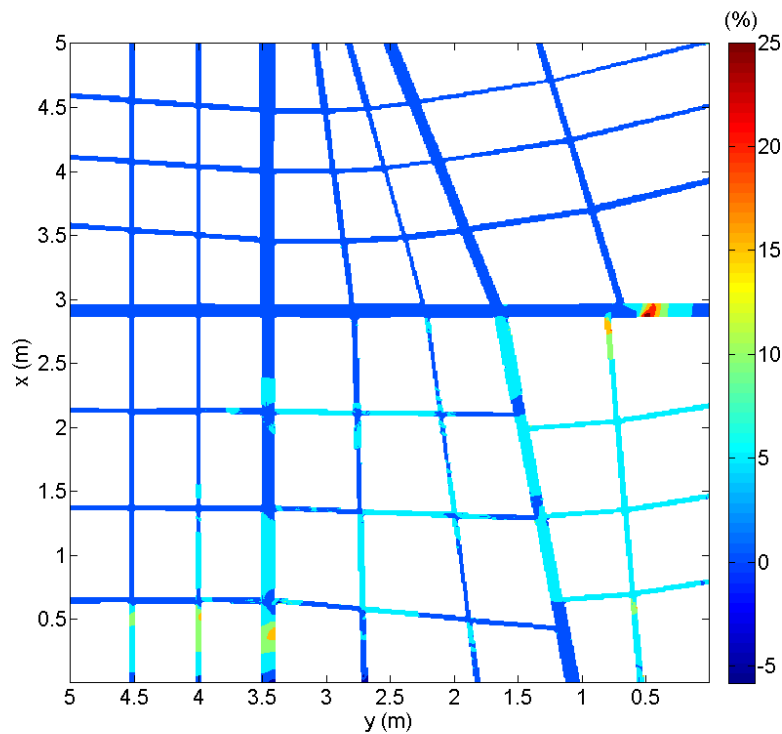


FIGURE 5.37 – Ecart relatif de hauteurs d'eau entre le modèle réduit et le modèle à "taille réelle" pour l'expérience 2.5 - Hauteur de rugosité nulle

5.5.3 Débits en sortie du pilote

Intéressons-nous maintenant aux débits en sortie du pilote. L'écart observé sur ces derniers, entre les deux échelles étudiées, est également relativement faible. A un niveau global, la part du débit sortant par les faces est et sud est respectivement égale à 40,1% et 59,9% pour les simulations à l'échelle du modèle réduit. A taille réelle, nous avons 40,5% et 59,5%. La différence n'est donc pas très importante.

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	Q_{mod} [m ³ /h]	Q_{reel} [m ³ /h]	Ecart Modèle réduit	Ecart Taille réelle
1	1,04	0,61	0,62	-41%	-40%
2	1,17	0,79	0,81	-32%	-31%
3	1,38	1,19	1,20	-14%	-13%
4	2,97	3,89	3,85	31%	30%
5	0,47	0,60	0,64	28%	36%
6	0,57	0,53	0,55	-7%	-3%
7	0,47	0,41	0,43	-12%	-7%
A	1,80	1,76	1,75	-2%	-3%
B	1,62	1,64	1,64	1%	1%
C	4,06	4,35	4,24	7%	4%
D	1,27	1,06	1,05	-17%	-17%
E	1,04	0,67	0,70	-35%	-33%
F	2,31	2,00	1,99	-13%	-14%
G	0,43	0,51	0,55	19%	27%

TABLEAU 5.9 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés obtenus sur le modèle réduit et le modèle à "taille réelle" pour l'expérience 2.5

Comme le montre le Tableau 5.9, au niveau de chaque rue, nous observons un écart relatif par rapport à l'expérimental pratiquement identique pour les deux échelles. Pour la simulation à la taille du modèle réduit, l'erreur moyenne est de 22% tandis qu'elle est d'un peu moins de 23% pour le modèle à taille réelle. La Figure 5.38 traduit de manière graphique les mêmes conclusions.

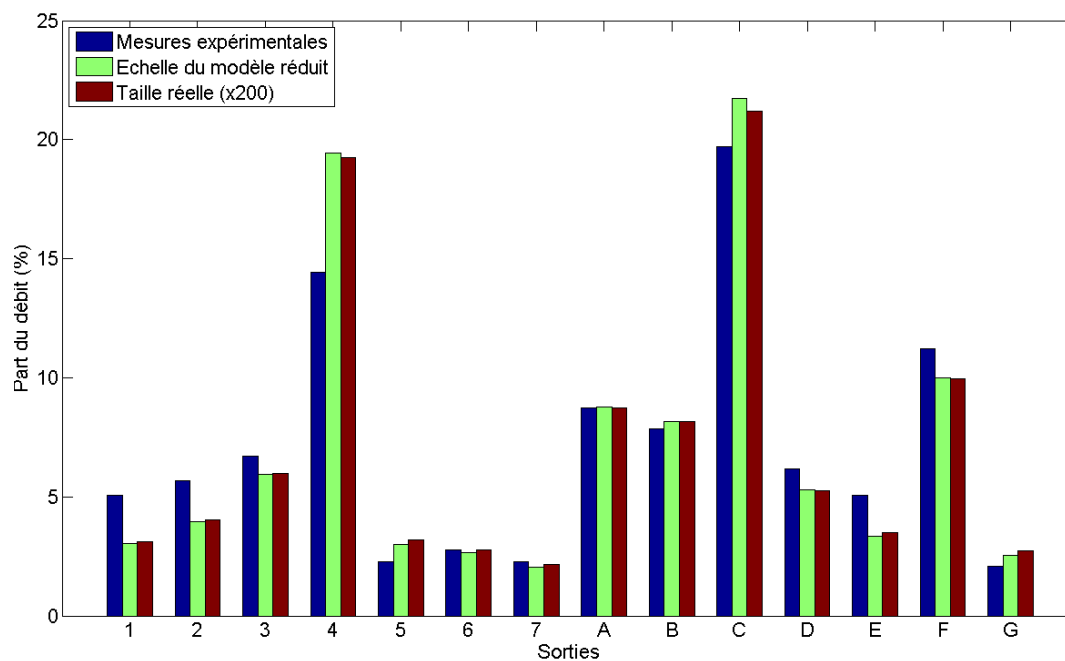


FIGURE 5.38 – Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle

5.5.4 Champ de vitesse

Du côté des vitesses, les résultats sont globalement similaires pour les deux échelles, comme illustré dans les Figures 5.39 et 5.40. Celles-ci sont à comparer respectivement aux Figure 4.16 et 4.17. Notons tout de même que la zone de recirculation paraît être légèrement plus petite dans le cas de la modélisation à taille réelle. En effet, la longueur L_r de la zone de recirculation vaut ici 32 cm, ce qui est 2 cm plus petit que la longueur obtenue pour la simulation à l'échelle du modèle réduit. La différence n'est cependant pas significative.

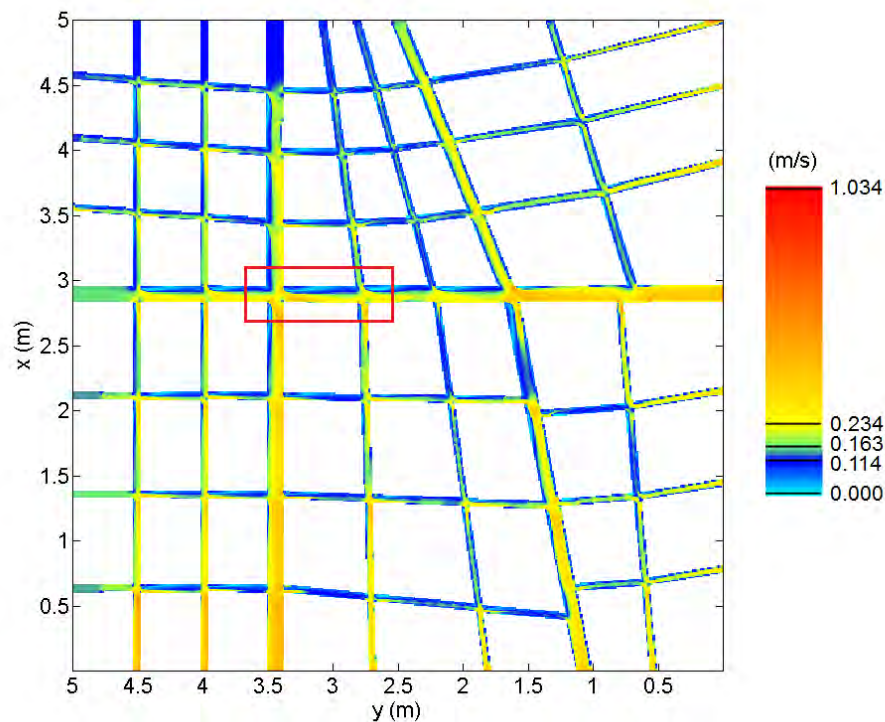


FIGURE 5.39 – Vitesse absolue dans le domaine pour l'expérience 2.5 (mailles de 1 cm) - Modèle à taille réelle

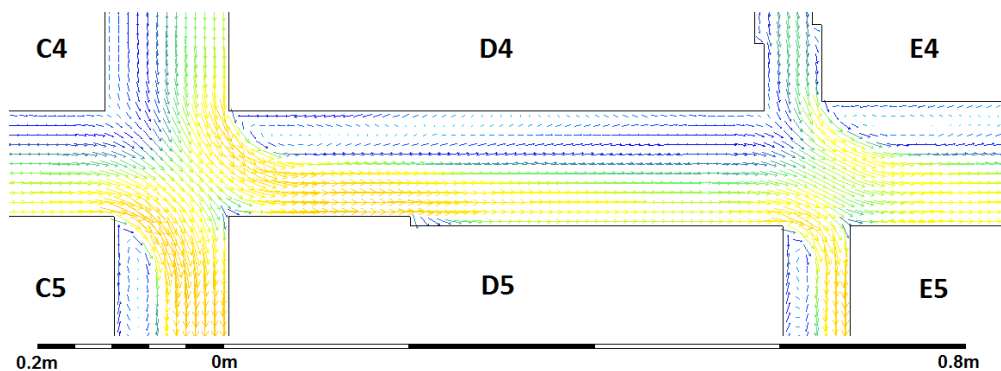


FIGURE 5.40 – Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l'expérience 2.5 (mailles de 1 cm) - Modèle à taille réelle

5.5.5 Nombre de Froude

La mise à l'échelle ayant été effectuée à l'aide d'une similitude de Froude, nous nous attendions à obtenir les mêmes résultats dans les deux échelles étudiées. Comme le montre la Figure 5.41, cela s'est effectivement vérifié. Comme pour les simulations à taille réelle, les sorties libres conditionnent la valeur du nombre de Froude, qui augmente dans les derniers tronçons des rues.

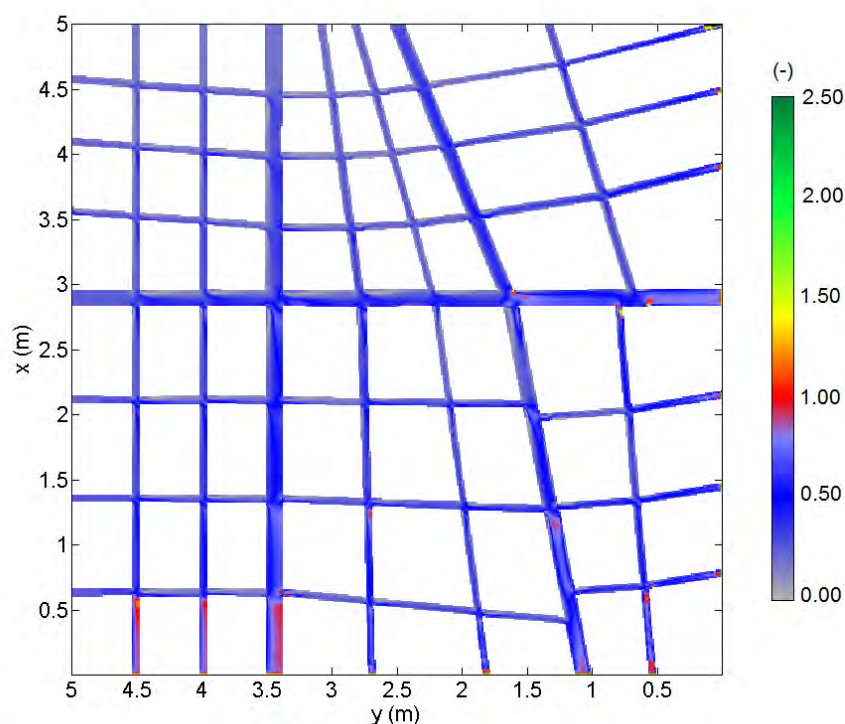


FIGURE 5.41 – Nombre de Froude dans le domaine pour l'expérience 2.5 (mailles de 1 cm) - Modèle à taille réelle

Au vu des observations précédentes, l'influence du modèle de turbulence semble être similaire quelque soit l'échelle étudiée. Ce qui permet évidemment d'avancer que les résultats obtenus à l'échelle du modèle réduit peuvent être extrapolés à taille réelle.

5.5.6 Prise en compte de la distorsion du modèle expérimental

Les rapports de forme du modèle réduit ne sont pas très représentatifs de la réalité. En effet, les hauteurs d'eau dans le modèle ne sont pas mises à la même échelle que les longueurs horizontales (pour les raisons évoquées dans la section 3). Les hauteurs d'eau sont bien trop importantes par rapport à la largeur des rues. C'est pourquoi nous avons entrepris dans un second temps d'effectuer une mise à l'échelle en tenant compte de cette distorsion.

Suivant le même raisonnement que précédemment (voir équation (5.1)), les hauteurs d'eau sont ici multipliées par un facteur 20 tandis que les longueurs horizontales sont multipliées par 200. La vitesse varie en fonction de la hauteur, elle est donc multipliée par $\sqrt{20}$. Les débits sont quant à eux multipliés par les trois facteurs que nous venons de citer.

De la même manière que précédemment, nous avons cherché à déterminer la hauteur de rugosité k permettant de garder constant le coefficient de frottement à taille réelle, celle-ci vaut

7 mm. Dans un quartier réel, nous pouvons estimer que la hauteur de rugosité est en moyenne de 10 cm. Nous avons par conséquent également simulé les écoulements avec cette hauteur afin d'analyser une inondation dans un cas tout à fait réaliste.

Malheureusement, ces deux dernières simulations ont été lancées assez tard dans ce travail et nous avons été contraints de les arrêter avant que la convergence ne soit complète. Les résultats présentés ne sont donc pas forcément représentatifs et corrects. De plus, pour des raisons indépendantes de notre volonté liées à des problèmes informatiques, la simulation avec une hauteur de rugosité de 7 mm n'a pas pu être lancée avec un modèle de turbulence.

Rugosité de 7 mm

Au regard de la Figure 5.42, on constate de suite que l'évolution globale des hauteurs est similaire à ce que nous trouvons à l'échelle du modèle réduit. Par contre, les hauteurs d'eau sont plus importantes dû au fait que le rapport relatif entre la rugosité et la hauteur d'eau est plus grand. La différence moyenne par rapport aux résultats numériques sur modèle réduit atteint les 19%.

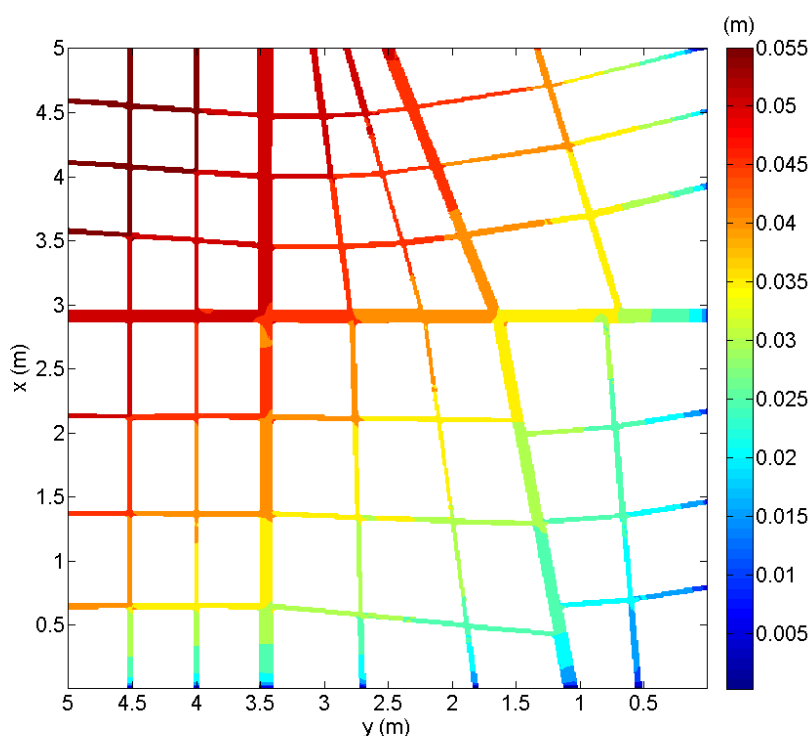


FIGURE 5.42 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle distordu ($k = 7$ mm)

Au niveau global, la répartition des débits est conservée. Nous obtenons 40,9% et 59,1% du débit total sortant respectivement à l'Est et au Sud. Au niveau des rues, on constate par contre des différences importantes, comme l'atteste la Figure 5.43. Étonnamment, alors que les conditions sont différentes, nous nous rapprochons des résultats expérimentaux.

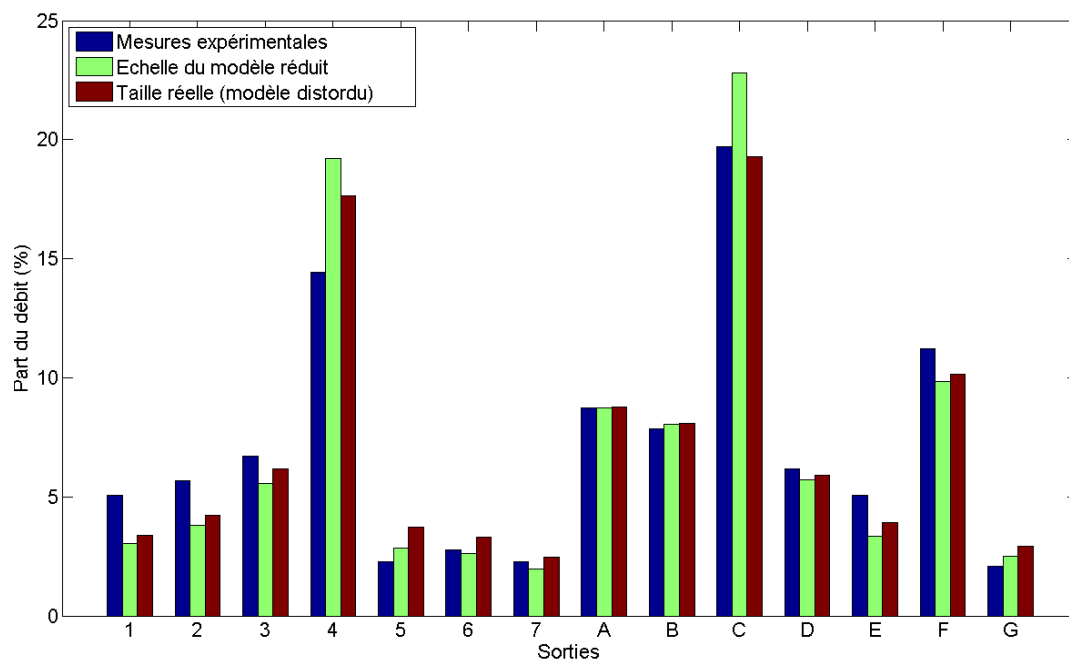


FIGURE 5.43 – Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle distordu ($k = 7$ mm)

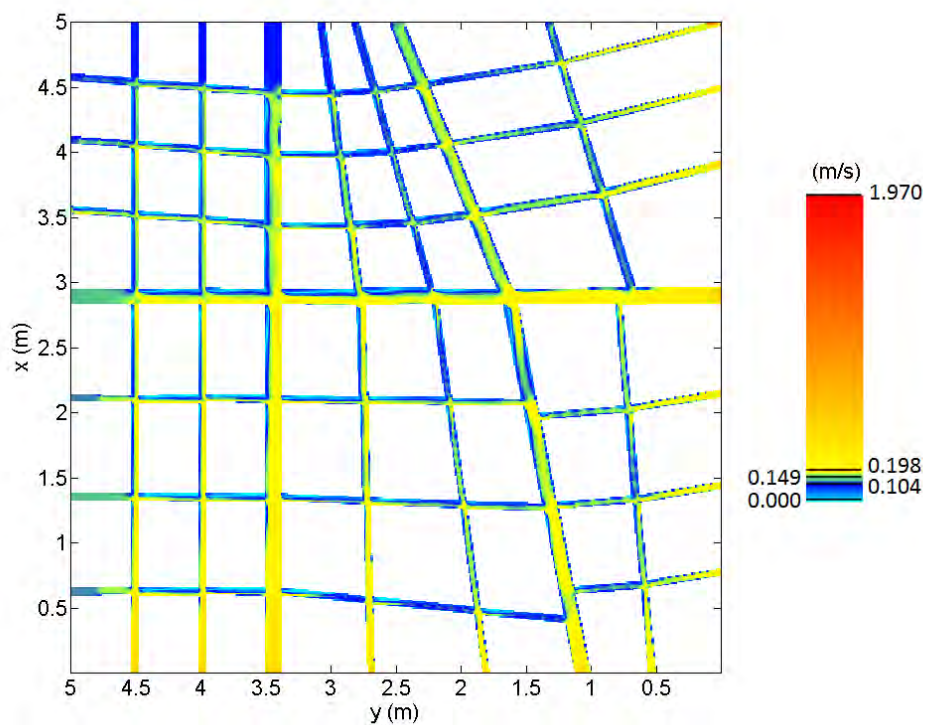


FIGURE 5.44 – Vitesse absolue dans le domaine pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle distordu ($k = 7$ mm)

La Figure 5.44 représente l'évolution des vitesses absolues dans le quartier. Comme annoncé, aucun modèle de turbulence n'a pu être utilisé, les zones de recirculation sont par conséquent mal reproduites. Néanmoins, nous avons précédemment montré que l'ordre de grandeur des vitesses était similaire avec et sans modèle de turbulence. Nous remarquons évidemment que les vitesses sont légèrement plus faibles que celles obtenues à l'échelle du modèle réduit (voir Figure 4.16). Cela est la conséquence des hauteurs d'eau plus importantes. Pour un même débit, les vitesses sont plus faibles.

Rugosité de 10 cm

Cette simulation est celle qui se rapproche le plus d'un cas réel. En effet, le modèle a été mis à l'échelle en tenant compte de la distorsion des échelles et la hauteur de rugosité choisie est représentative d'une situation réelle ($k = 10$ cm). Nous cherchons donc ici à vérifier si les écoulements observés sur le pilote inondation sont caractéristiques d'une crue réelle.

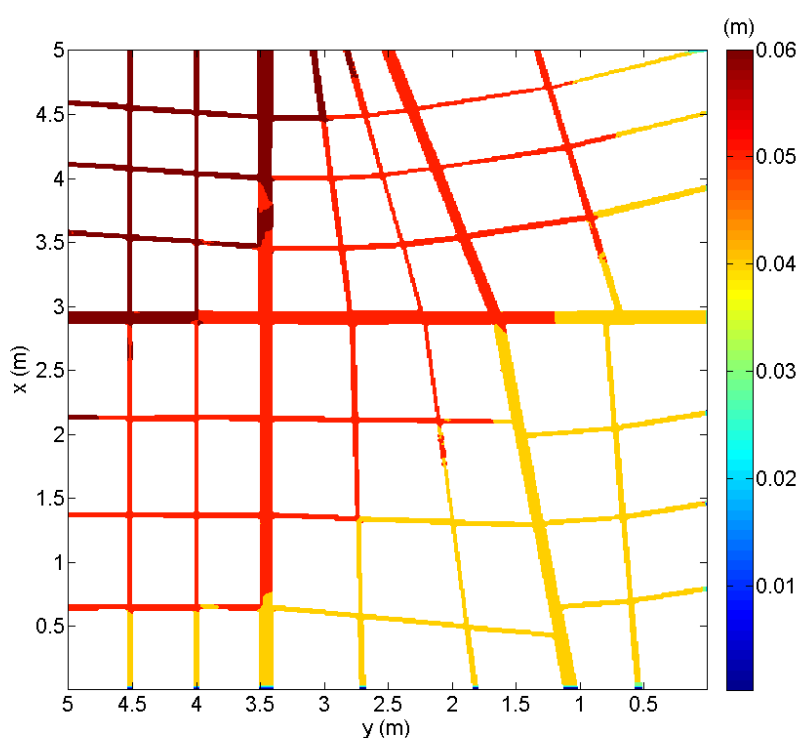


FIGURE 5.45 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle distordu ($k = 10$ cm)

Contrairement au cas précédent, les hauteurs d'eau dans le domaine ne suivent pas la même évolution que celle observée jusqu'à présent. Le frottement élevé conduit à des hauteurs importantes dans le quartier, comme illustré par la Figure 5.45. On constate des hauteurs élevées dans tout le domaine, même dans le dernier tronçon des rues. Par contre, des hauteurs d'eau très faibles sont observées au niveau des sorties. Cela est probablement causé par le fait que la sortie libre a été modélisée avec une pente de 45° , c'est-à-dire que les trois mailles en aval des rues se situent 2 m plus bas que les précédentes (voir section 4.1). Contrairement aux simulations à l'échelle du modèle réduit, les hauteurs à taille réelle sont du même ordre de grandeur que cette chute de 2 m. La condition limite aval n'est par conséquent pas du tout la même dans les deux

échelles. Nous n'avons malheureusement pas eu l'occasion de tester d'autres configurations permettant de reproduire correctement la condition limite à l'aval. Cet effet semble moins marqué pour les simulations avec un k de 7 mm. Cela est vraisemblablement dû au fait que les hauteurs varient moins entre l'entrée et la sortie d'une rue pour un k de 10 cm (pente plus faible). La sortie libre a peut-être plus d'impacts et ses effets sont donc plus marqués.

Concernant les débits, on constate comme précédemment que la répartition n'est pas identique à celle obtenue à l'échelle du modèle réduit. Cependant, au niveau global, la répartition par face reste similaire : 58,3% sort par la face sud et 41,7% par la face est.

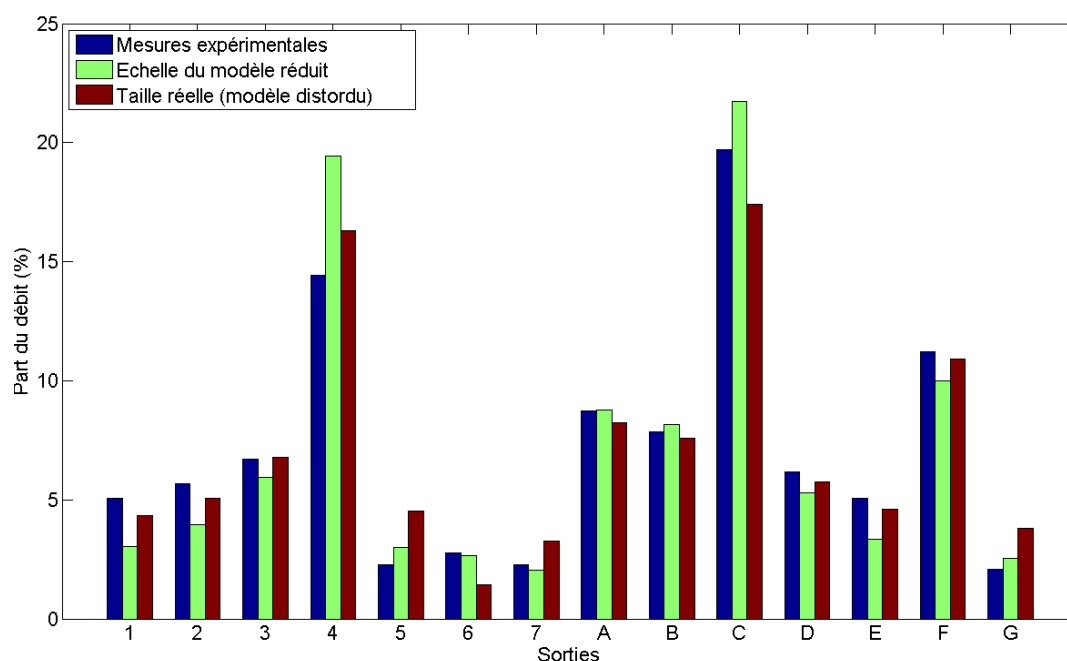


FIGURE 5.46 – Participation de chaque sortie à l'évacuation du débit sortant total pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle distordu ($k = 10$ cm)

Des hauteurs d'eau plus importantes conduisent logiquement, pour un même débit, à des vitesses plus faibles. Cela est confirmé par la Figure 5.47. Au niveau des zones de recirculation, on constate par contre qu'elles sont un peu moins longues. En effet, selon la Figure 5.48, la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C fait 30 cm de long, soit 4 cm plus petit que la longueur obtenue à l'échelle du modèle réduit.

Suite à ces observations, nous pouvons penser que les écoulements observés sur le modèle réduit ne sont pas totalement représentatifs d'une inondation réelle, surtout lorsqu'une hauteur de rugosité réaliste est utilisée. Cependant, nous n'avons pas poussé assez loin notre analyse que pour donner un avis définitif.

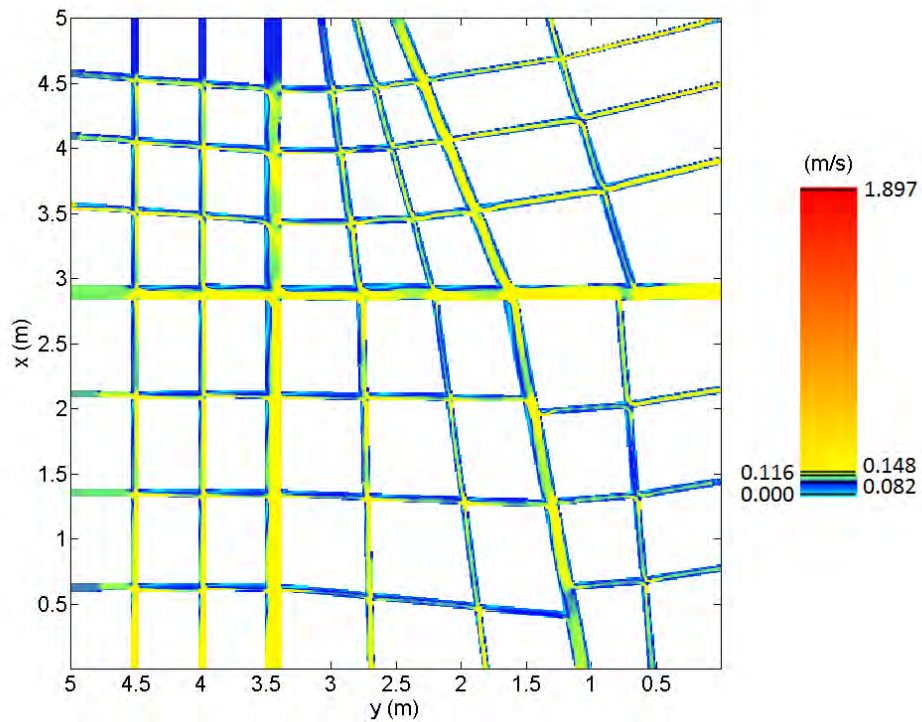


FIGURE 5.47 – Vitesse absolue dans le domaine pour l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle non distordu ($k = 10$ cm)

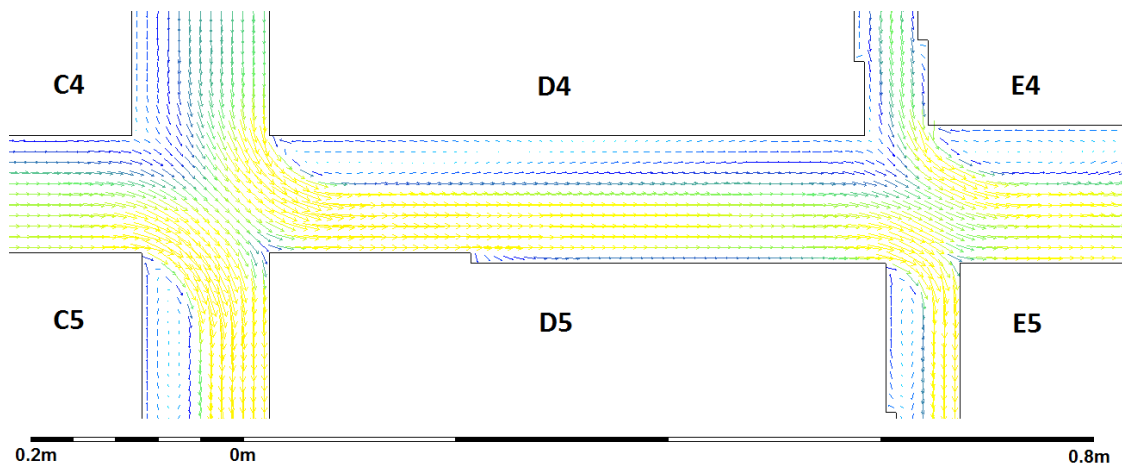


FIGURE 5.48 – Vecteurs vitesse de la zone de recirculation du carrefour entre la rue 4 et C de l'expérience 2.5 - Modèle à taille réelle non distordu ($k = 10$ cm)

6 Modélisation d'un carrefour isolé

Des ondes stationnaires ont été mises en évidence récemment dans le cas d'un écoulement transcritique au travers d'un carrefour à 3 branches [11]. Ces expériences ont également prouvé que l'apparition d'une section critique (Froude = 1) ne conduisait pas nécessairement à une perte de contrôle de l'écoulement par les conditions aval.

Mises à part les ondes résultant d'un décrochage au niveau du maillage, nous supposons que les ondes stationnaires observées dans les simulations précédentes sont du même type. En effet, elles n'apparaissent qu'en aval des rues, là où l'écoulement est transcritique.

Dans le but de confirmer cette hypothèse, nous allons tenter ici de modéliser numériquement les écoulements que Rivière et al. ont observés lors de leurs essais en laboratoire.

6.1 Présentation du modèle expérimental

Le modèle expérimental est celui décrit et employé par Mignot et al. dans un article de 2008 [9]. Il est composé initialement de 4 branches identiques dont les parois sont formées de verre. Chaque branche est longue de 2 m et large de 30 cm ($b = 0,3$ m). Les pentes de chacune des rues peuvent être fixées indépendamment les unes des autres. Dans le cadre de l'expérience de Rivière, les pentes ont été considérées nulles. Le modèle réduit du carrefour est présenté de manière schématique à la Figure 6.1.

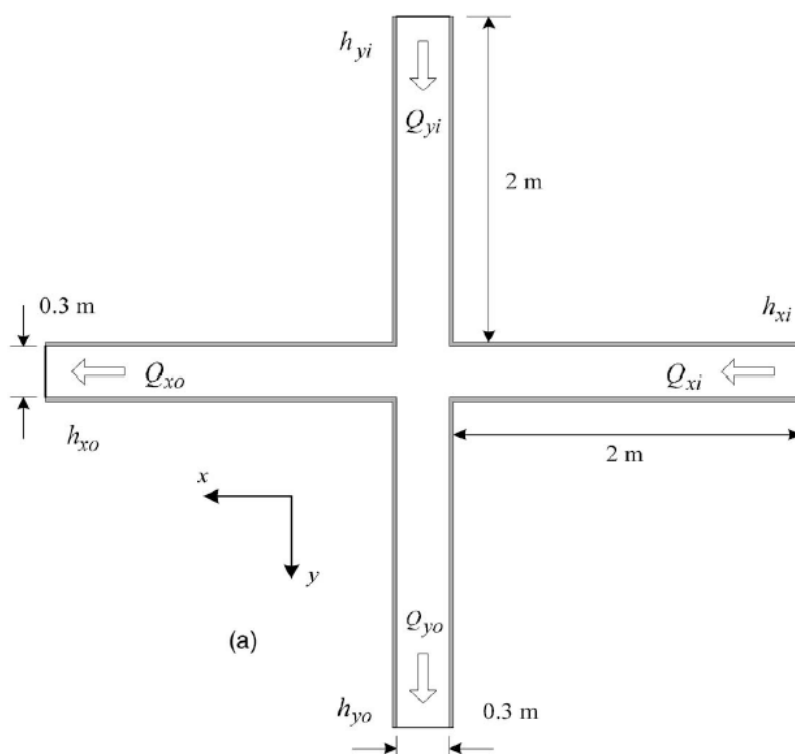


FIGURE 6.1 – Schéma du dispositif expérimental développé par Mignot [9]

Comme illustré, les 4 rues se croisent avec un angle de 90° et l'écoulement pénètre dans le modèle dans deux branches perpendiculaires, selon x et selon y . Les conditions aux limites du modèle expérimental sont :

- A l'amont : injection des débits (Q_{xi} , Q_{yi}) selon les directions x et y et en accord avec la Figure 6.1 ; maximum 30 l/s injecté au total dans le domaine ; la répartition des débits est telle que :

$$Q_{xi} > Q_{yi} \quad (6.1)$$

- A l'aval : utilisation de déversoirs dont les hauteurs de crête C_x et C_y peuvent varier de 0 à 180 mm.

Les auteurs de l'expérience ont établi une relation de déversoir liant la hauteur d'eau et le débit amont. Celle-ci est présentée à l'équation (6.2). L'indice n est relatif à la branche étudiée ($n = x$ ou y) et g représente l'accélération de pesanteur.

$$h_{no} = C_n + \left(\frac{Q_{no}^2}{gb^2} \right)^{\frac{1}{3}} \left[1 + 0,793 \left(\frac{C_n}{b} \right)^{0,731} \right] \quad (6.2)$$

L'expérience réalisée par l'équipe de N. Rivière correspond à une configuration dans laquelle la branche d'injection du débit selon y est obturée. Il s'agit donc d'un carrefour à 3 branches, comme illustré sur la Figure 6.2.

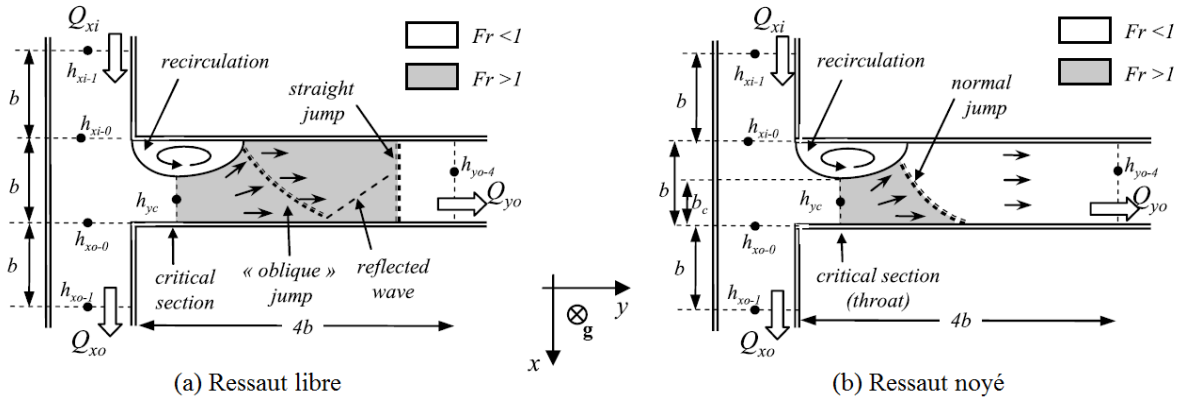


FIGURE 6.2 – Ondes obliques dans un carrefour à 3 branches [11]

Des mesures de hauteurs d'eau ainsi que des débits en sortie du modèle ont été effectuées. Pour les hauteurs, ces mesures ont été relevées au milieu des chenaux, au niveau des différents points indiqués sur la Figure 6.2. Les points sont répertoriés suivant la distance qui les sépare de l'intersection.

Le nombre de Froude au niveau du point ($yo - 4$) se détermine suivant la formule :

$$Fr_{yo-4} = \frac{Q_{yo}}{b \sqrt{g} h_{yo-4}^{3/2}} \quad (6.3)$$

La Figure 6.3 représente trois graphiques mettant en relation certains résultats expérimentaux et ce, pour plusieurs sets de données. Les sets correspondent à des conditions expérimentales différentes. Les paramètres modifiables sont Q_{xi} et C_x . La hauteur de crête C_y est quant à elle choisie indépendamment pour chaque expérience de manière à atteindre un régime infracritique en aval du canal y . Le rapport entre le débit sortant selon y et entrant selon x est défini par la variable R_q :

$$R_q = \frac{Q_{yo}}{Q_{xi}} \quad (6.4)$$

Il existe également une formule reliant ce rapport des débits R_q au nombre de Froude au point $(x_0 - 1)$. Celle-ci est la suivante :

$$\log R_q + 0,925 Fr_{x_0-1}^{0,98} = 0 \quad (6.5)$$

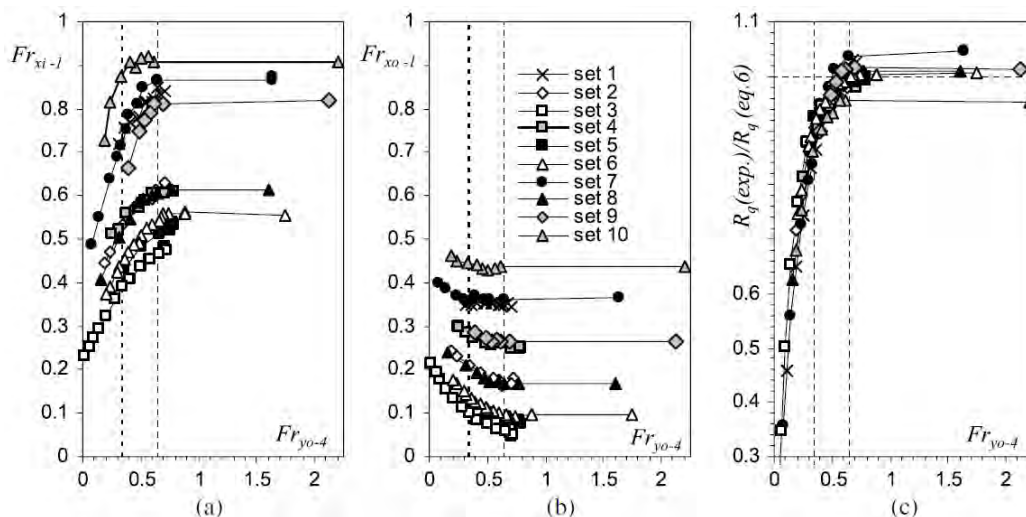


FIGURE 6.3 – Résultats expérimentaux obtenus en laboratoire [11]

N. Rivière a montré que la présence de la section critique, coïncidant avec un nombre de Froude égal à 1, ne conduit pas toujours à une perte de contrôle de l'écoulement par les conditions aval, comme le montre la Figure 6.3. Si le nombre de Froude en $(y_0 - 4)$ est inférieur à 0,65, il est possible d'obtenir des écoulements tout à fait différents en amont (nombres de Froude différents). Ce n'est plus le cas une fois passé cette limite.

Ce qui nous intéresse ici, ce sont les ondes en aval du carrefour. Nous allons vérifier si WOLF2D est capable de les modéliser de manière fiable.

6.2 Simulations numériques

Les simulations ont été lancées avec les mêmes paramètres que pour le cas de référence du pilote inondation, mise à part la taille du maillage qui a été choisie égale à 5 mm. Nous avons considéré que ce maillage était le meilleur au niveau de la précision souhaitée (capture adéquate d'ondes stationnaires) et du temps de calcul.

Deux sets de données ont été simulés. Ceux-ci sont les sets 7 et 8 de l'article. Les conditions expérimentales correspondantes sont reprises dans le Tableau 6.1. Nous avons choisi ces deux-là car ils ne sont pas des cas extrêmes et font intervenir, pour un débit quasiment identique, une hauteur de crête C_x très différente, ce qui pourrait permettre d'observer les deux types de ressaut illustrés à la Figure 6.2. En effet, en augmentant la hauteur d'eau à l'aval (set 8), le ressaut remonte vers l'amont et peut devenir un ressaut noyé (hauteur d'eau plus importante à l'amont).

	Q_{xi} [l/s]	C_x [mm]
Set 7	20	45
Set 8	21	73,6

TABLEAU 6.1 – Sets de données simulés

Les conditions aux limites du modèle numérique sont l'injection du débit Q_{xi} à l'amont du canal x tandis que nous imposons des hauteurs d'eau à l'aval des deux branches. Celles-ci sont celles observées expérimentalement en aval des 2 canaux et sont déterminées sur base des 4 équations précédentes.

Calcul des hauteurs aval

Tout d'abord, à l'aide des Figures 6.3a et 6.3b, nous estimons les nombres de Froude Fr_{xi-1} et Fr_{xo-1} en fixant arbitrairement le Froude Fr_{yo-4} à 0,65. Cette valeur a été choisie car elle est indiquée clairement sur les graphes. Elle représente également la valeur limite du Froude en aval du domaine conduisant à un contrôle de l'écoulement par les conditions amont.

Nombre de Froude	Set 7	Set 8
Fr_{yo-4}	0,65	0,65
Fr_{xi-1}	0,87	0,6
Fr_{xo-1}	0,36	0,16

TABLEAU 6.2 – Nombres de Froude dans le domaine pour $Fr_{yo-4} = 0,65$

Les nombres de Froude évalués sont repris dans le Tableau 6.2. Nous pouvons maintenant trouver la valeur de R_q à l'aide de l'équation (6.5). Celui-ci vaut respectivement 0,46 et 0,7 pour le set 7 et 8. Selon la relation (6.4), il est possible de calculer les débits Q_{yo} . Connaissant le débit Q_{xi} entrant dans le domaine, nous évaluons aisément les débits sortants par les canaux x et y , repris dans le Tableau 6.3.

	Set 7	Set 8
Q_{yo} [m ³ /s]	0,0091	0,0147
Q_{xo} [m ³ /s]	0,0109	0,0063

TABLEAU 6.3 – Débits sortants expérimentaux

Il en découle les hauteurs d'eau en aval du domaine à l'aide des équations (6.2) et (6.3). Celles-ci sont reprises dans le Tableau 6.4. Nous imposons donc ces hauteurs d'eau calculées comme condition limite à l'aval des branches.

	Set 7	Set 8
h_{yo} [m]	0,061	0,084
h_{xo} [m]	0,106	0,119

TABLEAU 6.4 – Hauteurs d'eau en aval du domaine

6.3 Résultats numériques

La Figure 6.4 représente la distribution des hauteurs d'eau pour les deux sets testés. On constate de suite l'apparition d'ondes en aval du carrefour, dans la branche y . Comme pressenti,

les deux sets de données ne conduisent pas au même écoulement. Pour le set 7, l'onde stationnaire est bien plus longue que celle observée pour le set 8. Le ressaut hydraulique se produit donc plus en amont pour ce dernier set. Cela est confirmé par la Figure 6.5 où l'on remarque que l'onde ne se propage pas dans le chenal de sortie pour le set 8.

Nombre de Froude	Set 7	Set 8
Fr_{yo-4}	0,62	0,64
Fr_{xi-1}	0,90	0,74
Fr_{xo-1}	0,40	0,25

TABLEAU 6.5 – Nombres de Froude simulés

Quantitativement, les nombres de Froude simulés en différents points sont repris dans le Tableau 6.5. Pour rappel, les valeurs théoriques se trouvent dans le Tableau 6.2. En comparant les différentes valeurs entre elles, nous constatons que les résultats des solutions numériques sont tout à fait corrects et concordent avec les résultats expérimentaux. Pour le set 8, on remarque tout de même une différence importante pour le nombre de Froude Fr_{xo-1} .

Au niveau des débits, le modèle numérique est par contre beaucoup moins précis. En effet, des erreurs importantes sont observées. Les débits simulés sont repris dans le Tableau 6.6. En les comparant aux valeurs théoriques (Tableau 6.3), nous relevons notamment une différence de près de 30% pour le débit Q_{xo} du set 8 (l'erreur est d'environ 10% pour les trois autres débits).

	Set 7	Set 8
Q_{yo} [m ³ /s]	0,0081	0,0128
Q_{xo} [m ³ /s]	0,0120	0,0082

TABLEAU 6.6 – Débits sortants simulés

Les trois rues étant perpendiculaires et droites, il n'y a aucun décrochage de mailles. L'erreur ne découle donc pas d'un défaut au niveau du maillage cartésien. Il est possible que les ondes stationnaires ne soient pas modélisées de manière idéale, celles-ci entraînant évidemment des modifications de l'écoulement. Les ondes et les ressauts étant des phénomènes complexes, nous devons admettre que des erreurs sont inévitables. Il faut également prendre en compte le fait que les conditions initiales ont été déterminées sur base de formules empiriques et de graphiques expérimentaux. Des erreurs ont donc irrémédiablement été introduites dès le début de l'expérience.

Nous pouvons toutefois être satisfait d'avoir pu capturer les ondes stationnaires observées en laboratoire par N. Rivière et al. Ceci permet de rendre d'autant plus crédibles les simulations numériques réalisées sur le modèle réduit du quartier urbain.

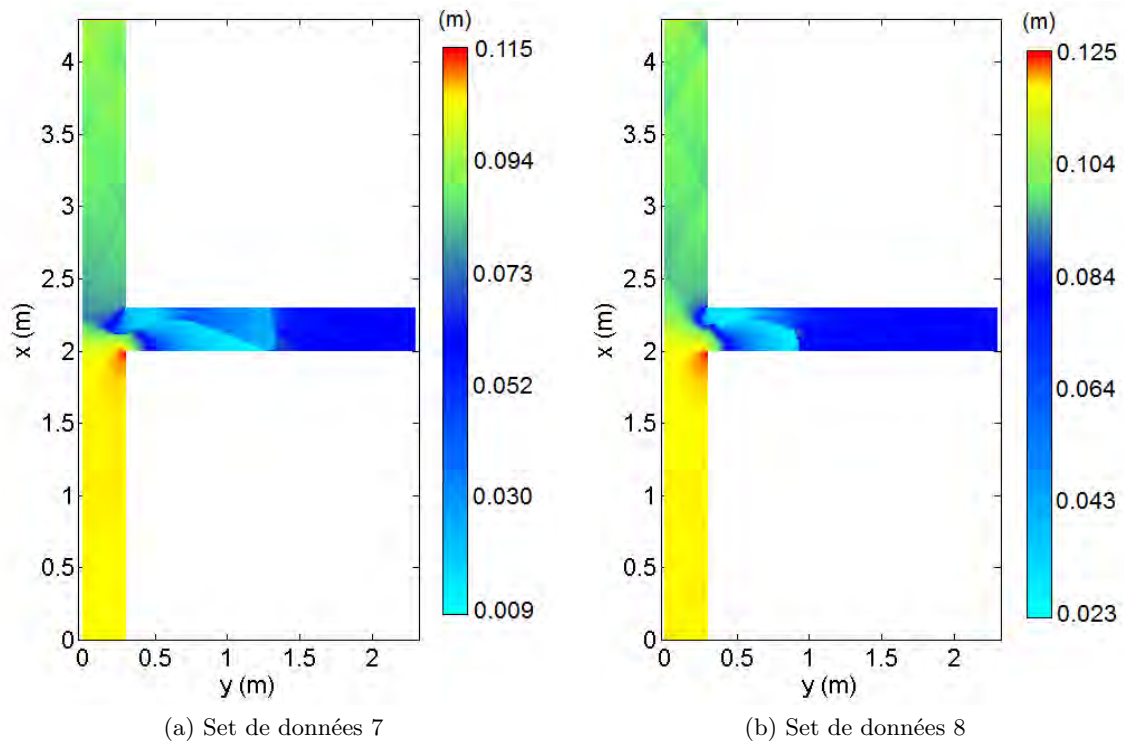


FIGURE 6.4 – Hauteurs d'eau dans le modèle

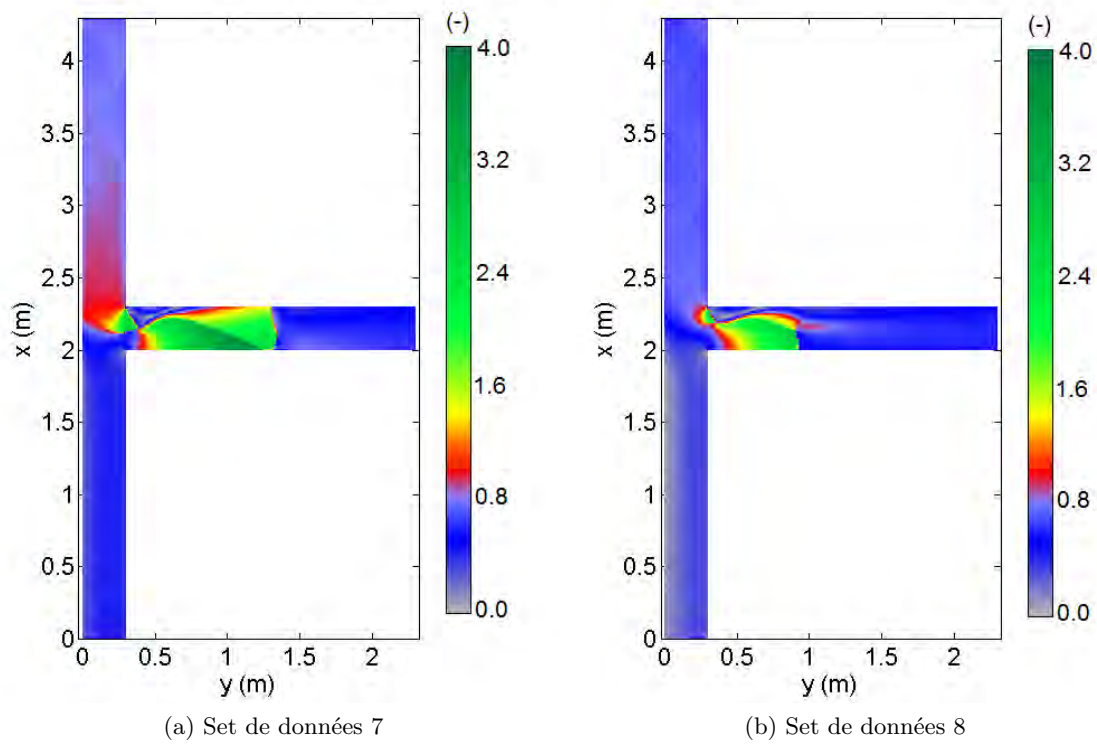


FIGURE 6.5 – Nombre de Froude dans le modèle

7 Méthode cut-cell

"Le but recherché est dès lors de se définir une géométrie donnée par un contour et de gérer automatiquement un taux de remplissage total ou partiel au sein de chaque cellule de calcul présente à proximité de l'objet qui est modélisé." Cette phrase est tirée de la thèse de doctorat de S. Detrembleur [16] et résume assez bien l'idée du formalisme cut-cell. Il consiste effectivement à prendre en compte les géométries qui sont inclinées par rapport aux axes de discrétisation du maillage cartésien. Cela est effectué en découpant les mailles voisines à ces géométries (une rue non rectiligne par exemple) en mailles beaucoup plus petites. Un taux de remplissage de la maille principale est ensuite calculé. La Figure 7.1 illustre le principe. La maille initiale a été divisée en 25 mailles plus petites. Le solide réel est représenté en bleu et l'eau en blanc. Sans le formalisme cut-cell, le solide aurait été discrétisé (en vert) par la maille principale entière.

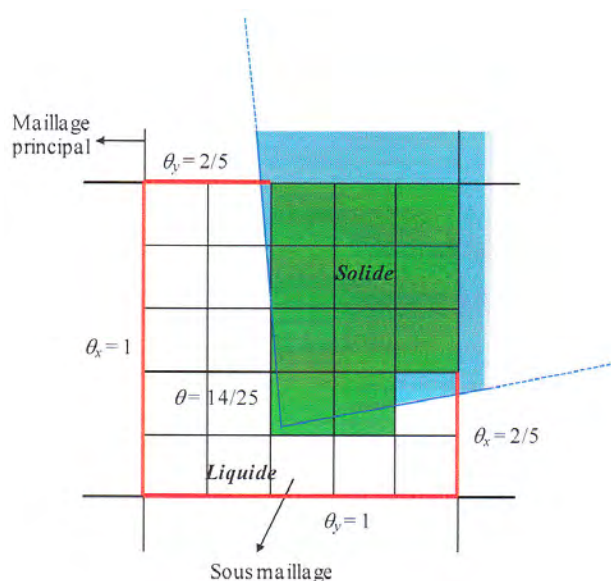


FIGURE 7.1 – Evaluation du taux de remplissage [16]

Le taux de remplissage est calculé comme pour le maillage cartésien initial, en testant l'appartenance du centre de gravité au contour solide de chaque sous-mailles.

Les décrochages observés précédemment dans le cas d'un maillage cartésien provoquent des modifications dans l'évolution de l'écoulement. Nous espérons donc que le formalisme cut-cell peut réduire les impacts de ces décrochages. C'est pourquoi nous allons tenter ici d'employer cette méthode afin d'en évaluer ses effets.

Ce formalisme est implanté dans le logiciel WOLF2D mais n'est malheureusement utilisable que pour un seul contour, nous ne pouvons donc pas l'utiliser sur tout le modèle réduit du quartier urbain. Nous avons décidé de le tester sur l'aval d'une seule rue, le dernier tronçon de la rue 4, soumise à des décrochages quelque soit le maillage utilisé. Nous avons donc repris toutes les caractéristiques de l'écoulement stationnaire de cette rue pour l'expérience 2.5. Nous avons ensuite ajouté une frontière inclinée, comme présenté à la Figure 7.2. La frontière est une droite qui part du coin sud amont et se prolonge jusqu'à l'aval de la rue de telle manière qu'elle atteigne la fin du tronçon 5 mm plus haut.



FIGURE 7.2 – Représentation de la frontière (trait plein noir) et des mailles appartenant à l'îlot (en rouge)

La rue a été modélisée dans WOLF2D avec des mailles de 5 mm. Le formalisme cut-cell a été employé pour la frontière décrite et les sous-mailles ont été choisies 10 fois plus petites. Elles font donc 0,5 mm de côté. Afin d'évaluer les possibles effets de cette méthode, nous avons également modéliser la frontière avec des mailles de 5 mm. Cela a pour conséquence de provoquer un décrochage, comme présenté sur la Figure 7.2 en rouge.

Malheureusement, le modèle de turbulence ne peut-être employé en même temps que le formalisme cut-cell, ce qui diminue la qualité des résultats. Cependant, ceux-ci sont tout de même exploitables et par conséquent, présentés dans la section suivante.

7.1 Résultats numériques

Nous remarquons directement sur la Figure 7.3 qu'avec le formalisme cut-cell, aucun décrochage n'est présent. La petitesse des sous-mailles suffit à obtenir un taux de remplissage non nul dans chacune des mailles initiales de 5 mm.

Pour le maillage cartésien classique, on constate une augmentation de hauteur au niveau du décrochage mais également sur toute la largeur de la rue. Il y a ensuite une diminution de la hauteur d'eau. Pour le modèle cut-cell, la hauteur d'eau est légèrement plus faible et varie de manière progressive. Il n'y a pas d'augmentation ou de chute, la surface libre est donc plane.

Concernant le nombre de Froude, on constate également que celui-ci varie de façon plus régulière. Il n'y a plus d'onde aux alentours du décrochage, comme le montre la Figure 7.4. Le formalisme cut-cell semble donc avoir une influence positive sur les résultats. Notons que sans modèle de turbulence les ondes sont moins bien capturées. Ce qui explique qu'elles ne soient pas très marquées.

Par curiosité, nous avons également essayer cette méthode avec des sous-mailles 100 fois plus petites. Les hauteurs d'eau obtenues sont encore plus lisses, comme le montre la Figure 7.5.

Deux autres configurations ont été testées et sont reprises dans l'annexe A.7 (sous-mailles de 0,5 mm). Elles concernent la même rue, seule la frontière change. Elle a été élevée de 5 mm et 15 mm du côté aval de la rue. Les mêmes remarques et constations peuvent être avancées. Le formalisme cut-cell permet dans une certaine mesure la suppression d'un décrochage, pour autant que le taux de remplissage soit non nul dans chaque maille.

Nous avons rencontré des problèmes informatiques lors des essais de cette méthode et n'avons malheureusement pas pu pousser d'avantage l'analyse du formalisme cut-cell sur d'autres rues et configurations.

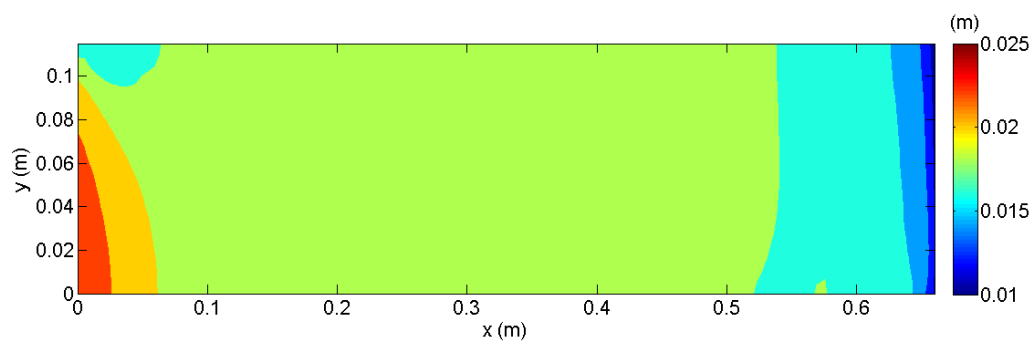
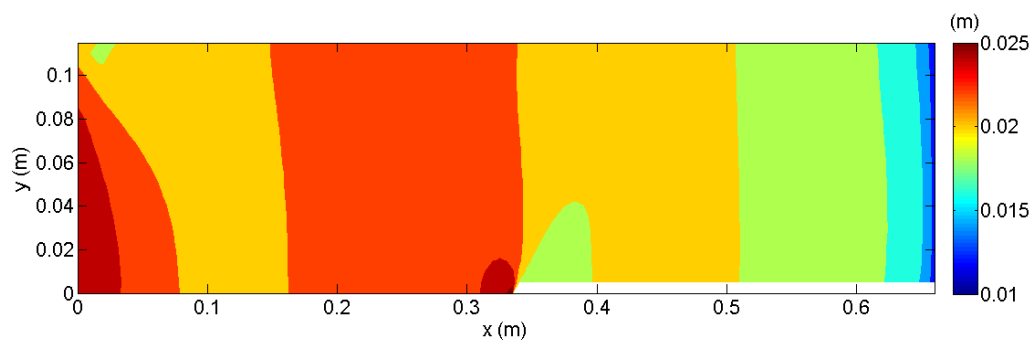


FIGURE 7.3 – Hauteurs d'eau pour les deux modèles étudiés

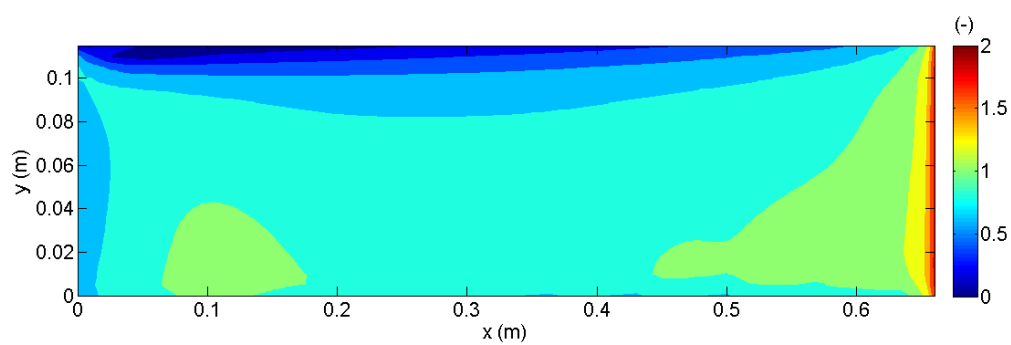
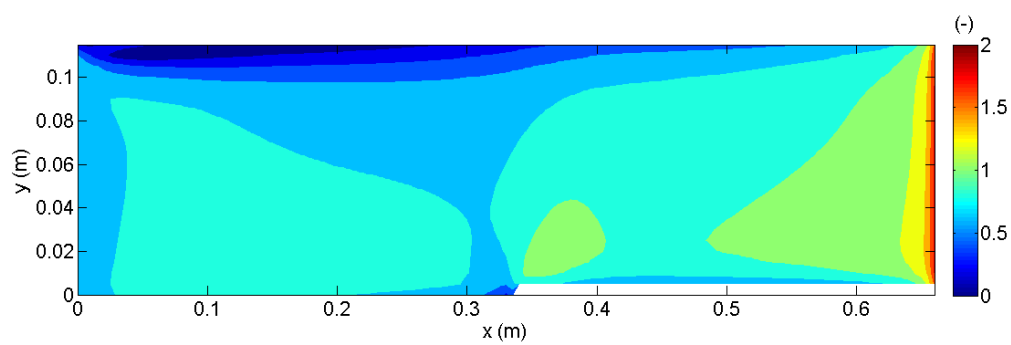
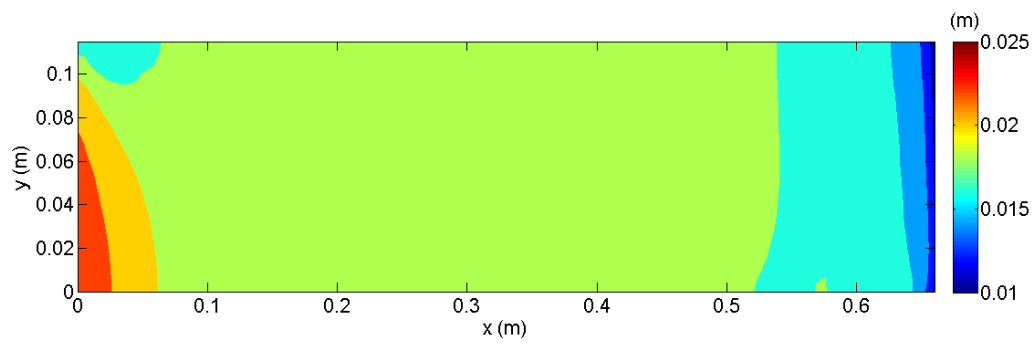
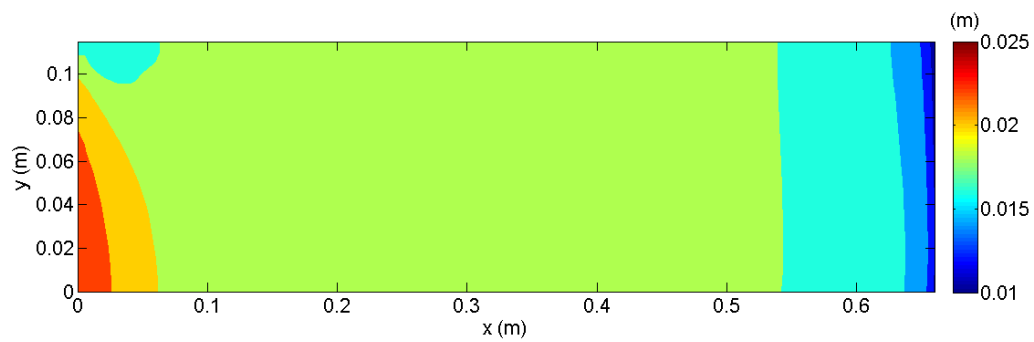


FIGURE 7.4 – Nombre de Froude pour les deux modèles étudiés



(a) 10 sous-mailles



(b) 100 sous-mailles

FIGURE 7.5 – Hauteurs d'eau pour deux tailles de sous-mailles différentes

8 Conclusion

Ce travail avait pour but de vérifier si l'outil numérique WOLF2D, développé à l'ULg, était fiable pour modéliser les écoulements complexes en milieu urbain générés lors d'un débordement d'un cours d'eau. Nous avons tiré partie des résultats obtenus sur modèle réduit mis à notre disposition suite au partenariat entre le HECE et l'Université de Strasbourg. Différents paramètres de modélisation ont été testés. Nous avons notamment comparé les résultats obtenus avec différentes tailles de mailles ou différentes hauteurs de rugosité, le tout en considérant ou non un modèle de turbulence. Maintes simulations ont ainsi été menées dont certaines ont nécessité de multiples ajustements de paramètres afin de converger adéquatement. Pour information, en ne considérant que les simulations pertinentes menant à des résultats exploitables, plus de 8.600.000 d'itérations ont été réalisées par le logiciel WOLF2D. Cela représente pas loin de 80 jours de temps de calcul cumulé.

Après toutes les analyses que nous avons eu l'occasion d'effectuer, nous sommes arrivés à la conclusion que le logiciel WOLF2D est capable, dans une certaine mesure, de fournir des résultats fiables pour des écoulements urbains. Ci-après, nous avons répertorié les diverses conclusions que nous avons pu tirer suite aux post-traitements des résultats numériques et aux comparaisons rigoureuses qui ont été effectuées avec l'expérimental.

Modèle de turbulence $k - \varepsilon$

Dès le début de ce travail, nous avons considéré que la prise en compte d'un modèle de turbulence était nécessaire. Ce dernier permet en effet de modéliser de manière plus réaliste les zones de recirculation. Toutefois, n'ayant pas de donnée précise quant à leurs dimensions, nous ne pouvons pas affirmer que leur modélisation est exacte.

Le modèle de turbulence permet également de capturer de manière fiable les éventuelles ondes stationnaires. Pour rappel, ces dernières n'apparaissent apparemment qu'en aval d'un carrefour lorsque l'écoulement est transcritique. Dans un cas réel, un tel phénomène pourrait être constaté lorsque l'une des rues du carrefour présente une pente importante provoquant une mise en vitesse de l'écoulement. Cela peut par exemple être le cas lorsqu'un escalier se trouve dans la rue considérée.

Injection des débits

En cas de crue, il est très improbable que les débits entrant dans un quartier donné se répartissent de façon équitable. Dans un cas réel, les rues possédant une même géométrie (pour peu qu'il y en ait) ne véhiculeront pas le même débit, raison pour laquelle nous avons simulé certains écoulements avec des débits différents selon l'orientation des rues. Par ces expériences, nous avons démontré que le modèle fournissait des résultats de qualité et de précision semblables à ceux obtenus avec une injection symétrique des débits.

Taille du maillage

Le maillage le plus grossier employé est constitué de mailles de 1 cm de côté. A taille réelle, cela correspond à des mailles de 2 m (échelle = 1/200). Les résultats obtenus sont somme toute acceptables. Les erreurs par rapport aux résultats expérimentaux sont de l'ordre de 10% et 23% respectivement pour les hauteurs d'eau et les débits en sortie des rues. Ces erreurs sont évidemment relativement importantes. Toutefois, vu le faible temps de calcul nécessaire (environ 3 heures), cette taille de mailles peut s'avérer très utile car elle permet d'obtenir rapidement une bonne idée de la répartition des débits et de l'évolution des hauteurs.

Un des gros problèmes du maillage cartésien est la possibilité de voir apparaître certains décrochages de mailles. Ceux-ci peuvent provoquer des ondes stationnaires et des ressauts lorsque l'écoulement est transcritique. La surface libre est donc sujette à des oscillations qui entraînent une mauvaise prédiction des hauteurs d'eau dans ces zones.

Le raffinement du maillage peut réduire l'impact de ces décrochages mais ne les supprime pas. Si bien que nous avons constaté qu'avec des mailles de 5 mm, il persiste des décrochages qui conduisent à l'apparition d'ondes stationnaires dans les zones proches du régime critique. Toutefois, on observe une amélioration des résultats numériques. De fait, l'erreur sur les hauteurs d'eau et les débits est descendue respectivement à 8,9% et 17%. La différence entre les deux maillages n'est par conséquent pas négligeable. En terme de temps de calcul, une journée est suffisante pour obtenir une solution stable, ce qui n'est pas excessif.

Afin de pousser l'analyse plus en profondeur, nous avons également testé des mailles de 2,5 mm de côté. Une fois encore, l'erreur relative sur les hauteurs d'eau a diminué pour passer à 5,3%. Néanmoins, vu que seule une expérience a été modélisée, nous ne sommes pas représentatif de l'erreur réelle. Pour les débits par contre, l'erreur est du même ordre de grandeur que précédemment, à savoir 16%. Il semble donc que nous ayons atteint une certaine "limite" du logiciel et il est peu probable que l'on améliore davantage la solution. De plus, cela ne serait pas envisageable en terme de temps de calcul puisque 2 semaines sont déjà nécessaires pour ce maillage. Les tailles de mailles testées sont donc adéquates et il semble inutile d'encore raffiner le maillage.

Le maillage cartésien et les éventuels décrochages qui s'en suivent ne sont pas les seules causes de la mauvaise prédiction des débits. Les tensions de surface, pouvant apparaître dans un modèle réduit avec des hauteurs d'eau faibles, ne sont pas prises en compte dans le modèle numérique et peuvent donc être une des causes possibles. Une autre piste de réponse peut être liée aux possibles influences des écoulements tridimensionnels, non pris en considération dans le modèle numérique 2D. De plus, les éventuelles vitesses verticales peuvent rendre localement la pression non hydrostatique. Ce qui va à l'encontre des hypothèses de base du logiciel.

Mise à l'échelle

Le développement de ce genre de programme de calcul vise bien évidemment à prédire les écoulements dans un quartier à taille réelle. Il fallait donc s'assurer que les constatations faites à l'échelle d'un modèle réduit pouvaient être transposées à taille réelle, via une similitude de Froude. Nous sommes parvenus à prouver que, sous certaines conditions, cela pouvait être le cas. En effet, il faut porter une attention particulière sur la hauteur de rugosité. Le nombre de Reynolds est en effet différent dans les deux échelles considérées. Pour garder constant le coefficient de frottement, il faut par conséquent modifier la hauteur de rugosité. Concernant le modèle de turbulence, ces effets sont semblables dans les deux échelles si le seuil de turbulence ($Re \gtrsim 1000$) est dépassé. Cela a été vérifié et le modèle de turbulence joue effectivement le même rôle dans les deux échelles (les zones de recirculation présentent notamment les mêmes caractéristiques).

Néanmoins, les rapports géométriques du modèle expérimental considéré ne sont pas réalistes. En tenant compte de la distorsion d'échelle du modèle réduit, nous avons pu noter que les observations faites en laboratoire ne sont pas représentatives d'une inondation réelle. Le frottement semble jouer un rôle important pour des situations réalistes, ce qui n'est pas le cas dans le modèle réduit considéré. Cela demande une étude plus approfondie.

Carrefour isolé

Une analyse complémentaire d'un carrefour isolé a également été menée afin de mettre évidence les phénomènes particuliers observés sur le modèle réduit de quartier urbain (ondes stationnaires). Nous avons pu remarquer que le modèle de turbulence permet une meilleure modélisation de ces phénomènes.

Les ondes stationnaires peuvent modifier l'évolution de l'écoulement. Elles pourraient par exemple constituer des obstacles à ce dernier qui emprunterait un autre "chemin" et changerait donc de direction. Une mauvaise capture des ondes peut par conséquent conduire à des erreurs importantes.

8.1 Perspectives

Suite à ces analyses, nous pouvons conclure que le logiciel WOLF2D est un outil fiable pour la modélisation de crue en milieu urbain. Nous avons en effet prouvé que le modèle converge vers la solution expérimentale. Plusieurs perspectives ont été dégagées afin d'encore améliorer les modélisations d'inondations urbaines, qui demeurent des phénomènes naturels bien mal connus et de plus en plus fréquents.

L'utilisation du formalisme cut-cell peut s'avérer avantageux. Comme nous avons pu le montrer, cette méthode permet de palier aux défauts locaux du maillage cartésien. Les éventuels décrochages pourraient être rendus plus lisses et leurs impacts seraient ainsi amoindris. Une analyse approfondie de cette méthode, appliquée à plusieurs endroits clés d'un quartier, pourrait s'avérer être très intéressante.

Le régime de tous les écoulements étudiés était de type stationnaire. Ce régime n'est pas représentatif d'une inondation de courte durée. Il serait intéressant de mener des essais en laboratoire en régime instationnaire et de valider les modèles de calcul pour ce type d'écoulement. Cela pourrait avoir comme utilité pratique de prédire l'évolution en temps réel d'une crue. Nous pourrions par exemple déterminer à quel moment et à quel endroit d'un quartier le pic de débit ou de hauteur d'eau serait atteint.

Finalement, la connaissance du champ de vitesses de l'écoulement permettrait d'apporter un élément de comparaison supplémentaire. Cela serait possible en installant un capteur de vitesses dans l'écoulement. Bien qu'il faudrait évidemment quantifier l'influence de ce dernier sur les résultats, un tel dispositif aiderait notamment à valider la modélisation des zones de recirculation en aval des carrefours. Ces zones sont des éléments importants lors d'écoulements en milieu urbain et conditionnent leur évolution.

Références

- [1] Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC). *Bilan 2007 des changements climatiques*. GIEC, Genève (Suisse) - 103 pages, 2007.
- [2] Article et image de presse tirés d'internet (*Le Monde*). Site visité le 01/05/14.
http://www.lemonde.fr/planete/article/2013/06/06/1-europe-centrale-fait-face-a-des-inondations-d-une-ampleur-historique_3425257_3244.html.
- [3] Article de presse tiré d'internet (*BFMTV*). Site visité le 01/05/14.
<http://www.bfmtv.com/international/inondations-allemande-magdebourg-eaux-534230.html>.
- [4] J-P. KEIMEUL. *Les inondations de Liège de 1926*. Les analyses de l'IHOES, 2007.
- [5] Photo du soulèvement d'une taque d'égout en Île maurice. Site visité le 01/05/14.
<http://www.grandbaie.mu/2011/02/14-6mm-de-pluie-et-inondation.html>.
- [6] Q. ARAUD. *Simulations des écoulements en milieu urbain lors d'un évènement pluvieux extrême*. Thèse de doctorat. Université de Strasbourg, 2012.
- [7] L.J. WEBER, E.D. SCHUMATE et N. MAWER. *Experiments on flow at a 90 degrees open-channel junction*. Journal of Hydraulic Engineering, 127 :340-350, 2001.
- [8] J.L. BEST. *Flow dynamics at river channel confluences : implications for sediment transport and bed morphology*. Recent developments in fluvial sedimentology, 39 :27-35, 1987.
- [9] E. MIGNOT, N. RIVIÈRE et A. PAQUIER. *Flow patterns in a four-branch junction with supercritical flow*. Journal of Hydraulic Engineering, 134 :701-713, 2008.
- [10] N. RIVIÈRE, G. TRAVIN et R.J. PERKINS. *Subcritical open channel flows in four branch intersections*. Water Resources Research, vol. 47, 2011.
- [11] N. RIVIÈRE, G. TRAVIN et R.J. PERKINS. *Transcritical flows in three and four branch open-channel intersections*. Journal of Hydraulic Engineering, 140, 2014.
- [12] S. ERPICUM. *Optimisation objective de paramètres en écoulements turbulents à surface libre sur maillage multibloc*. Thèse de doctorat. Université de Liège, 2006.
- [13] Photo d'un écoulement turbulent sur la Seine. Site visité le 08/04/14.
<http://www.hydrauxois.org/2013/11/bellenod-sur-seine-cry-quand-les.html>.
- [14] M. PIROTON, P. ARCHAMBEAU, S. ERPICUM et B. DEWALS. *Hydraulique appliquée*. Aquapôle, Université de Liège, 2007.
- [15] O. MACHIELS, S. ERPICUM, P. ARCHAMBEAU, B. DEWALS et M. PIROTON. *Theoretical and numerical analysis of the influence of the bottom friction formulation in free surface flow modelling*. Water SA, vol. 37 no. 2, 2011.
- [16] S. DETREMBLEUR. *Modèles d'écoulements incompressibles en plan vertical appliqués aux structures du génie civil*. Thèse de doctorat. Université de Liège, 2011.
- [17] M. PIROTON, A. LEJEUNE, P. ARCHAMBEAU, S. ERPICUM et T. MOUZELARD. *Quelques outils numériques de gestion des eaux de surface*. Bulletin de l'A.I.Lg, 2001.
- [18] S. DETREMBLEUR, B. DEWALS, P. ARCHAMBEAU, S. ERPICUM et M. PIROTON. *Modélisation numérique et gestion du risque inondation - Retour d'expérience sur les modèles topographiques à haute résolution*. Techniques Sciences Méthodes, 7/8, 23-29, 2009.

A Annexes

A.1 Plan du pilote inondation

La Figure A.1 représente un schéma du pilote ainsi que le repère et la dénomination des 64 îlots imperméables. Les coordonnées de chacun d'eux sont reprises dans le Tableau A.1

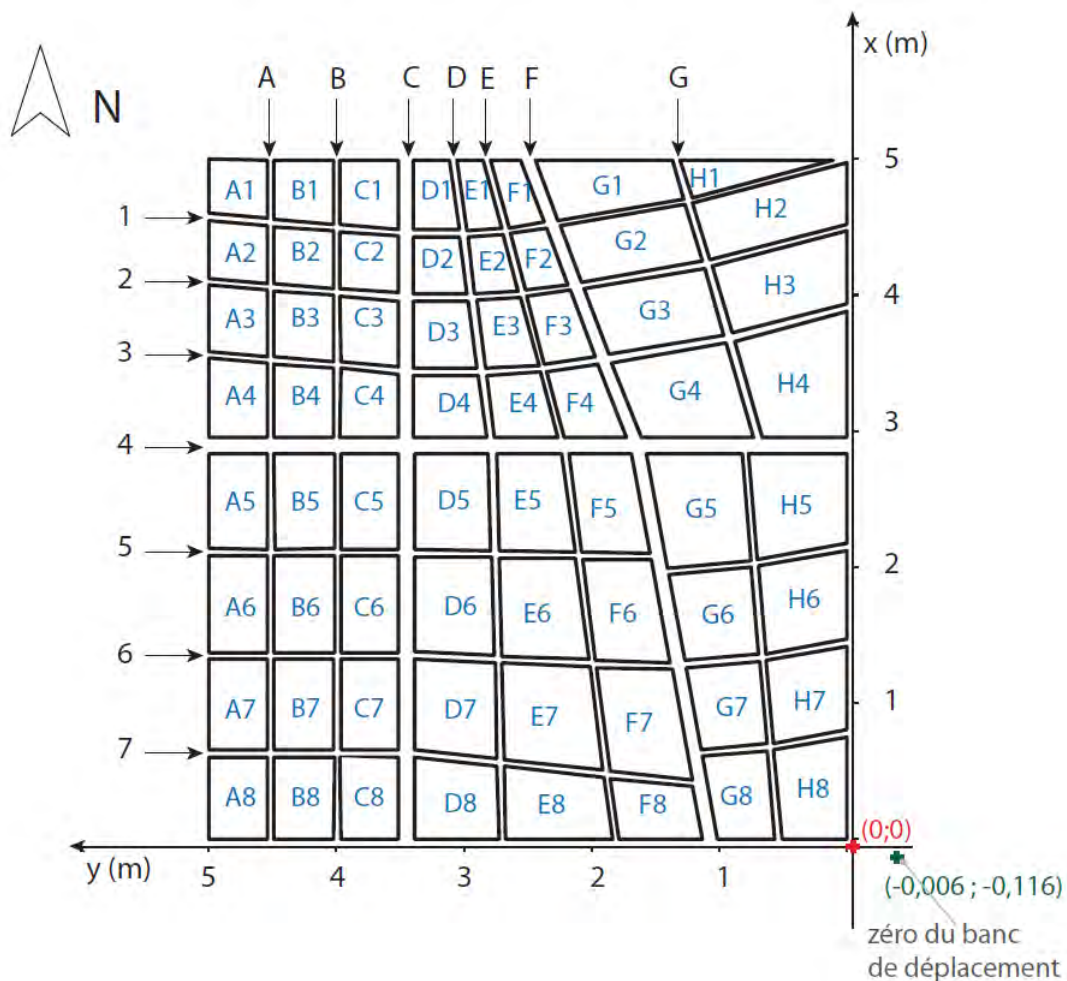


FIGURE A.1 – Plan et repère du modèle réduit [6]

Ilots	Point 1		Point 2		Point 3		Point 4	
	x	y	x	y	x	y	x	y
A1	4,997	5	4,995	4,54	4,57	4,541	4,602	5
A2	4,55	5	4,513	4,54	4,089	4,541	4,12	5,002
A3	4,071	5,001	4,038	4,541	3,55	4,541	3,586	5,001
A4	3,536	5,001	3,503	4,541	2,954	4,541	2,951	5,001
A5	2,836	5,001	2,836	4,541	2,134	4,541	2,136	5,001
A6	2,086	5,001	2,085	4,541	1,376	4,541	1,376	5,001
A7	1,326	5,001	1,325	4,541	0,655	4,541	0,655	5,001
A8	0,604	5,001	0,606	4,541	-0,002	4,541	-0,003	5,001
B1	4,524	4,021	4,559	4,491	4,994	4,49	4,993	4,018
B2	4,05	4,021	4,084	4,49	4,505	4,49	4,474	4,018
B3	3,514	4,019	3,549	4,492	4,033	4,49	3,998	4,02
B4	2,955	4,019	2,952	4,492	3,495	4,489	3,464	4,019
B5	2,137	4,016	2,134	4,485	2,836	4,487	2,836	4,017
B6	1,376	4,017	1,375	4,487	2,083	4,487	2,084	4,016
B7	0,655	4,019	0,656	4,489	1,326	4,489	1,324	4,019
B8	-0,001	4,018	-0,001	4,489	0,604	4,49	0,605	4,017
C1	4,994	3,517	4,485	3,517	4,522	3,969	4,994	3,969
C2	4,468	3,97	4,441	3,519	4,017	3,517	4,044	3,969
C3	3,993	3,969	3,959	3,516	3,474	3,516	3,508	3,968
C4	3,46	3,968	3,421	3,518	2,952	3,516	2,956	3,969
C5	2,835	3,966	2,835	3,514	2,135	3,514	2,135	3,966
C6	2,086	3,966	2,084	3,515	1,375	3,515	1,376	3,968
C7	1,324	3,966	1,324	3,514	0,655	3,514	0,655	3,967
C8	0,606	3,969	0,604	3,515	-0,002	3,513	-0,001	3,967
D1	4,479	3,041	4,48	3,395	4,993	3,393	4,993	3,112
D2	4,009	2,975	4,009	3,396	4,432	3,394	4,432	3,033
D3	3,464	2,896	3,462	3,394	3,957	3,394	3,958	2,968
D4	2,953	2,825	2,953	3,394	3,409	3,394	3,408	2,889
D5	2,12	2,789	2,135	3,392	2,836	3,391	2,833	2,809
D6	1,35	2,763	1,377	3,387	2,08	3,389	2,071	2,782
D7	0,591	2,739	0,655	3,387	1,324	3,386	1,298	2,755
D8	-0,001	2,723	-0,001	3,391	0,604	3,391	0,54	2,739
E1	4,99	2,85	4,492	2,707	4,478	2,979	4,989	3,055
E2	4,432	2,971	4,448	2,695	4,028	2,573	4,009	2,915
E3	3,962	2,904	3,982	2,558	3,486	2,414	3,466	2,834
E4	3,411	2,824	3,437	2,398	2,955	2,265	2,955	2,764
E5	2,833	2,743	2,837	2,231	2,115	2,129	2,122	2,724
E6	2,068	2,725	2,064	2,124	1,325	2,017	1,348	2,705
E7	1,295	2,705	1,269	2,013	0,508	1,909	0,586	2,687
E8	0,535	2,686	0,459	1,901	0	1,839	0	2,672
F1	4,534	2,373	4,496	2,649	4,99	2,791	4,99	2,555
F2	4,075	2,187	4,034	2,523	4,455	2,639	4,493	2,354
F3	3,547	1,969	3,496	2,368	3,991	2,51	4,039	2,167
F4	2,954	1,73	2,953	2,215	3,438	2,348	3,49	1,948
F5	2,104	1,543	2,108	2,081	2,834	2,181	2,835	1,685

F6	1,302	1,383	1,317	1,971	2,06	2,073	2,059	1,532
F7	0,44	1,214	0,498	1,856	1,262	1,962	1,247	1,37
F8	-0,001	1,129	-0,002	1,79	0,448	1,852	0,39	1,207
G1	4,993	1,362	4,707	1,276	4,551	2,263	4,988	2,445
G2	4,67	1,265	4,249	1,129	4,091	2,075	4,507	2,25
G3	4,195	1,114	3,705	0,965	3,564	1,867	4,052	2,063
G4	3,506	1,842	3,647	0,946	2,957	0,733	2,951	1,613
G5	2,836	1,57	2,839	0,823	2,05	0,755	1,996	1,409
G6	1,95	1,396	2,003	0,749	1,358	0,696	1,312	1,273
G7	1,264	1,258	1,31	0,687	0,703	0,629	0,662	1,141
G8	0,613	1,131	0,65	0,624	0	0,565	0	1,011
H1	4,993	0,109	4,711	1,214	4,993	1,306	-	-
H2	4,516	0	4,258	1,071	4,679	1,208	4,976	0
H3	3,938	0	3,722	0,9	4,211	1,057	4,475	0
H4	2,957	0	2,957	0,663	3,658	0,883	3,882	0
H5	2,177	0	2,059	0,703	2,834	0,773	2,838	0
H6	1,469	0	1,365	0,638	2,01	0,693	2,124	0
H7	0,804	0	0,709	0,579	1,313	0,633	1,418	0
H8	0	-0,002	0	0,51	0,659	0,572	0,753	-0,002

TABLEAU A.1 – Coordonnées des îlots dans le repère de la Figure A.1

A.2 Hauteurs d'eau dans le pilote

Les champs de hauteurs d'eau dans le modèle pour différentes expériences sont présentés ci-après pour le maillage de 1 cm et de 5 mm. Les écarts relatifs entre ces deux maillages sont également fournis.

A.2.1 Maillage de 1 cm

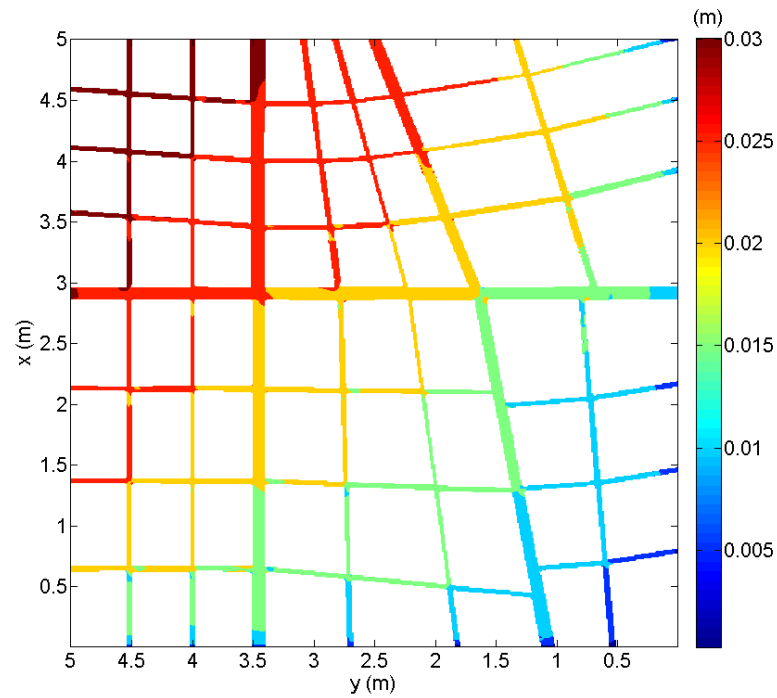


FIGURE A.2 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 1.5 (mailles de 1 cm)

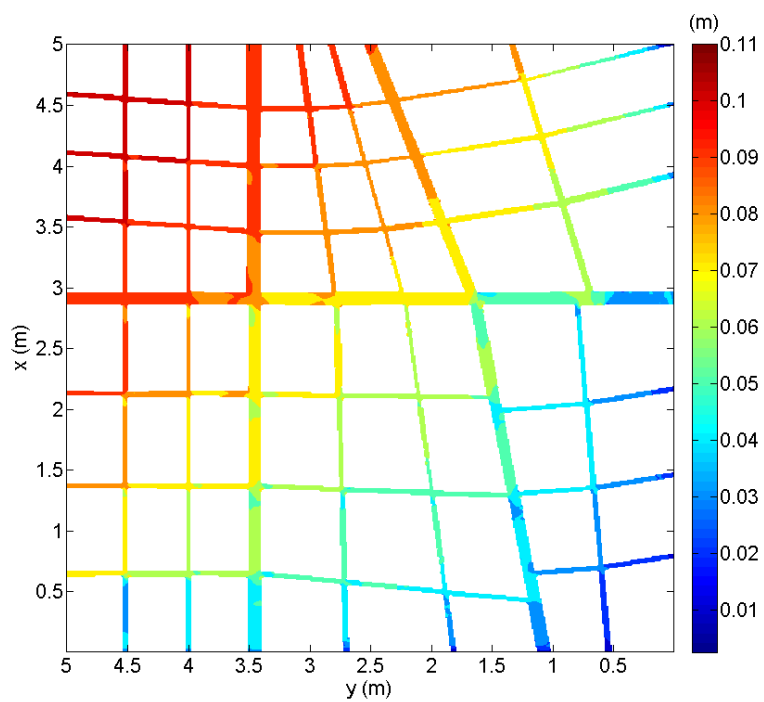


FIGURE A.3 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 6.5 (mailles de 1 cm)

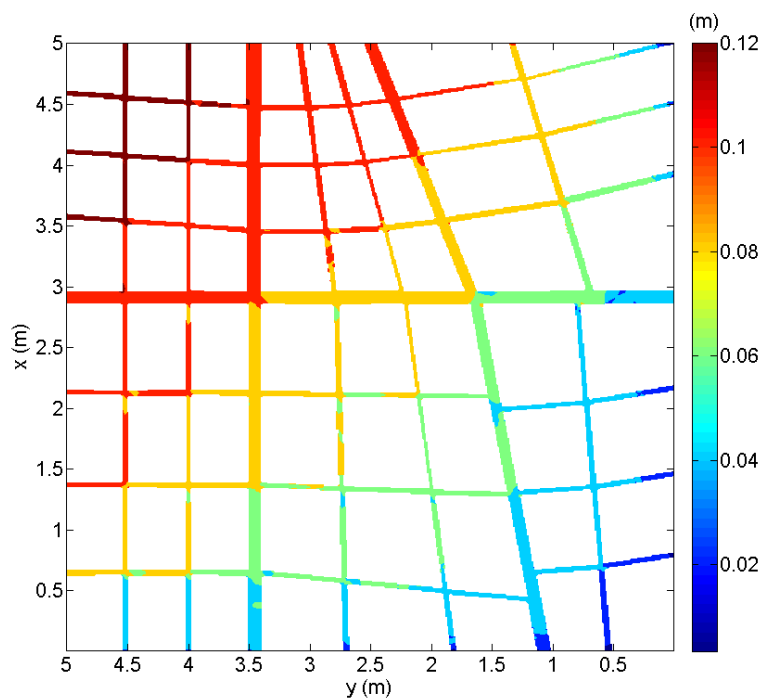


FIGURE A.4 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 8.5 (mailles de 1 cm)

A.2.2 Maillage de 5 mm

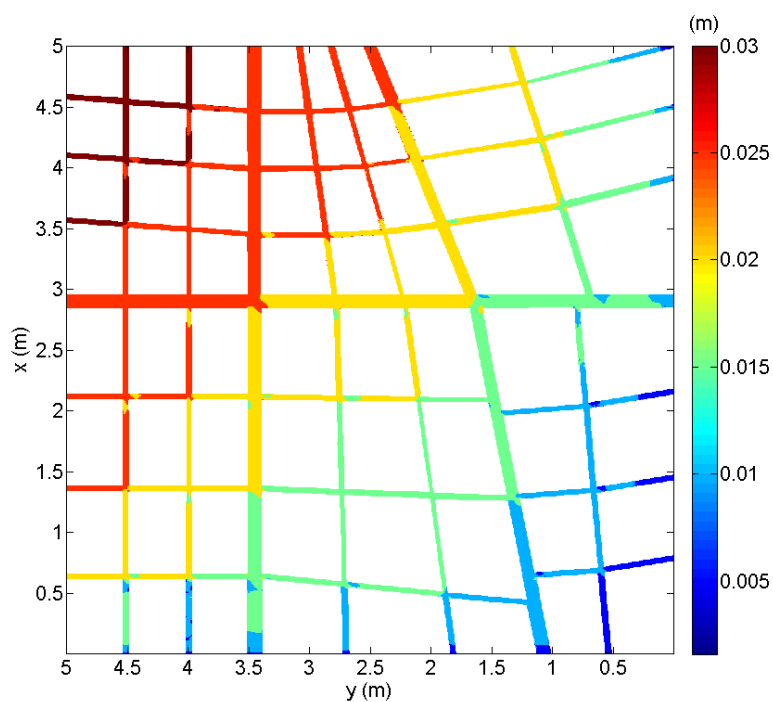


FIGURE A.5 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 1.5 (mailles de 5 mm)

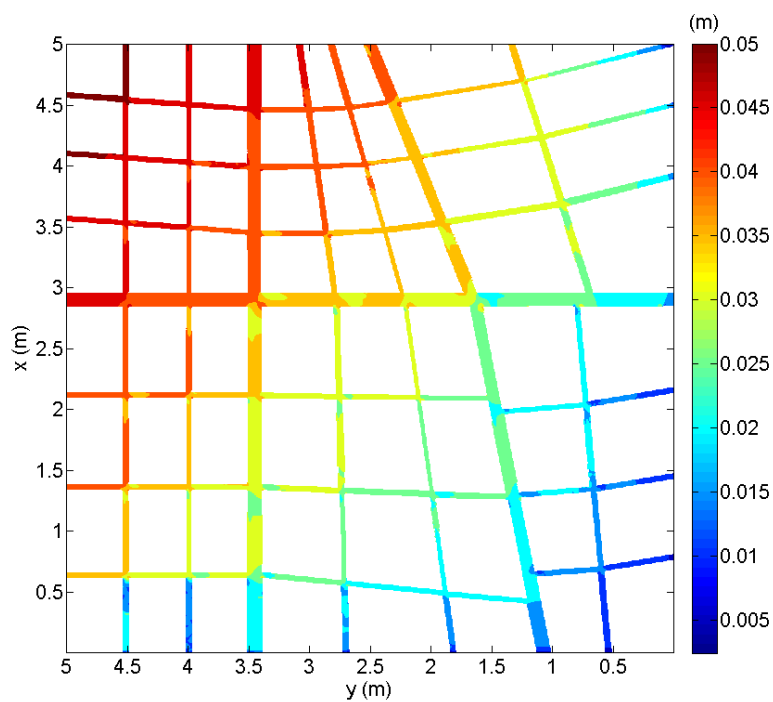


FIGURE A.6 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 2.5 (mailles de 5 mm)

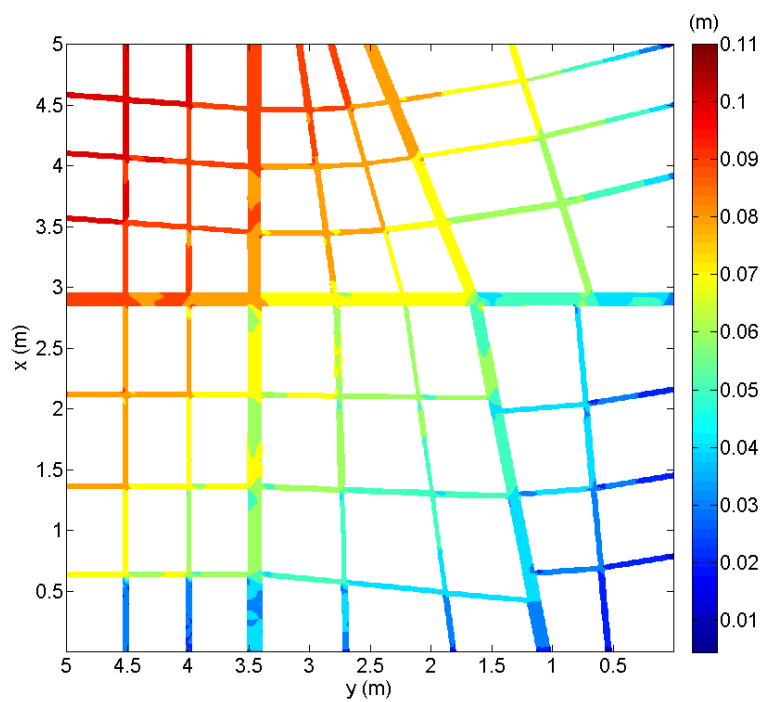


FIGURE A.7 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 6.5 (mailles de 5 mm)

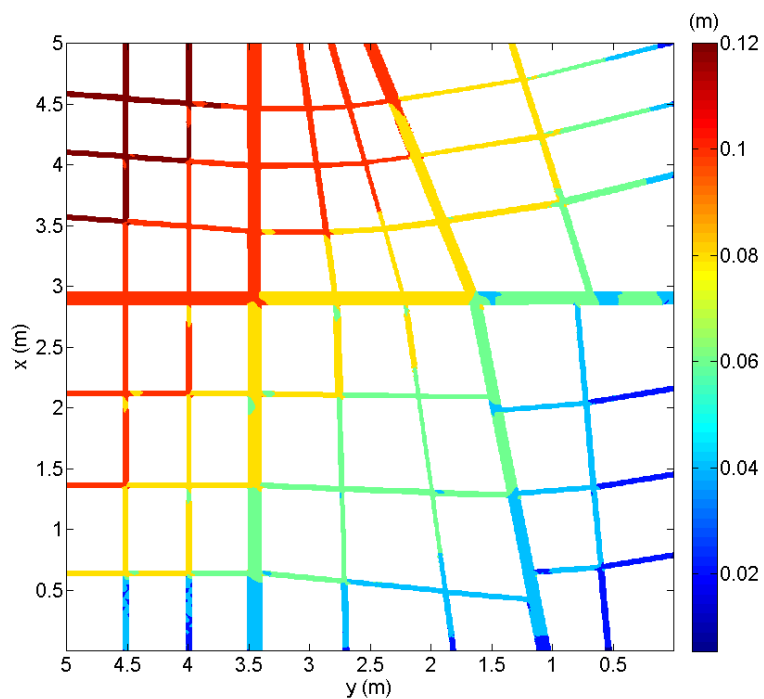


FIGURE A.8 – Hauteurs d'eau dans le pilote pour l'expérience 8.5 (mailles de 5 mm)

A.2.3 Différence relative de hauteurs entre un maillage de 1 cm et de 5 mm

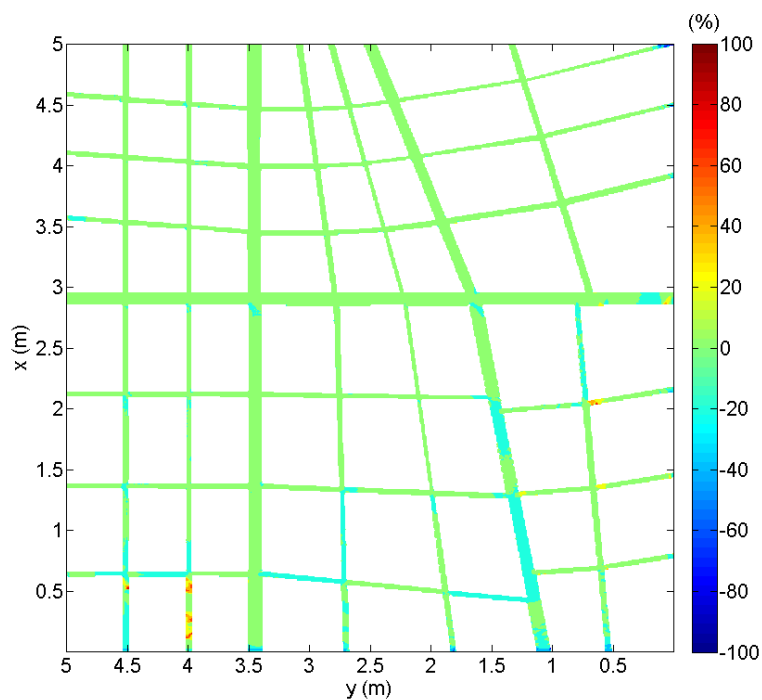


FIGURE A.9 – Ecart relatif de hauteurs d'eau pour l'expérience 1.5

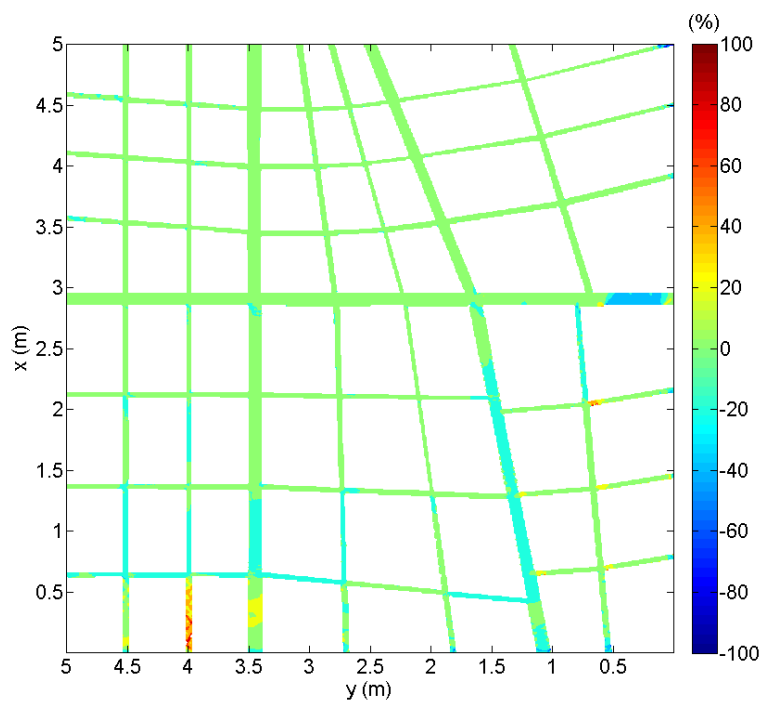


FIGURE A.10 – Ecart relatif de hauteurs d'eau pour l'expérience 6.5

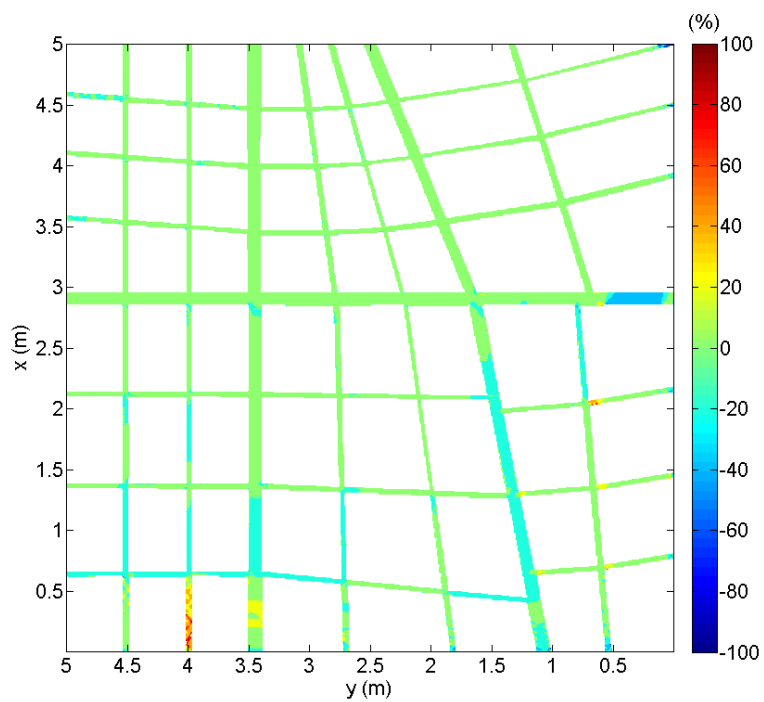


FIGURE A.11 – Ecart relatif de hauteurs d'eau pour l'expérience 8.5

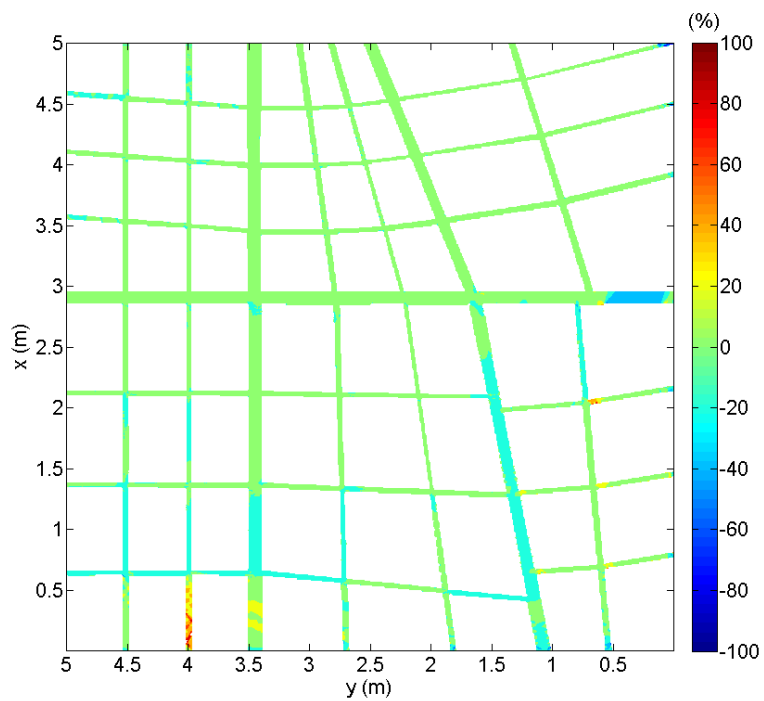
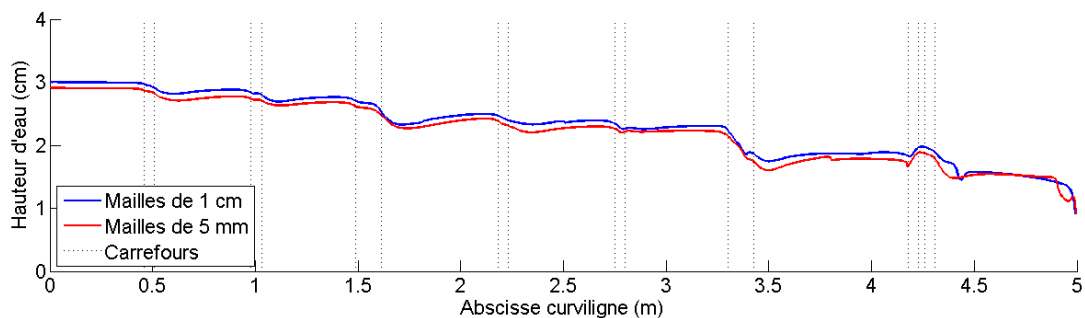


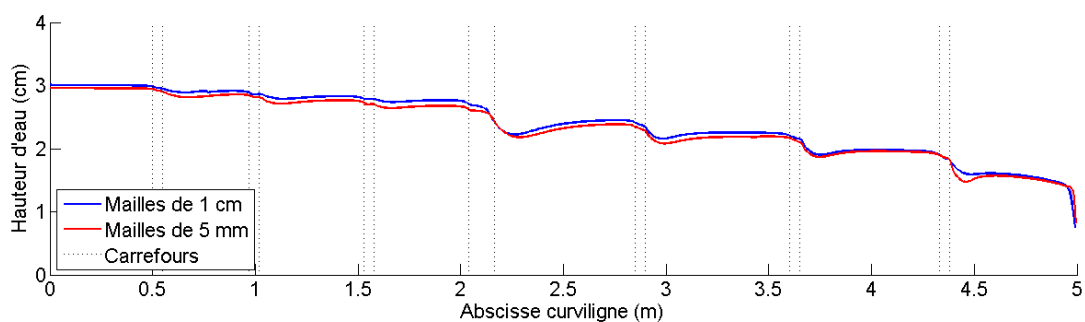
FIGURE A.12 – Ecart relatif de hauteurs d'eau pour l'expérience 10.5

A.3 Lignes d'eau dans les rues 4 et C

Le profil de hauteurs dans les rue 4 et C pour différentes expériences sont présentés ci-après. Sont affichés les résultats obtenus pour les maillages de 1 cm et de 5 mm ainsi que les résultats expérimentaux (sauf pour l'expérience 1.5).

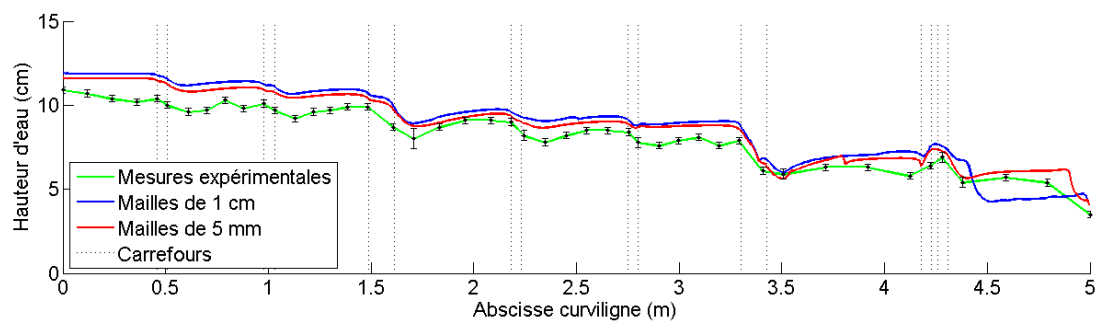


(a) Ligne d'eau dans la rue 4

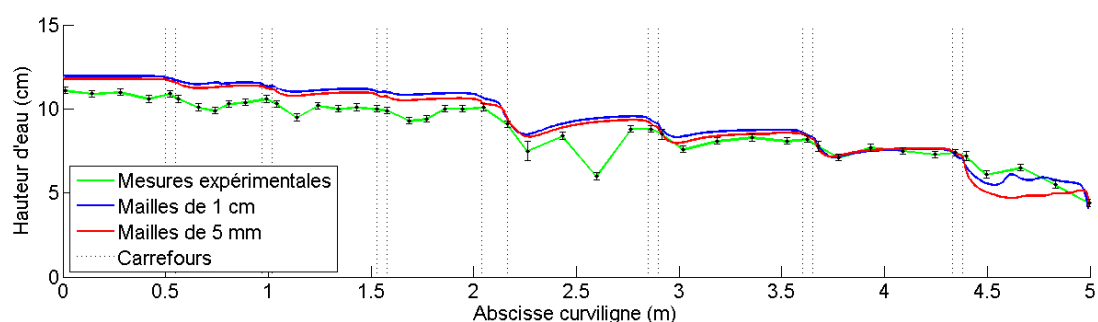


(b) Ligne d'eau dans la rue C

FIGURE A.13 – Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 1.5

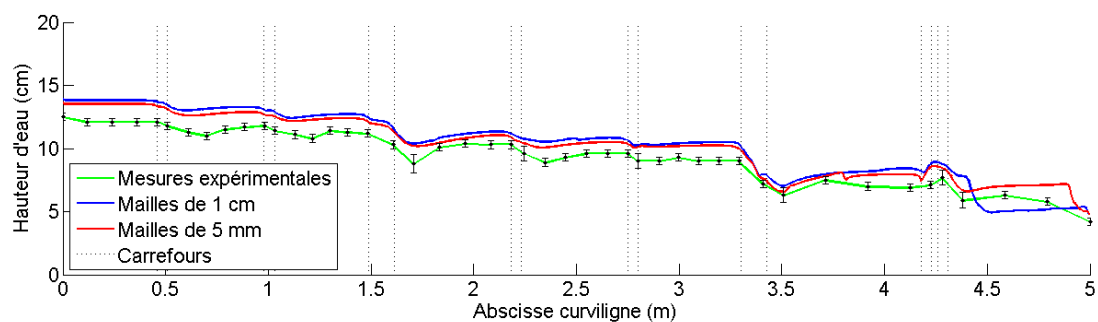


(a) Ligne d'eau dans la rue 4

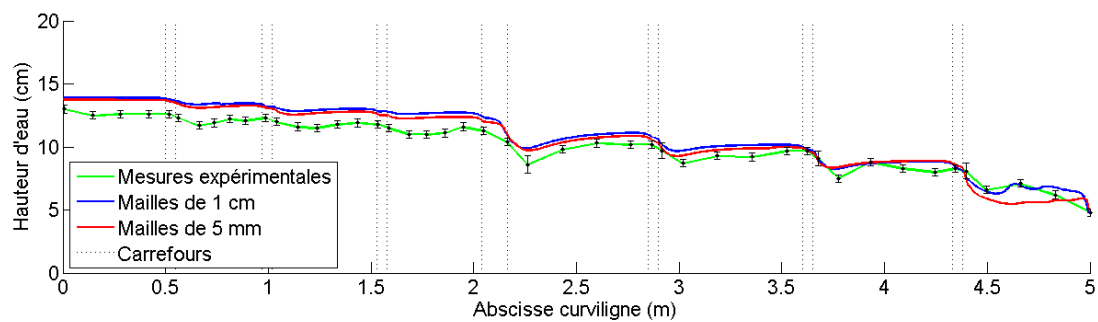


(b) Ligne d'eau dans la rue C

FIGURE A.14 – Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 8.5



(a) Ligne d'eau dans la rue 4



(b) Ligne d'eau dans la rue C

FIGURE A.15 – Variation de la ligne d'eau dans les rues 4 et C pour l'expérience 10.5

A.4 Débits en sortie des rues

Les valeurs des débits en sortie de chaque rue sont données dans les tableaux tandis que des comparaisons graphiques entre les divers résultats sont également fournies.

A.4.1 Expérience 1.5

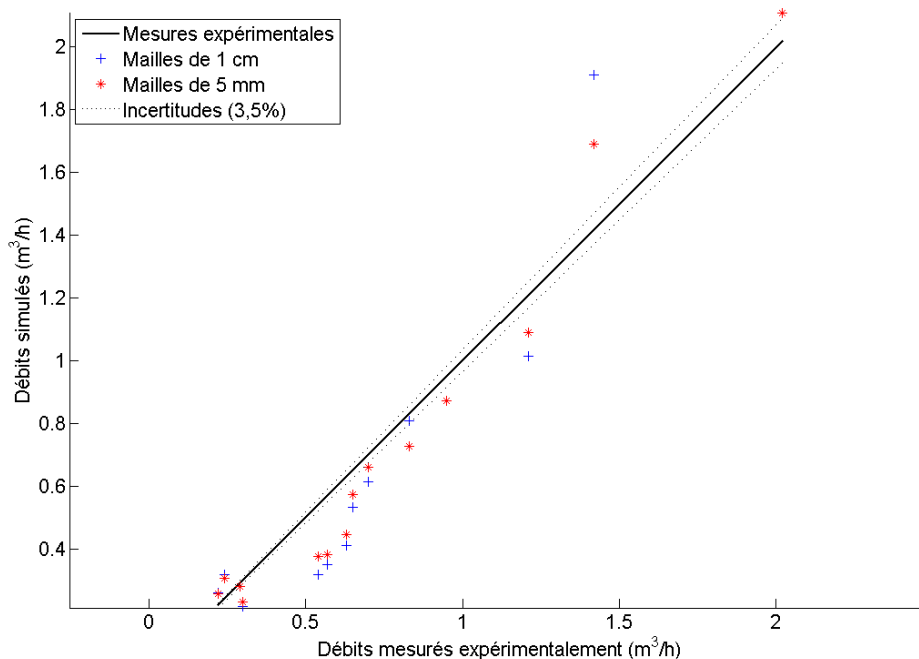


FIGURE A.16 – Comparaison des débits en sortie du modèle pour l'expérience 1.5

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	Q_{1cm} [m ³ /h]	Q_{5mm} [m ³ /h]	Ecart 1 cm	Ecart 5 mm
1	0,54	0,32	0,38	-41%	-30%
2	0,63	0,41	0,45	-34%	-29%
3	0,70	0,61	0,66	-12%	-5%
4	1,42	1,91	1,69	34%	19%
5	0,24	0,32	0,31	31%	25%
6	0,29	0,28	0,28	-4%	-4%
7	0,30	0,22	0,23	-27%	-23%
A	0,95	0,87	0,87	-9%	-8%
B	0,83	0,81	0,73	-2%	-12%
C	2,02	2,11	2,11	4%	4%
D	0,65	0,53	0,57	-17%	-11%
E	0,57	0,35	0,38	-38%	-32%
F	1,21	1,01	1,09	-16%	-10%
G	0,22	0,26	0,26	20%	18%

TABLEAU A.2 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 1.5

A.4.2 Expérience 2.5

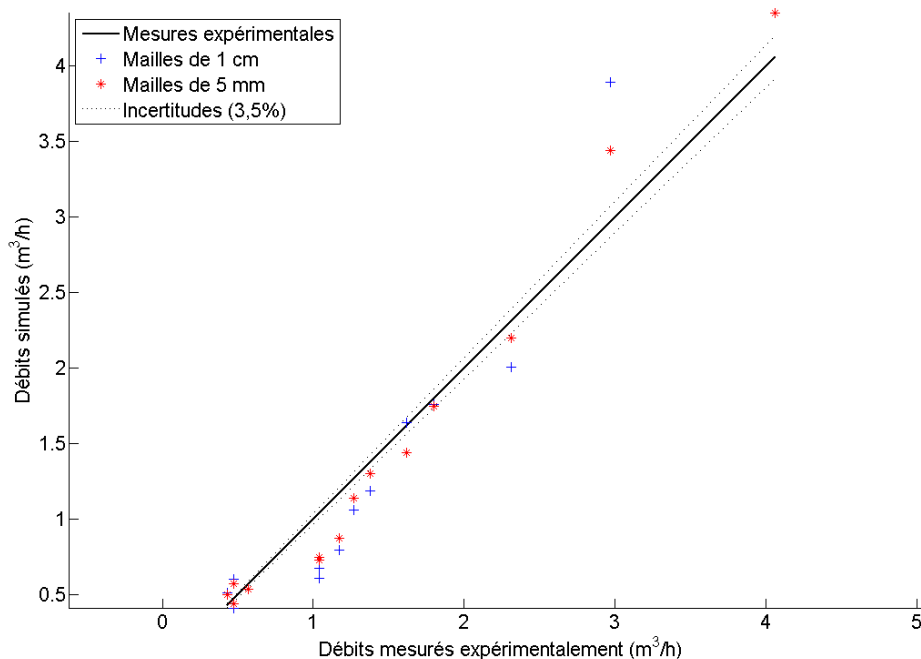


FIGURE A.17 – Comparaison des débits en sortie du modèle pour l'expérience 2.5

A.4.3 Expérience 6.5

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	Q_{1cm} [m ³ /h]	Q_{5mm} [m ³ /h]	Ecart 1 cm	Ecart 5 mm
1	2,87	1,76	2,08	-38%	-28%
2	3,08	2,29	2,50	-25%	-19%
3	3,62	3,46	3,79	-4%	5%
4	7,87	11,78	10,60	50%	35%
5	1,49	1,70	1,64	14%	10%
6	1,66	1,51	1,53	-9%	-8%
7	1,33	1,17	1,25	-12%	-6%
A	4,78	5,30	5,25	11%	10%
B	4,70	5,02	4,34	7%	-8%
C	13,04	13,54	13,49	4%	4%
D	4,12	3,17	3,40	-23%	-17%
E	3,01	1,95	2,17	-35%	-28%
F	6,65	5,91	6,55	-11%	-1%
G	1,41	1,49	1,43	6%	2%

TABLEAU A.3 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.5

A.4.4 Expérience 8.5

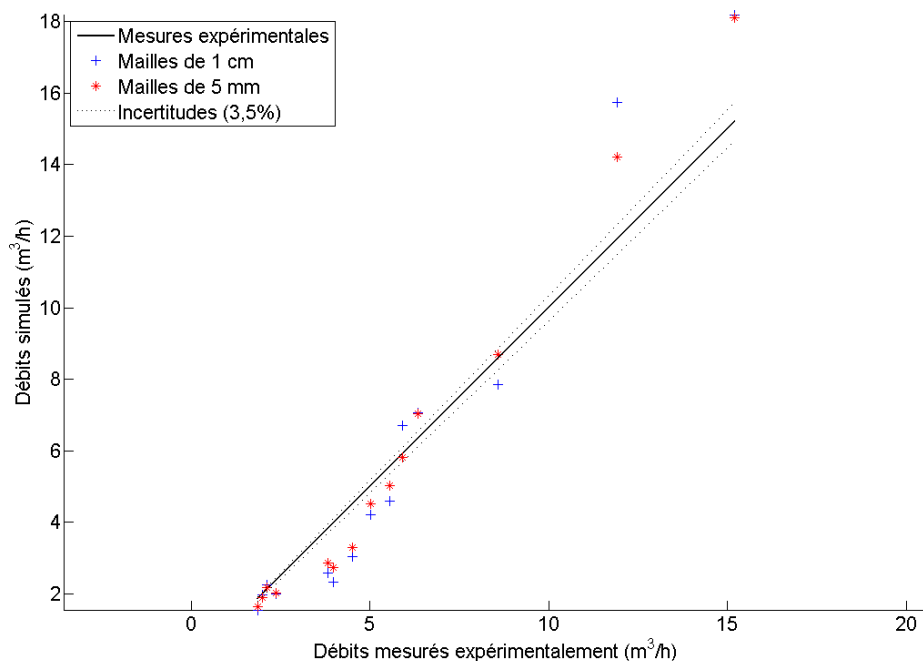


FIGURE A.18 – Comparaison des débits en sortie du modèle pour l'expérience 8.5

Rue	Q_{exp} [m^3/h]	Q_{1cm} [m^3/h]	Q_{5mm} [m^3/h]	Ecart 1 cm	Ecart 5 mm
1	3,97	2,33	2,72	-41%	-31%
2	4,50	3,03	3,29	-33%	-27%
3	5,54	4,59	5,02	-17%	-9%
4	11,92	15,74	14,21	32%	19%
5	2,12	2,25	2,18	6%	3%
6	2,37	2,00	2,02	-16%	-15%
7	1,86	1,55	1,65	-17%	-11%
A	6,34	7,07	7,03	11%	11%
B	5,90	6,72	5,80	14%	-2%
C	15,20	18,20	18,11	20%	19%
D	5,03	4,22	4,52	-16%	-10%
E	3,83	2,58	2,86	-33%	-25%
F	8,57	7,84	8,69	-8%	1%
G	1,99	1,98	1,90	-1%	-5%

TABLEAU A.4 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 8.5

A.4.5 Expérience 10.5

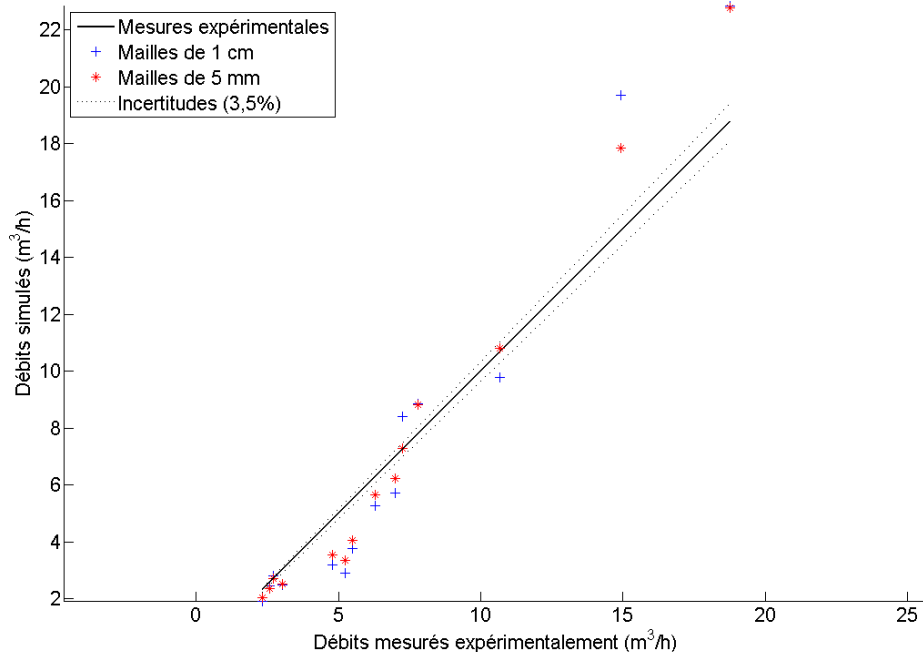


FIGURE A.19 – Comparaison des débits en sortie du modèle pour l'expérience 10.5

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	Q_{1cm} [m ³ /h]	Q_{5mm} [m ³ /h]	Ecart 1 cm	Ecart 5 mm
1	5,22	2,91	3,36	-44%	-36%
2	5,48	3,76	4,07	-31%	-26%
3	6,99	5,70	6,23	-18%	-11%
4	14,92	19,70	17,84	32%	20%
5	2,69	2,81	2,73	5%	1%
6	3,01	2,49	2,52	-17%	-16%
7	2,32	1,93	2,05	-17%	-12%
A	7,79	8,85	8,81	14%	13%
B	7,24	8,42	7,29	16%	1%
C	18,76	22,85	22,77	22%	21%
D	6,30	5,27	5,64	-16%	-10%
E	4,77	3,20	3,54	-33%	-26%
F	10,66	9,78	10,81	-8%	1%
G	2,57	2,45	2,36	-5%	-8%

TABLEAU A.5 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 10.5

A.5 Débits d'injection asymétriques

Cette annexe contient les débits expérimentaux et simulés avec un maillage de 1 cm pour les configurations (6.2, 6.4, 6.6, 6.8 et 6.10) mettant en scène une injection asymétrique des débits d'entrée.

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	Q_{simul} [m ³ /h]	Erreur relative
1	3,07	2,01	-35%
2	3,29	2,41	-27%
3	3,90	3,21	-18%
4	8,38	10,51	25%
5	1,54	1,57	2%
6	1,73	1,43	-17%
7	1,37	1,11	-19%
A	4,77	5,31	11%
B	4,61	4,98	8%
C	12,42	14,92	20%
D	3,85	3,47	-10%
E	2,98	1,88	-37%
F	6,63	5,80	-12%
G	1,46	1,40	-4%

TABLEAU A.6 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.2

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	Q_{simul} [m ³ /h]	Erreur relative
1	3,08	1,87	-39%
2	3,33	2,31	-31%
3	4,05	3,25	-20%
4	8,73	11,28	29%
5	1,54	1,61	4%
6	1,76	1,48	-16%
7	1,34	1,14	-15%
A	4,84	5,25	8%
B	4,56	4,84	6%
C	11,91	14,26	20%
D	3,75	3,47	-8%
E	2,97	1,93	-35%
F	6,62	5,87	-11%
G	1,46	1,44	-1%

TABLEAU A.7 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.4

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	Q_{simul} [m ³ /h]	Erreur relative
1	3,08	1,72	-44%
2	3,37	2,19	-35%
3	4,22	3,27	-23%
4	9,17	12,04	31%
5	1,53	1,60	4%
6	1,75	1,49	-15%
7	1,32	1,14	-14%
A	4,87	5,21	7%
B	4,53	4,78	5%
C	11,47	13,86	21%
D	3,69	3,43	-7%
E	2,94	1,94	-34%
F	6,56	5,87	-11%
G	1,45	1,45	0%

TABLEAU A.8 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.6

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	Q_{simul} [m ³ /h]	Erreur relative
1	3,10	1,59	-49%
2	3,42	2,07	-40%
3	4,47	3,29	-26%
4	9,89	12,95	31%
5	1,54	1,58	3%
6	1,76	1,50	-15%
7	1,31	1,14	-13%
A	4,82	5,02	4%
B	4,50	4,83	7%
C	11,18	13,38	20%
D	3,68	3,40	-8%
E	2,93	1,95	-34%
F	6,49	5,83	-10%
G	1,40	1,45	3%

TABLEAU A.9 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.8

Rue	Q_{exp} [m ³ /h]	Q_{simul} [m ³ /h]	Erreur relative
1	3,97	1,67	-58%
2	3,68	2,05	-44%
3	4,64	3,41	-26%
4	10,51	14,45	37%
5	1,51	1,56	4%
6	1,73	1,50	-13%
7	1,27	1,14	-10%
A	4,41	4,41	0%
B	4,13	4,67	13%
C	10,21	12,50	22%
D	3,55	3,41	-4%
E	2,82	1,95	-31%
F	6,23	5,82	-7%
G	1,35	1,44	6%

TABLEAU A.10 – Comparaison entre les débits expérimentaux et simulés pour l'expérience 6.10

A.6 Aval de la rue B

Les résultats obtenus lors de l'analyse de la rue B sont fournis dans la suite. Les variations de la hauteur d'eau, du débit et du nombre de Froude dans les deux derniers tronçons sont présentées pour différents débits d'entrée.

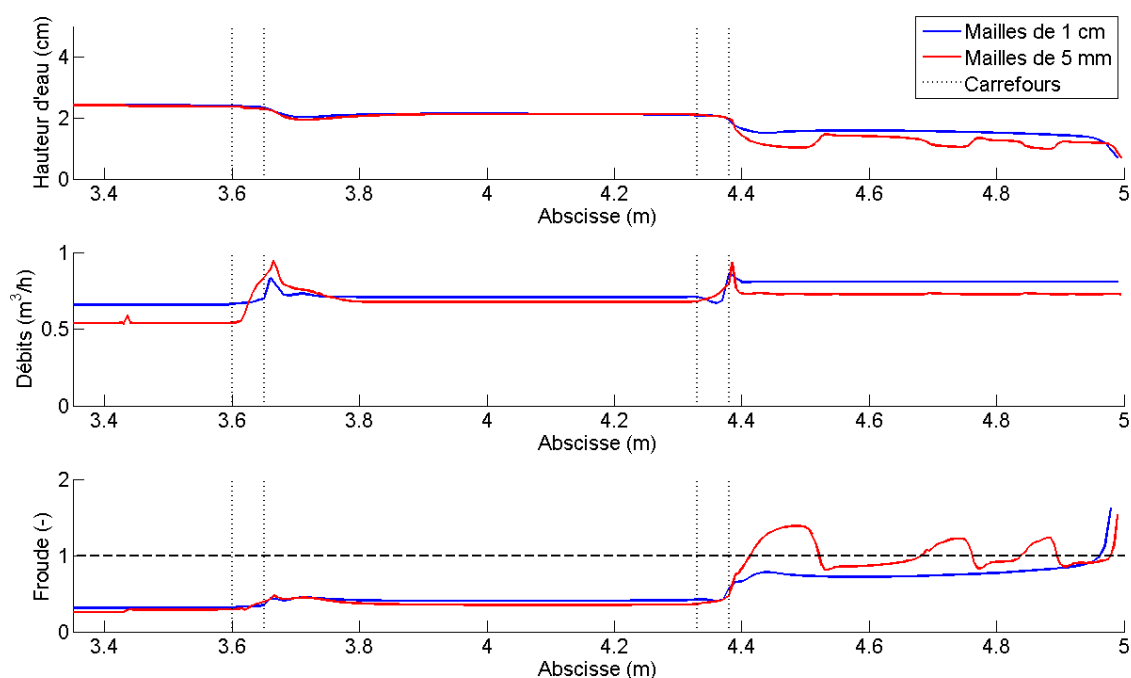


FIGURE A.20 – Evolution de la hauteur d'eau, du débit et du nombre de Froude pour l'expérience 1.5

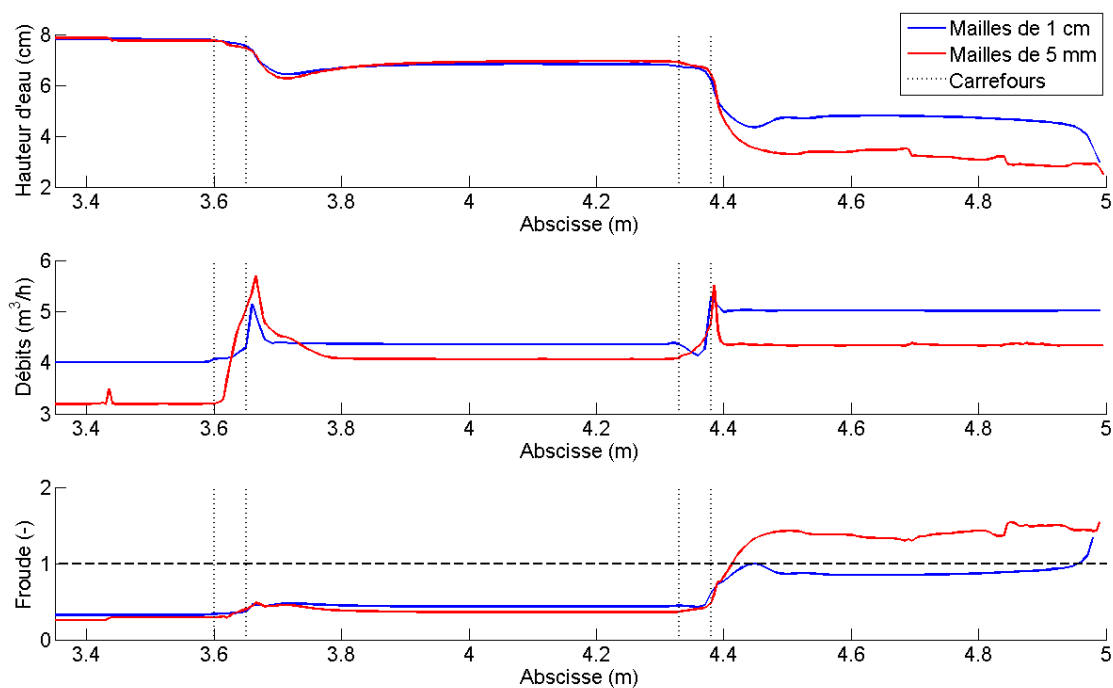


FIGURE A.21 – Evolution de la hauteur d'eau, du débit et du nombre de Froude pour l'expérience 6.5

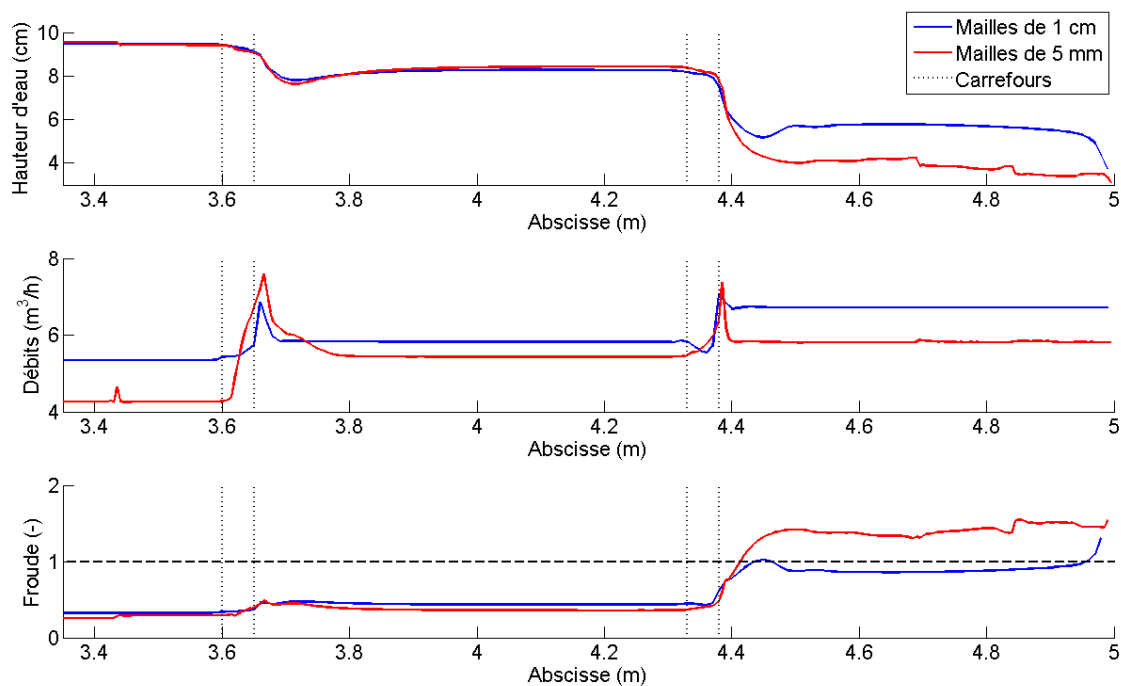


FIGURE A.22 – Evolution de la hauteur d'eau, du débit et du nombre de Froude pour l'expérience 8.5

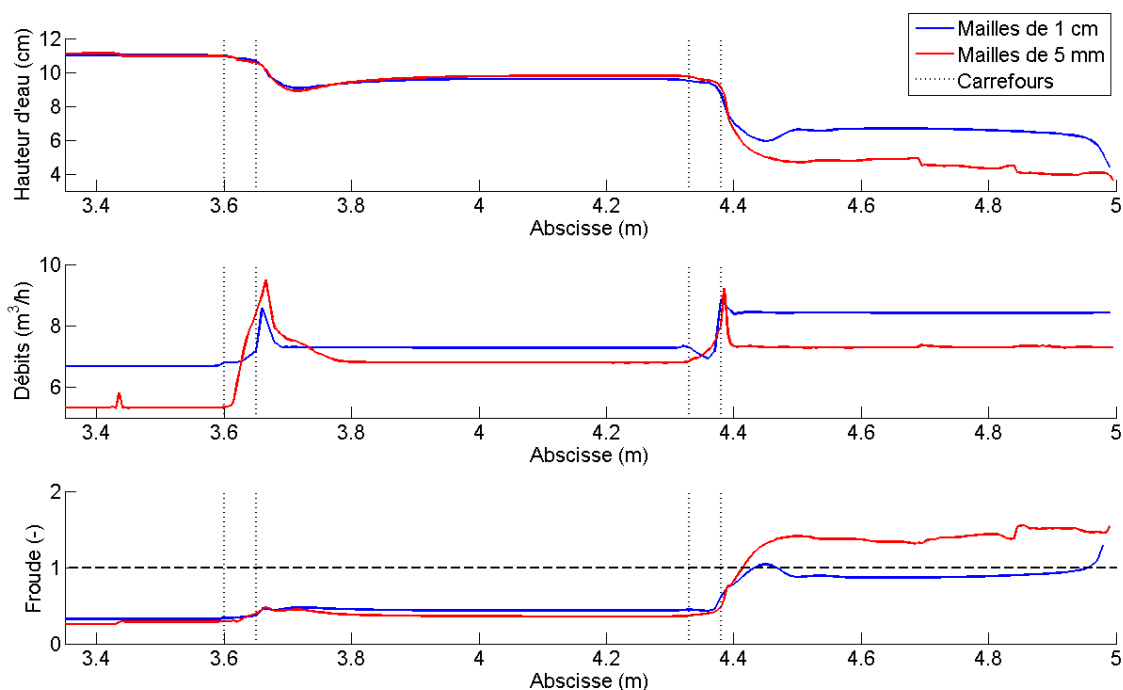


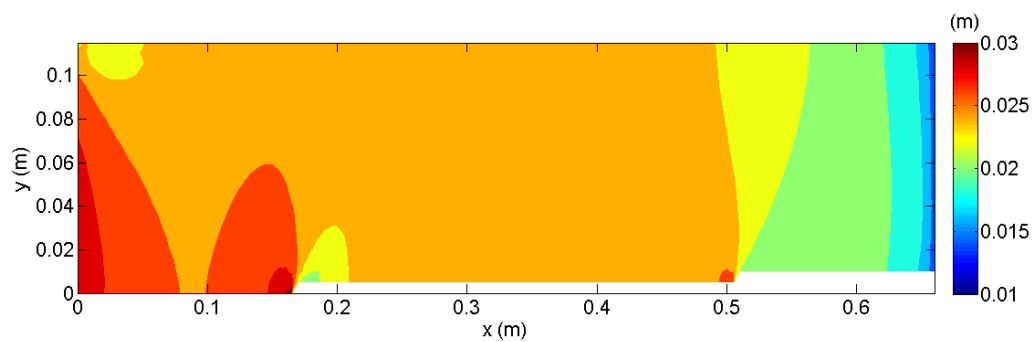
FIGURE A.23 – Evolution de la hauteur d’eau, du débit et du nombre de Froude pour l’expérience 10.5

A.7 Méthode cut-cell

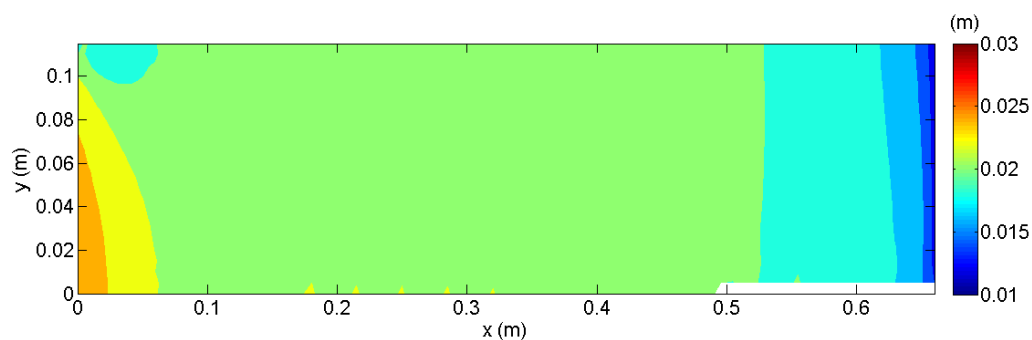
Une comparaison entre les hauteurs d’eau obtenus avec un maillage cartésien classique de 5 mm et avec l’utilisation du formalisme cut-cell (sous-maillages de 0,5 mm) est présentée dans cette annexe, pour deux configurations supplémentaires. La frontière solide est une droite ayant pour coordonnées les deux points suivants (en mètre) :

	Point 1	Point 2
Configuration 2	(0;0)	(0,66;0,01)
Configuration 3	(0;0)	(0,66;0,02)

TABLEAU A.11 – Coordonnées de la frontière solide

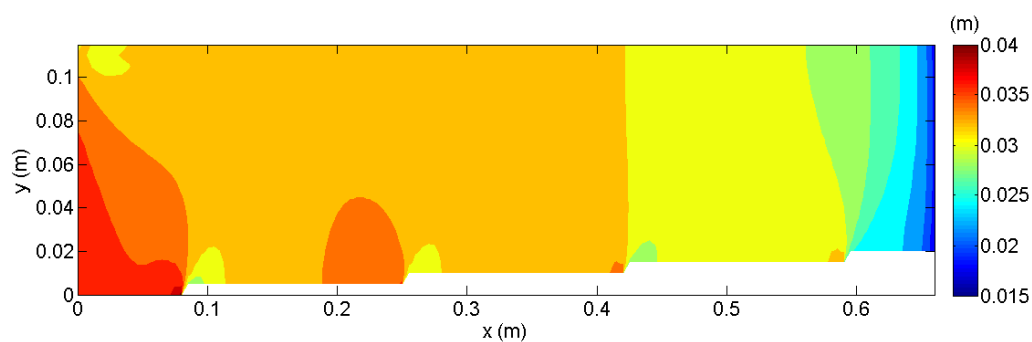


(a) Modèle classique

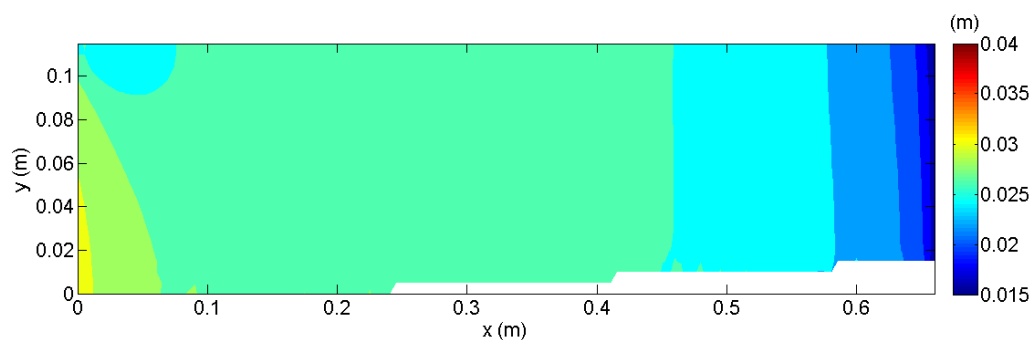


(b) Modèle cut-cell

FIGURE A.24 – Hauteur d'eau pour les deux modèles étudiés - Configuration 2



(a) Modèle classique



(b) Modèle cut-cell

FIGURE A.25 – Hauteur d'eau pour les deux modèles étudiés - Configuration 3

A.8 Diagramme de Moody

