



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



THESE EN COTUTELLE

DOCTORAT-LMD EN HYDRAULIQUE

Délivrée par
L'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE - ALGER
ET
L'UNIVERSITE CLAUDE BERNARD - LYON 1

Modélisation hydrodynamique des écoulements lors d'inondations urbaines : interaction entre le ruissellement de surface et l'écoulement dans le réseau d'assainissement

Préparée dans :

Laboratoire de Recherche des Sciences de l'Eau, ENP Alger

et

Unité de Recherche Riverly, INRAE Lyon

Tariq CHIBANE

Soutenue publiquement le 07 septembre 2021 à Alger devant le jury composé de :

ARRAR Jazia	Professeure, ENP Alger / LSTE	Présidente de jury
BENMAMAR Saâdia	Professeure, ENP Alger / LRSE	Directrice de thèse
PAQUIER André	IGPEF, INRAE / Riverly	Directeur de thèse
VAZQUEZ José	Professeur, ENGEES / ICube	Examineur
REMINI Boualem	Professeur, Université de Blida / LMFTA	Examineur
VINKOVIC Ivana	Professeure, UCBL1, LMFA	Examinatrice
BERREKSI Ali	Maître de Conférences, Université de Bejaia, LRHAE	Examineur
GUINOT Vincent	Professeur, Université de Montpellier/HSM	Examineur



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



THESE EN COTUTELLE

DOCTORAT-LMD EN HYDRAULIQUE

Délivrée par
L'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE - ALGER
ET
L'UNIVERSITE CLAUDE BERNARD - LYON 1

Modélisation hydrodynamique des écoulements lors d'inondations urbaines : interaction entre le ruissellement de surface et l'écoulement dans le réseau d'assainissement

Préparée dans :

Laboratoire de Recherche des Sciences de l'Eau, ENP Alger

et

Unité de Recherche Riverly, INRAE Lyon

Tariq CHIBANE

Soutenue publiquement le 07 septembre 2021 à Alger devant le jury composé de :

ARRAR Jazia	Professeure, ENP Alger / LSTE	Présidente de jury
BENMAMAR Saâdia	Professeure, ENP Alger / LRSE	Directrice de thèse
PAQUIER André	IGPEF, INRAE / Riverly	Directeur de thèse
VAZQUEZ José	Professeur, ENGEES / ICube	Examineur
REMINI Boualem	Professeur, Université de Blida / LMFTA	Examineur
VINKOVIC Ivana	Professeure, UCBL1, LMFA	Examinatrice
BERREKSI Ali	Maître de Conférences, Université de Bejaia, LRHAE	Examineur
GUINOT Vincent	Professeur, Université de Montpellier/HSM	Examineur

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier vivement le **Pr Vincent GUINOT** du laboratoire UMR Hydrosciences (Montpellier, France) et le **Pr José VAZQUEZ** du laboratoire ICUBE ENGEES (Strasbourg, France), d'avoir accepté d'être Rapporteurs et examiné ce manuscrit. Je remercie aussi les membres de jury qui ont donné de leur temps et efforts et ont accepté de juger ce travail, la présidente de jury : **Pr Jazia ARRAR ; Dr ALI BERREKSI ; Pr Ivana VINKOVICH ; Pr Boualem REMINI.**

Je voudrais exprimer de façon toute particulière mes reconnaissances et mes infinies gratitude à mes directeur de thèse, Madame **Saâdia BENMAMAR** pour le temps et le suivi de qualité qu'elle m'a consacré, ainsi que les conseils et suggestions pédagogiques et scientifiques qu'elle m'a données tout le long de ce travail, et à Monsieur **André PAQUIER**, pour la grande confiance et le soutien permanent qu'il m'a accordés tout au long de ce travail, pour sa disponibilité, son aide, son enseignement et sa patience, ainsi que pour tous les bons moments partagés.

J'ai effectué une grande partie de ma thèse au Laboratoire **INRAE Villeurbanne** et j'aimerais exprimer ma gratitude à toutes les personnes qui m'ont accueilli et rendu ce travail possible. Je voudrais exprimer ma profonde reconnaissance au **Dr Christine POULARD** de m'avoir accueilli dans son laboratoire et d'avoir facilité les allers-retours que j'ai effectué entre Alger et Lyon tout au long de ce travail. J'adresse aussi mes remerciements au **Dr Sébastien PROUST** et **Dr Emmanuel MIGNOT** pour leur participation à mon comité de suivi de thèse. Merci à toutes personnes qui ont permis à la maquette MURI de voir le jour, en particulier, **Fabien THOLLET** et **Alexis BUFFET.**

Je remercie vivement mes collègues du laboratoire **LRS EAU-ENP** avec qui j'ai travaillé et passé des bons moments : **Dr Walid BOUMALEK, Dr Meriem CHETIBI, Dr Khaled KOUIDER**, merci à mon ami **Amine GUELMANE** de la **SEAAL** de m'avoir aidé à collecter les données pour le cas de terrain.

Enfin merci à ma famille pour sa venue à la soutenance de thèse et pour avoir éclairé mes choix professionnels. Merci à mes amis pour leur soutien lors de la soutenance. Merci à ma fiancée Safa qui aura vécu cette thèse au quotidien avec moi, et qui m'a épaulé dans les moments difficiles.

Je remercie finalement toutes les personnes qui m'ont permis d'aller au bout de ce travail et je présente mes excuses à toutes celles que j'ai oublié.

ملخص

تتركز الكثير من أضرار الفيضانات في المناطق الحضرية، لأن معظم القضايا البشرية والاقتصادية تتركز هناك. في هذا العمل البحثي درست النمذجة التفصيلية للتدفقات أثناء الفيضانات الحضرية. تم إجراء دراسة تجريبية على نموذج حضري، مكنت هذه الدراسة على الوصف الدقيق لتأثير حالة تبادل التدفق بين شبكة الصرف الصحي والجريان السطحي على خصائص التدفق في الشوارع. تم إنشاء نموذج رقمي 1D/2D يأخذ في الاعتبار التفاعل بين طبقتي التدفق وتم التحقق من صحته من خلال النتائج التجريبية. بعد ذلك، تم استعمال هذا النموذج لمحاكاة حالة ميدانية لفيضان في شارع طرابلس في مدينة حسين داي من أجل تحسين إدارة المخاطر.

الكلمات المفتاحية: الفيضانات الحضرية، الصرف، الفيضانات، الاضطرابات، مخاطر الفيضانات.

Abstract

Much of the flood damages are concentrated in urban areas, because most human and economic issues are concentrated there. In this research work I studied the detailed modelling of flows during urban floods. An experimental study on an urban model was carried out and made it possible to characterize the influence of flow exchange between the sewage network and surface runoff on the properties of the flow in the streets during urban flood. A 1D / 2D numerical model which takes into account the interaction between the two flow layers has been constructed and validated with the experimental results. Then, an application on a field case was made for a better risk management.

Keywords: Urban flooding, drainage, overflow, Turbulence, risk of flooding.

Résumé

Les dommages dus aux inondations sont, en grande partie, concentrés dans les milieux urbanisés, parce que la plupart des enjeux s'y concentrent. Dans ce travail de recherche nous avons étudié la modélisation détaillée des écoulements lors d'inondations urbaines. Une étude expérimentale sur une maquette urbaine a été menée et a permis de caractériser l'influence sur les propriétés de l'écoulement dans les rues en cas d'échange de débit entre le réseau d'assainissement et le ruissellement de surface. Un modèle numérique 1D / 2D qui prend en considération l'interaction entre les deux couches d'écoulement a été construit et validé avec les résultats expérimentaux. Ensuite, une application sur un cas de terrain a été faite pour une meilleure gestion des risques.

Mots clés : Inondation urbaine, drainage, débordement, Turbulence, risque d'inondation.

Table des matières
Liste des figures**Liste des tableaux****Table des notations****Chapitre I : introduction générale**

I.1. Contexte global (inondations en milieu urbain)	21
I.2. Interaction entre rue et réseau d'assainissement	24
I.3. Objectifs et démarches	25

Chapitre II : étude bibliographique

I.1. Introduction	28
II.2. Modélisation des inondations	29
II.2.1. Approches hydrologiques	29
II.2.2. Approches hydrauliques	31
II.3. Modélisation hydraulique des inondations dans les zones urbaines	31
II.3.1. Modèles mathématiques	32
II.3.1.1. Modèle de Navier-Stokes	32
II.3.1.2. Modèle de Reynolds	32
II.3.1.3. Modèle de Saint-Venant	33
II.3.2. Modèles hydrauliques couplés 1D/2D	35
II.3.2.1. Les avantages d'un couplage 1D/2D	35
II.3.2.2. Les inconvénients d'un couplage 1D/2D	36
II.3.2.3. Validation des modèles	37
II.4. Intérêts et difficultés de la modélisation des inondations urbaines	37
II.5. Fonctionnement du système de drainage urbain	38
II.6. Modélisation des avaloirs	39
II.7. Écoulements turbulents à surface libre	41
II.7.1. Types d'écoulements	41
II.7.2. Classification des écoulements	42
II.8. Turbulence dans un écoulement à surface libre	43
II.8.1. Couche limite	44
II.8.2. Rugosité	46
II.8.3. Courants secondaires dans un canal rectangulaire	47
II.9. Distribution de vitesse dans un canal rectangulaire	48
II.10. Jet d'eau continu dans un écoulement transverse	50

II.10.1. Trajectoire d'un jet vertical dans un écoulement principal.....	50
II.10.2. Structure de l'écoulement	51
II.11. Conclusion	52

Chapitre III : étude expérimentale

III.1. Introduction	55
III.2. Modèle expérimental.....	56
III.2.1. Description de la maquette MURI.....	57
III.2.2. Techniques de mesures.....	59
III.2.2.1. Capteur à ultrason.....	59
III.2.2.2. Limnimètre.....	60
III.2.2.3. Vélocimètre Acoustique Doppler.....	60
III.2.2.4. Sonde de pression	61
III.2.2.5. Débitmètre	62
III.2.3. Tests préliminaires	62
III.3. Installation expérimentale (configuration d'une seule rue)	63
III.4. Protocole des expériences sur MURI.....	64
III.4.1. Les différentes mesures expérimentales	65
III.4.1.2. Vitesse de l'eau	66
III.4.2. Correction des mesures de vitesses	67
III.5. Résultats de la campagne de mesure	68
III.5.1. Adimensionnalisation.....	68
III.5.2. Rue sans réseau de drainage	69
III.5.3. Hauteurs d'eau pour les cas de drainage et de débordement	73
III.5.4. Vitesses longitudinales V_x et courants secondaires V_{yz}	76
III.5.4.1. Cas de Drainage.....	76
III.5.4.2. Cas de débordement.....	79
III.5.5. Intensités turbulentes et contraintes de Reynolds	83
III.6. Extrapolation des résultats sur un cas réel.....	91
III.7. Modèle d'échange de débit surface/rue.....	94
III.7.1. Dispositif d'échange	94
III.7.2. Principe de modélisation	95
III.7.3. Charge hydraulique au-dessus des avaloirs.....	96
III.7.4. Estimation du débit d'échange	97
III.7.4.1. Cas de drainage	97

III.7.4.2. Cas de débordement.....	99
III.8. Expériences complémentaires	105
III.8.1. Cas de drainage	106
III.8.1.1. Réseau de drainage en charge	106
III.8.1.2. Réseau de drainage à surface libre	110
III.8.2. Cas de débordement	110
III.9. Conclusion	112
Chapitre IV : étude numérique	
IV.1. Introduction	116
IV.2. Présentation des logiciels de simulation	117
IV.2.1. Rubar3	117
IV.2.2. Rubar20.....	117
IV.2.3. Couplage 1D/2D	118
IV.3. Modélisation de la configuration expérimentale.....	118
IV.3.1. Modélisation du réseau de drainage « Modèle 1D ».....	120
IV.3.1.1. Construction du maillage :.....	121
IV.3.1.2 Conditions aux limites :.....	121
IV.3.1.3. Comparaison des résultats numériques et expérimentaux	122
IV.3.2. Modélisation de la rue droite de la maquette « Modèle 2D »	123
IV.3.2.1. Choix du maillage :	124
IV.3.2.2. Conditions aux limites	124
IV.3.2.3. Comparaison des résultats numérique et expérimentaux	125
IV.3.3. Modèle couplé 1D / 2D (réseau/rue)	131
IV.3.3.1. Implémentation des ouvrages	131
IV.3.3.2. Cas de drainage de référence DAB2.....	134
IV.3.3.3. Cas de débordement de référence.....	141
IV.3.4. Modélisation numérique des cas de drainage et débordement.....	143
IV.3.4.1. Simulation des essais avec seuil aval	143
IV.3.4.2. Simulation des essais complémentaires sans seuil aval.....	148
IV.3.5. Modèle d'échange.....	153
IV.4. Modélisation numérique de l'ensemble de la maquette MURI.....	154
IV.4.1. Configuration de la maquette MURI.....	154
IV.4.2. Résumé de l'annexe B (Chibane et al., 2018a)	156
IV.4.3. Nouvelles simulations de la maquette MURI	159

IV.5. Discussion et conclusion	161
Chapitre V : cas de terrain	
V.1. Introduction	165
V.2. Zone d'étude	165
V.3. Inventaire des données.....	167
V.3.1. Données de terrain	168
V.3.1.1. Topographie de surface.....	168
V.3.1.2. Bassins versants.....	169
V.3.1.3. Réseau d'assainissement	169
V.3.2. Données pluviométriques	170
V.4. Modélisation numérique	171
V.4.1 Modèle de surface.....	171
V.4.2 Réseau d'assainissement et points d'échange	172
V.4.4. Événements à modéliser	174
V.5. Simulations Numériques.....	178
V.5.1. Inondation du 07/12/2016.....	179
V.5.1.1. Ruissellement de surface	179
V.5.1.2. Comparaison des résultats avec les laisses de crue	180
V.5.1.3. Réseau d'assainissement	181
V.5.2. Inondation du 21/12/2016.....	182
V.6. Discussion.....	183
V.7. Conclusion	184
Chapitre VI : conclusion générale et perspectives	
VI.1. Conclusion générale	187
VI.2. Perspectives	190
Références	193
Annexe A : Résultats expérimentaux additionnels	201
Annexe B : Article SimHydro 2017	219

Liste des figures

Figure I. 1 : photos d'inondation dans le monde, a : rue inondée à Sangli, Mahārāshtra Inde (crédit : AFP le 6 août 2019) ; b : inondation à Trèbes, Carcassonne, France (crédit : AFP le 15 octobre 2018).....	21
Figure I. 2 : inondation en ville, a : voiture submergée après inondation à Fréjus, France (crédit : Daniel Cole, SIPA press le 2 décembre 2019) ; b : voitures submergées après inondation à Bodrum, Turquie (crédit : Agence Anadolu le 29 novembre 2018).....	23
Figure II. 1: processus de modélisation en hydrologie de surface	30
Figure II. 2 : types de fonctionnement de système de drainage, a : drainage libre, b : drainage influencé, c : débordement. (Djordjevic et al. 2005)	39
Figure II. 3 : a : écoulement laminaire, b : écoulement turbulent	42
Figure II. 4 : profil de vitesse à travers la couche limite turbulente d'une plaque plane (Corre, 2005).....	44
Figure II. 5 : a : profils de vitesse dans le cas d'une couche limite 2D, (Thual, 2010), b : une couche limite 3D avec des courants secondaires (Bonakdari, 2008).	48
Figure II. 6 : a : lignes d'iso-vitesse dans un canal rectangulaire. b : courants secondaires dans un cana rectangulaire. $Ar = B / H = 2 b$, (Nezu, 1993).	49
Figure II. 7 : schéma des différentes zones d'un jet dans un écoulement transverse et les lignes de références pour l'étude de sa trajectoire (Brizzi, 1994).....	50
Figure II. 8 : schéma des structures d'un jet dans un écoulement transverse (Fric & Roshko, 1994).....	51
Figure III. 1 : vue générale de la maquette urbaine MURI	56
Figure III. 2 : configuration initiale de la surface de la maquette MURI (représentée en mode 6 entrées / 6 sorties).	57
Figure III. 3: a : dispositif de stabilisation de l'écoulement (nid d'abeille et tapis japonais) et b : seuil réglable à la sortie de la rue pour contrôler l'écoulement.	58
Figure III. 4 : collecteur principal (au-dessous de la rue droite).....	58
Figure III. 5 : dessin du réseau de drainage de la maquette MURI.....	59
Figure III. 6: capteur à Ultrasons (US)	59
Figure III. 7: limnimètre électronique	60
Figure III. 8 : acoustique Doppler Vélocimètre « side looking ».....	61
Figure III. 9 : sonde de pression à l'amont du collecteur	61
Figure III. 10 : lecteur installé sur un débitmètre électromagnétique.....	62
Figure III. 11: vue en plan de la surface de MURI (configuration avec une seule rue).....	63
Figure III. 12 : (a) vue en plan du positionnement des avaloirs A et B ; (b) vue 3D de de la configuration expérimentale	64
Figure III. 13: points de mesure de la hauteur d'eau le long de la rue droite.....	66
Figure III. 14 : position des points de mesure des profils verticaux de vitesse dans la section longitudinale.....	67
Figure III. 15 : position des points de mesure des profils verticaux de vitesse dans la section transversale	67

Figure III. 16: profils verticaux de vitesses longitudinale et transversale le long de la rue droite pour a : $Q_{si} = 2L/s$, et b : $Q_{si} = 3L/s$, (pente longitudinale = 0,1%)	70
Figure III. 17 : profils verticaux de vitesses V_x , V_y et V_z près de l'avaloir A pour le cas sans réseau, a : $Q_{si} = 2 L/s$ et b : $Q_{si} = 3L/s$	71
Figure III. 18 : profil vertical de vitesse verticale V_z près de l'avaloir B pour le cas sans réseau, $Q_{si} = 2 L/s$	72
Figure III. 19 : champ de vecteurs des courants secondaires dans la section transversale à la position des avaloirs, $X^* = 0$; $Q_{si} = 2 L/s$	72
Figure III. 20 : distribution de la vitesse longitudinale dans la section transversale à $x = 4130$; $Q_{si} = 2 L/s$	73
Figure III. 21 : profils de la hauteur d'eau le long de la rue pour les cas de drainage.	74
Figure III. 22 : profils de la hauteur d'eau le long de la rue pour les cas de débordement.	74
Figure III. 23 : cas de débordement avec deux avaloirs $Q_{si} = 2 L/s$; $Q_{pi} = 0.5 L/s$	75
Figure III. 24: hauteur d'eau dans le collecteur pour le cas de drainage avec deux avaloirs, $Q_{si} = 2 L/s$	75
Figure III. 25: positionnement de réseau d'assainissement sous la surface de la maquette.	76
Figure III. 26 : champ de vecteurs des courants secondaires dans la section transversale à $X^*=0$ et à l'aval de la rue pour les cas de drainage $Q_{si} = 2 L/s$ (a, b, c et d: avec un avaloir, e, f, g et h: avec deux avaloirs).....	77
Figure III. 27 : distribution de la vitesse longitudinale V_x^* dans la section transversale pour le les cas de drainage ; $Q_{si} = 2 L/s$ (a, b, c et d : avec un avaloir, e, f, g et h: avec deux avaloirs)	78
Figure III. 28: (a) distribution de la vitesse longitudinale V_x^* et (b) les courants secondaires V_{yz} dans la section transversale à $X^* = 0,7$ pour le cas de drainage avec deux avaloirs ; $Q_{si} = 3 L/s$	79
Figure III. 29: champ de vecteurs des courants secondaires dans la section transversale à la position des avaloirs et à l'aval de la rue pour les cas de débordement ; $Q_{si} = 2 L/s$ (gauche : avec un avaloir, droite : avec deux avaloirs).....	81
Figure III. 30: distribution de la vitesse longitudinale dans la section transversale pour le les cas de débordement ; $Q_{si} = 3 L/s$ (gauche : avec un avaloir, droite : avec deux avaloirs)	82
Figure III. 31: distribution de la vitesse longitudinale et les courants secondaires dans la section transversale à $X^* = 0,7$ pour le cas de débordement avec deux avaloirs ; $Q_{si} = 2 L/s$.	83
Figure III.32: intensité turbulente RMS $(V'_x)^*$ dans la section transversale à $X^*=0$ pour le cas sans réseau (a: $Q_{si} = 2 L/s$, b: $Q_{si} = 3 L/s$).....	84
Figure III. 33: contrainte de cisaillement $Cov(x y)^*$ dans la section transversale à $X^*=0$ pour le cas sans réseau (a: $Q_{si} = 2 L/s$, b: $Q_{si} = 3 L/s$)	84
Figure III. 34: intensité turbulente RMS $(V'_x)^*$ pour 3 sections transversales pour le cas de drainage ; $Q_{si} = 2 L/s$ (a, b et c: avec un avaloir, d, e et f: avec deux avaloirs).....	85
Figure III. 35: contrainte de cisaillement $Cov(x y)^*$ pour 3 sections transversales pour le cas de drainage ; $Q_{si} = 2 L/s$ (a, b et c: avec un avaloir, d, e et f: avec deux avaloirs)	86
Figure III. 36 : profils d'intensités turbulentes RMS $(V'_x)^*$ à $X^*=0$ et en aval pour les cas de drainage (a: valeurs moyennes, b : valeurs maximales).....	87
Figure III. 37 : profils de contraintes de cisaillement $Cov(x y)^*$ à $X^*=0$ et en aval pour les cas de drainage (a: valeurs moyennes, b : valeurs maximales)	87

Figure III. 38 : intensité turbulente RMS $(V'_x)^*$ pour 3 sections transversales pour le cas de débordement ; $Q_{si} = 3 \text{ L/s}$ (a, b et c: avec un avaloir, d, e et f: avec deux avaloirs)	88
Figure III. 39: contrainte de cisaillement $Cov(x, y)^*$ pour 3 sections transversales pour le cas de débordement ; $Q_{si} = 3 \text{ L/s}$ (a, b et c: avec un avaloir, d, e et f: avec deux avaloirs)	89
Figure III. 40 : profils d'intensités turbulentes RMS $(V'_x)^*$ à $X^*=0$ et en aval pour les cas de débordement (a: valeurs moyennes, b : valeurs maximales).....	89
Figure III. 41 : profils de contraintes de cisaillement $Cov(x, y)^*$ à $X^*=0$ et en aval pour les cas de débordement (a: valeurs moyennes, b : valeurs maximales).....	90
Figure III. 42: profils verticaux des vitesses longitudinales V_x^* à $Y^*=0,5$ (a, b et c: Drainage; $Q_{si} = 2 \text{ L/s}$, d, e et f: Débordement; $Q_{si} = 3 \text{ L/s}$).....	90
Figure III. 43 : profils du produit HV calculé à partir des variables moyennes dans la section $X^*=0$ et à l'aval pour tous les cas expérimentaux (a : drainage, b : débordement).....	93
Figure III. 44 : : profils du produit HV calculé à partir des variables maximales dans la section $X^*=0$ et à l'aval pour tous les cas expérimentaux (a : drainage, b : débordement).....	93
Figure III. 45 : variation du produit HV à l'endroit des avaloirs et en aval à l'échelle du prototype ; a : sans échange, b : drainage avec deux avaloirs, c : débordement avec deux avaloirs.....	94
Figure III. 46: a : photo des deux avaloirs dans la rue droite ; b : Tuyaux de drainage pour les avaloirs A et B.....	95
Figure III. 47: coupe transversale du dispositif d'échange de l'avaloir B	96
Figure III. 48: a. type de branchement en T ; b. Abaque des coefficients de perte de charge pour un branchement en T avec séparation de courants (Idelchik., 1996).....	100
Figure III. 49 : coefficient de perte de charge dû à une jonction brusque avec séparation des courants (Miller 1976)	100
Figure III. 50 : coefficient de perte de charge dû à un rétrécissement brusque pour $Re < 10^4$	102
Figure III. 51 : coefficient de perte de charge dû à un rétrécissement brusque droit (Miller 1976).....	102
Figure III. 52 : coefficient de perte de charge dû à un élargissement brusque (Miller 1976)	103
Figure III. 53 : variation de la hauteur d'eau le long de la rue droite, cas de drainage ($Q_{si}=2 \text{ L/s}$, $Q_{pi}=0 \text{ L/s}$; réseau de drainage en charge).....	107
Figure III. 54 : ressaut hydraulique, Cas de drainage avec deux avaloirs ($Q_{si} =2\text{L/s}$, $Q_{pi}=0$, $h_w =0$; réseau de drainage en charge).....	108
Figure III. 55 : variation de la hauteur d'eau à l'approche des avaloirs ($Q_{si} =2\text{L/s}$, $Q_{pi}=0$, $h_w =0$; réseau de drainage en charge).....	109
Figure III. 56 : ressaut hydraulique dans un canal rectangulaire	109
Figure III. 57 : variation de la hauteur d'eau le long de la rue droite cas de drainage ($Q_{si}=2\text{L/s}$, $Q_{pi}=0 \text{ L/s}$; réseau de drainage à surface libre).....	110
Figure III. 58 : a : cas de débordement avec deux avaloirs ($Q_{si} =2\text{L/s}$, $Q_{pi}=0,5$, $h_w = 0$), b : maillage utilisé pour les mesures avec le limnigramme	111
Figure III. 59 : variation de la hauteur d'eau le long de la rue droite cas de débordement ($Q_{si}=2\text{L/s}$, $Q_{pi}=0,5\text{L/s}$).....	111
Figure III. 60 : hauteur d'eau pour cinq profils au-dessus et l'aval des avaloirs (Débordement : $Q_{si} =2\text{L/s}$, $Q_{pi}=0,5\text{L/s}$, $h_w =0$).....	112
Figure IV. 1: géométrie des conduites (fente de Preissmann)	121

Figure IV. 2: variation de la hauteur d'eau en fonction de temps dans la section $X^* = -18,7$ du collecteur pour un débit $Q_{pi} = 1$ L/s	122
Figure IV. 3: variation de la hauteur d'eau dans le collecteur pour un débit $Q_{pi} = 1$ L/s.....	123
Figure IV. 4: maillages de la surface de la rue, a : maillage M15 ; b : maillage M5.....	124
Figure IV. 5 : courbe de tarage utilisée dans le modèle 2D pour les cas de références.	125
Figure IV. 6: variation de la hauteur d'eau en fonction de temps de calcul pour le cas de référence CRef2.....	126
Figure IV. 7: comparaison de la hauteur d'eau expérimentale et numérique au-dessus de la rue ; M15 ; cas de référence : CRef2 et CRef3.....	126
Figure IV. 8: comparaison de la vitesse longitudinale dans la section transversale à l'endroit des avaloirs $X^*=0$; coefficient de diffusion constant ; Maillage : M15 et M5 ; CRef2.	127
Figure IV. 9: distribution de coefficient de diffusion sur les mailles (hypothèse D3, maillage M5).	128
Figure IV. 10 : comparaison des vitesses longitudinales dans la section transversale à l'endroit des avaloirs $X^*=0$; Maillage M15 ; CRef2.	129
Figure IV. 11 : comparaison des vitesses longitudinales dans la section transversale à l'endroit des avaloirs $X^*=0$; Maillage : M5 ; CRef2.	129
Figure IV. 12 : comparaison des vitesses longitudinales dans la section transversale à l'endroit des avaloirs $X^*=0$; Maillage : M15 et M5 ; CRef2 ; hypothèse D4.....	130
Figure IV. 13: position des avaloirs A et B dans la rue droite de la maquette MURI.	132
Figure IV. 14: position de l'ouvrage (avaloir) par rapport au maillage, (a) M15 ; (b) M5. ...	133
Figure IV. 15: arêtes sur laquelle le débit sera enlevé (drainage) ou rajouté (débordement) ; Maillage M5.	134
Figure IV. 16: comparaison des profils en long de la hauteur d'eau au centre de la rue pour le cas DAB2 ; hypothèse D0.	135
Figure IV. 17: comparaison des profils en long de la hauteur d'eau au-dessus de l'avaloir B pour le cas DAB2 ; hypothèse D0.	135
Figure IV. 18 : comparaison des vitesses longitudinale V_x dans la section transversale à l'endroit des avaloirs $X^*=0$ pour le cas DAB2 ; hypothèse D0.....	136
Figure IV. 19 : distribution variable du coefficient de diffusion numérique (hypothèse D5) 137	
Figure IV. 20 : (a, b et c) profils en long de la hauteur le long de de la rue pour D1, D3 et D5 ; (d, e et f) profils en long de la hauteur d'eau au-dessus de l'avaloir B pour D1, D3 et D5 ; DAB2.....	138
Figure IV. 21 : comparaison des vitesses longitudinale V_x dans la section transversale à l'endroit des avaloirs $X^*=0$ pour le cas DAB2 ; maillage M15_IV ; Hypothèses D1, D3 et D5.	139
Figure IV. 22 : comparaison des vitesses longitudinales V_x dans la section transversale à l'endroit des avaloirs $X^*=0$ pour le cas DAB2 ; maillage M5 ; hypothèses D1, D3 et D5....	139
Figure IV. 23 : (a, b, c et d) : variation de la vitesse longitudinale V_x à l'approche des avaloirs ; (e, f, g et h) : champ de vitesses à l'approche des avaloirs ; (hypothèse D0, D1, D3 et D5) ; maillage M5.	140
Figure IV. 24 : (a) profils en long de la hauteur au centre de de la rue ; (b) profils en long de la hauteur d'eau au-dessus de l'avaloir B ; OAB3 ; maillage M5, Hypothèse D5.....	142
Figure IV. 25: comparaison des vitesses longitudinale V_x dans la section transversale à l'endroit des avaloirs $X^*=0$ pour le cas OAB3 ; maillage M5 ; hypothèse D5.....	142

Figure IV. 26 : comparaison de la vitesse V_x numérique et expérimentale pour les cas de drainage DA2 et DAB2.....	144
Figure IV. 27 : comparaison de la vitesse V_x numérique et expérimentale pour les cas de drainage DA3 et DAB3.....	145
Figure IV. 28 : comparaison de la vitesse V_x numérique et expérimentale pour les cas de débordement OA2 et OAB2	146
Figure IV. 29 : comparaison de la vitesse V_x numérique et expérimentale pour les cas de débordement OA3 et OAB3	147
Figure IV. 30 : ligne d'eau au centre de la rue ; cas SS_2.....	150
Figure IV. 31 : comparaison de la hauteur d'eau numérique et expérimentale ; a : au centre de la rue, b : au-dessus de l'avaloir A, c : au-dessus de l'avaloir B ; cas : SS_DAB2_a.....	150
Figure IV. 32 : comparaison de la hauteur d'eau numérique et expérimentale ; a : au centre de la rue, b : au-dessus de l'avaloir A, c : au-dessus de l'avaloir B ; cas SS_DAB2_b.....	151
Figure IV. 33 : comparaison de la hauteur d'eau numérique et expérimentale ; a : au centre de la rue, b : au-dessus de l'avaloir A, c : au-dessus de l'avaloir B ; cas SS_OAB2.....	151
Figure IV. 34 : carte du nombre de Froude à l'approche des avaloirs, a : cas SS_DAB_a ; b : SS_DAB_b.....	152
Figure IV. 35 : photos aériennes d'un quartier de ville de Barcelone	155
Figure IV. 36 : nomenclature pour la maquette MURI ; a : points d'échange, b : la surface (L : Rue longitudinale, T : Rue transversale), c : le réseau (l : conduite longitudinale, t : conduite transversale)	156
Figure IV. 37 : variation de la hauteur d'eau le long de la rue centrale L2i ; Nord-Sud.	157
Figure IV. 38 : exemples de variations de la profondeur et de la vitesse de l'eau dans le réseau de drainage ; tronçons t_{21} et l_{13}	158
Figure IV. 39 : comparaison de la variation de la hauteur d'eau le long de la rue droite L_{li} , Nord-Sud. ; sur la ligne de l'avaloir A ; maillage M15.....	160
Figure IV. 40 : comparaison de la variation de la hauteur d'eau le long de la rue droite L_{li} , Nord-Sud. ; sur la ligne de l'avaloir A ; maillage M5.	160
Figure V. 1 : carte d'occupation du sol de la commune d'Hussein Dey dans la wilaya d'Alger.	166
Figure V. 2 : inondation de la rue Tripoli le 21/05/2013.	166
Figure V. 3 : principaux collecteurs existants de la zone d'étude	167
Figure V. 4 : données topographiques disponibles dans la zone d'étude	168
Figure V. 5 : a : plan de détection des avaloirs ; b : avaloir au milieu de route (rue Tripoli) « sortie sur terrain 14/03/2017 ».	170
Figure V. 6 : précipitations mensuelles moyennes (en mm) entre 1952 et 2010 (Source ONM)	170
Figure V. 7 : altitude du sol et maillage du modèle 2D	172
Figure V. 8 : schéma de fonctionnement du réseau d'assainissement dans la zone d'étude ..	173
Figure V. 9 : schéma de la partie aval du réseau d'assainissement de la zone d'étude	173
Figure V. 10 : vue générale du modèle numérique 1D / 2D de la zone d'étude.	174
Figure V. 11 : inondation de la rue de Tripoli Décembre 2016.	176
Figure V. 12 : échange avec des riverains « Sortie sur le terrain 01/05/2017 ».	176

Figure V. 13 : hydrogrammes de crue calculés pour le SBV_A (entrées sud de la zone d'étude), a : évènement P1 ; b : évènement P2	178
Figure V. 14 : évolution temporelle des hauteurs d'eau simulées jusqu'à la fin de l'évènement P1 le 07/12/2016.....	179
Figure V. 15 : photos d'inondation de la rue Tripoli	180
Figure V. 16 : variation de la hauteur d'eau au point $x = 508619$ m, $y = 66181$ m au cours de l'évènement P1	180
Figure V. 17 : ligne de la surface libre et de la charge hydraulique dans le collecteur circulaire ; rue Tripoli à 07h :01	182
Figure V. 18 : évolution temporelle du débit d'échange pour les avaloirs D_1, D_2 et D_3.	182
Figure V. 19 : comparaison des différents calculs hydrauliques entre l'évènement P1 le 07/12/2016 à 07h 01 et l'évènement P2 le 21/12/2016 à 18h50.	183

Liste des tableaux

Tableau III. 1 : résumé des expériences menées sur la maquette MURI.....	65
Tableau III. 2 : valeurs de l'angle de rotation de l'ADV	68
Tableau III. 3 : paramètres hydrauliques des cas sans réseau de drainage.	69
Tableau III. 4: paramètres géométriques et hydrauliques du modèle physique et prototypes calculés à partir de variables moyennes (cas sans échange).....	92
Tableau III. 5: charges hydrauliques à la surface H_s (dans deux différents points) et au collecteur H_p (au niveau de point d'échange)	97
Tableau III. 6: comparaison des coefficients de débit pour les cas de drainage	98
Tableau III. 7 : coefficients de perte de charge calculés pour chaque cas de débordement ...	101
Tableau III. 8 : coefficient de perte de charge calculé avec les formules de Idelchik et Miller (élargissement)	103
Tableau III. 9: coefficients de perte de charge totale dans le dispositif d'échange.	104
Tableau III. 10 : coefficients de débit calculés et mesurés pour chaque cas de débordement	105
Tableau III. 11 : débits d'échange mesuré et calculé avec le modèle d'échange pour le cas de débordement.....	105
Tableau III. 12 : essais complémentaires : (seuil aval =0 Cm)	106
Tableau III. 13 : tableau de conservation de débit. Cas de drainage avec deux avaloirs ($Q_{si} = 2L/s$, $Q_{pi}=0$, $h_w = 0$; réseau de drainage en charge)	107
Tableau III. 14 : mesure de hauteur d'eau à l'aide d'un limnimètre électronique, ($Q_{si} = 2L/s$, $Q_{pi}=0$, $h_w = 0$; réseau de drainage en charge).....	108
Tableau III. 15 : tableau de conservation de débit, cas de drainage avec deux avaloirs ($Q_{si} = 2L/s$, $Q_{pi}=0$, $h_w = 0$; réseau de drainage à surface libre).....	110
Tableau III. 16: tableau de conservation de débit pour le cas de débordement avec deux avaloirs ($Q_{si} = 2L/s$, $Q_{pi}=0,5$, $h_w = 0$)	111
Tableau III. 17 : mesure de la hauteur d'eau à l'approche des avaloirs à l'aide d'un limnimètre électronique, (Débordement : $Q_{si} = 2L/s$, $Q_{pi}=0,5$, $h_w = 0$)	112
Tableau IV. 1 : tableau récapitulatif des essais sur MURI (CRef : cas de référence sans échange ; DA: drainage avec l'avaloir A; DAB: drainage les avaloirs A et B; OA: débordement avec l'avaloir A ; OAB débordement avec les avaloirs A et B).....	120
Tableau IV. 2: paramètres de calcul modèle 1D	122
Tableau IV. 3: paramètres de calcul modèle 2D (cas CRef2)	125
Tableau IV. 4 : hypothèses sur la distribution du coefficient de diffusion dans la rue	128
Tableau IV. 5 : moyenne sur la largeur de la rue des écarts moyens entre la valeur expérimentale et la valeur numérique de la vitesse V_x dans la section $X^*=0$, cas CRef2.....	130
Tableau IV. 6 : moyenne sur la largeur de la rue des écarts moyens entre la valeur expérimentale et la valeur numérique de la vitesse V_x dans la section $X^*=0$; cas DAB2 ; D0	136
Tableau IV. 7 : moyenne sur la largeur de la rue des écarts moyens entre la valeur expérimentale et la valeur numérique de la vitesse V_x dans la section $X^*=0$ DAB2 ; D1, D3, D4 et D5.....	139
Tableau IV. 8: jeu de paramètres choisis pour le cas de drainage de référence DAB2.	141

Liste des tableaux

Tableau IV. 9 : moyenne sur la largeur de la rue des écarts moyens entre la valeur expérimentale et la valeur numérique de la vitesse V_x dans la section $X^*=0$ pour tous les cas simulés. Maillage M5, Hypothèse D5.	148
Tableau IV. 10 : tableau récapitulatif des essais complémentaires sans seuil aval.	149
Tableau IV. 11 : paramètres de simulation du modèle 2D pour les cas de drainage et débordement sans seuil aval.	149
Tableau IV. 12 : débit d'échange calculé et mesuré pour les cas de drainage	153
Tableau IV. 13 : débit d'échange calculé et mesuré pour les cas de débordement	153
Tableau IV. 14 : caractéristiques géométriques pour la configuration actuelle de MURI.	155
Tableau V. 1 : caractéristiques géométriques du collecteur de Tripoli	167
Tableau V. 2 : caractéristiques des évènements pluviométrique à modéliser.	175
Tableau V. 3 : caractéristiques des sous-bassins versants hors zone d'étude	177

Table des notations

A	surface mouillée	(m ²)
A_a	section de l'avaloir et du tuyau de drainage	(m ²)
A_r	section du raccord	(m ²)
\hat{b}	ratio entre les largeurs de rue du prototype et de la maquette	(--)
b	largeur de rue (maquette)	(m)
b_p	largeur de rue (prototype);	(m)
$Cov(x, y)^*$	covariance des fluctuations de la vitesse dans le plan xy	(--)
C	coefficient de perméabilité du bassin versant	(--)
C_c	coefficient de Chézy	(--)
C_v	coefficient de diffusion numérique	(--)
D_{pi}	durée de la période de la pluie intense	(mn)
D	distance par rapport à la section des avaloirs	(m)
D_a	diamètre de l'avaloir et du tuyau de drainage	(m)
D_p	diamètre du collecteur	(m)
D_r	diamètre du raccord	(m)
f	fréquence de mesure	(Hz)
F_r	nombre de Froude	(--)
g	accélération de la pesanteur	(m ² /s)
H	hauteur d'eau dans la rue (maquette)	(m)
H^*	hauteur d'eau dans la rue adimensionnée	(--)
H_c	charge hydraulique totale dans le collecteur	(m)
H_i	hauteur réelle d'inondation	(m)
H_m	hauteur des murs à la surface de la maquette	(m)
H_p	hauteur d'eau dans le réseau (collecteur)	(m)
H_p^*	hauteur d'eau dans le réseau adimensionnée	(--)
H_s	charge hydraulique totale à la surface	(m)
H_{pi}	hauteur de pluie intense	(mm)

Table de notations

h_w	hauteur de seuil aval	(m)
I	pente du fond	(m/m)
J	pente de la ligne des pertes de charge	(m/m)
K	temps de réponse du bassin versant	(s)
k_s	Rugosité équivalente de sable	(mm)
K_s	coefficient de Strickler	($m^{1/3}/s$)
L	longueur de la rue	(m)
L_A	longueur de tuyau de raccordement (avaloir A)	(m)
L_B	longueur de tuyau de raccordement (avaloir B)	(m)
L_c	longueur caractéristique	(m)
L_r	longueur de raccord	(m)
q	débit unitaire dans la direction x	(m^2/s)
Q_{ex}	débit d'échange total	(L/s)
Q_{ex}^*	débit d'échange total adimensionnalisé	(--)
Q_{exA}	débit d'échange de l'avaloir A	(L/s)
Q_{exB}	débit d'échange de l'avaloir B	(L/s)
Q_{pi}	débit à l'entrée de collecteur	(L/s)
Q_{po}	débit à la sortie du collecteur	(L/s)
Q_{si}	débit à l'entrée de la rue	(L/s)
Q_{so}	débit à la sortie de la rue	(L/s)
Q_e	débit entrant du bassin versant (pluie nette)	(m^3/s)
Q_s	débit à l'exutoire du bassin versant	(m^3/s)
r	débit unitaire dans la direction y	(m^2/s)
Re	nombre de Reynolds	(--)
R_h	rayon hydraulique	(m)
$RMS(V'_x)^*$	moyenne quadratique des fluctuations de Vitesse V'_x	(--)
t	temps	(s)
V	vitesse moyenne de l'écoulement	(m/s)

Table de notations

V_b	vitesse moyenne de l'écoulement (maquette)	(m/s)
V_{exa}	vitesse d'échange dans le tuyau de drainage	(m/s)
V_{exa}	vitesse d'échange dans le tuyau de drainage	(m/s)
V_{exr}	vitesse d'échange dans le raccord de drainage	(m/s)
V_p	vitesse moyenne de l'écoulement (prototype)	(m/s)
V_x	composante de la vitesse dans la direction x	(m/s)
V_x'	fluctuation de la vitesse dans la direction x	(m/s)
V_y	composante de la vitesse dans la direction y	(m/s)
V_y'	fluctuation de la vitesse dans la direction y	(m/s)
V_{yz}	champ de vecteurs des courants secondaires dans la section	(--)
V_z	composante de la vitesse dans la direction z	(m/s)
V_z'	fluctuation de la vitesse dans la direction z	(m/s)
x	coordonnée dans le sens longitudinal	(m)
X^*	distance non-dimensionnelle le long de la rue	(--)
y	coordonnée dans le sens transverse;	(m)
Y^*	distance non-dimensionnelle à travers la rue	(--)
z	coordonnée dans le sens vertical	(m)
Z_d	cote de l'avaloir	(m)
z_e	tirant d'air jusqu'à la surface de l'eau	(m)
z_f	tirant d'air modèle vide	(m)
Z_p	cote d'eau dans le collecteur	(m)
Z_s	cote d'eau à la surface de la maquette	(m)
α_{i-j}	pertes de charge linéaires dans le dispositif d'échange	(--)
ΔH_{i-j}	pertes de charge entre les points i et j	(m)
Δt	pas de temps	(s)
Δx	pas d'espace	(m)
θ	angle de rotation	(°)
λ	coefficient de perte de charge linéaire	(--)

Table de notations

μ	viscosité dynamique du fluide	(Kg/m*s)
μ_a	coefficient de débit (section A_a)	(--)
μ_d	coefficient de débit (équation de déversoir)	(--)
μ_r	coefficient de débit (section A_r)	(--)
ν	viscosité cinématique du fluide	(m ² /s)
δ	épaisseur de la couche limite	(m)
ξ	coefficient de perte de charge singulière	(--)
ξ_{i-j}	pertes de charge singulières dans le dispositif d'échange	(--)
ρ	masse volumique de l'eau	(Kg/m ³)

CHAPITRE I : Introduction générale

Chapitre I : introduction générale

I.1. Contexte global (inondations en milieu urbain)

Les inondations touchent tous les pays du globe mais avec des effets très diversifiés. Ces catastrophes naturelles ont un impact important sur notre société. Elles occupent à l'heure actuelle une place croissante, aussi bien dans la gestion des risques que pour la protection de l'environnement. La fréquence et la gravité de ces catastrophes s'intensifient de manière alarmante, alors que les dispositifs et les actions de prévention mis en place restent inopérants et incapables de répondre de manière adéquate. En 2011, elles représentaient 1 désastre naturel sur 2 et ont causé 57,1% du total de victimes de catastrophes naturelles dans le monde (Guha-Sapir, 2012).

L'inondation résulte de la réception au sol d'une quantité d'eau supérieure à celle que les systèmes hydrographiques peuvent évacuer. Plus spécifiquement, elle provient de l'association d'un aléa d'ordre climatique, les précipitations et les ruissellements qui en résultent, et de la vulnérabilité des zones exposées. La caractérisation du risque pluvial nécessite donc, d'une part, la caractérisation de l'aléa et, d'autre part, la caractérisation de la vulnérabilité du milieu.



Figure I.1 : photos d'inondation dans le monde, a : rue inondée à Sangli, Mahārāshtra Inde (crédit : AFP le 6 août 2019) ; b : inondation à Trèbes, Carcassonne, France (crédit : AFP le 15 octobre 2018).

Les dégâts des inondations sont largement concentrés dans les zones urbanisées (Hammond et al. 2015) dans lesquelles certains processus sont susceptibles d'augmenter le risque (Paquier et Bazin. 2014). Selon Chocat (1997), la chaleur dégagée par les zones urbaines peut déstabiliser des masses d'air humides et favoriser l'apparition d'orages. De plus, les poussières urbaines

émises par les activités humaines peuvent constituer des noyaux de condensation favorisant la formation de précipitations.

Les bassins versants urbains sont caractérisés par une forte proportion de surfaces imperméables ; le ruissellement est donc beaucoup plus important que dans un bassin versant naturel de mêmes caractéristiques géométriques. De plus, les systèmes de drainage des eaux pluviales ont longtemps été construits dans le but de transférer le plus vite possible l'eau à l'extérieur de la zone urbaine. Les vitesses d'écoulement de l'eau en milieu urbain sont donc beaucoup plus grandes que dans les bassins versants naturels. Ceci contribue à la formation de débits très importants dans la partie aval du réseau de drainage souterrain. En outre, par leurs temps de réponse courts, les bassins versants urbains sont beaucoup plus sensibles aux pluies courtes et intenses que les bassins versants naturels.

Les éléments présentés au paragraphe précédent montrent que l'aléa est assez important dans les zones urbaines, principalement à cause des aménagements anthropiques, parfois également à cause de la topographie naturelle.

Par ailleurs, les zones urbaines concentrent des populations importantes et des centres d'activités économiques. Beaucoup d'aménagements urbains ont été réalisés sans se préoccuper de l'aléa inondation (serveurs informatiques dans des sous-sols, casernes de pompiers dans des zones inondables, absence de protection des entrées de parkings souterrains ou des accès aux stations de métro). Avec le développement de l'assainissement et des pratiques d'endiguement et de recalibrage des cours d'eau, les habitants des villes ont considéré que l'eau était parfaitement maîtrisée en milieu urbain. De plus, la mémoire collective est beaucoup moins forte en milieu urbain qu'en milieu rural (contacts moins importants entre habitants, changements de domicile plus fréquents) et les crues sont vite oubliées (Cogez, 1994). La vulnérabilité des zones urbaines est donc importante. Le risque étant défini par la conjonction d'un aléa et d'une vulnérabilité, le risque inondation est élevé dans les zones urbaines (Lhomme et al., 2006).

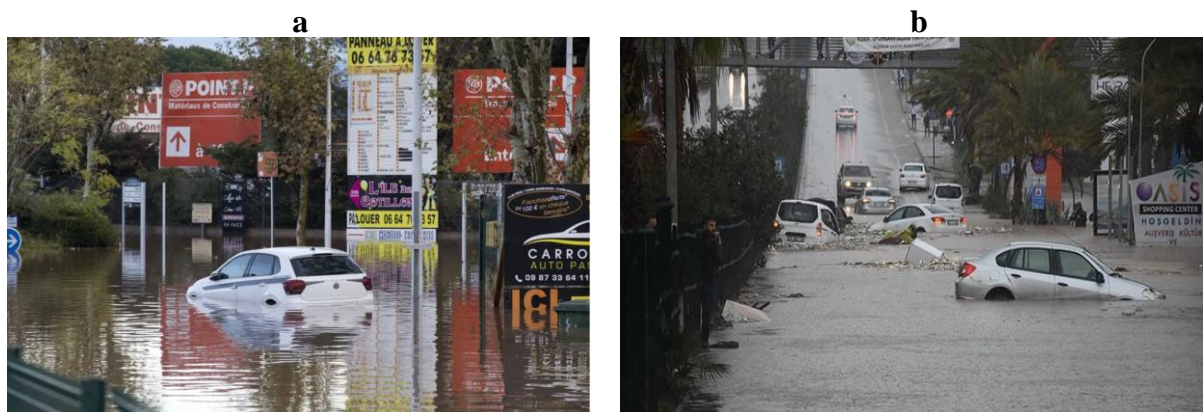


Figure I. 2 : inondation en ville, a : voiture submergée après inondation à Fréjus, France (crédit : Daniel Cole, SIPA press le 2 décembre 2019) ; b : voitures submergées après inondation à Bodrum, Turquie (crédit : Agence Anadolu le 29 novembre 2018)

Divers facteurs rendent les zones urbaines vulnérables en cas d'inondation (Jha et al., 2012):

- **Imperméabilisation des sols**

L'imperméabilisation des sols est le recouvrement d'une partie de la terre par des matériaux artificiels imperméables comme l'asphalte ou le béton... Cette dégradation du sol affecte notamment la capacité du sol à absorber l'eau. Dans les villes où le degré d'imperméabilisation est élevé, avec peu d'infiltration et un coefficient de ruissellement proche de 1, la capacité des réseaux d'évacuation des eaux pluviales pourrait ne plus être suffisante pour évacuer les forts ruissellements de surface, ce qui provoque les inondations.

- **Accélération des écoulements de surface**

En milieu urbain, l'imperméabilisation se traduit par un revêtement du sol plus lisse que le terrain naturel, ainsi que par un raccourcissement des cheminements de l'eau et donc des pentes plus fortes. Cela se traduit par une accélération du ruissellement et une concentration des débits qui augmentera la fréquence de débordement.

- **Artificialisation des rivières urbaines**

D'autres facteurs liés à l'aménagement influent sur l'aléa, tels que la réduction de la capacité hydraulique des cours d'eau du fait de leur endiguement, ou toute autre implantation dans le lit majeur (quand ce n'est pas dans le lit mineur).

- **Défaillance du réseau d'assainissement urbain**

Dans le domaine de l'assainissement, l'inondation est le débordement soit du réseau d'assainissement, soit du système hydrographique ou des deux à la fois. La défaillance du réseau d'assainissement urbain construit pour un débit de projet peut s'avérer plus fréquent et contribuer fortement à aggraver les dommages des inondations, et ce d'autant plus qu'une conduite peut remplacer un écoulement naturel à surface libre.

I.2. Interaction entre rue et réseau d'assainissement

La gestion des inondations urbaines par ruissellement est un champ d'investigation avec des difficultés scientifiques (caractérisation de l'aléa et de la dynamique des écoulements) et des enjeux humains, économiques et politiques (comment concilier risques naturels et développement, sur quels critères prioriser les financements de projets de prévention des inondations). L'accent est souvent mis sur le milieu urbain et périurbain, parce que la plupart des enjeux s'y concentrent, et que ces lieux sont en perpétuelle évolution. Les zones inondables sont définies à l'aide d'outils techniques qui sont souvent des logiciels de modélisation des écoulements à surface libre utilisés pour les rivières lors des crues. Ces codes de calculs hydrodynamiques (codes Rubar 20, Feswms, Telemac, Mascaret, etc) évaluent en tout point de l'espace modélisé les caractéristiques de l'écoulement comme les vitesses et les hauteurs d'eau. Les modèles sont dits mécanistes car ils résolvent les équations mathématiques classiques de la mécanique des fluides qui décrivent les écoulements de l'eau. Cependant, ils ont été développés à l'origine, pour modéliser les écoulements en rivière. Les phénomènes hydrauliques observés en milieu urbain sont différents et parfois plus complexes car l'imperméabilisation du sol due aux aménagements (bâtiments, routes, parkings...) limite l'infiltration des précipitations dans le sol et accentuent le ruissellement. Ceci occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues. En effet, des interactions vont se mettre en place entre les écoulements Rue/Bâtiment, Rue/Réseau d'assainissement... La prise en compte de ces interactions est donc nécessaire pour une meilleure compréhension de la dynamique des inondations urbaines et pour évaluer de manière détaillée les risques liés à ce phénomène (Marsalek et al., 1984 ; Pedersen et al., 1990 ; Guinot., 2012 ; Noh et al., 2016 ; Jang et al., 2018; Chang et al., 2018).

Dans la littérature, on trouve de nombreux travaux de recherche qui utilisent des modèles physiques et des modèles couplés 1D/2D pour modéliser les interactions entre les écoulements de surface et l'écoulement dans le réseau de drainage. Les données expérimentales (Gomez et al., 2013; Lopes et al., 2015; Martins et al., 2017; Rubinato et al., 2017; Beg et al., 2018; Rubinato et al., 2018a ; Martins et al., 2018; Kemper and Schlenkoff., 2019 ; Tellez et al., 2020), la modélisation 3D (Djordjevic et al., 2013 ; Lopes et al., 2016) et les équations empiriques pour l'efficacité des drains (Russo et al., 2013 ; Jo et al., 2018; Rubinato et al., 2018b), fournissent uniquement des informations sur le débit d'échange pour le processus de drainage et les caractéristiques d'écoulement moyen à proximité du drain. Donc la plupart des recherches portent sur l'efficacité des drains (de la rue vers la conduite) et

ne décrivent pas le modèle d'écoulement dans la rue et près des points d'échange, alors que les interactions entre les écoulements de surface et le réseau de drainage peuvent être très complexes (Chen et al., 2016 ; Lee et al., 2015) et impliquer de nombreux phénomènes hydrauliques tels que la contraction locale de l'écoulement, l'expansion, la rotation, la recirculation (Gomez et al., 2016 ; Saldarriaga et al., 2017 ; Fraga et al., 2015). Ainsi, alors que les caractéristiques à l'intérieur de la structure d'échange sont importantes pour estimer le débit d'écoulement échangé entre la rue et la conduite, l'injection ou le prélèvement peuvent influencer les paramètres de débit dans la rue et contribuer à une modification du risque, par exemple, pour les gens qui marchent dans les rues. Ainsi, bien que les critères de stabilité des personnes ne soient pas encore précis (Chanson et Brown, 2015), une augmentation de la profondeur, de la vitesse de l'écoulement et sans doute aussi de la turbulence implique une augmentation du risque. Etudier en détail le schéma d'écoulement dans la rue et autour de la structure d'échange doit contribuer à la définition des conséquences de ces échanges sur le risque d'inondation à un endroit précis de la rue.

I.3. Objectifs et démarches

Dans ce contexte, le but de cette thèse est d'étudier l'interaction, par le biais d'ouvrages d'échange tels que regards et avaloirs, des écoulements entre la rue et le réseau d'assainissement et de définir l'influence de ces échanges de débit sur la dynamique de l'écoulement dans la rue et dans le réseau en se focalisant sur les variables « macroscopiques » (hauteurs d'eau et vitesses) plus aisément mesurables et généralement utilisées pour la définition de l'aléa.

Les questions qu'on cherche à résoudre sont les suivantes :

- 1. Comment l'échange de débit modifie-t-il les propriétés de l'écoulement dans la rue à proximité des avaloirs ?**
- 2. L'effet de plusieurs avaloirs dans un réseau de rues peut-il être défini en l'assimilant à plusieurs fois l'effet d'un seul avaloir dans une rue ?**
- 3. Jusqu'où ces modifications des caractéristiques des écoulements peuvent-ils se propager ?**
- 4. Peut-on identifier les portions de rue où les modifications des écoulements se traduisent par une modification notable du risque d'inondation ?**

Pour étudier ces questions, le travail de thèse comporte :

1. Des expériences en laboratoire qui se focalisent sur la zone d'échange ;

2. Une modélisation numérique à la même échelle pour étendre les résultats expérimentaux au régime transitoire et à un réseau urbain avec plusieurs rues et plusieurs conduites ;
3. Une modélisation numérique à l'échelle d'un quartier de ville pour montrer les conditions de mise en œuvre pour un cas de terrain.

Le travail expérimental est effectué sur le modèle urbain MURI (Maquette Urbaine pour l'étude des Risques d'Inondation) construit dans le Laboratoire d'Hydraulique et d'Hydromorphologie de l'unité RiverLy d'INRAE à Villeurbanne (France). Ce modèle permet de simuler des interactions rue/réseau et de mesurer les caractéristiques des écoulements turbulents dans les rues. On s'intéresse principalement aux niveaux d'eau et aux vitesses à proximité d'un avaloir ou d'une paire d'avaloirs situés dans une rue à faible pente, mais aussi aux débits d'échange entre la rue et le réseau dans les deux sens (drainage ou débordement) et à la turbulence qui localement est fortement modifiée. Ce travail expérimental permet de construire des jeux de données qui servent à décrire le phénomène et à caler un modèle numérique susceptible de retranscrire les principales variables hydrodynamiques du système.

La modélisation numérique a pour objectif de simuler les écoulements de surface, les écoulements dans le réseau de drainage et leurs interactions, à la fois, à l'échelle de l'expérience en laboratoire et du terrain. Les deux codes de simulation utilisés sont : Rubar3 (1D) pour modéliser le réseau de conduites et Rubar20 (2D) pour modéliser l'écoulement dans les rues et calculer le débit dans les ouvrages d'échanges grâce à un couplage par les conditions aux limites avec Rubar 3. Cette modélisation est d'abord appliquée à MURI pour, d'une part, reproduire les expériences menées pendant la thèse et présenter les limites de cette modélisation et d'autre part pour montrer les potentialités de l'outil à propager une crue dans un système plus complexe. La modélisation numérique est ensuite appliquée au traitement d'un cas d'inondation à Alger (Rue Tripoli). Le choix de ce site est basé sur la sensibilité du secteur au risque d'inondation et la disponibilité des données correspondantes. Cette troisième partie synthétise les étapes à suivre ainsi que les données de base nécessaires à la mise en œuvre de cette démarche.

CHAPITRE II : étude bibliographique

Chapitre II : étude bibliographique

I.1. Introduction

En milieu urbain, lors d'inondation, l'eau se concentre essentiellement dans les rues. En témoignent les nombreuses voitures et autres mobiliers urbains retrouvés transportés sur des centaines de mètres après un événement. Dans les zones fortement urbanisées, la topographie très hétérogène couplée aux réseaux d'assainissement, aux ouvertures du bâti et aux multiples obstacles dans les rues rendent la modélisation des écoulements à travers le tissu urbain très complexe. De nombreux modèles numériques négligent l'importance des réseaux d'assainissement et émettent l'hypothèse que les blocs de bâtiments sont imperméables pour simplifier les calculs en se concentrant uniquement sur les écoulements se situant dans les rues. De ce fait, les échanges entre les rues et les réseaux d'assainissement ou entre les rues et les blocs urbains sont souvent oubliés. Or dans certaines situations, ces échanges peuvent impacter de manière significative les hauteurs d'eau et les vitesses des écoulements localement et de manière plus globale. Ainsi, l'estimation de l'aléa hydraulique et du risque associé peut être faussée. Comme on a expliqué dans le premier chapitre, de cette thèse, ce sont les échanges rues/réseau qui vont être étudiés expérimentalement et numériquement afin de les intégrer dans les outils opérationnels pour la gestion des risques.

La plupart des zones urbaines comprennent un système de drainage constitué de deux grands systèmes (rues et réseau de conduites). De ce fait, on commence le chapitre par une explication du fonctionnement du système de drainage urbain, puis on mettra l'accent sur la modélisation des inondations urbaines dans la littérature en présentant quelques modèles numériques existants. Comme cette thèse se concentre sur une étude numérique et une étude expérimentale sur une maquette urbaine qu'on appelle MURI avec des rues étroites de forme rectangulaire et des avaloirs de forme circulaire, il devient nécessaire de s'intéresser à l'aspect physique et phénoménologique des différents types d'écoulement que ces formes peuvent engendrer. De ce fait, dans la deuxième partie de ce chapitre, on donne quelques rappels des notions de base de l'hydrodynamique de ces écoulements.

II.2. Modélisation des inondations

Les inondations dans les zones urbaines peuvent provoquer des écoulements complexes dus à la topographie artificielle, l'imperméabilité du sol, la présence d'obstacles... et aussi l'interaction entre deux couches d'écoulements différentes (l'écoulement de surface et le réseau d'assainissement).

La simulation des écoulements dans de tels milieux est nécessaire pour établir des mesures de prévention ou de prévision. La complexité de ces écoulements exige le développement de modèles numériques adaptés qui puissent traiter ce phénomène. La modélisation d'écoulements pour une zone d'étude entièrement urbanisée ou pour une plaine d'inondation reste toutefois problématique. En particulier, il reste nécessaire de raffiner le maillage notamment à proximité des principaux axes d'écoulement (avaloirs, grandes artères, rues principales, lits mineurs, canaux d'irrigation, etc.) pour représenter correctement l'anisotropie des écoulements.

On peut distinguer quatre types d'utilisation de la modélisation des inondations :

- La modélisation pour mieux comprendre : la modélisation qui permet de tester des scénarios de fonctionnement d'un bassin versant et de les confronter à des données mesurées ;
- La modélisation pour prévoir : à partir des données ou des prévisions de pluie, la modélisation permet d'estimer le débit d'un cours d'eau, avec des horizons de prévisions variables suivant le type de cours d'eau (de 30 minutes à plusieurs jours) ;
- La modélisation pour extrapoler : l'impact de pluies ou de crues de grande période de retour peut être simulé, même si ce type d'événement n'a jamais été observé ;
- La modélisation pour aménager : la modélisation permet de simuler la mise en place d'aménagements hydrauliques pour optimiser leur conception et fonctionnement.

II.2.1. Approches hydrologiques

Un modèle hydrologique se définit comme, la représentation simplifiée de tout ou partie, des processus du cycle hydrologique par un ensemble de concepts hydrologiques, exprimés en langage mathématique et reliés entre eux dans des séquences temporelles et spatiales correspondant à celles que l'on observe dans la nature (Mathevet., 2005). En hydrologie urbaine, on parle de modèle pour désigner une représentation mathématique du cycle de l'eau construite dans le but de mieux comprendre son fonctionnement et de le faire évoluer. Le but d'une étude hydrologique est de calculer un hydrogramme (variation temporelle du débit

d'eau) à un point précis d'un cours d'eau appelé exutoire après qu'un événement pluvieux donné s'est produit sur le bassin versant correspondant. Dans les zones urbaines, la sortie est généralement située dans le réseau de canalisations d'égout. À ce stade, l'hydrogramme peut être obtenu pour vérifier si la capacité du réseau d'assainissement est suffisante ou si un débordement se produira pour un événement pluviométrique donné. Ces études utilisent deux types de données d'entrée : d'une part, les caractéristiques du bassin versant urbain, telles que la limite de la parcelle, la proportion de surface imperméable, le coefficient d'infiltration, les pentes des rues, les emplacements des avaloirs, les coefficients de frottement des rues et du réseau ... et d'autre part, les caractéristiques pluviométriques des événements susceptibles de se produire sur le bassin. Les processus représentés sont généralement une transformation pluie/débit sur les parcelles et les rues, l'infiltration de l'eau dans les zones perméables, le ruissellement de la parcelle vers la rue, puis des rues vers les avaloirs et enfin au sein du réseau jusqu'à l'exutoire. Les approches peuvent être relativement conceptuelles, en considérant des sous-bassins versants homogènes pour lesquels on cherche à caler des paramètres (longueur moyenne d'écoulement, coefficient de rugosité...) ou plus mécanistes en calculant l'hydrogramme à l'exutoire résultant de la contribution de chaque parcelle indépendamment. La principale limite de ces modèles est qu'ils ne permettent pas de prédire les caractéristiques de l'écoulement (hauteur d'eau, vitesse) dans les différentes zones de la zone urbaine et qu'ils ne peuvent pas s'appliquer en cas de fort ruissellement de surface ou de débordement de réseau d'assainissement (Mignot, 2005).

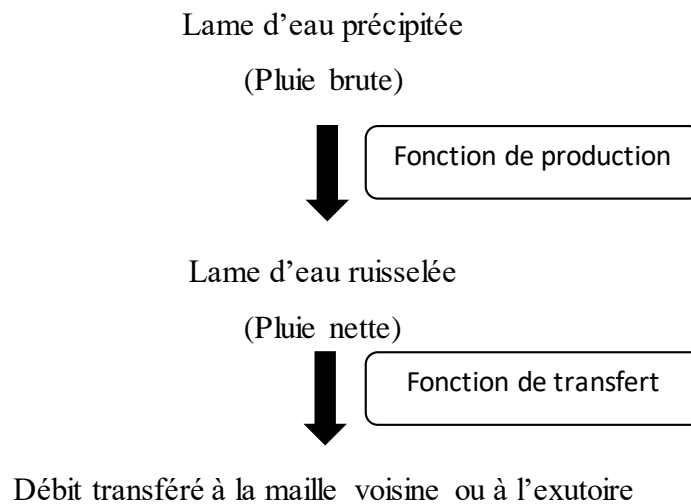


Figure II. 1: processus de modélisation en hydrologie de surface

II.2.2. Approches hydrauliques

La modélisation hydraulique a pour objectif de déterminer les caractéristiques des écoulements à tout instant et en tout point de la zone étudiée en fonction des apports d'eau (résultats de la modélisation hydrologique). En milieu urbain, les objectifs des études dépendent fortement des événements à représenter. Pour des événements de pluviométrie faible ou moyenne, c'est l'écoulement dans le réseau d'assainissement qui est généralement simulé ; l'objectif est de déterminer les débits, vitesses et hauteurs d'eau et éventuellement l'emplacement et l'ampleur des débordements. Dans le cas contraire, en cas de fortes pluies où des inondations par ruissellement apparaissent dans les rues, la modélisation hydraulique cherche à caractériser le risque associé à ce ruissellement de surface en évaluant les hauteurs d'eau atteintes et les vitesses d'écoulement dans différents endroits de la zone étudiée au cours d'un événement pluviométrique (Mignot et al., 2008).

II.3. Modélisation hydraulique des inondations dans les zones urbaines

Bien que les modèles hydrauliques soient largement employés pour simuler les écoulements dans des zones naturelles (rivières, plaines d'inondations...), leur application dans les zones urbaines n'est pas encore très répandue.

En effet, les principales difficultés pour mettre en œuvre de tels modèles en milieu urbain sont:

- Construction d'une représentation topographique pertinente de la zone urbaine, du fait du grand nombre de structures complexes (caves, bâtis, jardins, murets...), d'obstacles, de gradients de cote du fond importants.
- Complexité des mécanismes d'écoulement qui ont lieu (débordements de réseaux et introduction de l'eau dans les avaloirs, intrusion dans les bâtiments, charriage de véhicules).

Concernant les méthodes de représentation de la zone urbaine dans le maillage, trois cas sont présentés :

- La première approche concerne le cas où la zone urbaine ne représente qu'une faible part de la surface du domaine d'étude, l'approche la plus courante est d'imposer un frottement supérieur dans les mailles correspondant à la zone urbanisée. Cette approche n'est fonctionnelle que si le nombre de bâtiments est faible.

- La deuxième approche est une description géométrique de la zone urbaine. Cela nécessite un grand nombre de données topographiques de la ville et un nombre très important de mailles dont la taille minimale est dictée par la taille minimale des bâtiments.
- La troisième approche utilise un maillage plus grossier et se base sur le concept de perméabilité au sein de chaque maille pour représenter la limitation locale de section de passage due à la présence des bâtiments. Cette porosité urbaine peut être ajustée suivant les deux directions du plan en fonction de l'occupation du sol.

II.3.1. Modèles mathématiques

Les écoulements lors d'une inondation urbaine sont généralement étudiés comme des écoulements à surface libre et sont régis par des modèles mathématiques complexes qui peuvent être à une, deux ou trois dimensions. L'utilisation d'un de ces modèles dépend du problème hydraulique à traiter.

II.3.1.1. Modèle de Navier-Stokes

Les équations de Navier Stokes sont très classiquement utilisées pour modéliser les écoulements en mécanique des fluides. Elles sont issues des équations classiques de la continuité et de la quantité de mouvement.

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \vec{v}) = 0 \quad (\text{II.1})$$

$$\frac{\partial \rho V_x}{\partial t} + \text{div}(\rho V_x \vec{v}) = \frac{\partial p}{\partial x} + \text{div}[\overline{\mu \text{grad}}(V_x)] \quad (\text{II.2})$$

$$\frac{\partial \rho V_y}{\partial t} + \text{div}(\rho V_y \vec{v}) = \frac{\partial p}{\partial y} + \text{div}[\overline{\mu \text{grad}}(V_y)] \quad (\text{II.3})$$

$$\frac{\partial \rho V_z}{\partial t} + \text{div}(\rho V_z \vec{v}) = \frac{\partial p}{\partial z} + \text{div}[\overline{\mu \text{grad}}(V_z)] + g \quad (\text{II.4})$$

Avec, ρ la masse volumique du fluide, $\vec{v} = (v_x, v_y, v_z)$ le vecteur de vitesse instantanée, p la pression, et μ la viscosité dynamique du fluide.

problème hydraulique à traiter.

II.3.1.2. Modèle de Reynolds

Dans la dynamique des fluides et la théorie de la turbulence, la décomposition de Reynolds est une technique mathématique utilisée pour séparer des quantités instantanées en une valeur moyennée temporellement et une valeur fluctuante autour de cette moyenne. Dans un écoulement turbulent, la vitesse v_x se décompose en V_x : la vitesse moyenne temporelle et V'_x : la vitesse fluctuante, et la pression p se décompose en P et P'

$$v_x = V_x + V'_x \quad (\text{II.5})$$

$$p = P + P' \quad (\text{II.6})$$

Ainsi on peut aussi exprimer les 2 autres composantes de vitesse V_y et V_z . Cette méthode est universellement utilisée car elle est la seule à fournir un bilan statistique simple des équations de Navier-Stokes. Ceci conduit au système de Reynolds :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \vec{v}) = 0 \quad (\text{II.7})$$

$$\frac{\partial \rho V_x}{\partial t} + \text{div}(\rho V_x \vec{V}) = \frac{\partial P}{\partial x} + \text{div}[\mu \overline{\text{grad}(V_x)}] - \frac{\partial(\rho \overline{V'_x V'_x})}{\partial x} - \frac{\partial(\rho \overline{V'_x V'_y})}{\partial y} - \frac{\partial(\rho \overline{V'_x V'_z})}{\partial z} \quad (\text{II.8})$$

$$\frac{\partial \rho V_y}{\partial t} + \text{div}(\rho V_y \vec{V}) = \frac{\partial P}{\partial y} + \text{div}[\mu \overline{\text{grad}(V_y)}] - \frac{\partial(\rho \overline{V'_y V'_x})}{\partial x} - \frac{\partial(\rho \overline{V'_y V'_y})}{\partial y} - \frac{\partial(\rho \overline{V'_y V'_z})}{\partial z} \quad (\text{II.9})$$

$$\frac{\partial \rho V_z}{\partial t} + \text{div}(\rho V_z \vec{V}) = \frac{\partial P}{\partial z} + \text{div}[\mu \overline{\text{grad}(V_z)}] - \frac{\partial(\rho \overline{V'_z V'_x})}{\partial x} - \frac{\partial(\rho \overline{V'_z V'_y})}{\partial y} - \frac{\partial(\rho \overline{V'_z V'_z})}{\partial z} \quad (\text{II.10})$$

Avec, $\vec{V} = (V_x, V_y, V_z)$ le vecteur de vitesse moyen, P la pression moyenne, $\vec{V}' = (V'_x, V'_y, V'_z)$ le vecteur de vitesse fluctuante. Les termes $\rho(\overline{V'_i V'_j})$ sont appelés les contraintes de Reynolds.

Ce modèle de Reynolds traite les écoulements à surface libre pour des géométries tridimensionnelles ; il permet d'étudier le phénomène naturel sans tenir compte d'hypothèses de simplification sur la dimension de l'écoulement. Les modèles tridimensionnels sont rarement utilisés pour l'estimation des inondations en ingénierie parce que ce type de modèle demande des outils de calcul, des stockages en mémoire et des temps de calcul importants.

II.3.1.3. Modèle de Saint-Venant

Les équations de Saint-Venant régissent les écoulements à surface libre en eaux peu profondes, d'où leur appellation anglaise « shallow water equations » (modèle des eaux peu profondes). Le choix du modèle 1D ou 2D se base sur plusieurs critères : la précision requise, les ressources disponibles, et aussi sur les données d'entrées disponibles.

i. Modèle de Saint-Venant unidimensionnel

Ce modèle est utilisé pour traiter les problèmes d'écoulement ayant une direction privilégiée. Ces équations sont employées dans plusieurs domaines de la protection de l'environnement, l'étude des crues, la modélisation des réseaux d'assainissement (Mark et al., 2004).

Si l'écoulement est à surface libre, le débit d'eau dans le réseau d'assainissement peut être expliqué par les équations de Saint-Venant 1D. Les équations de continuité et de quantité de mouvement peuvent s'écrire de cette façon :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \quad (\text{II.11})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{S} \right)}{\partial x} + g * A * \frac{\partial h}{\partial x} = g * A * (I - J) + kq_l * \frac{Q}{A} \quad (\text{II.12})$$

Avec, A : la section droite de l'écoulement ; Q : le débit moyen de l'écoulement dans la direction x ; t : le temps ; h : la hauteur d'eau ; g : accélération de la pesanteur ; I : pente du canal ; J : pente de la ligne d'énergie ; k : égale à 0 ou 1, selon que le débit latéral q_l est entrant (0) ou sortant (1).

Les logiciels de simulation des écoulements 1D sont nombreux mais tous se rejoignent dans la résolution des équations de Saint-Venant unidimensionnelles par différentes voies (éléments finis, volumes finis, différences finies...).

ii. Modèle de Saint-Venant bidimensionnel

Ce type de modèle est utilisé pour étudier les écoulements à surface libre dans le cas où la longueur d'onde de surface est grande par rapport à la profondeur de l'écoulement. L'écoulement dans les rues peut être représenté en utilisant les équations de Saint-Venant 2D. Ces équations décrivent le mouvement de l'eau pour lequel les accélérations verticales sont faibles par rapport à l'accélération horizontale, ce qui, en général, est vrai pour les écoulements dans les rues.

Le modèle mathématique de Saint-Venant à deux dimensions (2D) dans le plan horizontal découle de l'intégration verticale des équations de Navier-Stokes à trois dimensions (3D) en posant différentes hypothèses fondamentales dont l'une est celle de la pression hydrostatique. Les équations suivantes sont celles de Saint-Venant 2D telles qu'elles sont écrites dans le code de calcul Rubar20 que nous utilisons dans la partie numérique de cette thèse.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial r}{\partial y} = 0 \quad (\text{II.13})$$

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{q^2}{h} + \frac{1}{2} g h^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q r}{h} \right) = - g h \frac{\partial z}{\partial x} - g \frac{q \sqrt{q^2 + r^2}}{K_s^2 h^{\frac{1}{3}}} + \frac{\partial}{\partial x} \left(C_v h \frac{\partial \left(\frac{q}{h} \right)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(C_v h \frac{\partial \left(\frac{q}{h} \right)}{\partial y} \right) \quad (\text{II.14})$$

$$\frac{\partial r}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{qr}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\beta \frac{r^2}{h} + \frac{1}{2} gh^2 \right) = -g h \frac{\partial z}{\partial y} - g \frac{r \sqrt{q^2 + r^2}}{K_s^2 h^{\frac{1}{3}}} + \frac{\partial}{\partial x} \left(C_v h \frac{\partial \left(\frac{r}{h} \right)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(C_v h \frac{\partial \left(\frac{r}{h} \right)}{\partial y} \right) \quad (\text{II.15})$$

Avec, q : est le débit unitaire dans la direction x ; r : est le débit unitaire dans la direction y , C_v le coefficient de viscosité (ou diffusion), K_s le coefficient de Strickler pour le frottement au fond, β le coefficient de Boussinesq. Le frottement à la paroi est exprimé comme le frottement au fond mais la contrainte étant parallèle à la paroi, on utilise un facteur multiplicatif valant 0 pour les mailles sans paroi et h/L_m pour les autres mailles avec L_m dimension de la maille dans la direction perpendiculaire à la paroi.

Les modèles hydrauliques 2D utilisés pour la simulation des inondations urbaines sont différents, mais tous se rejoignent dans la résolution des équations de Saint-Venant à deux dimensions par différentes voies (éléments finis, volumes finis...) et avec différentes formes de discrétisations (carrés, triangles ...).

II.3.2. Modèles hydrauliques couplés 1D/2D

Pour la modélisation des inondations urbaines, l'écoulement dans les conduites est généralement modélisé avec des modèles 1D (Leandro et al., 2009). Pour la surface, les deux modèles 1D et 2D présentent des avantages respectifs pour bien modéliser l'écoulement (Vojinovic et al., 2009). Cependant, au cours de ces dernières décennies, on a assisté à l'émergence d'outils de calcul couplés uni et bidimensionnels permettant de réunir les avantages des codes de calcul 1D et des codes 2D tout en s'affranchissant d'une partie de leurs inconvénients respectifs. Ainsi, une nouvelle méthode de résolution des équations de Saint-Venant appliquée en modélisation hydraulique est celle qui a pour but l'optimisation du calcul : le couplage du modèle 1D utilisé pour modéliser le réseau d'assainissement ou la rivière avec le modèle 2D pour la zone urbaine ou la plaine inondable. Lors des événements pluvieux, les échanges entre la surface et le réseau d'assainissement nécessitent une modélisation fine du phénomène (Djordjevic et al., 1999 ; Fang et al., 2006 ; Nasello et al., 2005 ; Schmitt et al., 2004 ; Vojinovic et al., 2009).

II.3.2.1. Les avantages d'un couplage 1D/2D

Pour l'amélioration des résultats de simulation, le couplage des modèles unidimensionnel et bidimensionnel, présente une bonne approche pour bénéficier des avantages du modèle 1D

du réseau, et du modèle 2D de la surface inondée, reprenant ainsi les avantages des deux méthodologies de modélisation :

- La modélisation unidimensionnelle du réseau reste pour le moment la plus adaptée et facile à utiliser, pour deux raisons :
 - Les ouvrages influençant les écoulements dans des canaux restent pour le moment mieux gérés par les modèles unidimensionnels ;
 - Les données décrivant le réseau des conduites sont dans la plupart du temps des sections en travers situées à des intervalles réguliers le long de la conduite, alors la modélisation unidimensionnelle représente très bien les écoulements en se basant sur ces profils,
 - Le passage de l'écoulement en charge à l'écoulement à surface libre et inversement est aisément gérable ; la solution la plus simple reste la fente de Preismann (Bazin et al., 2014)
- La modélisation bidimensionnelle est la mieux adaptée pour simuler des écoulements en surface
 - Les hauteurs et vitesses d'eau sont connues en chaque point de la zone 2D modélisée, tous les obstacles à l'écoulement peuvent théoriquement être pris en compte. La complexité de la zone 2D est ainsi intégrée dans la description du milieu, ce qui permet d'envisager l'étude précise des écoulements en milieu urbain après débordement.
 - Générateur de maillage puissant et facile à utiliser, avec des fonctions avancées ;
 - Gestion des zones de discrétisation différenciée (polygones de maillage) ;
 - Prise en compte de lignes de rupture, murs, vides etc.
 - Modélisation 2D « à la demande » avec ajout d'un nombre illimité de zones 2D dans le modèle ; ce qui nous évite d'avoir à modéliser toute la zone d'inondation avec un seul maillage, limitant ainsi la taille de la zone 2D et permettant une adaptation à la topographie.

II.3.2.2. Les inconvénients d'un couplage 1D/2D

Dans les modèles couplé 1D/2D, il est nécessaire de souligner que le temps de calcul étant essentiellement tributaire de la taille des plus petites mailles, ce dernier devient difficile à gérer. De plus, le couplage entre ces deux types de modèles n'est généralement pas

satisfaisant dans la mesure où certains phénomènes physiques ayant un rôle prépondérant sont négligés.

Parmi les autres inconvénients en cas d'utilisation du couplage 1D/2D :

- Nécessité d'un ordinateur puissant pour le traitement des données et la génération des maillages ;
- Les inversions du sens d'écoulement au droit des interfaces de couplage peuvent être source d'instabilité et de perte/gain de débit durant la simulation s'ils ne sont pas traités convenablement.

II.3.2.3. Validation des modèles

La validation des modèles d'inondation urbaine par rapport aux données sur le terrain reste limitée, et ce, suite à la faible quantité de données de validation habituellement disponibles.

Cette limitation, ainsi que les incertitudes inhérentes à la modélisation des cas réels, montre qu'il est difficile d'évaluer les vrais avantages de l'utilisation de modèles plus détaillés (Bazin et al., 2014). Les données idéales de validation pour ces modèles couplés devraient inclure des profondeurs d'eau mesurées et des débits d'écoulement pour les éléments de surface et les éléments de réseau. Cependant, lors de la modélisation d'un événement réel, les données de terrain restent rares et ne concernent qu'une partie des processus d'inondation (typiquement des décharges à des points spécifiques du réseau de drainage souterrain et / ou de l'inondation de surface), donc ces modèles ne peuvent être que partiellement validés (Mark et al., 2004).

Selon Djordjevic (2013), les données expérimentales pour l'évaluation de la capacité des avaloirs de drainage à leur mode de fonctionnement « normal » sont disponibles, mais très peu de données expérimentales et d'expériences de modélisation numérique 1D/2D existent sur les interactions entre le ruissellement de surface et le réseau d'assainissement pendant les inondations urbaines.

II.4. Intérêts et difficultés de la modélisation des inondations urbaines

Plusieurs études proposent des modèles de simulation des inondations en milieu urbain, dont l'objectif est la résolution des équations de Saint-Venant unidimensionnelles ou bien bidimensionnelles. Mais on trouve aussi, dans les milieux de la recherche comme dans ceux de l'ingénierie, des codes de calcul bi ou tridimensionnels supposés contourner les limitations des équations originelles (Desbordes., 2010). Les plus élaborés intègrent certains phénomènes comme la turbulence ou le transport solide (Wertel., 2009).

Pour déterminer plus précisément la répartition des écoulements dans le réseau de rues, on trouve des modèles bidimensionnels (Petaccia et al., 2010) bien adaptés à un détail sur une petite zone (Hunter et al., 2008) et des modèles unidimensionnels qui permettront de traiter des zones plus vastes (Mark et al., 2004).

D'autres concepts propres au milieu urbain ont été développés pour accroître l'efficacité des modèles, comme la représentation de façon statistique des bâtiments (Guinot et al., 2006), l'inclusion de détails topographiques à une échelle plus fine que celle du maillage utilisé (Yu et al., 2011) ainsi que l'adaptation des mailles de calcul à des zones topographiques (Jamieson et al., 2012). A l'inverse, une partie de la recherche complique les approches, avec des validations de modèles numériques sur des cas expérimentaux de plus en plus précis (Mignot et al., 2008), ou avec la considération de plusieurs couches d'écoulements dans la zone urbaine. Ces deux approches (détaillée/simplifiée) sont complémentaires et peuvent être attribuées au nécessaire équilibre entre la complexité des écoulements et leur impact (Xia et al., 2011). Cette complémentarité vient renforcer le caractère opérationnel du présent sujet de recherche.

II.5. Fonctionnement du système de drainage urbain

Le système de drainage urbain est constitué de deux grands systèmes (rue et réseau de conduites). En cas d'inondation, l'interaction entre le ruissellement de surface et l'eau dans le réseau d'assainissement peut fortement perturber la dynamique des écoulements dans les rues. Par conséquent, si ces interactions sont prises en compte, la hauteur et la vitesse de l'écoulement peuvent varier localement au niveau des points d'échange et même à l'échelle d'une rue. Pour comprendre cette interaction, il faut d'abord comprendre le fonctionnement de ce système de drainage. Dans le système de drainage urbain, le flux d'échange entre l'écoulement de surface et souterrain est déterminé par la géométrie de la structure d'échange et les paramètres hydrauliques de ces deux écoulements. Bien que les structures d'échange puissent avoir différentes conceptions possibles, elles peuvent être globalement exprimées comme une combinaison d'entrées à la surface et des structures de raccordement (connexion) branchées à une conduite souterraine. Ensuite, pour une structure d'échange donnée, on peut définir trois configurations hydrauliques typiques, qui détermineront le type d'échange :

- **Drainage libre** : la charge hydraulique de la conduite est inférieure à l'élévation du sol de la rue et le débit d'échange est contrôlé par l'ouverture au sol de la structure d'échange (Figure II.2.a).
- **Drainage influencé** : le débit d'échange est contrôlé par l'ensemble de la structure d'échange, du fait que la charge hydraulique de la conduite atteint le niveau du sol ou parce que la partie inférieure de la structure d'échange elle-même limite les échanges (Figure II.2.b).
- **Débordement (surverse)** : si la hauteur d'eau est suffisamment importante, et que le réseau d'assainissement est défaillant ou bien saturé, la charge hydraulique de la conduite peut dépasser le niveau d'eau à la surface, ce qui force l'eau hors du système de drainage souterrain. Souvent, ces échanges sont la cause principale des inondations urbaines (Figure II.2.c).

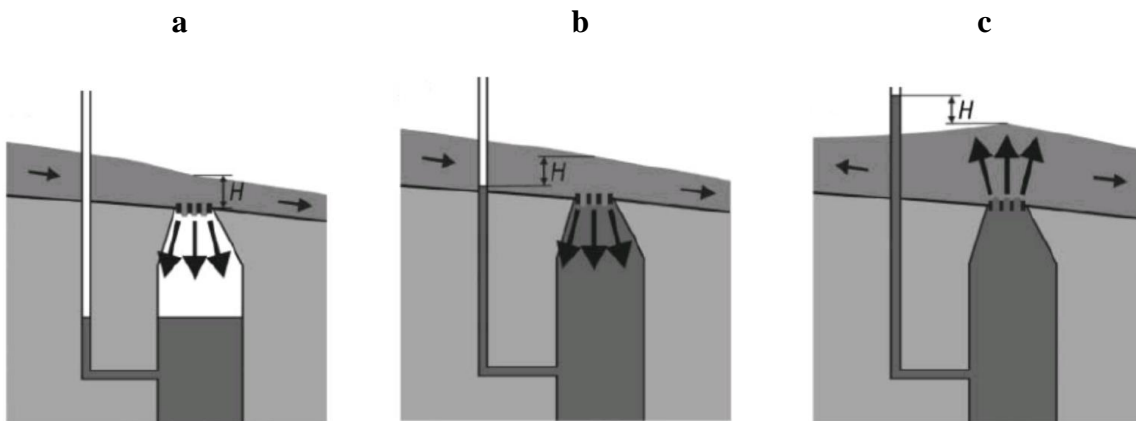


Figure II. 2 : types de fonctionnement de système de drainage, a : drainage libre, b : drainage influencé, c : débordement. (Djordjevic et al., 2005)

II.6. Modélisation des avaloirs

Les avaloirs sont des éléments essentiels des systèmes de drainage urbain. Ils interceptent le ruissellement dans les rues et le transmettent au réseau d'égouts. Un mauvais fonctionnement des avaloirs pourrait entraîner des inondations urbaines. Un avaloir est une ouverture située en bordure de trottoir (parfois en milieu de chaussée) permettant l'évacuation des eaux de ruissellement à travers le réseau d'assainissement. L'efficacité d'un avaloir se définit comme le ratio du débit arrivant sur l'avaloir Q_{si} et du débit intercepté Q_{ex} :

$$E = \frac{Q_{ex}}{Q_{si}} \quad (II.16)$$

Suite à cette interaction, il est plus fiable de modéliser et simuler simultanément les deux couches d'écoulement, en intégrant dans un modèle couplé 1D/1D ou 1D/2D, les points

d'échange (avaloirs). Peu de recherches ont été publiées concernant l'influence de cette interaction sur le fonctionnement du système de drainage. Le débit intercepté par un avaloir dépend de la définition géométrique de l'élément (la forme de l'entrée, le diamètre des trous, la forme de la grille), des caractéristiques de ruissellement (la vitesse et le débit) et des caractéristiques de la rue (pentes longitudinale et transversale, rugosité). En outre, l'efficacité hydraulique de l'entrée diminue en raison de la présence de limons, des feuilles et d'autres matériaux qui empêchent l'eau d'entrer dans le réseau d'assainissement (Gomez et al., 2013). Il doit être indiqué que l'efficacité de l'orifice d'entrée est liée aux conditions d'écoulement. Ainsi ces conditions locales ont une grande influence qu'il n'est pas possible d'estimer ou définir avec précision cette efficacité

La modélisation des avaloirs présente un certain nombre d'incertitudes, par exemple, la géométrie des différents éléments, les connexions, rugosités, etc. Cette incertitude est difficile à réduire du fait que la majorité de ces éléments sont situés sous le niveau de la rue, ce qui rend leur mesure difficile. De plus, les bouches d'égout reçoivent l'eau sous différentes conditions d'écoulement en fonction de l'ampleur de la tempête : écoulement par gravité en régime normal (écoulement de la rue vers le réseau d'égouts) ou réseau d'assainissement en charge pendant les événements extrêmes (le débit s'échappe du réseau d'assainissement par l'entrée de l'avaloir vers la rue).

Ces incertitudes doivent être prises en compte lors de la modélisation d'un avaloir. Même s'il n'est pas possible de les surmonter, leur influence sur la fiabilité des résultats doit être analysée.

En particulier, il n'y a pas de mesures directes ou indirectes du débit d'échange entre la surface et l'écoulement dans le réseau de conduites et, donc, les formules utilisées pour estimer ces échanges restent incertaines, (Etrich et al., 2005). Les résultats expérimentaux de (Bazin et al., 2014) montrent que ces échanges ne peuvent pas être modélisés en ajustant une simple équation d'orifice. En outre, Leandro et al., (2011) ont montré que les échanges de débits ou volumes représentent une variable très importante pour caler et comparer les simulations numériques qui incluent différents modèles de débits et de couplage. Par conséquent, des formules fiables caractérisant ces échanges sont requises, et cela représente une préoccupation de plus en plus croissante.

L'échange des débits entre ces deux couches peut être calculé d'une manière indirecte, en limitant le drainage quand le canal atteint sa capacité maximale et en ajustant le débit de dépassement de sorte que la pression du canal ne dépasse pas continuellement la cote au sol

(Fang et al., 2006 ; Schmitt et al., 2004). Cela est équivalent à négliger la capacité limite de la structure d'échange elle-même. Les mesures au laboratoire permettent de caractériser l'efficacité de ces entrées, en montrant la dépendance significative de la topographie des rues et des caractéristiques de l'écoulement (Despotovic et al., 2005). De telles lois empiriques ont été implémentées dans un modèle numérique d'un système de drainage de rues par Gomez et al. (2011), en utilisant un modèle d'écoulement bidimensionnel pour calculer les caractéristiques locales de l'écoulement dans une rue et les échanges de débits locaux qui lui sont liés. Cependant, dans le cas où de telles informations sur l'efficacité au niveau des entrées ne sont pas disponibles, une loi de déversoir est communément appliquée sur le contour de l'entrée. Cette équation est complétée par une loi d'orifice quand le niveau piézométrique dans le canal connecté à l'entrée atteint un seuil, pour modéliser soit un processus de drainage influencé ou bien un débordement provenant du canal à la surface. Toutes ces équations sont compatibles avec la structure générale de l'échange d'écoulement, mais elles ont été développées pour des structures hydrauliques simples ; c'est pourquoi, il n'existe pas de directives pour choisir les coefficients de débit adéquats à introduire dans les équations orifice ou déversoir.

Leandro et al. (2007) ont étendu cette approche en divisant leur structure d'échange en trois parties, chacune d'elle étant capable de limiter l'échange des débits, et en sélectionnant l'échange de débits le plus faible. Cette méthode de modélisation est moins subjective, car elle comprend plus d'informations sur la géométrie et les paramètres physiques comme le coefficient de rugosité de Manning, mais l'écoulement à travers toute la structure d'échange n'est pas considéré, ce qui reste une limite du modèle.

II.7. Ecoulements turbulents à surface libre

Dans cette partie de ce chapitre, on présente des notions d'hydrodynamique afin de comprendre la structure des différents types d'écoulements que l'on a rencontrés lors des expériences en laboratoire (chapitre III).

II.7.1. Types d'écoulements

Les expériences réalisées par Reynolds en 1883 ont montré l'existence d'un nombre sans dimension qui permet de déterminer si l'écoulement est laminaire ou turbulent. Ce nombre appelé nombre de Reynolds R_e donné par la formule suivante :

$$R_e = \frac{VL_c}{\nu} \tag{II.17}$$

Où, R_e est le nombre de Reynolds, V , la vitesse moyenne de l'écoulement, L_c , la dimension caractéristique et ν , la viscosité cinématique du fluide.

Cette formule permet de déterminer le régime d'écoulement en regardant la valeur de ce nombre de Reynolds. Lorsqu'il est faible, les lignes de courant sont stationnaires et l'écoulement est dit laminaire. Au contraire lorsque ce nombre est grand, les lignes de courant deviennent instationnaires et l'écoulement est dit turbulent (figure II.3.b). Un écoulement est considéré pleinement turbulent pour $R_e > 5000$.

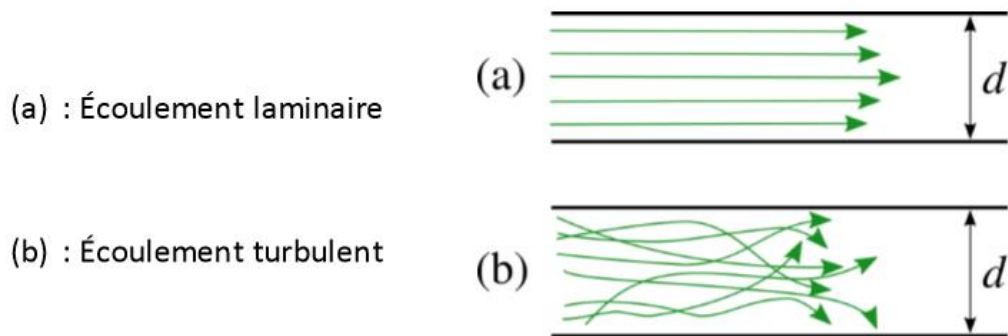


Figure II. 3 : a : écoulement laminaire, b : écoulement turbulent

II.7.2. Classification des écoulements

Les écoulements à surface libre peuvent être classés et décrits de diverses manières selon la variation de la hauteur d'eau en fonction du temps et de l'espace.

Un écoulement qui ne change pas de paramètres au cours du temps ou dont les paramètres restent constants pendant un intervalle de temps, est un écoulement permanent ; autrement, il est non permanent (instationnaire).

Dans le cas où les paramètres caractérisant l'écoulement sont constants $\left(\frac{dh}{dx}\right) = 0$ dans les diverses sections du canal, on parle de régime uniforme. L'écoulement uniforme peut être permanent ou instationnaire. Dans le cas d'un écoulement uniforme permanent, la pente de fond, la pente de la surface libre et la ligne de la charge hydraulique sont parallèles et donc la perte de charge est égale à la pente du fond $I = J$. Dans ce cas, le débit de l'écoulement peut être calculé analytiquement par la formule de Manning Strickler :

$$Q = K_s R_h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} A \quad (\text{II.18})$$

Avec, Q : le débit de l'écoulement ; K_s : le coefficient de Strickler ; R_h : le rayon hydraulique ; I : la pente du fond et A : la surface mouillée.

Cette formule est généralement utilisée pour la modélisation numérique. Toutefois, les résultats qu'elle donne pour un écoulement naturel présentent une incertitude plus ou moins importante car des approximations sur le coefficient K_s ainsi que la surface mouillée sont nécessaires pour l'appliquer. La formule de Manning-Strickler peut être obtenue par utilisation d'une analyse dimensionnelle (Gioia et al., 2002).

Dans le cas où les caractéristiques de l'écoulement varient d'une section à l'autre, on parle du régime non-uniforme (varié). Cette variation peut être brusque localement (par exemple : ressaut hydraulique) ou graduelle sur une longue distance.

Une autre classification peut être faite selon la valeur du nombre adimensionnel Froude F_r . physiquement ce nombre est défini par le rapport entre l'énergie cinétique et l'énergie potentielle gravitationnelle. On peut l'exprimer comme le rapport entre la vitesse de fluide sur la force de pesanteur par la formule suivante :

$$F_r^2 = \frac{V^2}{g \cdot L_c} \quad (\text{II.18})$$

Avec, F_r : le nombre de Froude ; V : la vitesse moyenne de l'écoulement ; g : la gravité et L_c : la longueur caractéristique.

Par définition, pour un écoulement non-uniforme, si le nombre de Froude est supérieur à 1, l'écoulement est dit torrentiel (supercritique) et il est caractérisé par une forte vitesse et une faible hauteur d'eau. On parle du régime fluvial (sous-critique) si ce nombre est inférieur à 1, ce régime est caractérisé par une faible vitesse et une hauteur d'eau élevée. La hauteur d'eau pour laquelle le nombre de Froude est égal à 1 est appelée hauteur critique h_c , le régime critique correspond au régime pour lequel la vitesse d'écoulement V est égale à la vitesse de propagation d'une onde de surface.

II.8. Turbulence dans un écoulement à surface libre

La turbulence est définie scientifiquement comme un terme qui désigne l'état d'un écoulement dans lequel la vitesse présente en tout point un caractère tourbillonnaire. Dans un écoulement turbulent, la taille, la localisation et l'orientation de ces tourbillons varient constamment (phénomène aléatoire) et cela rend difficile la prédiction de la valeur de vitesse de l'écoulement.

Selon Chassaing (2000), l'écoulement turbulent est un mode naturel de mouvement de fluide visqueux où des mécanismes internes d'échanges énergétiques assurent, au sein même de l'écoulement, la création et le maintien de toute une hiérarchie de mouvements chaotiques répartis continûment sur une large gamme d'échelles macroscopiques.

II.8.1. Couche limite

La couche limite se définit comme la zone d'interface entre un corps et le fluide environnant lors d'un mouvement relatif entre les deux. L'épaisseur δ de la couche limite est conventionnellement définie comme la distance à la paroi pour laquelle la vitesse des particules de fluides est $\leq 0,99 V_e$, V_e étant la vitesse moyenne de l'écoulement au sommet de la couche limite. Dans un écoulement turbulent d'un fluide non-parfait, la viscosité étant non-nulle, elle impose l'adhérence du fluide à la paroi, soit donc une vitesse nulle dans ce point-là. Puis, la vitesse augmente en s'éloignant de la paroi jusqu'à atteindre celle de l'écoulement libre. Les effets de viscosité du fluide se manifestent principalement dans une couche à proximité immédiate de la paroi, tandis que les effets inertiels dominent l'écoulement au-delà, c'est ici que se manifeste la turbulence. A noter que les effets visqueux et turbulents peuvent coexister dans cette région appelée interne.

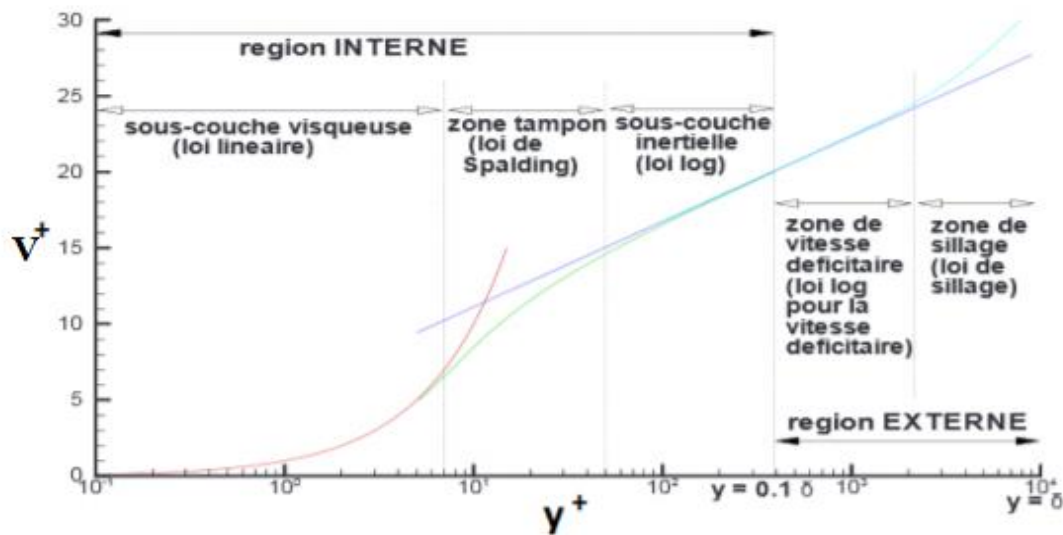


Figure II. 4 : profil de vitesse à travers la couche limite turbulente d'une plaque plane (Corre, 2005)

La figure II.4 montre un profil de vitesse $V^+ = f(y^+)$ établie sur le cas de plaque plane avec la décomposition par région et par sous-couche. Dans son rapport, Laure Billon (2014) a défini les cinq zones comme suit :

- **Sous couche visqueuse** : elle représente la région de l'écoulement où les effets visqueux sont au moins aussi importants que les effets inertiels (en termes d'ordre de grandeur). Cette région est très mince et très proche de la paroi. L'échelle caractéristique de la vitesse dans cette zone est la vitesse de frottement V_f . La vitesse suit une loi linéaire : $V^+ = y^+$
- **Zone Tampon** : le raccordement de la loi linéaire valable dans la sous-couche visqueuse et du profil logarithmique valable dans la partie supérieure de la région interne se fait progressivement dans une région qu'on appelle tampon. La vitesse suit une loi empirique (Spalding., 1961).

$$y^+ = V^+ + e^{-KB} \left(e^{KV^+} - 1 - KV^+ - \frac{1}{2} (KV^+)^2 - \frac{1}{6} (KV^+)^3 \right) \quad (\text{II.19})$$

avec, $K \approx 0,41$ et $B \approx 5$.

- **Zone logarithmique (loi de paroi)** : appelée sous couche inertielle, c'est une couche intermédiaire où se mélangent la sous couche visqueuse et le reste de la zone interne. Dans cette région, les effets visqueux et turbulents coexistent. On retiendra surtout qu'il s'agit de la zone où le profil vertical de vitesse longitudinale moyenne est logarithmique.

$$V^+ = \frac{1}{K} \ln (y^+) + B \quad (\text{II.20})$$

- **Couche externe** : lorsque l'on quitte la sous couche visqueuse, les effets turbulents deviennent progressivement prépondérants par rapport aux effets moléculaires. Si bien que lorsque l'on s'approche de la frontière de la couche limite, le frottement moléculaire devient négligeable.

$$\frac{V_e - V}{V_f} = \frac{1}{K} \ln(\eta) + A \quad (\text{II.21})$$

avec, $A \approx 2,35$

- **Zone de sillage** : dans cette zone, les mouvements sont très désordonnés. C'est une cause importante de dissipation d'énergie. La vitesse peut être exprimée par une loi complètement empirique avec les valeurs de Coles (1956) tirées de nombreuses expérimentations :

$$\frac{V_e - V}{V_f} = \frac{1}{K} \ln(\eta) - \frac{\pi}{K} W(\eta) + 2 \frac{\pi}{K} \quad (\text{II.22})$$

avec, $W(\eta) = 2 \sin^2\left(\frac{\pi}{2} \eta\right)$ et $\pi \approx 0,8 (\beta + 0,5)^{0,75}$

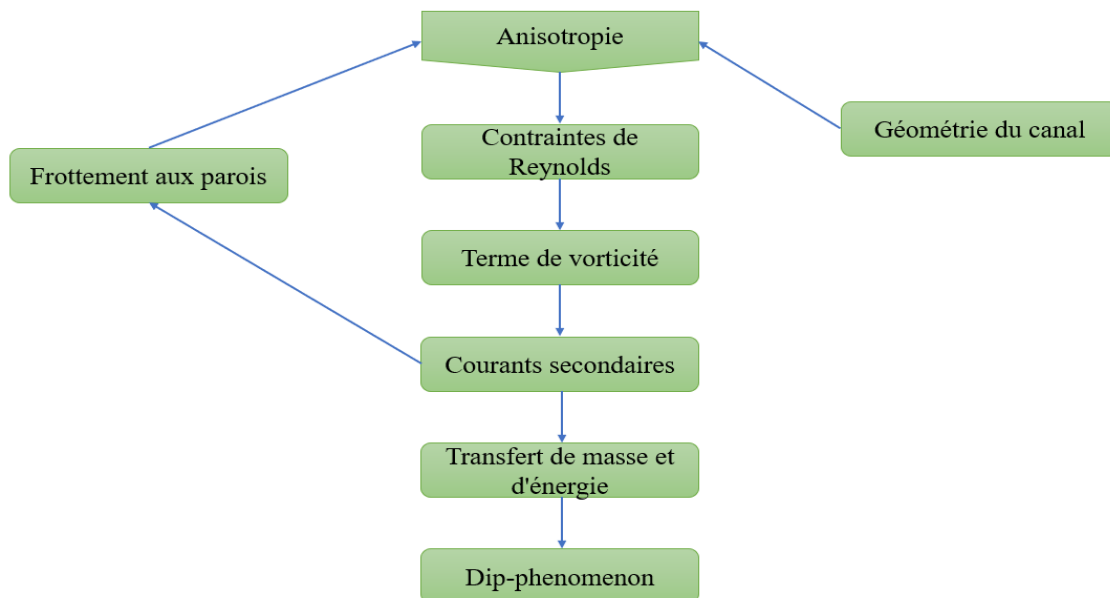
Les différentes caractéristiques des couches limites turbulentes que nous avons évoquées ici proviennent toutes d'une hypothèse faite sur l'invariance selon la direction principale de l'écoulement moyen. Pour établir un profil de vitesse pour une géométrie quelconque, ces formules du cas de plaque plane sont souvent utilisées par les logiciels de modélisation numérique.

II.8.2. Rugosité

La rugosité est un facteur important en hydrodynamique, au même titre que la turbulence de l'écoulement. Dans la réalité comme en laboratoire, une surface d'écoulement, quel que soit son procédé de fabrication, n'est pas une surface parfaitement lisse : selon la méthode d'usinage et les outils utilisés, mais aussi selon le matériau, elle présente de nombreuses irrégularités, micro-géométriques ou macro-géométriques. Lors d'une inondation urbaine, le ruissellement se fait généralement sur un fond rugueux et si la lame d'eau est trop importante, il va rencontrer des obstacles et diverses constructions. Même dans une conduite ou dans la maquette expérimentale MURI que nous avons utilisés en laboratoire, les parois comportent toujours des rugosités plus ou moins visibles à l'œil nu. Chaque matériau construit est caractérisé par une valeur spécifique de la taille de rugosités ou aspérités. Cette hauteur physique peut varier avec le temps ce qui rend nécessaire de la réestimer. Dans les études d'écoulement turbulent, la rugosité dépend des paramètres de l'écoulement. Dans le but de définir une nouvelle échelle de longueur, lors de ces expériences, Nikuradse (1933) a utilisé des grains de sable parfaitement calibré et collé sur les parois, qu'il a appelée « rugosité équivalente de sable » notée k_s . En fonction de sa valeur k_s , on peut définir le type du fond lisse, lisse/rugueux ou rugueux. Dans le cadre de nos expériences en laboratoire sur la maquette MURI, nous avons commencé par des essais préliminaires afin d'estimer la valeur de la rugosité pour la surface de la maquette et son réseau d'assainissement. Les formules utilisées et les résultats sont détaillés dans l'annexe A.

II.8.3. Courants secondaires dans un canal rectangulaire

Les écoulements dans des canaux sont très répandus. On peut citer notamment les canaux expérimentaux, les rivières, les canaux, les tranchées de drainage...etc. On s'intéresse à présent aux courants secondaires qui est un phénomène lié aux écoulements à surface libre dans les différents types de canaux et on va voir si ce phénomène joue un rôle dans la distribution des vitesses dans la section transverse d'un écoulement. En effet, la géométrie du canal est un facteur très influent sur l'existence de courants secondaires. Généralement, dans les canaux rectangulaires rectilignes, en moyenne, l'écoulement n'est pas parallèle à la direction principale du canal. La présence de parois latérales implique nécessairement une anisotropie non uniforme de la turbulence et génère, d'après des observations de (Nezu., 1993), des courants secondaires à savoir des vitesses transversales et verticales non nulles. Selon (Hinze., 1967), ces derniers se forment lorsque la condition de paroi le long de la section transverse d'une conduite, circulaire ou rectangulaire, n'est pas uniforme, soit en raison de sa géométrie, soit en raison de la non-uniformité de la rugosité à la paroi. Ces courants secondaires influent alors sur un des facteurs de l'anisotropie : les frottements aux parois. On obtient alors un phénomène cyclique qu'on peut présenter comme suit :



Dans nos travaux expérimentaux sur la maquette MURI (chapitre III), les écoulements se font dans des canaux rectilignes rectangulaires. De ce fait, nous nous intéressons uniquement aux courants secondaires de second type qui se produisent dans les canaux rectilignes non circulaires. Lorsque l'écoulement moyen développe des courants secondaires, la couche limite devient tridimensionnelle. En particulier, la loi logarithmique du profil de vitesse

longitudinale va changer et l'allure du profil va être modifiée (Figure II.5). On observe un décalage sous la surface libre du maximum de vitesse longitudinale : c'est un phénomène spécifique aux canaux étroits. Les rues de MURI se comportent comme des canaux étroits car le rapport d'aspect, défini par b/h , est inférieur à 5. D'après Nezu (1985), dans ce cas, les courants secondaires de coin sont générés et s'étendent sur la totalité de la demi-largeur du canal.

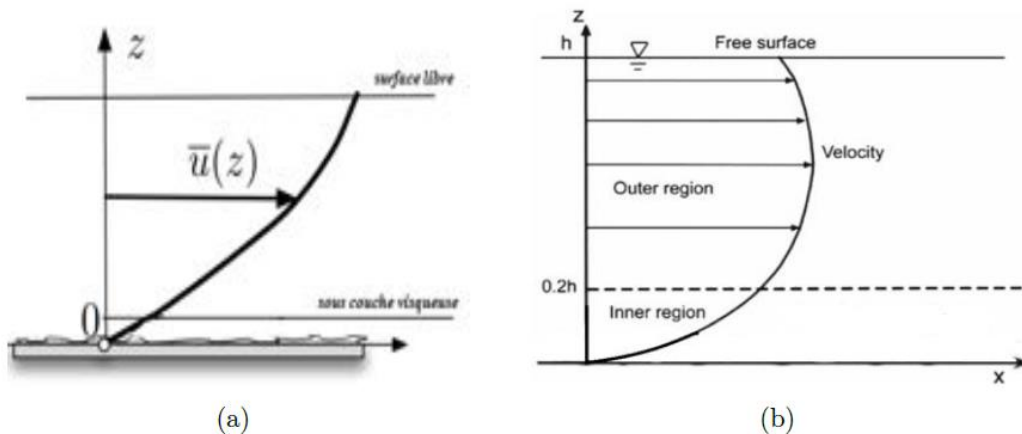


Figure II. 5 : a : profils de vitesse dans le cas d'une couche limite 2D, (Thual., 2010), b : une couche limite 3D avec des courants secondaires (Bonakdari., 2008).

Dans le paragraphe suivant nous allons voir le rôle que jouent les courants secondaires dans la distribution des vitesses dans la section transversale d'un canal rectangulaire.

II.9. Distribution de vitesse dans un canal rectangulaire

On distingue principalement deux types d'écoulements dans des canaux : l'écoulement uniforme où la profondeur d'eau reste constante le long du canal et l'écoulement non-uniforme où la profondeur d'eau change en fonction de l'accélération ou de la décélération. Comme il est défini dans les paragraphes précédents, le régime d'écoulement à surface libre peut être fluvial, torrentiel ou critique. Pour étudier ces types d'écoulement, il est très important de déterminer le débit Q et la hauteur d'eau h à des sections différentes du canal. Pour un canal rectangulaire, la reproduction de l'écoulement dans une section transversale est beaucoup moins compliquée par rapport aux canaux avec des géométries complexes. Ce type de canal est parfaitement adapté pour le calcul hydraulique (la hauteur d'eau, surface mouillée, le rayon hydraulique...) et donc la modélisation numérique de l'écoulement.

Dans la littérature, on trouve plusieurs études qui s'intéressent à la distribution du champ de vitesse de l'écoulement. Les travaux de (Nezu et al., 1985) et (Tominaga et al., 1989) ont mis

en évidence les particularités de cette distribution dans une section d'un canal rectangulaire. Dans le cas du canal rectangulaire plusieurs rapports d'aspects Ar ($Ar = B/H = \text{Largeur}/\text{Hauteur}$) sont investigués.

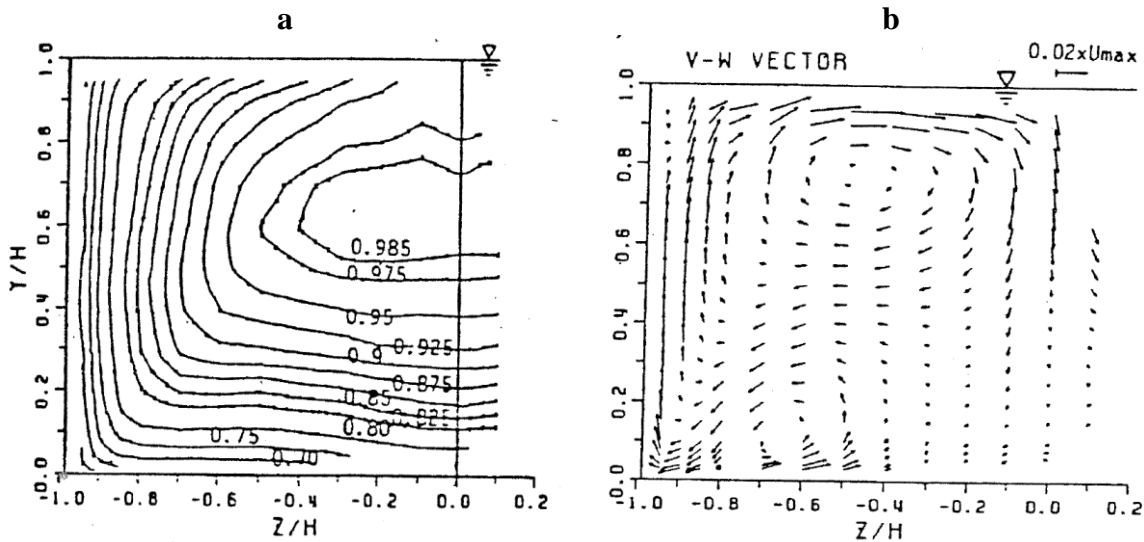


Figure II.6 : a : lignes d'iso-vitesse dans un canal rectangulaire. b : courants secondaires dans un canal rectangulaire. $Ar = B/H = 2$, (Nezu., 1993).

La figure (II.6.a) montre les lignes d'iso-valeur de la vitesse moyenne V_x normalisée par la vitesse maximale V_{xmax} pour une demi-section d'un canal rectangulaire de rapport d'aspect de $H/y = 2$. H est la hauteur d'eau selon l'axe y et l'axe z représente la largeur du canal. Comme on peut constater sur la figure II.6a, une décélération est observable au niveau de la surface libre. La position de la vitesse maximale est observable au-dessous de la surface libre entre $0,7H$ et $0,8H$. Ces observations sont expliquées par la présence de recirculations au niveau de la surface libre (Nezu et al., 1985). Ce phénomène appelé « dip-phenomenon » est donc causé par les recirculations situées à la surface libre. Des équations empiriques qui prennent en considération ce phénomène peuvent être utilisées pour une bonne représentation de la distribution des vitesses dans la section d'un écoulement (Bardiaux et al., 2008). La figure (II.6b) montre la distribution du champ des vitesses V_y et V_z (courants secondaires). On constate qu'un grand vortex se produit près de la surface libre, ce vortex est appelé le vortex de surface libre « Free-surface vortex » et son vortex d'appariement près du fond est appelé vortex du fond « Bottom vortex ». Le vortex de surface libre est beaucoup plus fort que le vortex du fond ; il transporte la quantité de mouvement et l'énergie de la paroi latérale vers le centre du canal provoquant la baisse de vitesse lorsque la quantité de mouvement est transportée de la surface vers la mi-hauteur (Nezu, 1993). Ces figures seront la base de la comparaison avec les résultats expérimentaux sur la maquette MURI (Chapitre III).

II.10. Jet d'eau continu dans un écoulement transverse

Lors d'une inondation urbaine, le débordement du réseau d'assainissement vers la rue à travers les avaloirs est assez fréquent. Dans la maquette urbaine MURI, les avaloirs sont de forme circulaire et le débordement de ces derniers peut être considéré comme un jet d'eau vertical continu dans un écoulement transverse (écoulement dans la rue), cette interaction est très complexe à étudier car elle change fortement la distribution de vitesse de l'écoulement principale. Nous allons mettre l'accent sur la structure du jet d'eau continu pour permettre une compréhension de l'écoulement lors de nos expériences sur la maquette MURI.

II.10.1. Trajectoire d'un jet vertical dans un écoulement principal

Lorsque le jet débouche dans l'écoulement principal, il est dévié et suit une trajectoire courbe à l'aval. (Margason., 1993) constate que la distribution de pression, dans la région proche de la sortie du jet, est en aval de l'orifice. La figure (II.7) montre la trajectoire et les caractéristiques d'un jet d'eau continu dans un écoulement transverse. Le jet d'eau est caractérisé par trois zones principales : zone proche de la sortie « I » (incluant le corps potentiel qui est caractérisé par une vitesse quasi uniforme à la sortie du jet), zone de transition « II » (où le jet d'eau se courbe longitudinalement vers l'intérieur dans la partie de faible vitesse) et zone loin de la sortie de jet « III ». Des tourbillons contrarotatifs se développent sous le jet. On peut les distinguer par une forme en haricot dans une section transverse de l'écoulement (Fear et al., 1974). Ils jouent un rôle important dans le sillage lointain du jet (Broadwell & Breidenthal., 1984).

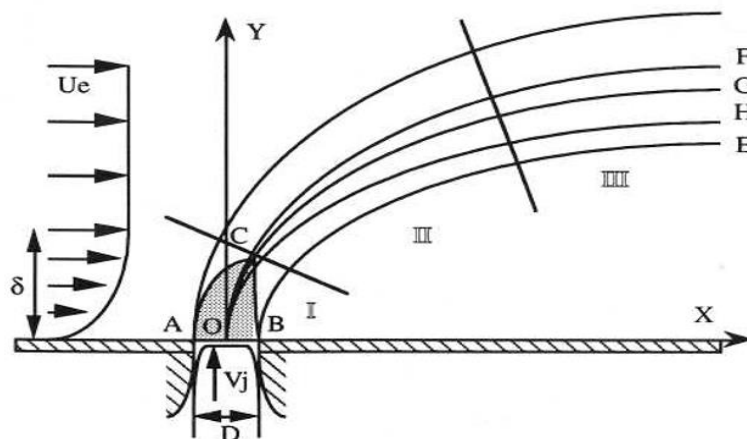


Figure II. 7 : schéma des différentes zones d'un jet dans un écoulement transverse et les lignes de références pour l'étude de sa trajectoire (Brizzi., 1994)

II.10.2. Structure de l'écoulement

De nombreuses études sont faites afin de décrire précisément la structure de l'interaction entre le jet et l'écoulement transverse qui nécessite souvent un système de mesure expérimentale performant. Cette interaction engendre des structures tourbillonnaires très différentes. Elle dépend de deux paramètres principaux : le nombre de Reynolds du jet (dans notre étude, le nombre de Reynolds est basé sur la vitesse moyenne du jet « vitesse débitante à la sortie de l'avaloir V_{ex} », une longueur caractéristique de l'écoulement D « diamètre de l'avaloir » et la viscosité cinématique de l'eau ν) et le rapport entre les quantités de mouvements de l'écoulement de jet et de l'écoulement principal. Dans le cas que nous traitons, les deux écoulements ont la même masse volumique et donc ce rapport peut être calculé comme suit : $E = \frac{V_{ex}}{V_{si}}$ où, V_{ex} est la vitesse débitante de jet et V_{si} est la vitesse moyenne de l'écoulement à l'amont des avaloirs.

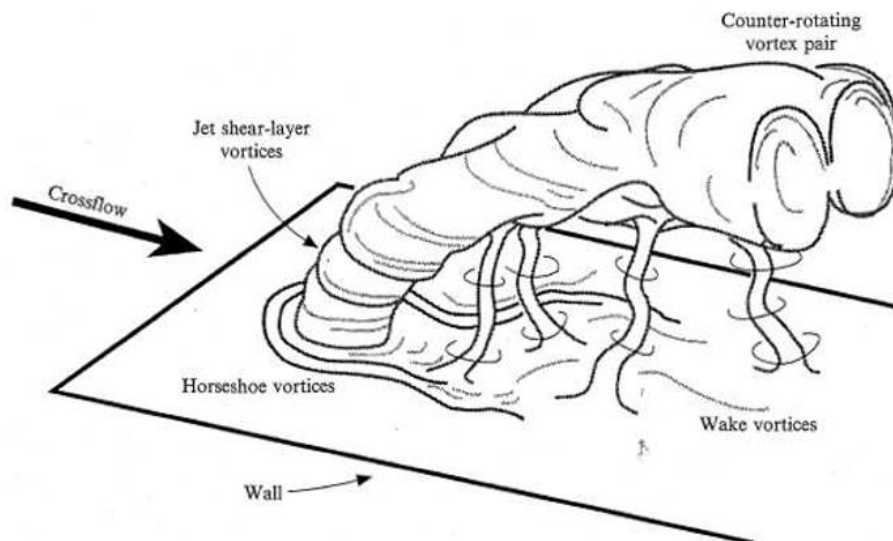


Figure II. 8 : schéma des structures d'un jet dans un écoulement transverse (Fric & Roshko., 1994)

Fric & Roshko (1994) établissent un schéma type de ces principales structures sur la figure II.8. Elles sont au nombre de quatre :

- **Les tourbillons en fer à cheval** : ils se forment en amont de la sortie du jet. Dans cette région, le fluide à proximité de la sortie du jet ralentit et tend à la contourner. Suite à ce blocage de l'écoulement par le jet (comme un obstacle), un décollement tridimensionnel de la couche limite s'opère. L'intensité de ce décollement est liée aux conditions du fluide injecté par rapport à celui du courant principal. Le fluide contournant la zone d'injection se rapproche ensuite du plan médian en aval de la

sortie du jet. Une forme en fer à cheval est identifiable ce qui a donné le nom à cette structure au cours du temps (Krothapalli et al., 1990).

- **Les tourbillons contrarotatifs** : ce sont les paires de tourbillons contrarotatifs évoqués précédemment. Ils prennent naissance dès la sortie de l'orifice et se forment dans le sillage lointain. Ils sont clairement visibles dans des vues de coupe de l'écoulement (Cortelezzi et al., 2001).
- **Les tourbillons de sillage** : ces tourbillons se situent en aval de la sortie du jet. Ils s'étendent de la couche limite vers la frontière inférieure du jet. Ils sont formés de tourbillons sortant de la couche limite et parfois se rattachant au jet selon les conditions d'injection (Fric & Roshko., 1994).
- **Les tourbillons de la couche de cisaillement** : ces tourbillons sont observés sur la frontière supérieure ou inférieure du jet. Ils sont le résultat des instabilités de Kelvin-Helmholtz entre le cisaillement du jet et du courant principal (Megerian et al., 2007). Dans des champs de vitesse moyennés, ils ne sont pas observables. Ils sont dépendants également du taux d'injection.

Dans notre étude, nous nous sommes intéressé aux tourbillons contrarotatifs qui sont les structures les plus importantes et donc moins difficiles à observer avec les appareils de mesures expérimentales disponibles sur la maquette urbaine MURI.

II.11. Conclusion

Les modèles numériques pour étudier les inondations urbaines utilisent les mêmes techniques que celles utilisées pour modéliser les écoulements en rivière ou de plaine inondable ..., principalement la résolution des équations numériques de Saint Venant unidimensionnelle et bidimensionnelle.

Les études précédentes sur la modélisation des inondations en zone urbaine ont montré qu'il est très important de prendre en considération l'interaction entre l'écoulement de surface et l'écoulement dans le réseau d'assainissement. Ma thèse a pour objectif de combler le déficit de connaissance sur la compréhension fine de ce phénomène et l'évaluation de l'influence de cette interaction sur l'estimation du risque.

La modélisation physique et les expériences en laboratoire suscitent un grand intérêt. En effet, il est très rare que des appareils de mesure de vitesse ou de hauteur d'eau sont installés que ce soit dans les rues ou dans le réseau d'assainissement. Les seules données dont disposent les chercheurs sur le terrain après l'inondation sont des laisses de crue sur des

différentes infrastructures. Cependant, ces données ne sont pas suffisantes pour analyser correctement le phénomène et il y a beaucoup d'incertitude car ils ne fournissent que des informations sur la hauteur d'eau ponctuelle. De ce fait et dans le but de mieux appréhender les phénomènes des inondations urbaines, le prochain chapitre traite des travaux expérimentaux que nous avons menés sur le modèle physique MURI « Maquette Urbaine pour étudier les Risques d'Inondations ».

CHAPITRE III : étude expérimentale

Chapitre III : étude expérimentale

III.1. Introduction

Comme expliqué dans les chapitres précédents, en cas de fortes pluies locales ou de ruissellement de surface, l'eau est évacuée à la fois par le réseau de drainage et le long des rues avec des échanges entre les deux réseaux à travers des avaloirs. Les données de terrain après un tel évènement sont généralement très rares (quelques traces d'eau dans la plupart des cas). Ce manque empêche les chercheurs d'analyser correctement les processus et présente une grande incertitude et donc des difficultés pour bien évaluer le risque lié à ce phénomène. Dans ce chapitre, on va s'intéresser à la modélisation des processus physiques en passant par une expérimentation en laboratoire qui étudie les échanges de débit entre une rue inondée et son réseau de drainage à travers des avaloirs. Les points scientifiques présentés dans le chapitre I qu' on va essayer de traiter sont :

- Le changement des propriétés de l'écoulements localement dans le cas d'un échange de débit entre rue/réseau et réseau/rue : en mesurant les variations des hauteurs et de vitesses d'eau localement et en les comparant avec des cas de références sans échange.
- Aussi l'utilisation de zéro, un ou deux points d'échange dans une section de la rue va me permettre d'observer si l'effet de plusieurs avaloirs dans une rue peut être défini en l'assimilant à plusieurs fois l'effet d'un seul avaloir dans la rue.
- En mesurant les variables hydrauliques aussi à l'aval de la section d'échange, nous allons essayer de définir des cartes pour évaluer la distance de la propagation de l'effet d'échange et éventuellement l'augmentation du risque à certains endroits de la rue.

Une installation expérimentale appelée MURI représentant une telle situation a été construite, permettant une connaissance précise des paramètres géométriques et donnant des mesures détaillées pour analyser et modéliser les échanges. Cette construction s'est effectuée à partir de plans généraux élaborés par l'équipe Hydraulique des Rivières d'INRAE et avec des allers retours pour discuter des solutions techniques détaillées, allers retours auxquels j'ai contribué au début de ma thèse.

En cas d'échange de débit entre la rue et le réseau de drainage, plusieurs paramètres peuvent influencer la hauteur et la vitesse d'eau dans la rue : la largeur de la rue, le nombre et l'emplacement des avaloirs, le débit d'échange qui peut être de la rue vers le réseau ou du

réseau vers la rue à travers les avaloirs, la pente, les conditions aux limites... Pour ma part, sur la maquette urbaine MURI, nous avons finalement mis en place une configuration d'une seule rue connectée à un réseau de drainage où nous avons fait varier trois paramètres : la vitesse à la surface V_{si} , le nombre d'avaloirs n et la charge hydraulique dans le collecteur H_p (pour avoir un drainage ou un débordement). Cela m'a permis d'étudier l'influence du débit d'échange sur les propriétés de l'écoulement, en particulier, les hauteurs et les vitesses à proximité des avaloirs et sur la partie aval de la rue. Ces expériences présentées ci-dessous explorent les changements de débit dans une rue (représentée comme un canal rectangulaire) dus à une connexion avec un ou deux avaloirs ; ces derniers fonctionnent soit en débordant vers la rue soit en drainant cette rue vers le réseau d'assainissement. Après présentation du dispositif expérimental et des expériences menées sur ce dernier, les résultats en termes de hauteur d'eau, de champ de vitesse et de turbulence sont fournis et comparés. Une discussion reliera les résultats expérimentaux au risque lors d'une inondation urbaine. Des expériences complémentaires en modifiant la condition limite aval et donc le régime d'écoulement sont présentées à la fin de ce chapitre.

III.2. Modèle expérimental

Une maquette urbaine appelée MURI (Maquette Urbaine pour étudier les Risques d'Inondations) a été construite en mars 2017 au laboratoire d'INRAE HHLab. Elle représente une zone urbaine avec son réseau de drainage et permet de mener des expériences pour mieux appréhender, comprendre et décrire les phénomènes des inondations urbaines. La figure III.1 montre une vue générale de la surface de la maquette.

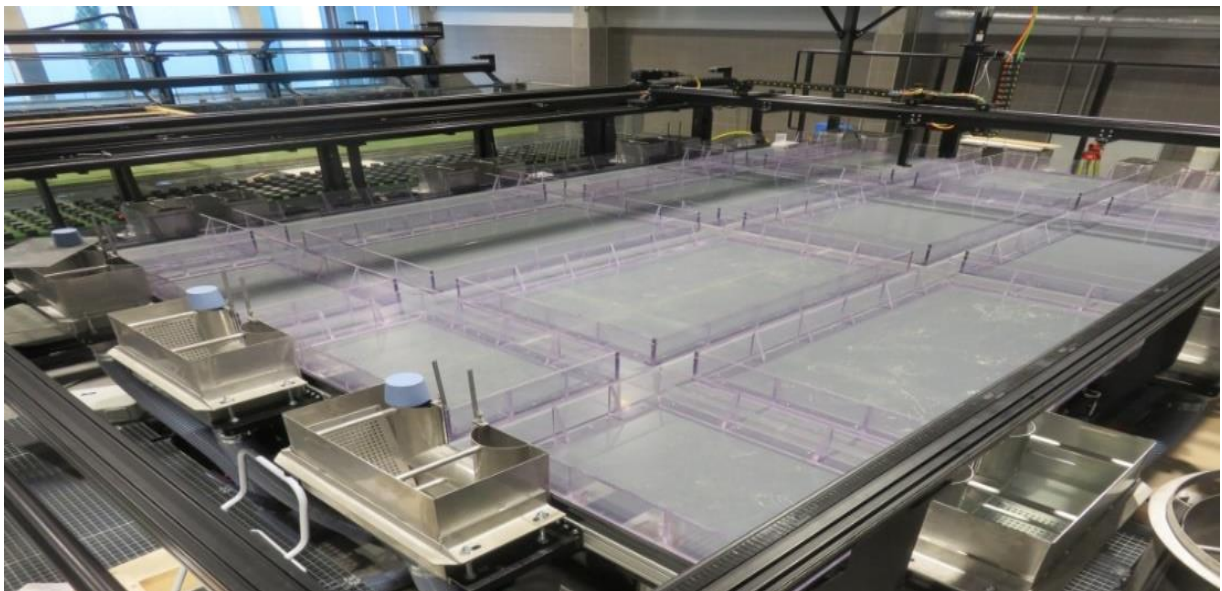


Figure III. 1 : vue générale de la maquette urbaine MURI

III.2.1. Description de la maquette MURI

La maquette urbaine pour étudier les risques d'inondations (MURI) comprend deux étages. Le deuxième étage est un plateau rectangulaire en PVC de 3,8 sur 5,4 m représentant les rues inondées. La figure (III.2) montre cet étage placé dans la configuration initiale incluant un ensemble de 3 rues dans chacune des directions x et y. Toutes les rues ont une largeur de 15 cm et sont limitées par des plaques de PETG transparentes de 15 cm de hauteur. La pente du plateau peut être fixée à une valeur comprise entre 0 et 5% dans les deux sens, longitudinal et transversal. Un débit maximum total de 50 L / s peut être envoyé dans les rues. Ce débit peut entrer ou sortir de la maquette à travers de petites cuves dont les dimensions sont de 0,3 m x 0,5 m x 0,5 m; on compte 3 cuves d'entrée d'eau, 3 de sorties et 6 cuves mixtes permettant entrée ou sortie selon les conditions hydrauliques.

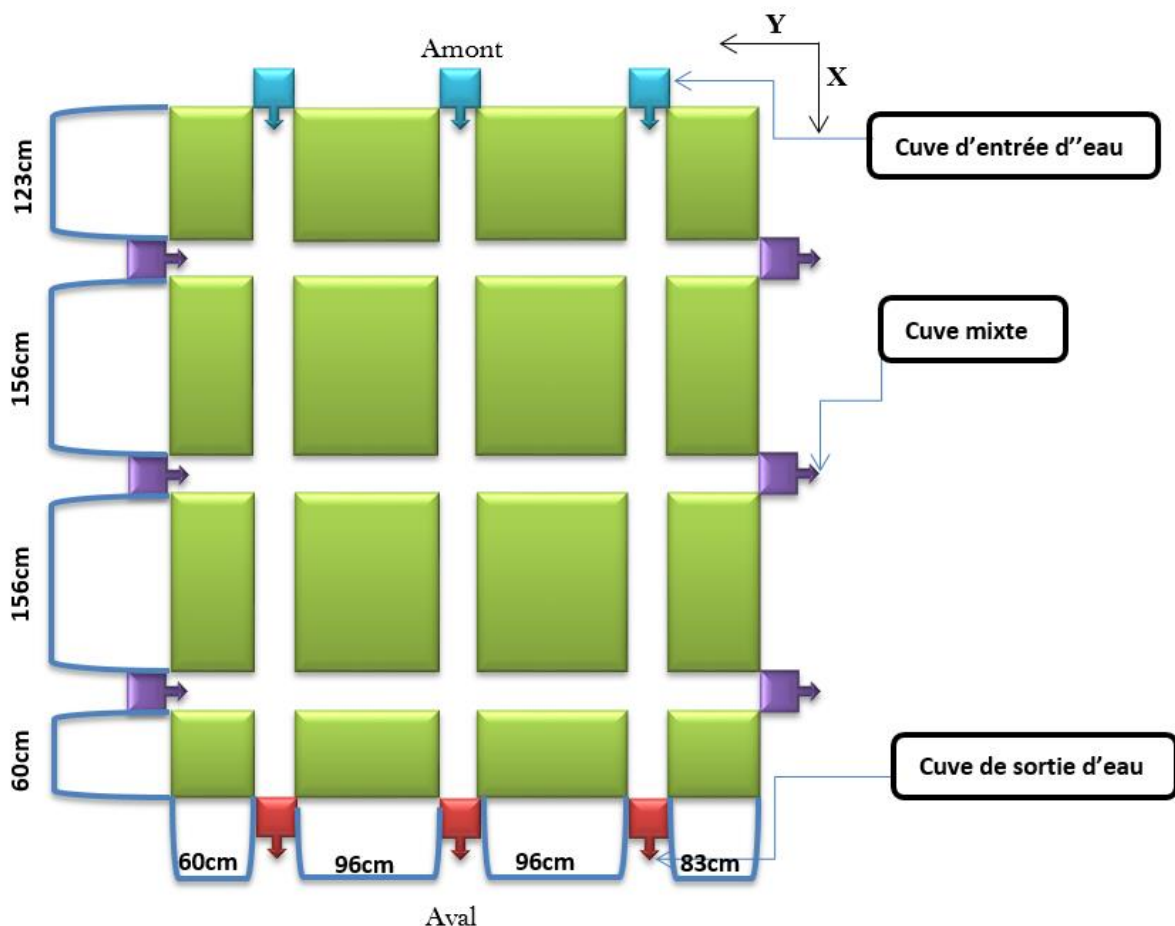


Figure III.2 : configuration initiale de la surface de la maquette MURI (représentée en mode 6 entrées / 6 sorties).

A l'amont, des tronçons de nid d'abeille et de tapis japonais sont configurés pour stabiliser l'écoulement à la sortie de la cuve d'alimentation, tandis qu'à l'aval, un déversoir peut contrôler le niveau d'eau (Figure III.3).

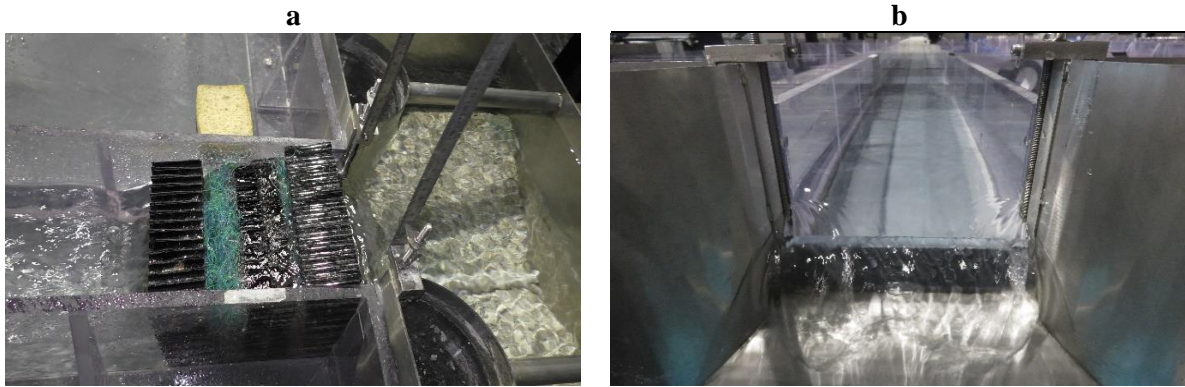


Figure III.3: a : dispositif de stabilisation de l'écoulement (nid d'abeille et tapis japonais) et b : seuil réglable à la sortie de la rue pour contrôler l'écoulement.

Le premier étage est un réseau de tuyaux en PVC transparent (Figure III.4) fixé à une structure métallique située à environ 0,3 m en dessous du deuxième étage et dans lequel un débit entrant allant jusqu'à 5 L / s peut être envoyé directement sur une entrée donnée, sachant que le réseau total peut supporter un débit global de 10 L/s.

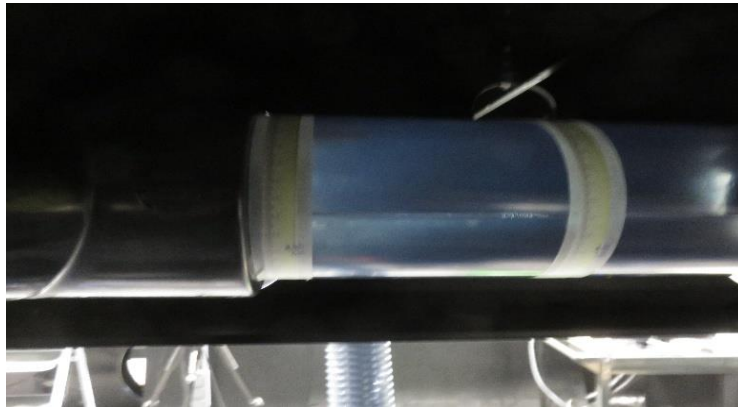


Figure III.4 : collecteur principal (au-dessous de la rue droite).

Il s'agit d'un réseau maillé de longueur totale égale à 20 mètres dont un collecteur principal de diamètre d'environ 0,1 m et des conduites secondaires avec un diamètre d'environ 0,05 m (Figure III.5). Ces conduites sont reliées au deuxième étage par de petites conduites (diamètre égal à 19 mm et réduites à 14 mm au niveau des dispositifs de raccordement) de longueurs différentes en fonction de la disponibilité d'un raccord facile au réseau de conduites.

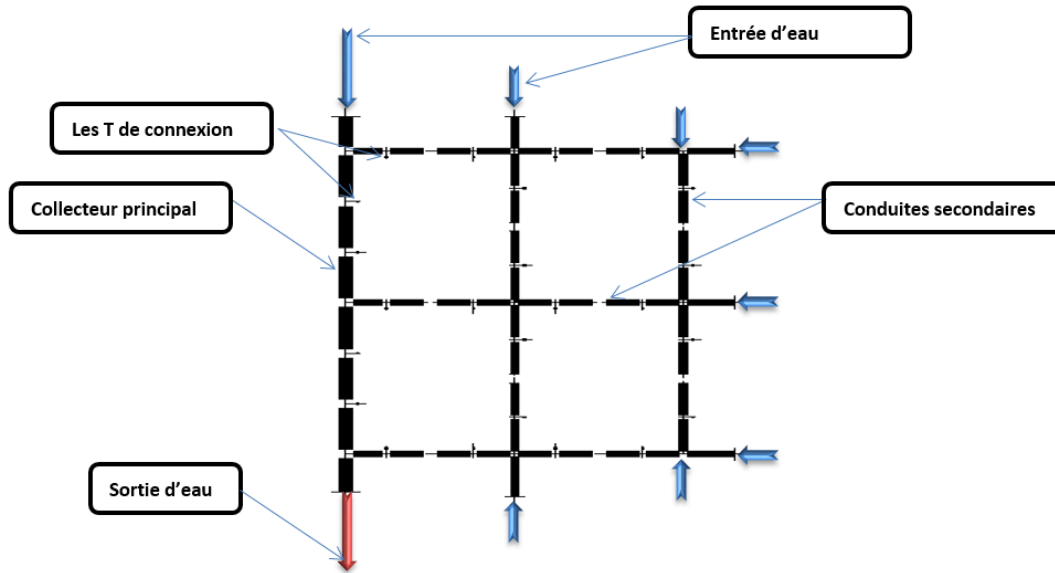


Figure III.5 : dessin du réseau de drainage de la maquette MURI

III.2.2. Techniques de mesures

La hauteur d'eau et la vitesse à la surface de la maquette sont mesurées respectivement à l'aide d'un capteur à Ultrason (US) et d'un Vélocimètre Doppler Acoustique (ADV), fixés sur un portique coulissant contrôlé par un programme LabVIEW. Lorsque la surface libre est perturbée, on utilise un limnimètre pour mesurer la hauteur d'eau. On mesure le niveau d'eau dans le collecteur à l'aide de deux sondes de pression placées à l'amont et l'aval du collecteur principal et aussi en utilisant des règles graduées placées en différents points du réseau d'assainissement. Chaque entrée et sortie de la maquette est équipée d'un débitmètre et d'une électrovanne.

III.2.2.1. Capteur à ultrason

Pour mesurer le niveau d'eau à la surface de MURI, un capteur à ultrasons (US) est utilisé (Figure III. 6). Le fournisseur indique une précision inférieure ou égale à 0,5 mm si la surface libre est stable ; dès que cette surface est perturbée, les mesures avec le capteur US sont faussées. En effet, l'US envoie un signal sur une portion de la surface de l'eau et récupère le signal réfléchi dans sa direction pour calculer une moyenne spatiale (Baumer, 2018).

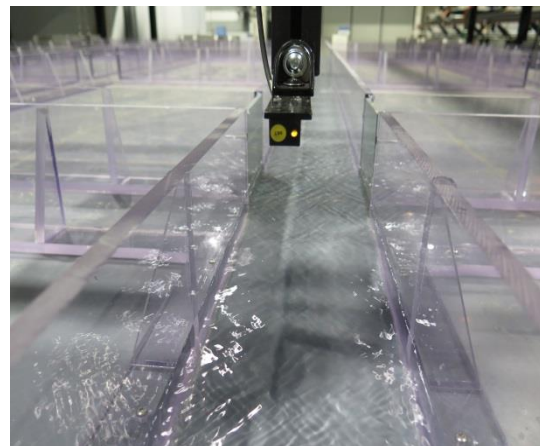


Figure III. 6: capteur à Ultrasons (US)

En fonction des caractéristiques du capteur, la mesure est effectuée sur un disque d'environ 10 mm de diamètre autour du point souhaité : les points de mesure seront espacés de 20 mm au minimum pour éviter les chevauchements. L'US est contrôlé par un programme LabVIEW du poste informatique MURI. Il mesure la distance entre le capteur et la surface libre de l'eau, d'où la nécessité de réaliser une étude topographique de la maquette à vide pour le calcul des hauteurs d'eau. Le capteur est fixé sur le portique de mesure, à une altitude Z : on utilise les coordonnées x et y pour identifier sa position.

Le capteur mesurant un tirant d'air, r la hauteur d'eau à la surface sera calculée comme suit :

$$H = z_f - z_e \quad \text{avec } z_f : \text{tirant d'air (rue vide)}, z_e : \text{tirant d'air jusqu'à la surface de l'eau.}$$

III.2.2.2. Limnimètre

Lorsque la surface n'est pas plane ou si elle n'est orientée vers l'US, une grande partie du signal renvoyé est perdue et le capteur ne peut pas calculer une valeur cohérente de tirant d'air. Pour compléter les mesures, nous avons donc utilisé un limnimètre électronique (Figure III. 7). Le fournisseur indique une précision de 0,03 mm (Mitutoyo, 2016). Le principe du limnimètre est simple : en positionnant la pointe de la tige au fond de la rue, on marque le zéro puis il suffit de remonter la pointe jusqu'à ce

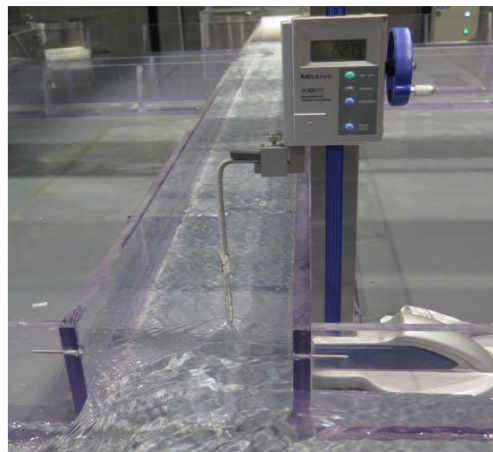


Figure III. 7: limnimètre électronique

qu'elle touche la surface de l'eau et de lire la valeur correspondant à la hauteur d'eau sur l'appareil. Les mesures avec cet appareil sont moins précises car elles sont manuelles : il y a donc de grandes incertitudes sur celles-ci, mais elles sont suffisantes pour caractériser, dans un premier temps, un écoulement en termes de hauteur d'eau.

III.2.2.3. Vélocimètre Acoustique Doppler

Un vélocimètre acoustique Doppler (ADV) a également été installé sur le portique. Ce capteur est de type « vectrino+ side-looking » (Figure III.8) avec une précision de 0,5% sur la valeur mesurée (Nortek, 2017). Il utilise l'effet Doppler pour mesurer la vitesse d'écoulement, considérée égale à celle des particules contenues dans l'eau. Il mesure la vitesse dans un volume de diamètre 6 mm et de longueur réglable de 3 à 15 mm, décalé de 50 mm latéralement par rapport à l'émetteur. Pour obtenir des données fiables, le rapport signal / bruit SNR doit être supérieur ou égal à 20.

Il est nécessaire d'ensemencer l'eau en particules, en utilisant un système composé d'une pompe péristaltique et d'un agitateur. Lors des expériences, il faut également vérifier que la corrélation du signal de mesure est supérieure à 70%. On utilise le logiciel Vectrino + pour observer les évolutions des composantes de la vitesse et enregistrer des fichiers de données, puis le logiciel WinADV pour les analyser avant de dessiner des graphiques sur Matlab.

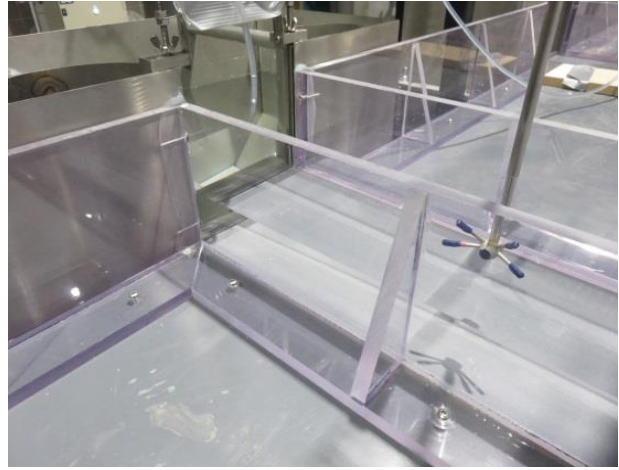


Figure III.8 : acoustique Doppler Vélocimètre
« side looking »

La position du capteur est déterminée par les trois coordonnées x, y, z : l'ADV doit être aligné avec le modèle pour que les valeurs des trois composantes de la vitesse soient correctes.

III.2.2.4. Sonde de pression



Figure III.9 : sonde de pression à l'amont du collecteur

Pour mesurer le niveau d'eau dans le collecteur principal, deux sondes de pression ont été installées en amont et en aval du collecteur (Figure III.9). La marque de la sonde est : « IPSL 828-5729—low range industriel pressure » fabriqué par : « RS Component ». L'IPSL convient à une large gamme d'applications. La sonde utilise un capteur piézorésistif, du silicium offrant une excellente compatibilité avec les fluides dans un boîtier en acier inoxydable rempli d'huile.

L'électronique intègre un amplificateur à base de microprocesseur, ne nécessitant aucun réglage et donnant une électronique stable, en particulier dans les applications à vibrations / chocs (RS Pro, 2017). Le fournisseur indique une précision inférieure à $\pm 0,25\%$.

III.2.2.5. Débitmètre



Figure III. 10 : lecteur installé sur un débitmètre électromagnétique

Les débits dans la maquette sont contrôlés par des électrovannes et mesurés par des débitmètres électromagnétiques de marque « Optiflux 2100 » (Figure III. 10) fabriqué par « KRHONE ». Ces débitmètres sont compatibles pour toutes les applications standards sur l'eau et les eaux usées. Le fournisseur donne une précision de $\pm 0,3\%$ de la valeur mesurée (KROHNE, 2019). Les électrovannes et les débitmètres sont contrôlés par un programme LabVIEW du poste informatique MURI.

III.2.3. Tests préliminaires

Une série d'expériences préliminaires (Annexe A) a été effectuée afin de vérifier l'installation et l'étalonnage des divers appareils. Tout d'abord, à l'aide du capteur à ultrasons (US), la topographie du deuxième étage a été déterminée afin de pouvoir obtenir une valeur fiable de la hauteur d'eau. Les profils topographiques ont montré à la fois l'irrégularité du plancher ainsi que les oscillations des rails de mesure. Dans un second temps, en appliquant les équations de Darcy-Weisbach et Manning-Strickler sur les résultats de mesures sur des configurations testées avec différents régimes d'écoulement, nous avons pu estimer la rugosité réelle du matériau pour le réseau des rues (une seule valeur de frottement est déterminée pour la surface en PVC et les murs en PETG) et pour le réseau de conduites qui est en PVC. Les résultats concordent assez bien avec les valeurs théoriques pour ces types de matériaux : la rugosité est environ 0,1 mm, les coefficients de Strickler sont de $120 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ dans les rues et de $109 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ dans le réseau de conduites. Pour ce dernier, il conviendrait d'ajouter les pertes de charge locales dues aux jonctions des conduites. Et enfin pour vérifier l'étalonnage des différents débitmètres à l'amont et à l'aval de la maquette, des tests ont été faits et les résultats montrent un léger biais de mesure (1%) observé entre les débitmètres amont et aval en raison de l'entraînement d'air ou d'une autre cause.

III.3. Installation expérimentale (configuration d'une seule rue)

Étant donnée la taille de la maquette et la complexité des écoulements qu'on peut avoir sur cette dernière (6 rues, 9 carrefours, 6 avaloirs...) (Figure III. 11), une configuration plus simple a été étudiée : il s'agit d'une seule rue (entrée amont, sortie aval MURI) avec deux, un ou zéro points d'échange avec le réseau de drainage (avaloirs).

Pour mettre en place cette configuration, nous avons fermé la connexion avec les autres rues en utilisant des plaques en PVC. On peut donc considérer cette configuration comme un canal prismatique de 5400 mm de longueur et 150 mm de largeur (Figure III.12). Les avaloirs à la surface de la rue sont situés à 4,13 m de l'extrémité amont de la rue et à 0,02 m du mur latéral, ils sont appelés «avaloir A» pour celui raccordé par un tuyau de 1,3 m de long (côté droit de la rue) et «avaloir B» pour celui raccordé par un tuyau de 0,8 m de long (côté gauche de la rue). Au niveau du réseau d'assainissement, les conduites secondaires ont été isolées à l'aide des vannes manuelles, de sorte que l'eau ne coule que dans le collecteur principal de diamètre $D_p = 0,1\text{m}$.

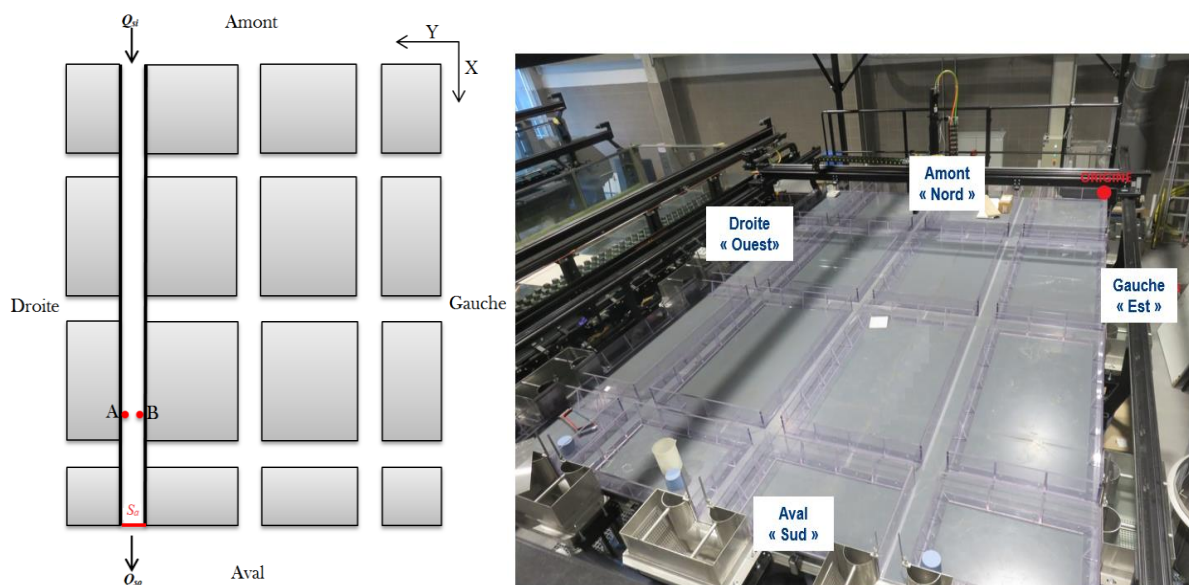


Figure III. 11: vue en plan de la surface de MURI (configuration avec une seule rue)

Le débit à l'entrée de la rue Q_{si} est contrôlé par une vanne à l'amont nommée V203, le débitmètre associé est D203. Le débit de sortie de la rue Q_{so} passera dans une cuve à l'aval de MURI, ensuite il rejoindra la bache d'eau en passant par le débitmètre D212. h_w est la hauteur de seuil à l'aval (Figure III. 11). Le débit d'entrée du réseau Q_{pi} est contrôlé par la vanne V101 et le débitmètre D101, le débit de sortie du collecteur Q_{po} est mesuré par le débitmètre D112. Les débits associés aux avaloirs A et B sont Q_{exA} et Q_{exB} . La figure (III.12) montre une vue 3D de la configuration.

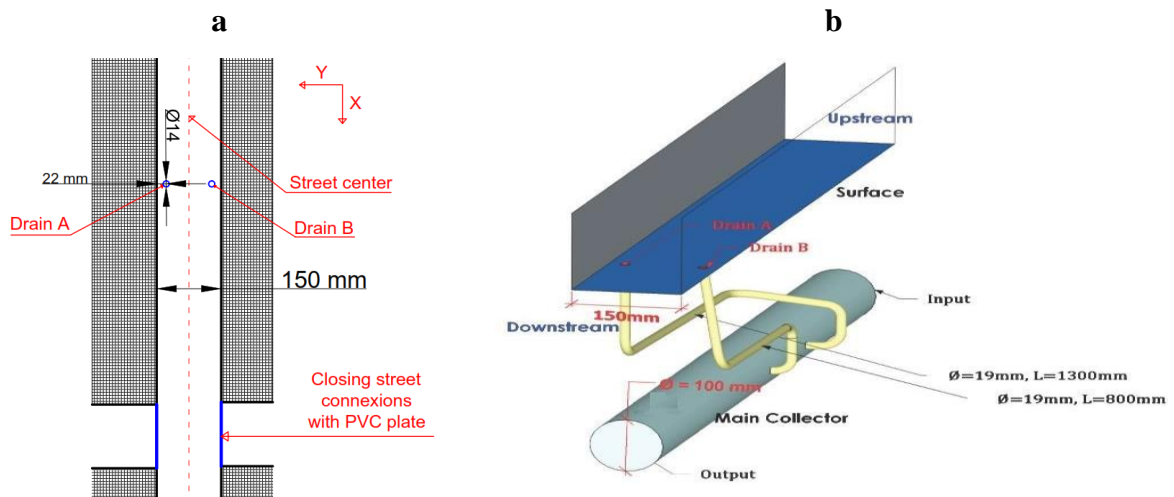


Figure III.12 : (a) vue en plan du positionnement des avaloirs A et B ; (b) vue 3D de de la configuration expérimentale

La pente est fixée à 0,1% dans la direction longitudinale pour toutes les séries d'expérience. Cette valeur a été choisie sur la base des résultats de simulations numériques du modèle 2D construit pour MURI (Chibane et al., 2018) afin d'éviter un écoulement torrentiel et avoir une hauteur d'eau élevée presque constante, ce qui est nécessaire pour des mesures détaillées avec les appareils de mesure disponibles.

III.4. Protocole des expériences sur MURI

Pour le cas sans échange (les deux drains A et B sont fermés), deux débits sont introduits en amont de la rue $Q_{si} = 2\text{ L/s}$ et $Q_{si} = 3\text{ L/s}$. Les mesures correspondantes définissent la situation de référence qui sera comparée aux expériences des cas de drainage et de débordement. Pour les mêmes conditions en amont (débit constant) et en aval (hauteur du seuil), les autres cas décrivent les conditions dans lesquelles se produisent respectivement un drainage ou un débordement à travers un ou deux avaloirs (Tableau III-1). Pour les cas de drainage, le débit en amont du tuyau est nul : l'eau qui s'écoule dans le collecteur est celle drainée de la rue. Dans les cas de débordement, le débit entrant Q_{pi} dans le tuyau est réglé à 0,5 L/s ; la vanne de sortie du réseau d'assainissement est ouverte à 24% afin de mettre le tuyau sous pression et d'avoir un débordement à la surface par les points d'échange.

10 séries d'expériences ont été étudiées pour cette configuration, 2 sans réseau de drainage, 4 cas de drainage et 4 cas de débordement, le tableau (III-1) résume ces expériences.

Où, V_{exa} : Vitesse débitante à la sortie de l'avaloir avec un diamètre égal à $D_a = 19 \text{ mm}$; V_b : Vitesse moyenne de l'écoulement principal, F_r et R_e sont les nombres de Froude et de Reynolds dans la rue.

Tableau III-1 : résumé des expériences menées sur la maquette MURI

Cas		$Q_{\text{si}}(\text{L/s})$	$Q_{\text{pi}}(\text{L/s})$	$Q_{\text{ex}}(\text{L/s})$	$V_{\text{exa}}(\text{cm/s})$	$V_b(\text{cm/s})$	$h_w(\text{cm})$	Aval du collecteur	F_r	R_e
Sans échange		2	0,0	0,00	0,00	16,26	5	Vanne ouverte	0,18	25000
		3	0,0	0,00	0,00	24,39	4		0,26	38000
Drainage	Avec l'avaloir A	2	0,0	0,23	81,11	17,73	5	Vanne ouverte	0,20	27000
		3	0,0	0,21	74,10	26,25	4		0,30	39000
	Avec les avaloirs A et B	2	0,0	0,52	91,74	17,23	5		0,19	26000
		3	0,0	0,51	89,98	26,26	4		0,30	39000
Débordement	Avec l'avaloir A	2	0,5	0,171	60,25	15,97	5	Ouverture partielle 24%	0,17	25000
		3	0,5	0,162	57,16	24,02	4		0,26	37000
	Avec les avaloirs A et B	2	0,5	0,289	51,03	15,29	5		0,16	24000
		3	0,5	0,298	52,53	23,12	4		0,25	36000

III.4.1. Les différentes mesures expérimentales

III.4.1.1. Hauteur d'eau

A la surface et à l'aide de l'US (BAUMER UNDK avec une précision globale de 0,5 mm si la surface d'écoulement est stable) (Baumer, 2018), la hauteur d'eau H est mesurée tous les 0,1m sur trois profils le long de la rue, un au milieu de la rue et deux à 0,02 m des murs (à l'emplacement des centres des avaloirs). Le premier point de mesure est à $x = 400 \text{ mm}$ de l'amont et le dernier à $x = 5200 \text{ mm}$ (Figure III.13). Pour les cas avec connexion au réseau, des mesures de hauteur d'eau à l'approche des avaloirs avec un maillage raffiné ont été faites dont un point au-dessus immédiat de l'avaloir. Une autre mesure est faite à $x = 4000 \text{ mm}$ soit 130 mm à l'amont des avaloirs, cette dernière va être utilisée pour déterminer la charge hydraulique au-dessus de l'ouvrage d'échange. Lorsque la surface libre est trop perturbée (à proximité des drains), le limnimètre (ABSOLUTE DIGIMATIC HEIGHT GAGE série 570 avec une précision constructeur de 0,03 mm) (Mitutoyo, 2016) est utilisé pour mesurer la

hauteur d'eau. Au niveau du collecteur, si on est à surface libre, on mesure le niveau d'eau dans le collecteur à l'aide des règles graduées placés en différents points du réseau d'assainissement ; dans le cas contraire, c'est-à-dire si le collecteur est en charge, on utilise les deux sondes de pression (IPSL 828-5729 de RS Components (RS Pro, 2017) placées à l'amont et à l'aval du collecteur (les mesures avec ces sondes peuvent être confirmées en utilisant les piézomètres placés aux mêmes endroits). La fréquence de mesure est $f = 30$ Hz et un intervalle de mesure $\Delta t = 30$ s.

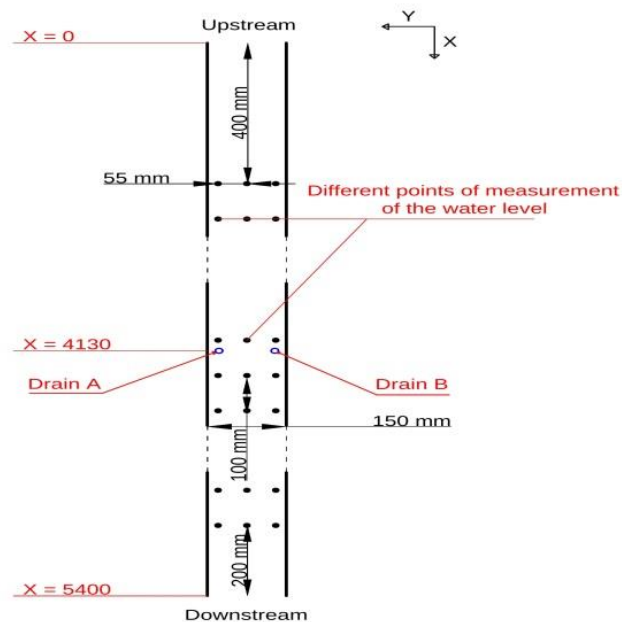


Figure III.13: points de mesure de la hauteur d'eau le long de la rue droite

III.4.1.2. Vitesse de l'eau

Les mesures faites avec l'ADV sont des profils verticaux de vitesses, l'espace entre des points de mesure est de 6 mm. Au centre de la rue, nous avons mesuré les profils de vitesses de l'amont jusqu'à l'aval avec un pas d'espace égale à 500 mm. Au niveau local (proche des deux avaloirs A et B), d'autres profils de vitesses ont été mesurés : 5 profils alignés avec l'avaloir A, 5 autres avec l'avaloir B et 5 entre les deux avaloirs. La figure (III.14) montre le positionnement de ces profils par rapport à la rue. Afin d'avoir plus d'information sur la structure de l'écoulement, des profils de vitesse pour des sections transversales situées en amont, au-dessus et en aval des avaloirs ont été mesurés ; la figure (III.15) montre l'emplacement de ces derniers. La fréquence est de 100 Hz pour une durée de mesure de 200 s pour être sûr de la convergence statistique.

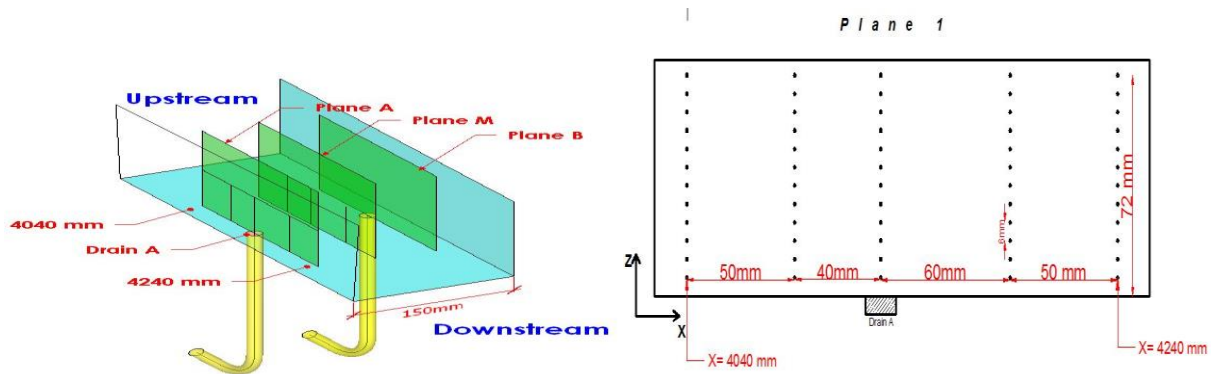


Figure III.14 : position des points de mesure des profils verticaux de vitesse dans la section longitudinale

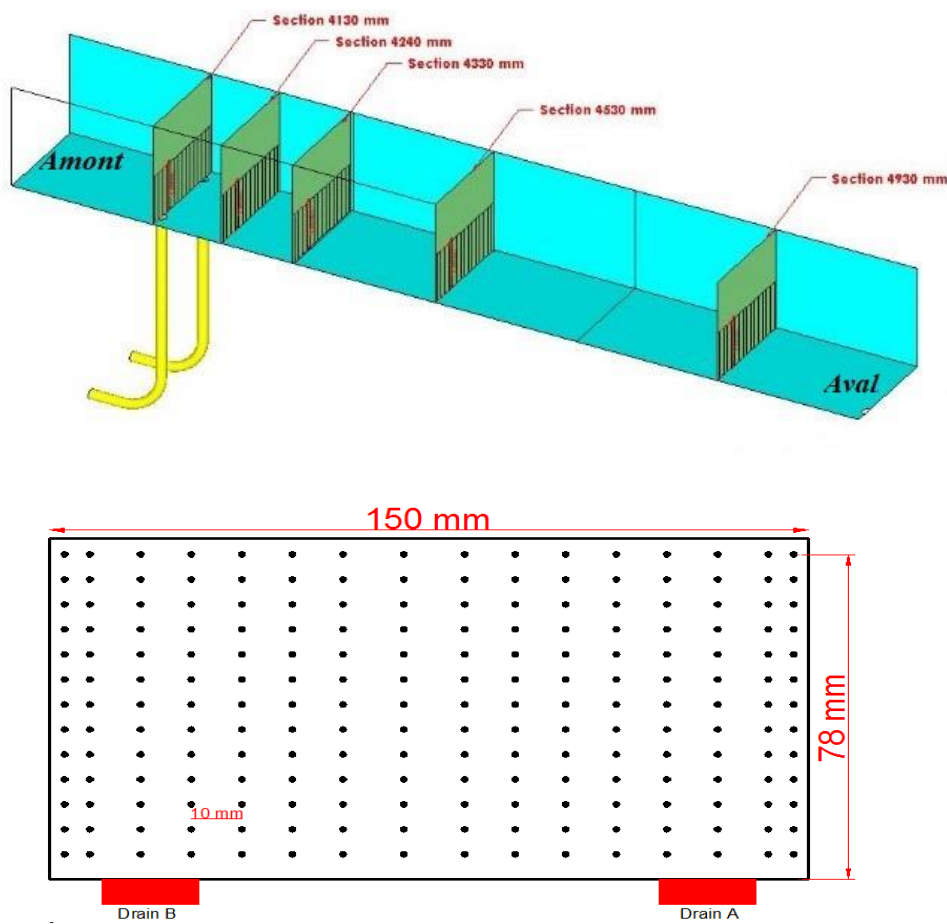


Figure III.15 : position des points de mesure des profils verticaux de vitesse dans la section transversale

III.4.2. Correction des mesures de vitesses

L'ADV doit être aligné avec la maquette pour que les valeurs des trois composantes de vitesse « V_x (Vitesse longitudinale), V_y (Vitesse transversale) et V_z (Vitesse verticale) » soient correctes. L'hypothèse que nous avons utilisé pour corriger ces mesures est : la vitesse moyenne juste à côté du mur (imperméable) est nulle soit :

$$\int_0^h V_y dz = 0 \quad (III.1)$$

Pour assurer le bon positionnement de l'ADV, on mesure à chaque fois la vitesse selon y sur les deux parois de la rue (la mesure des profils de vitesse sur toute la section de la rue nécessite une rotation de 180° de l'ADV), afin de minimiser les erreurs dues à cette rotation. Nous avons fait les mesures pour tous les cas de drainage et de débordement pour la section A avant de tourner l'ADV pour continuer les mesures sur la section B. (Peltier et al., 2013) dans leur étude sur les erreurs de mesures dû au non-alignement de l'ADV donnent une valeur de $\pm 2,5^\circ$ pour assurer une erreur de moins de 5% sur la mesure de la vitesse longitudinale. Le tableau III-2 montre les valeurs de l'angle de rotation que nous avons appliqué à nos mesures de vitesses.

Tableau III-2 : valeurs de l'angle de rotation de l'ADV

Nombre d'avaloirs	1 avaloir		2 avaloirs	
	A	B	A	B
Demie-section	A	B	A	B
Angle de rotation θ en °	1,77	0,58	1,29	1,58

Une matrice de corrections a été appliquée à toutes nos mesures avec l'ADV (équations III.2 et III.3).

$$V_x = U \cos(\theta) - V \sin(\theta) \quad (III.2)$$

$$V_y = U \sin(\theta) + V \cos(\theta) \quad (III.3)$$

Cette correction n'a aucun effet notable sur les valeurs selon x et z, mais est indispensable pour avoir des résultats fiables selon y. Un exemple comparant champ de vitesses dans une section avant et après correction est présenté en annexe A (Section VIII).

III.5. Résultats de la campagne de mesure

III.5.1. Adimensionnalisation

Les paramètres géométriques et la hauteur d'eau au-dessus de la rue et dans le collecteur ont été adimensionnalisés par la largeur de la rue $b = 150 \text{ mm}$: $Y^*=Y/b$, $X^*=X/b$, $H^*=H/b$, $H_p^*=H_p/b$.

La section des avaloirs $x = 4130$ mm est considéré comme le point $X^* = 0$. Les débits d'échange et le débit dans le collecteur ont été adimensionnalisés par les débits de surface $Q_{si} = 2L/s$ et $Q_{si}=3L/s$: $Q_{pi}^* = Q_{pi}/Q_{si}$, $Q_{ex}^* = Q_{ex}/Q_{si}$.

Les deux vitesses débitantes dans la rue $V_b = 0,1626$ m/s et $V_b = 0,243$ m/s ont été utilisées pour adimensionnaliser les paramètres hydrauliques suivants : $V_{ex}^* = V_{ex}/V_b$, $V_x^* = V_x/V_b$, $RMS(V_x^*) = RMS(V_x)/V_b$, $Cov(x,y)^* = Cov(x,y)/V_b^2$.

III.5.2. Rue sans réseau de drainage

Les cas sans réseau de drainage ont pour but de comprendre la structure générale de notre écoulement pour les conditions aux limites données auparavant (Tableau III-1). Les mesures correspondantes définissent la situation de référence qui sera comparée aux expériences des cas de drainage et de débordement. Le tableau III.3 montre les paramètres hydrauliques pour ces deux cas :

Tableau III-3 : paramètres hydrauliques des cas sans réseau de drainage.

Q_{si} (m ³ /s)	H (m)*	Rh (m)	V_b (m/s)	Fr	Re	h_w (m)
0,002	0,082	0,0391	0,1626	0,18	25000	0,05
0,003	0,082	0,0391	0,243	0,26	38000	0,04

*La hauteur d'eau est mesurée à 13 cm à l'amont des avaloirs.

L'écoulement est fluvial sur toute la longueur de la rue. La figure (III.16) montre l'évolution, dans la direction x , des profils verticaux de vitesses longitudinale et transversale pour les débits $Q_{si} = 2 L / s$ et $Q_{si} = 3 L / s$. Nous constatons sur le premier profil qui est à $X = 800$ mm de la cuve amont, des vitesses faibles au fond et à la surface ; l'écoulement n'est pas encore stable, il commence à se stabiliser à partir de la deuxième moitié de la rue. Pour ces profils stabilisés, on peut constater qu'à l'approche de la surface libre, il y a une déviation et que la vitesse maximale est à environ 80% de la hauteur d'eau, ce qui est cohérent avec les résultats obtenus par plusieurs chercheurs comme Nezu (1993) et cela est peut-être dû à la forme de la rue (étroite), qui engendre des écoulements transverses qu'on appelle courants secondaires. Les profils de vitesse transversale sont légèrement perturbés, ce qui indique que ni le débit entrant en amont (cuve) ni la fermeture des rues adjacentes avec les plaques ne sont parfaits.

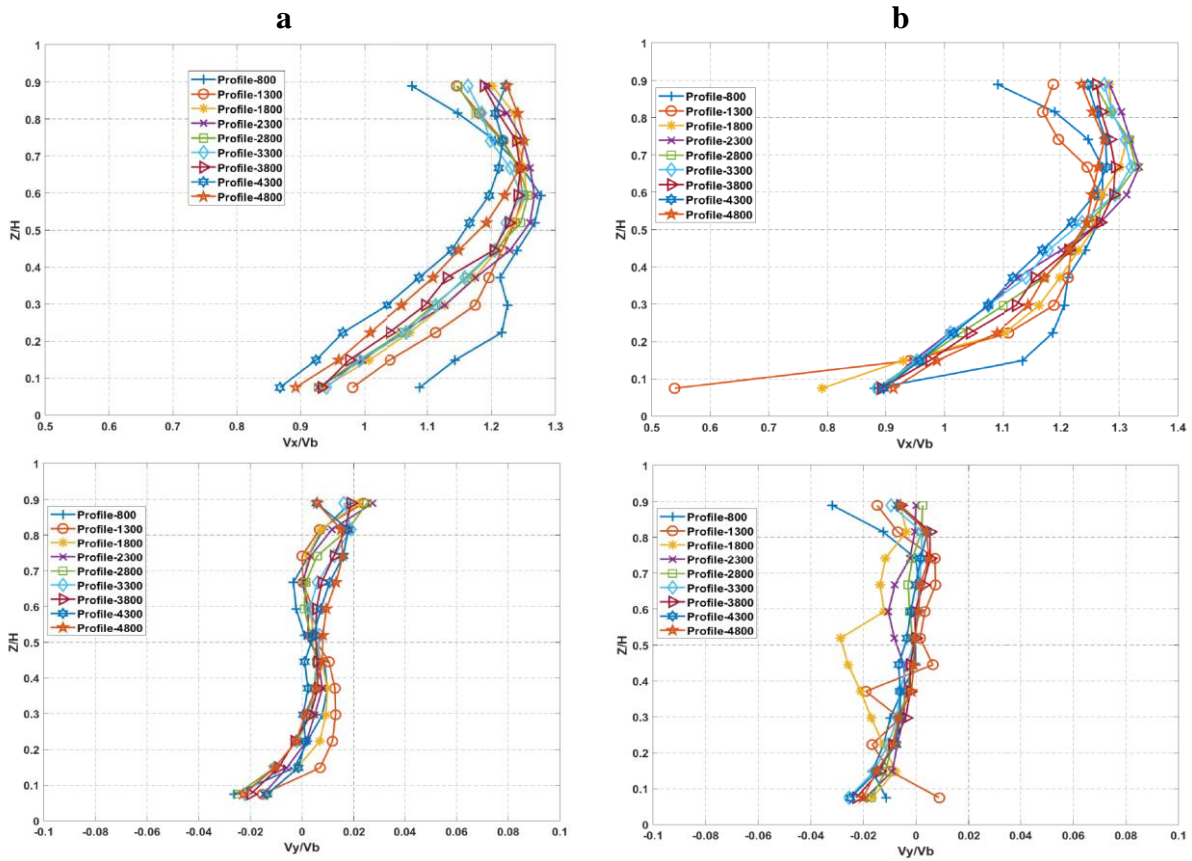


Figure III. 16: profils verticaux de vitesses longitudinale et transversale le long de la rue droite pour a : $Q_{si} = 2L/s$, et b : $Q_{si} = 3L/s$, (pente longitudinale = 0,1%)

A l'approche des avaloirs, nous avons mesuré cinq profils verticaux des vitesses au-dessus de de chaque avaloir sur une distance de 200 mm. Le profil à $X^* = 0$ est au-dessus immédiat de l'avaloir A. Les résultats pour l'avaloir A sont montrés dans la figure (III.17). Pour le débit $Q_{si} = 2 L/s$, étant donné que le régime d'écoulement est graduellement varié (décéléré), la vitesse diminue en allant de l'amont vers l'aval, cela on peut le constater si en compare le profil à $X^* = - 0,6$ et le profil à $X^* = 0,7$, par contre, les vitesses pour les profils à $X^* = - 0,3$ et à $X^* = 0$ sont un peu faibles par rapport aux profils qui les suivent, cela est peut-être dû au changement de la rugosité du fond (Utilisation de ruban adhésif pour boucher les avaloirs).

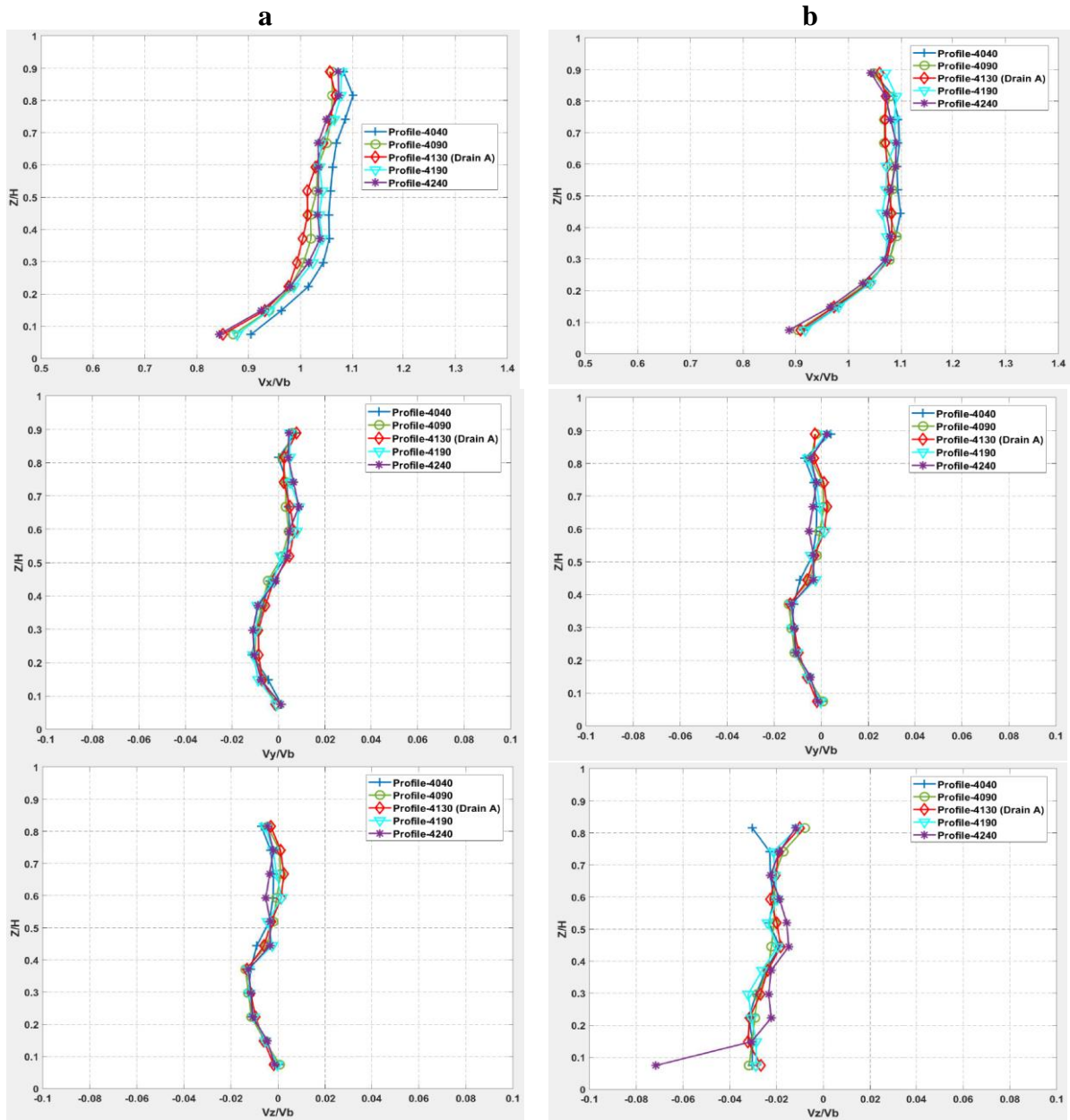


Figure III. 17 : profils verticaux de vitesses V_x , V_y et V_z près de l'avaloir A pour le cas sans réseau, a : $Q_{si} = 2 \text{ L/s}$ et b : $Q_{si} = 3 \text{ L/s}$

Nous remarquons aussi qu'à mi-hauteur les vitesses transversales sont nulles et cela peut être expliqué par le phénomène de recirculation. Au-delà de 60 mm, les mesures des vitesses selon z ne sont plus fiables (l'ADV n'est plus entièrement sous l'eau), on a des vitesses négatives, cela signifie que le sens d'écoulement est de la surface vers le fond.

Les résultats pour l'avaloir **B** sont presque similaires à celle de l'avaloir **A** sauf pour les vitesses verticales (Figure III. 18) : le signe des vitesses moyennes selon z est positif. Cela peut indiquer qu'une seule cellule tourne dans toute la section en travers. Pour confirmer cette hypothèse, on observe le champ de vecteurs V_y et V_z sur une section complète.

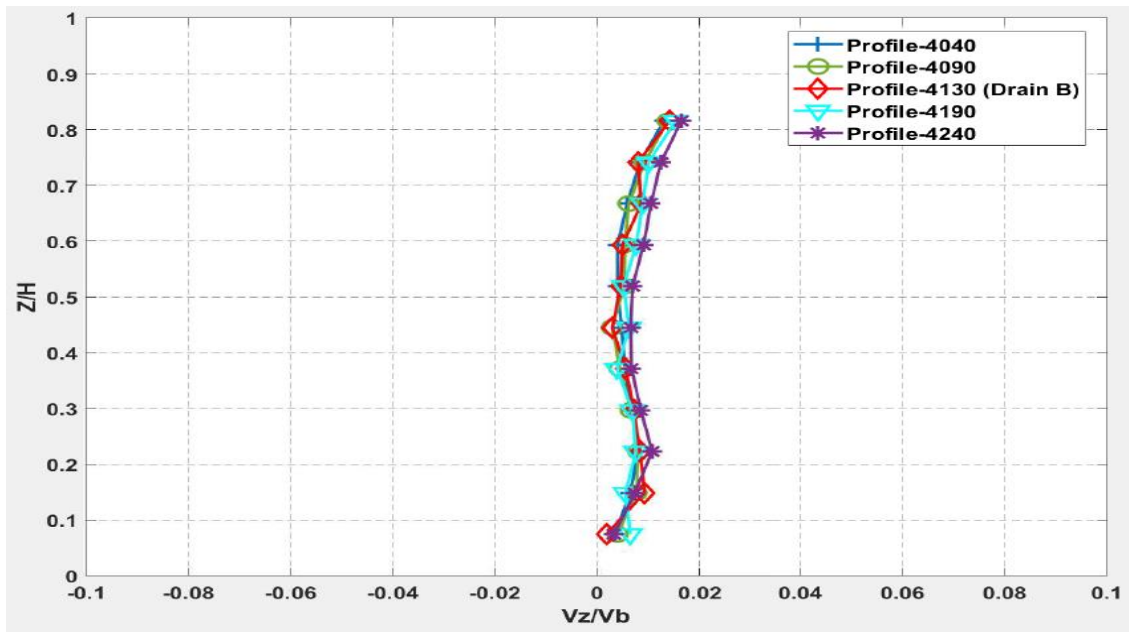


Figure III. 18 : profil vertical de vitesse verticale V_z près de l'avaloir B pour le cas sans réseau, $Q_{si} = 2$ L/s

Le champ de vecteur vitesse V_{yz} (courants secondaires) a été tracé (Figure III. 19) pour une section proche de l'emplacement des avaloirs. Une configuration symétrique de l'écoulement peut être observée bien que le schéma de vitesse soit légèrement perturbé. Comme la mesure de la vitesse verticale approchant de la surface libre n'est pas correcte (l'ADV n'est plus totalement immergé), les vecteurs en rouge ne montrent que la vitesse transversale et donnent une idée de la direction de l'écoulement.

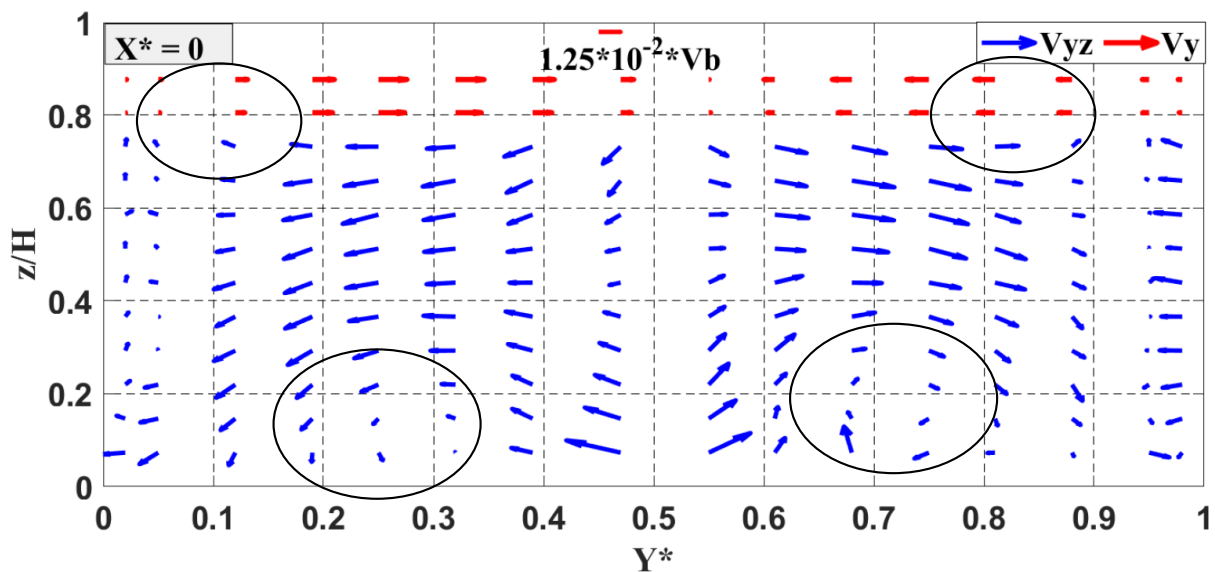


Figure III. 19 : champ de vecteurs des courants secondaires dans la section transversale à la position des avaloirs, $X^* = 0$; $Q_{si} = 2$ L/s.

Les courants secondaires accentués par les cercles noirs sont typiques des canaux droits étroits (rapport d'aspect d'environ 2,5), mais le Vortex inférieur est plus développé

qu'usuellement et par conséquent celui proche de la surface est moins développé. Cela peut être dû au fait que la turbulence n'est pas encore complètement stabilisée et la distribution de vitesse verticale en amont a toujours une influence. Le « dip-phenomenon » spécifique aux vitesses de ces canaux étroits (rapport d'aspect < 5 (Nezu 2005)) est marqué (Figure III. 20) avec un pic de vitesse à 80% de la hauteur d'eau.

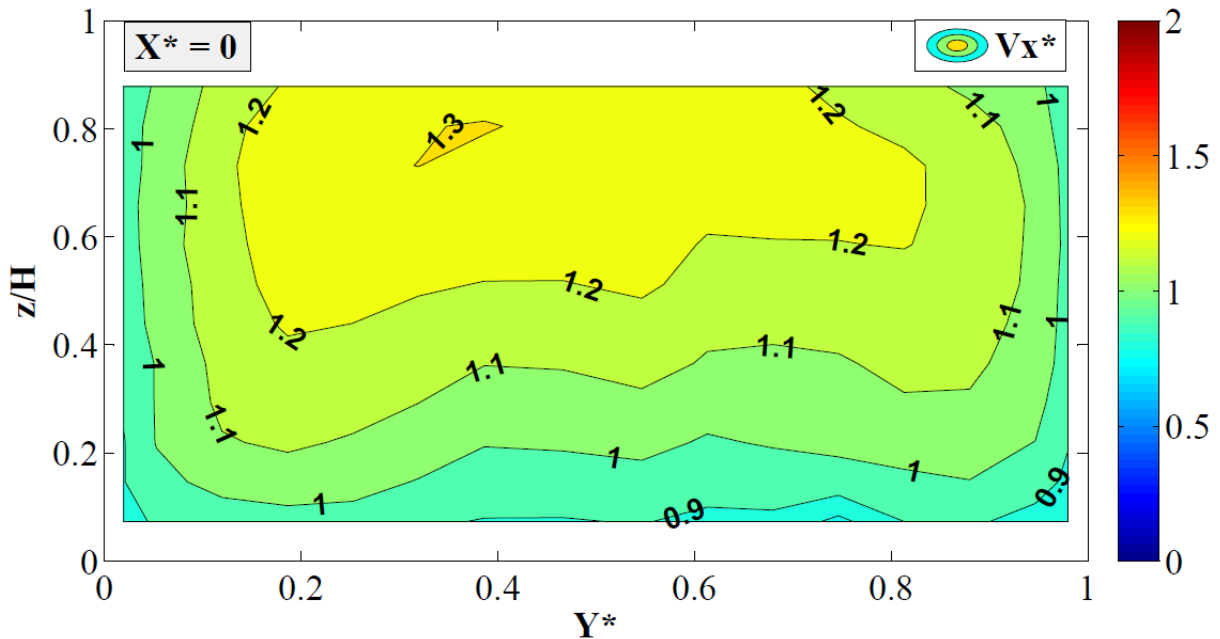


Figure III. 20 : distribution de la vitesse longitudinale dans la section transversale à $X^*=0$; $Q_{si} = 2 \text{ L/s}$. En intégrant la vitesse longitudinale V_x mesurée en 192 points dans la section transversale (en supposant que la vitesse est nulle au niveau des parois et au fond et en extrapolant la vitesse mesurée au dernier point vers la surface), une légère surestimation du débit de 4% (Tableau A.15) (par rapport à la valeur du débitmètre) est obtenue, peut-être due à la surestimation de la vitesse à la surface (10 mm est la distance entre la surface et le point de mesure le plus élevé) ou à la perturbation due à la présence de l'ADV, qui accélère légèrement l'écoulement.

III.5.3. Hauteurs d'eau pour les cas de drainage et de débordement

L'effet des échanges (drainage et débordement) sur la hauteur d'eau le long de la rue est montré (Figures III.21 et III.22) en traçant la moyenne des trois mesures effectuées dans chaque ligne (Figure III.13). Dans le cas du drainage, la figure III.21 montre que l'ouverture des drains, réduisant le débit en aval, cause la diminution des hauteurs d'eau jusqu'à 10%. Cette différence de hauteur d'eau reste presque constante jusqu'à l'extrémité amont de la rue bien qu'il y ait un changement de la pente de la surface libre à l'emplacement des drains.

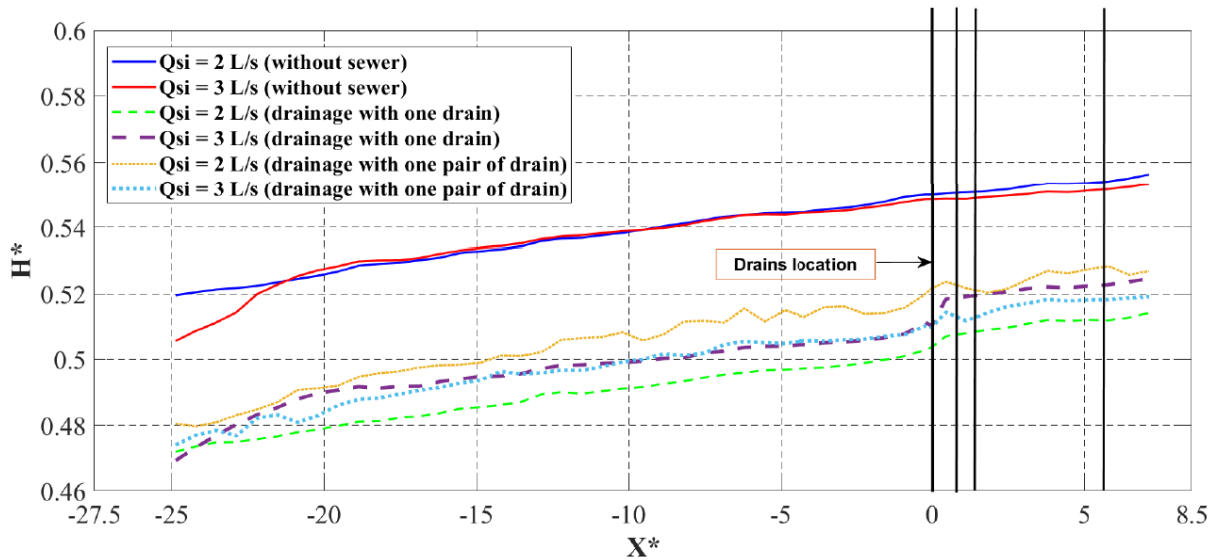


Figure III. 21 : profils de la hauteur d'eau le long de la rue pour les cas de drainage.

En cas de débordement (Figure III. 22), en raison de l'augmentation du débit dans la partie aval de la rue, le niveau de l'eau monte en aval. Les pertes de charge au niveau des avaloirs entraînent une augmentation supplémentaire de la hauteur d'eau à l'emplacement des avaloirs. Dans le cas de deux drains, la différence reste jusqu'à l'amont tandis qu'elle disparaît dans le cas d'un drain. Les fluctuations de la surface libre (Figure III. 23) sont encore plus perceptibles pour le cas d'un avaloir peut être dû à l'asymétrie créée par l'emplacement de l'avaloir près de la paroi.

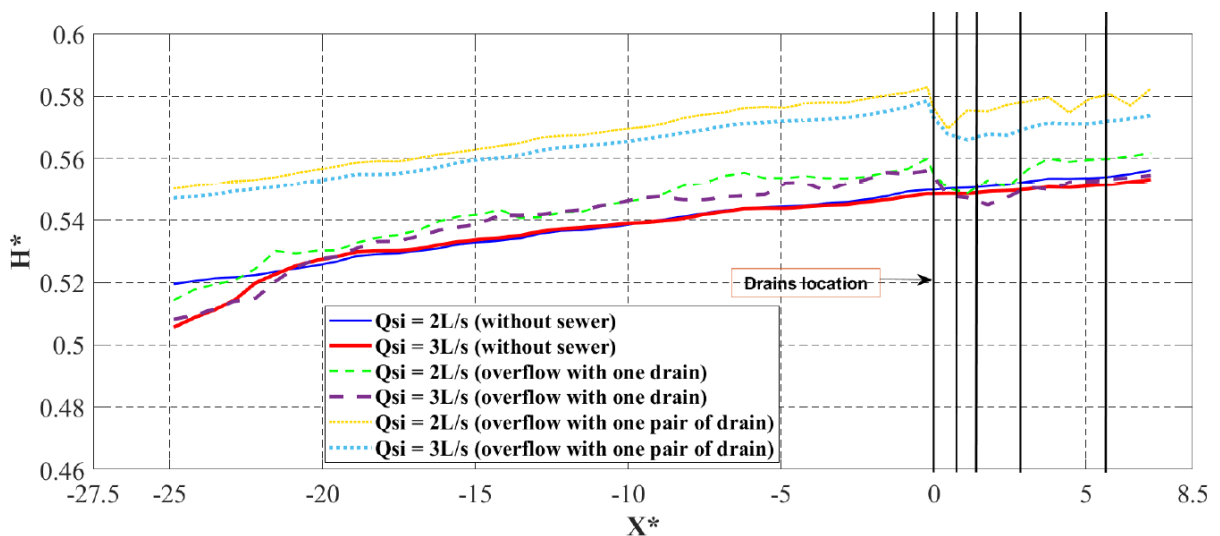


Figure III. 22 : profils de la hauteur d'eau le long de la rue pour les cas de débordement.



Figure III. 23 : cas de débordement avec deux avaloirs $Q_{si} = 2 \text{ L/s}$; $Q_{pi} = 0.5 \text{ L/s}$

De manière très similaire, dans le cas du drainage, les profondeurs d'eau dans le collecteur montrent une légère augmentation de la surface dans laquelle un écoulement est ajouté aux points de raccordement avec les avaloirs (Figure III. 24). La longueur du collecteur n'est pas égale à celle de la rue dû au positionnement de réseau d'assainissement par rapport à la surface de la maquette (Figure III. 25).

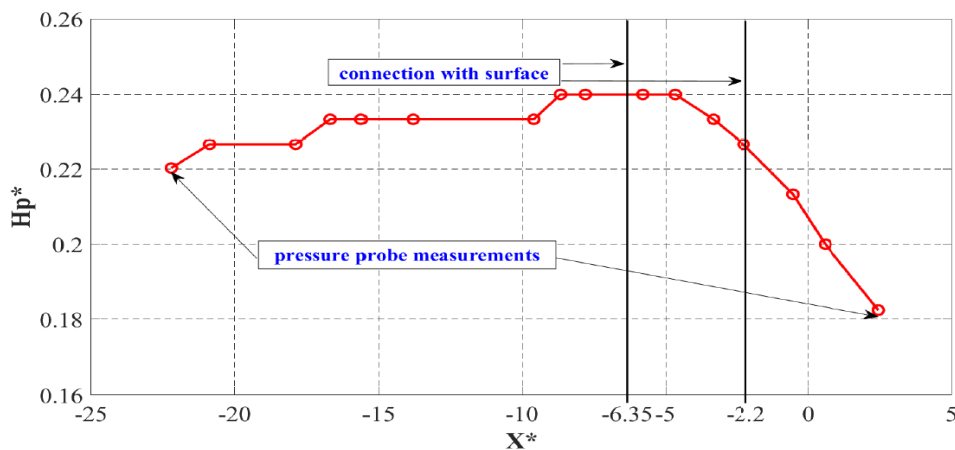


Figure III. 24: hauteur d'eau dans le collecteur pour le cas de drainage avec deux avaloirs, $Q_{si} = 2 \text{ L/s}$

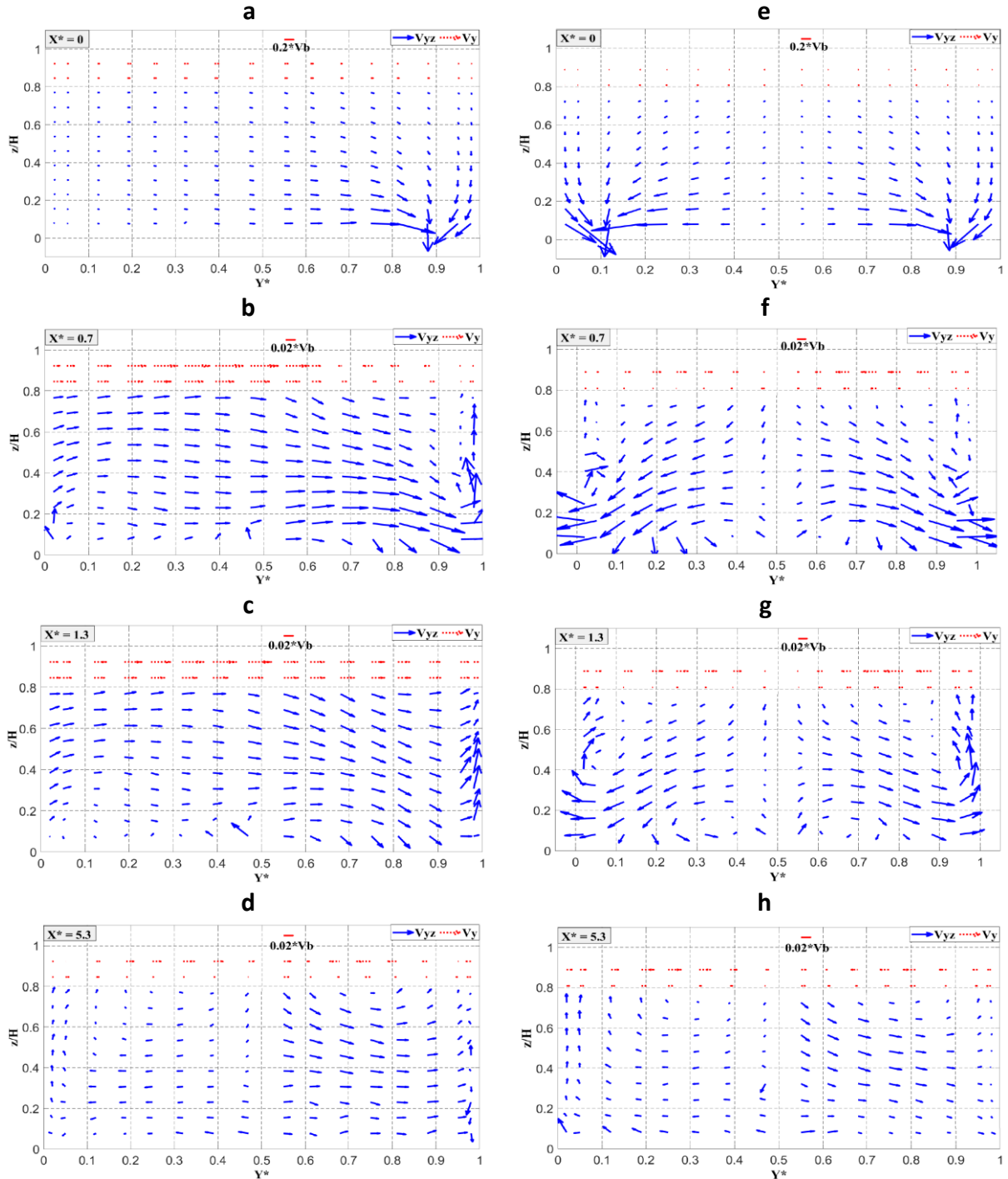


Figure III. 26 : champ de vecteurs des courants secondaires dans la section transversale à $X^*=0$ et à l'aval de la rue pour les cas de drainage $Q_{si} = 2 L/s$ (a, b, c et d: avec un avaloir, e, f, g et h: avec deux avaloirs)

Sur la figure III.27, à $X^*=0$, près du fond (à l'approche des avaloirs), l'augmentation de la vitesse longitudinale est plus importante pour le cas des deux drains (30% plus élevé que le cas sans échange) ; dans le cas d'un drain, cette accélération proche du drain n'apparaît pas. Cet effet et sa caractéristique non symétrique (en raison de la différence de débit drainé par chaque avaloir) peuvent être observés jusqu'à l'extrémité aval, où la vitesse la plus élevée se trouvant toujours à mi-hauteur au lieu d'être à $z/H = 0,8$ dans le cas sans échange (Figure III. 20).

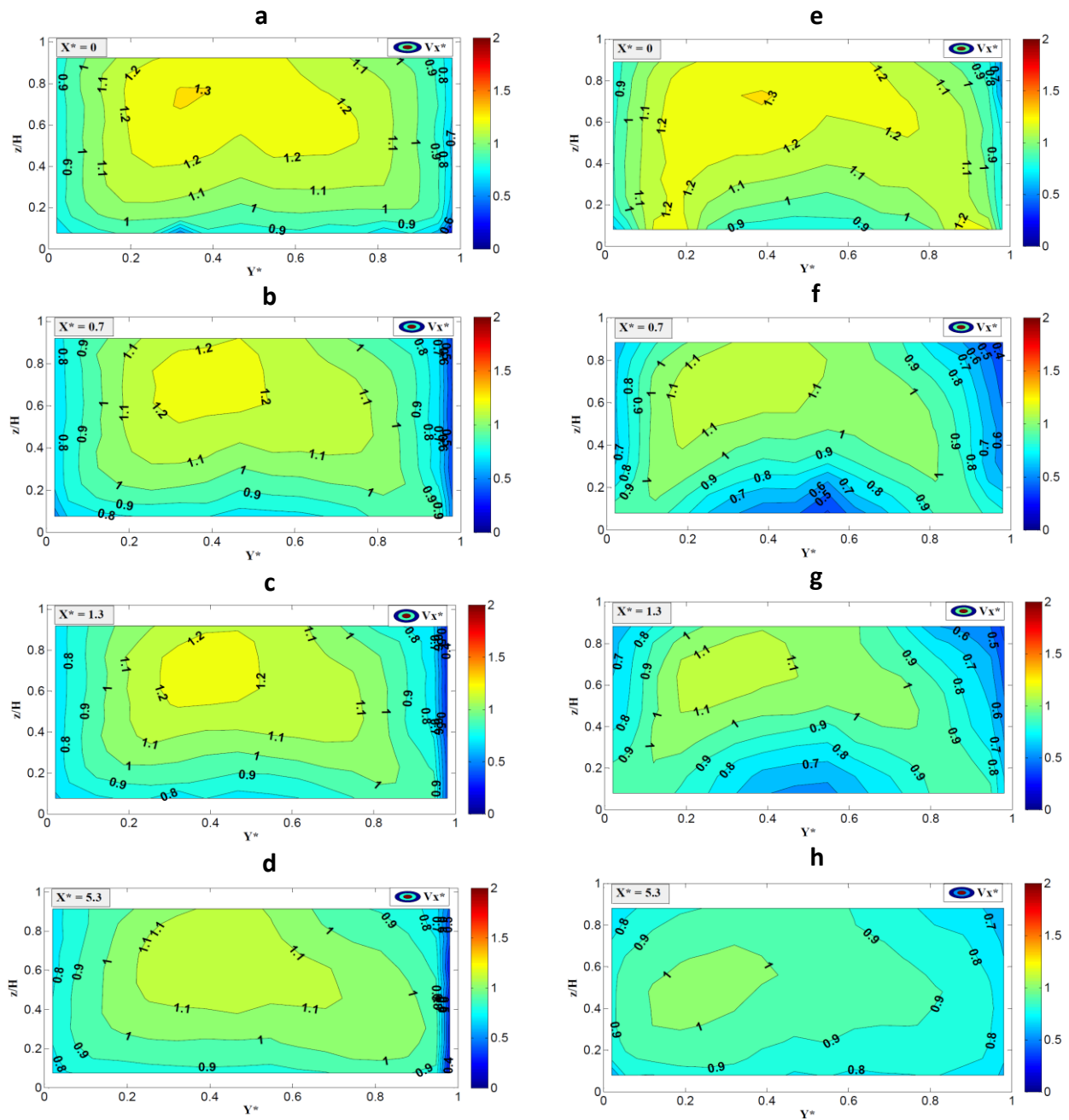


Figure III. 27 : distribution de la vitesse longitudinale V_x^* dans la section transversale pour le les cas de drainage ; $Q_{si} = 2 \text{ L/s}$ (a, b, c et d : avec un avaloir, e, f, g et h: avec deux avaloirs)

Les résultats obtenus pour les deux débits $Q_{si} = 2 \text{ L / s}$ et $Q_{si} = 3 \text{ L / s}$ (Figure III. 28) sont assez similaires mais la différence entre les deux avaloirs est moins marquée quand le débit dans la rue est plus élevé.

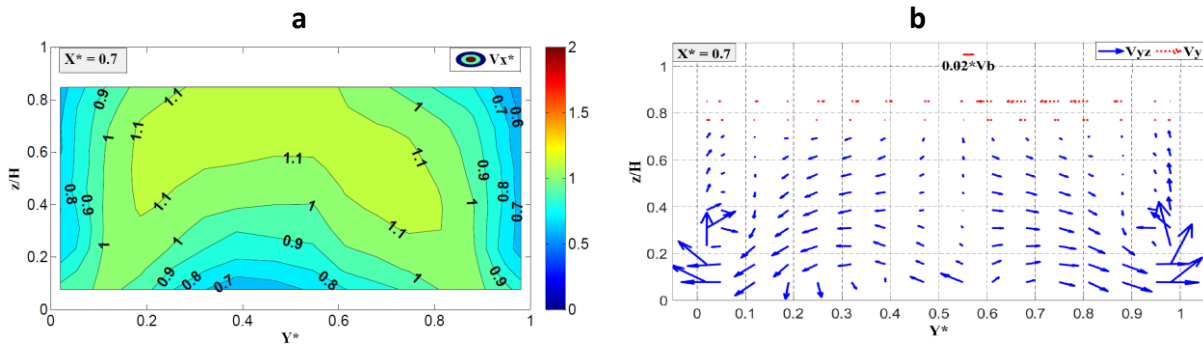


Figure III. 28: (a) distribution de la vitesse longitudinale V_x^* et (b) les courants secondaires V_{yz} dans la section transversale à $X^* = 0,7$ pour le cas de drainage avec deux avaloirs ; $Q_{si} = 3 \text{ L/s}$

III.5.4.2. Cas de débordement

De la même manière que pour les cas de drainage, les champs de vitesse des courants secondaires ont été tracés pour les mêmes sections (Figure III. 29).

Dans le cas d'un avaloir, un jet vertical se développe à partir de l'avaloir dans la section transversale dans laquelle se trouve le trou. Si on suppose que le diamètre du drain qui contrôle la vitesse verticale est égal à 14 mm (diamètre du dispositif de raccordement), la vitesse de débordement à la sortie du drain est égale à 1,36 m / s (calculée à partir de débit d'échange mesuré), ce qui est cohérent avec les mesures expérimentales de la vitesse verticale à 6 mm au-dessus de l'ouverture de l'avaloir égale à 1,18 m / s (ne diffère que de 14%). Plus en aval, le débordement génère un courant secondaire qui tourne dans toute la section. Près de l'avaloir à $X^*=0,7$, le vortex était près du mur de droite, et à l'aval, il se déplace vers le milieu de la rue et même du côté gauche avec une baisse considérable de l'intensité de vitesse. Le processus de réarrangement n'est pas terminé à $X^*=5,3$ en aval de l'avaloir.

Pour le cas avec deux avaloirs A et B, à $X^*=0$, on peut voir sur la section des avaloirs les deux jets avec une vitesse verticale élevée à la position des drains. Si les deux drains étaient symétriques, la vitesse moyenne de débordement à la sortie des drains serait de 1,14 m / s, ce qui correspond à la vitesse verticale maximale mesurée proche des avaloirs (1,08 m/s pour l'avaloir B et 0,997 m/s pour l'avaloir A). En réalité, on peut voir que l'eau sorte du drain B avec une vitesse qui dépasse un peu celle du drain A, la différence correspondant à la différence de débit d'échange à cause de différentes longueurs des tuyaux de drainage, ce qui signifie une différence dans les pertes de charges linéaires. Dans les sections transversales situées juste en aval du débordement ($X^*=0,7$), deux cellules d'écoulement apparaissent sous la forme d'écoulements en recirculation qui tournent dans des directions opposées avec une intensité de vitesse élevée. On peut également voir que les deux recirculations ne sont pas identiques, celle du côté gauche étant plus importante car le débit de l'avaloir B est plus élevé. Les centres des tourbillons dans lesquels les vitesses V_y et V_z sont presque nulles sont situés à

mi-hauteur mais se déplacent vers le haut dans la section aval lorsque l'écoulement se réarrange pour revenir à la situation de référence sans avaloirs.

Dans le cas de débordement, à $X^* = 0$, les jets d'eau sortent verticalement créant un blocage qui force l'eau à passer par le côté entre l'avaloir et le mur avec une vitesse longitudinale presque égale à 2 fois la vitesse d'écoulement moyenne (Figures III. 30a et III. 30f). Avec deux avaloirs, le blocage de l'écoulement en amont par les jets verticaux crée une accélération de 15% au milieu de la section, alors que pour le cas d'un avaloir, une augmentation de 10% est indiquée dans la partie gauche de la section (Figure III. 30g). Le débordement crée également une vitesse élevée à la surface avec une vitesse assez faible dans une zone située à mi-hauteur. En aval, les vitesses élevées de surface disparaissent mais des vitesses élevées se concentrent dans la partie inférieure de la section transversale ; pour le cas des deux drains, toute la largeur de la rue est concernée tandis que, pour le cas d'un avaloir, ces vitesses élevées se concentrent dans la partie gauche (le coin opposé à l'avaloir).

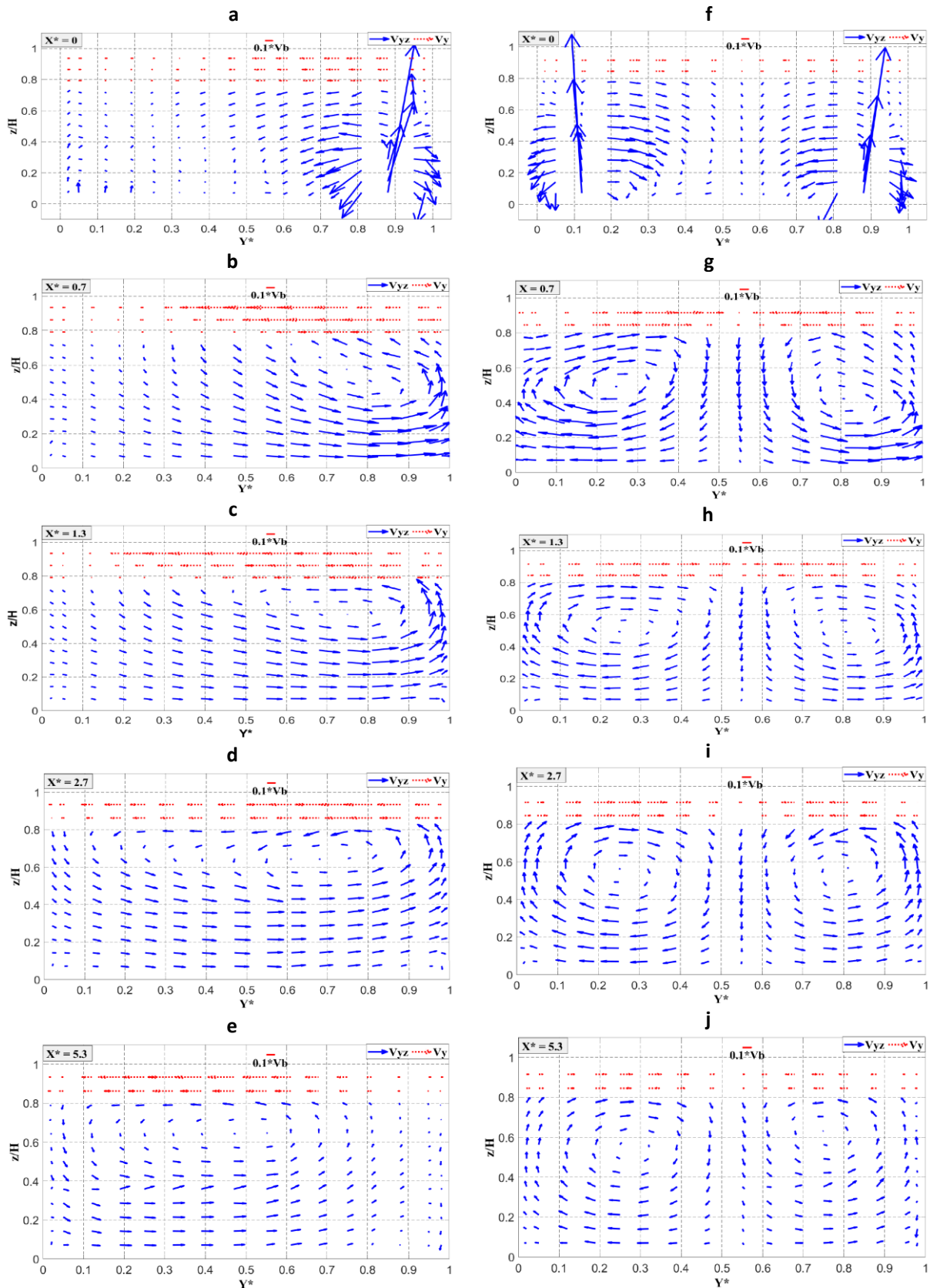


Figure III. 29: champ de vecteurs des courants secondaires dans la section transversale à la position des avaloirs et à l'aval de la rue pour les cas de débordement ; $Q_{si} = 2 \text{ L/s}$ (gauche : avec un avaloir, droite : avec deux avaloirs).

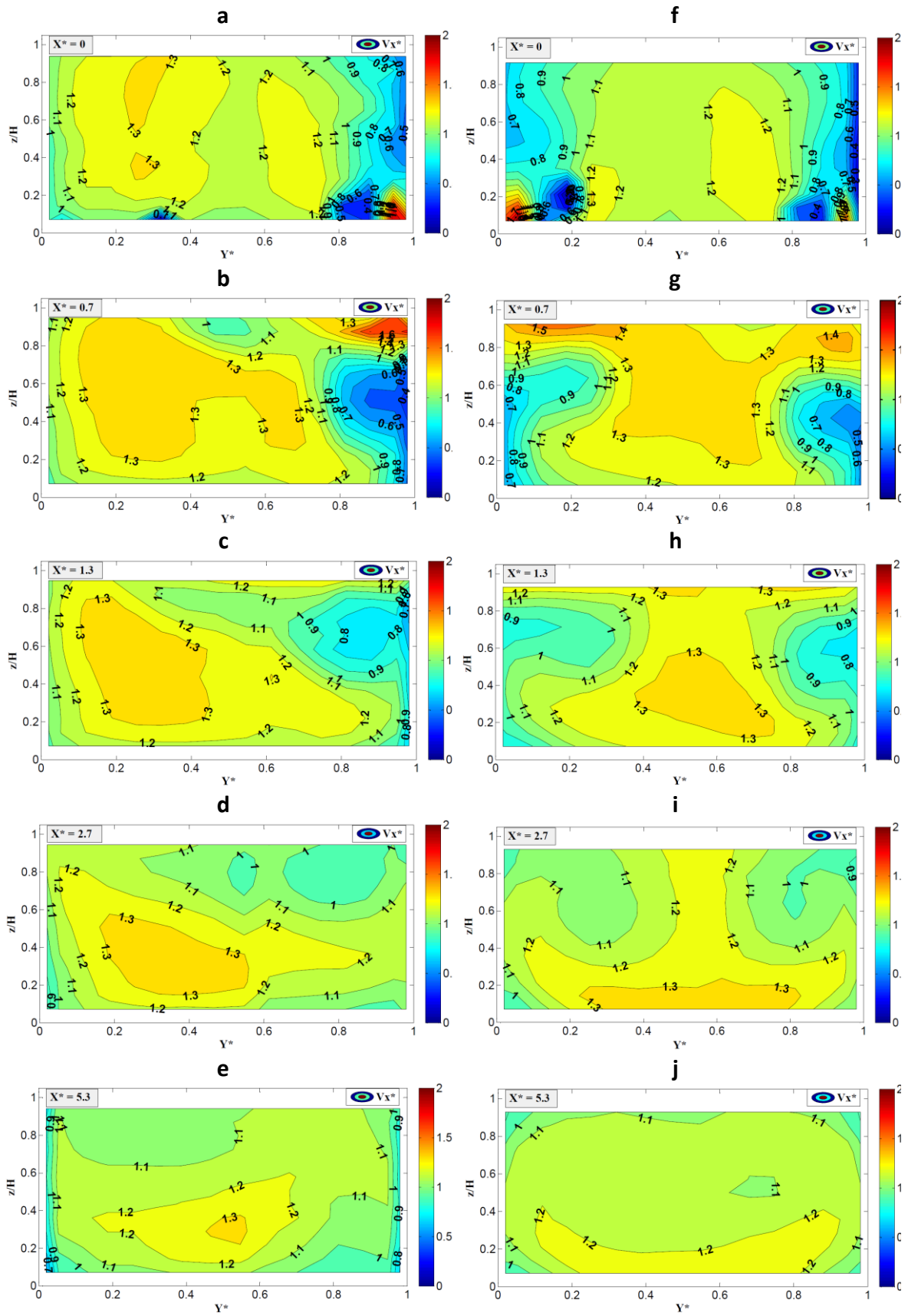


Figure III. 30: distribution de la vitesse longitudinale dans la section transversale pour le les cas de débordement ; $Q_{si} = 3 \text{ L/s}$ (gauche : avec un avaloir, droite : avec deux avaloirs)

L'analyse montre que les résultats des deux débits testés sont assez similaires à proximité des avaloirs.

Les résultats à $X^* = 0,7$ pour le débit $Q_{si} = 2 \text{ L / s}$ (Figure III. 31) montrent que le blocage créé par le jet vertical est (comme prévu) plus fort (que pour le débit $Q_{si} = 3 \text{ L / s}$) avec des vitesses élevées au fond sur toute la largeur de la rue et une vitesse maximale à la surface d'écoulement, conduisant à une augmentation de la vitesse moyenne de l'écoulement d'environ 50% dans ce cas par rapport au cas sans échange.

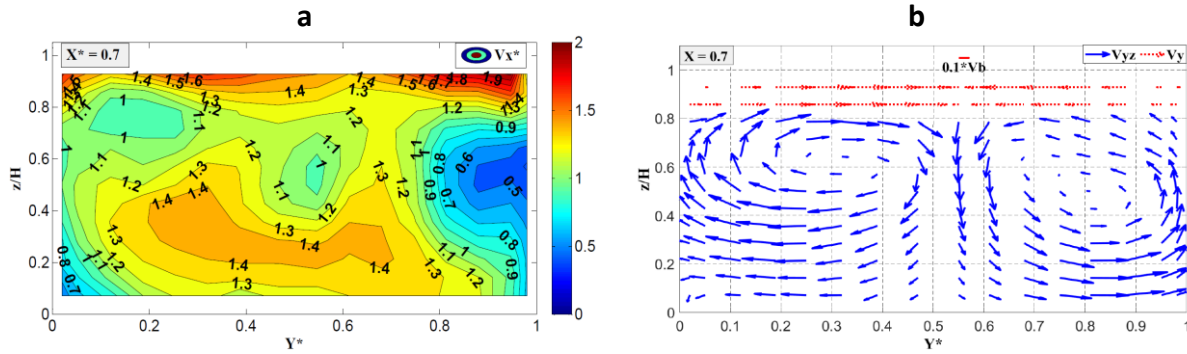


Figure III. 31: distribution de la vitesse longitudinale et les courants secondaires dans la section transversale à $X^* = 0,7$ pour le cas de débordement avec deux avaloirs ; $Q_{si} = 2 \text{ L/s}$

III.5.5. Intensités turbulentes et contraintes de Reynolds

Afin d'étudier l'amplitude de la turbulence proche des avaloirs et en aval, les valeurs moyennes et maximales de l'intensité turbulente $RMS (V_x')^*$ et de la contrainte de cisaillement latérale $Cov(x y)^*$ ont été calculées et ont été tracées dans la section transversale à l'écoulement. Ces deux paramètres sont définis par les équations (III.4 et III.5) (ils ont été adimensionnalisés à l'aide de la vitesse d'écoulement moyenne V_b (Tableau III-1)

Valeur quadratique moyenne de la fluctuation de vitesse V_x' :

$$RMS (V_x')^* = \frac{\sqrt{\overline{V_x'^2}}}{V_b} = \left(\frac{1}{t \cdot V_b} \int_0^t V_x'^2 dt \right)^{\frac{1}{2}} \quad (III.3)$$

Covariance des fluctuations de vitesse dans le plan xy:

$$Cov(x y)^* = \frac{|\overline{V_x' V_y'}|}{V_b^2} = \left| \frac{1}{t \cdot V_b^2} \int_0^t V_x' V_y' dt \right| \quad (III.4)$$

Pour le cas sans réseau de drainage (situation de référence), les figures III.32 et III.33 montrent la variation de ces deux paramètres pour deux débits de rue. Une dysmétrie est observée dans cette section, la contrainte de cisaillement est un peu forte près de la paroi droite (Figure III. 33).

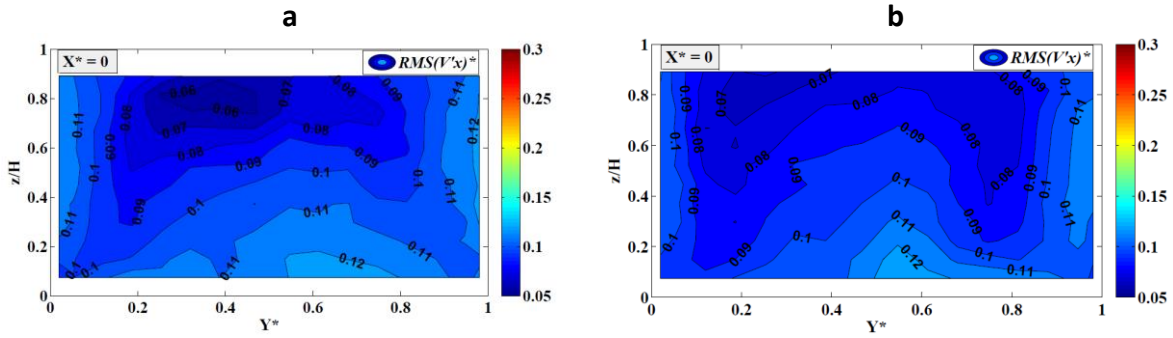


Figure III.32: intensité turbulente RMS $(V'_x)^*$ dans la section transversale à $X^*=0$ pour le cas sans réseau (a: $Q_{si} = 2$ L/s, b: $Q_{si} = 3$ L/s)

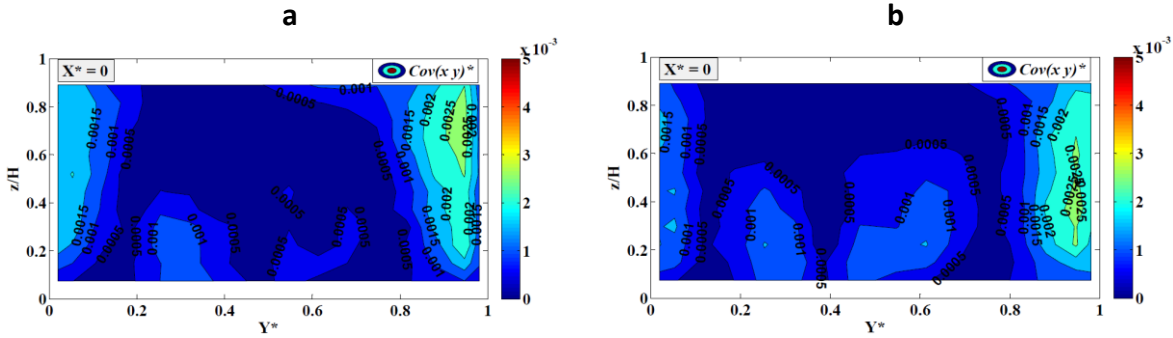


Figure III.33: contrainte de cisailment $Cov(x,y)^*$ dans la section transversale à $X^*=0$ pour le cas sans réseau (a: $Q_{si} = 2$ L/s, b: $Q_{si} = 3$ L/s)

Pour les cas de drainage (Figures III.34 et III.35), on peut noter une forte fluctuation de la turbulence dans l'espace situé entre le mur et le drain au niveau de la section au-dessus des avaloirs ($X^*=0$), mais elle disparaît rapidement en aval. Dans le cas d'un avaloir à la section $X^*=5,3$, l'intensité turbulente et la contrainte de cisailment sont très similaires au cas sans réseau (Figures III.32 et III.33); par contre, les fluctuations de turbulence dans le cas de deux avaloirs sont encore très différentes de la situation de référence.

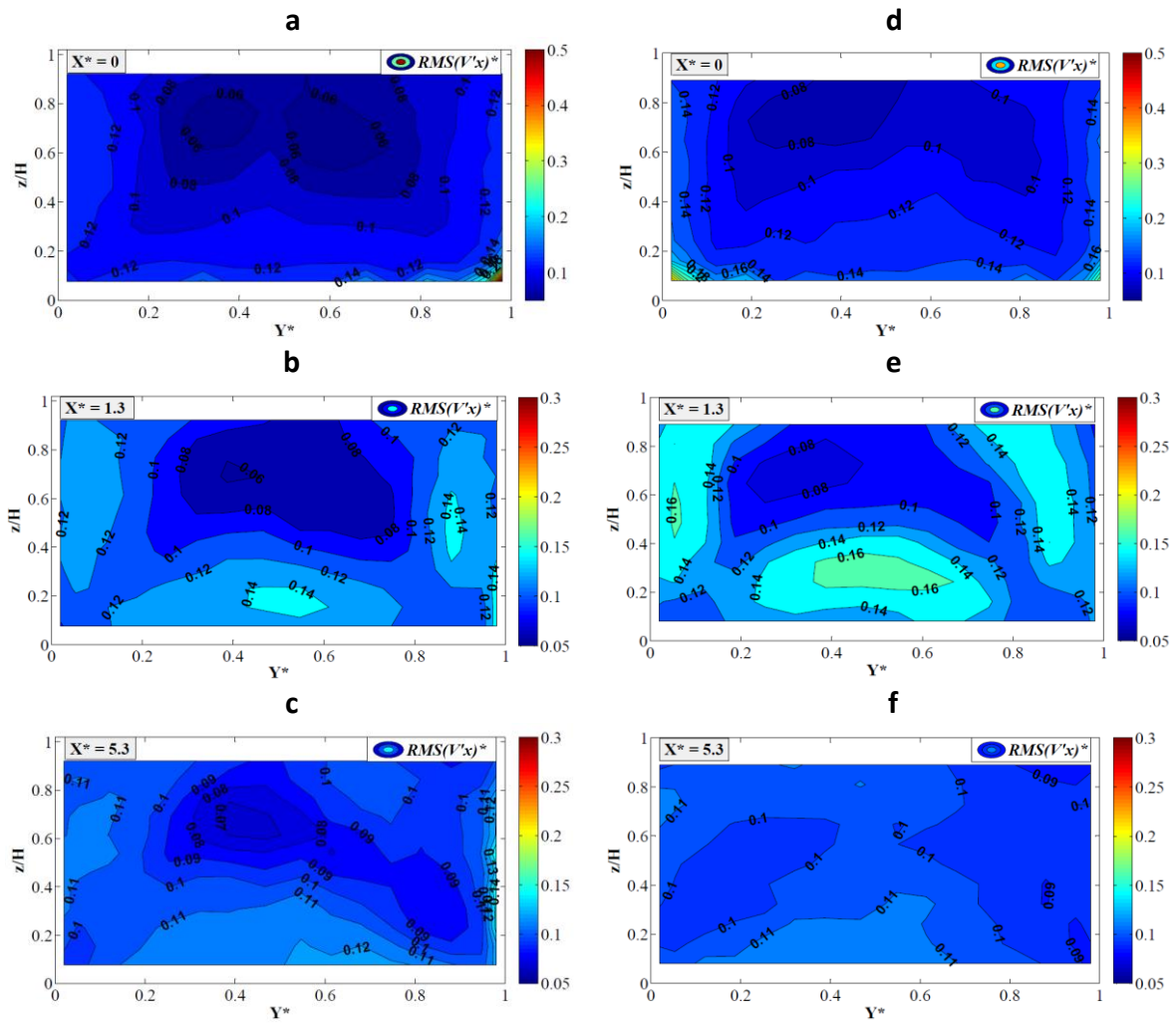
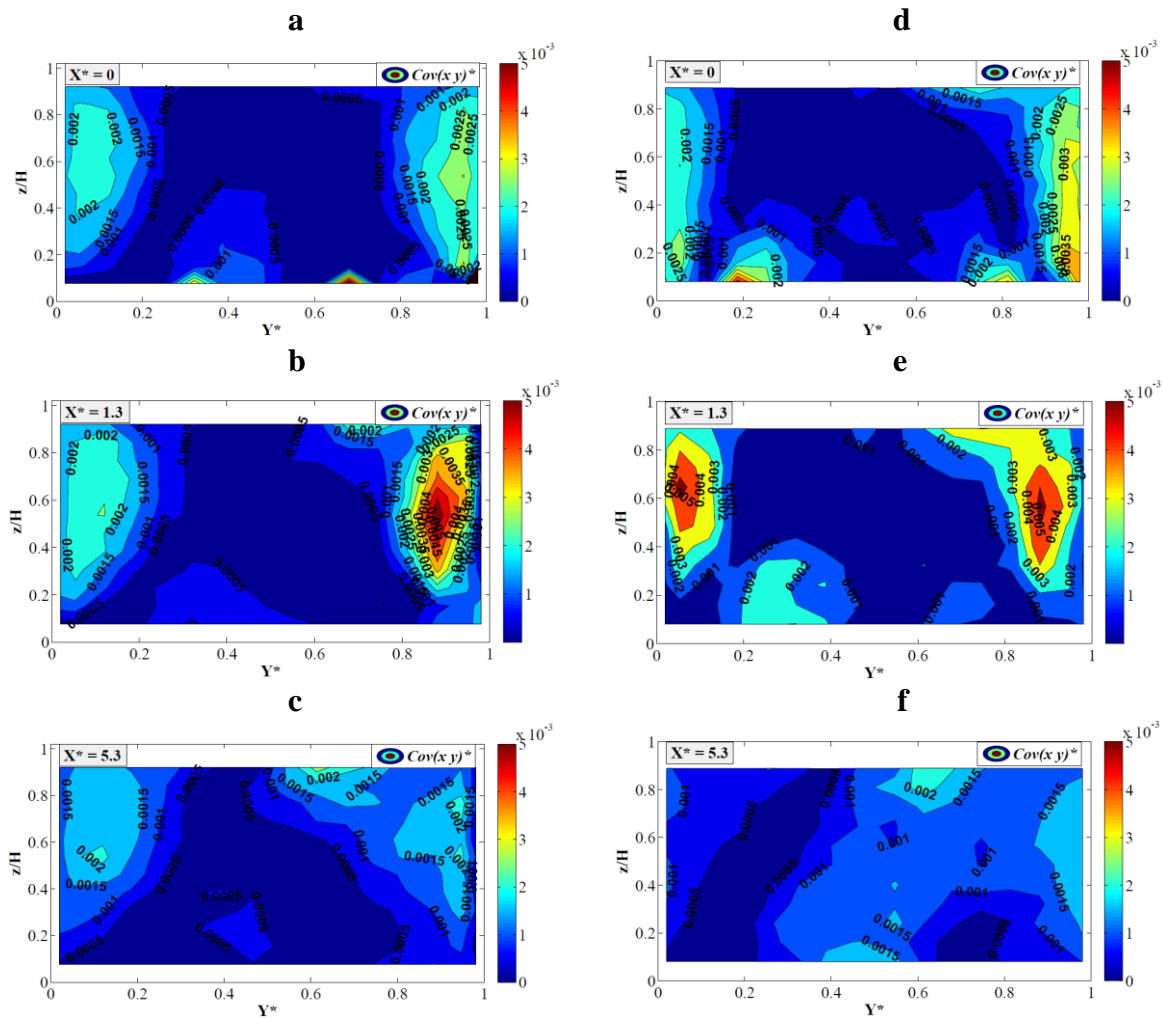


Figure III. 34: intensité turbulente $RMS(V'_x)^*$ pour 3 sections transversales pour le cas de drainage ; $Q_{si} = 2$ L/s (a, b et c : avec un avaloir, d, e et f : avec deux avaloirs)



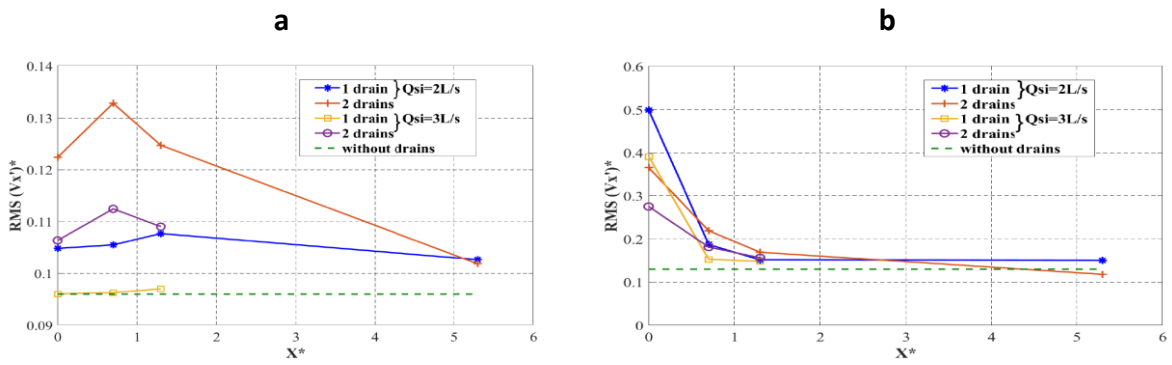


Figure III. 36 : profils d'intensités turbulentes RMS (V'_x)* à $X^*=0$ et en aval pour les cas de drainage (a: valeurs moyennes, b : valeurs maximales)

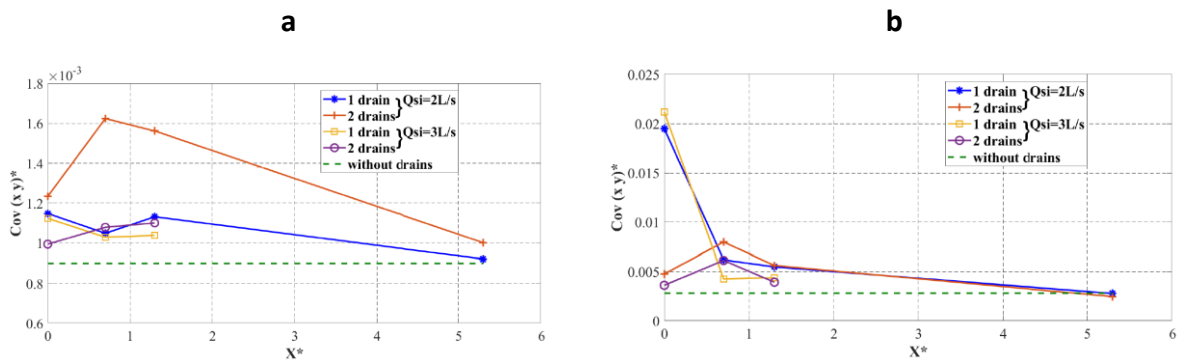


Figure III. 37 : profils de contraintes de cisaillement Cov ($x y$)* à $X^*=0$ et en aval pour les cas de drainage (a: valeurs moyennes, b : valeurs maximales)

Dans les cas de débordement (Figures III.38 et III.39), l'écoulement présente de fortes fluctuations de turbulence à l'emplacement des drains. À $X^*=1,3$, l'intensité turbulente moyenne est toujours deux fois plus élevée que pour le cas sans réseau (Figure III. 40a) et le pic de l'intensité turbulente locale est multiplié par un facteur compris entre 2 et 4 (Figure III. 40b) correspondant à une vitesse locale instantanée maximale V_x augmentée d'environ 20%. Même à $X^*=5,3$ en aval, l'intensité est toujours plus élevée (doublée) et présente une forme perturbée.

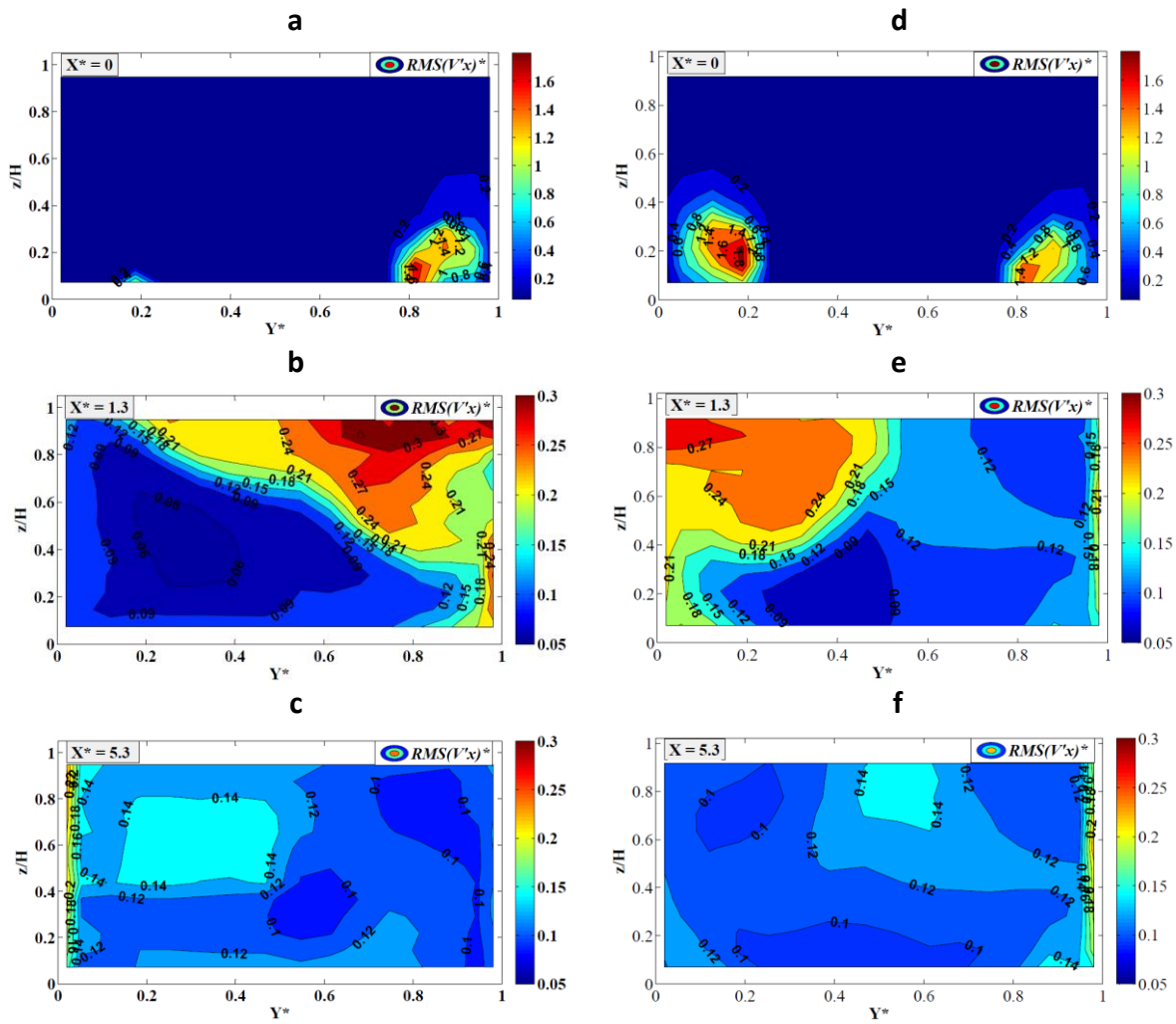


Figure III. 38 : intensité turbulente $RMS(V'_x)^*$ pour 3 sections transversales pour le cas de débordement ; $Q_{si} = 3 \text{ L/s}$ (a, b et c : avec un avaloir, d, e et f : avec deux avaloirs)

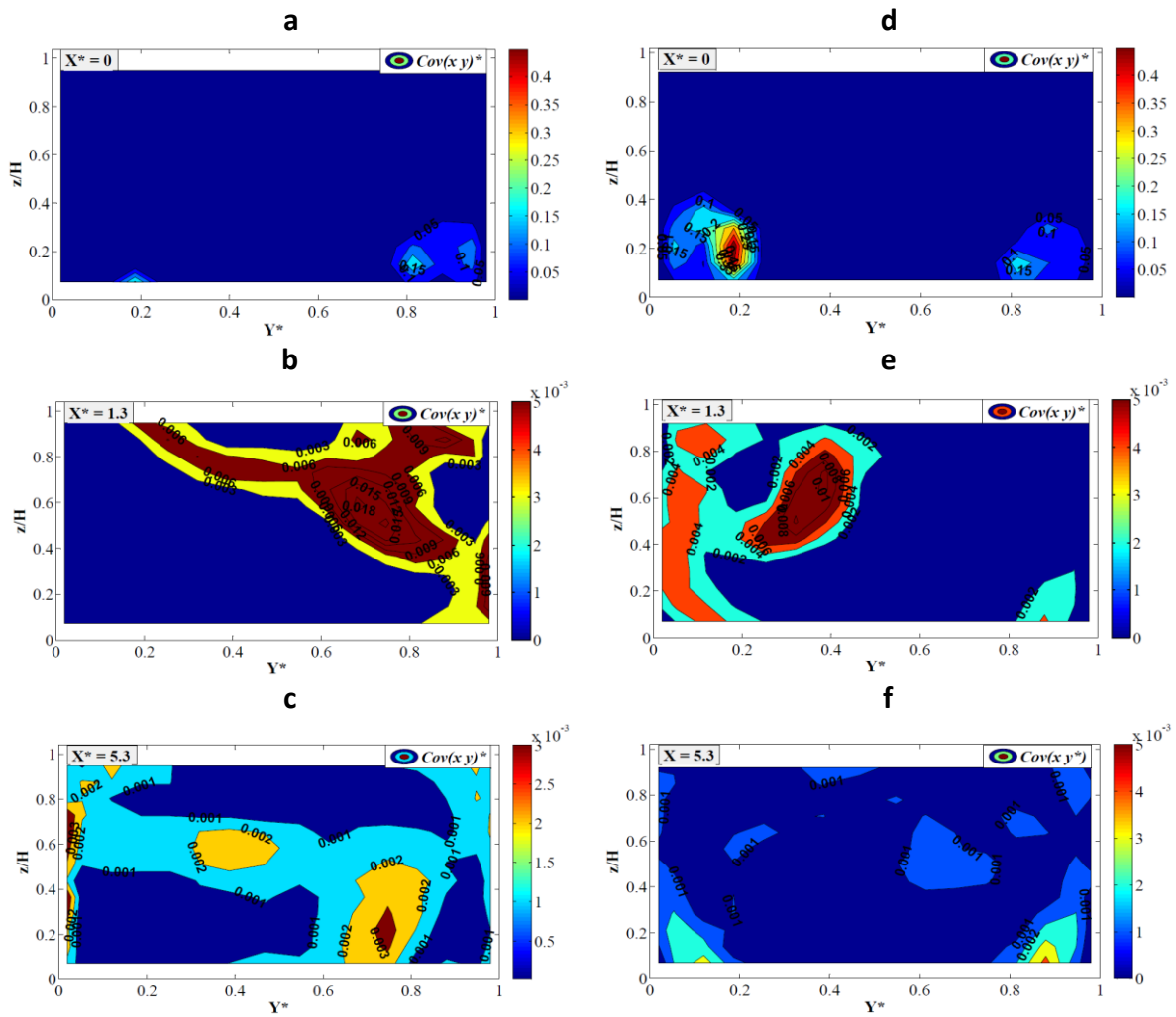


Figure III. 39: contrainte de cisaillement $Cov(x,y)^*$ pour 3 sections transversales pour le cas de débordement ; $Q_{si} = 3 L/s$ (a, b et c: avec un avaloir, d, e et f: avec deux avaloirs)

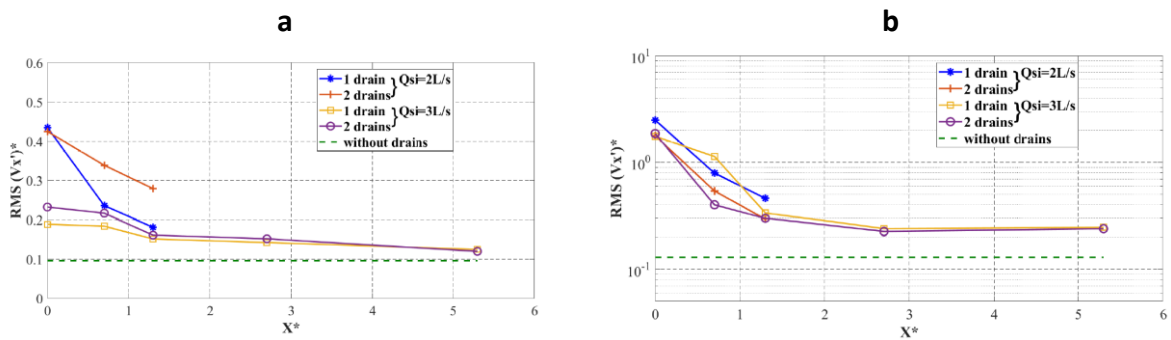


Figure III. 40 : profils d'intensités turbulentes $RMS(V_x)^*$ à $X^*=0$ et en aval pour les cas de débordement (a: valeurs moyennes, b : valeurs maximales)

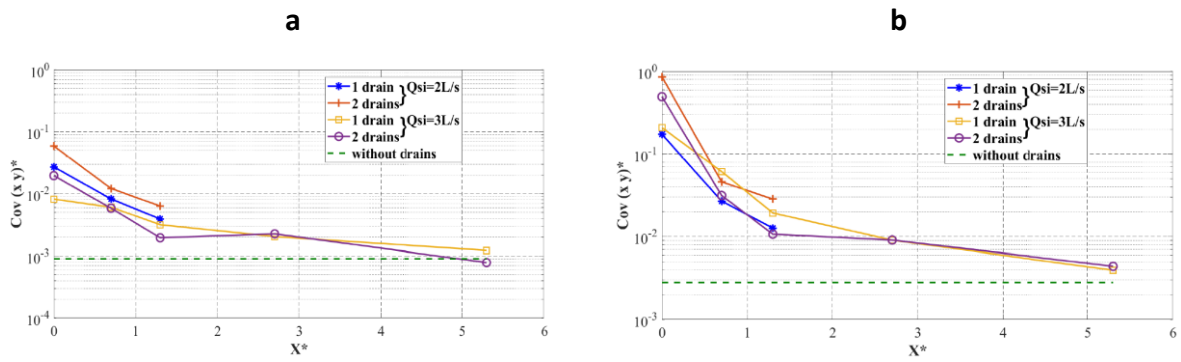


Figure III. 41 : profils de contraintes de cisaillement $Cov(x,y)^*$ à $X^*=0$ et en aval pour les cas de débordement (a: valeurs moyennes, b : valeurs maximales)

La différence entre les caractéristiques d'écoulement avec drainage et celles avec débordement est claire sur les profils de vitesse (Figure III. 42) dans lesquels, jusqu'à la dernière section mesurée à $X^*=5,3$, le cas de débordement est caractérisé par des profils fortement modifiés alors que le cas de drainage présente une forme similaire à la situation de référence sans avaloirs.

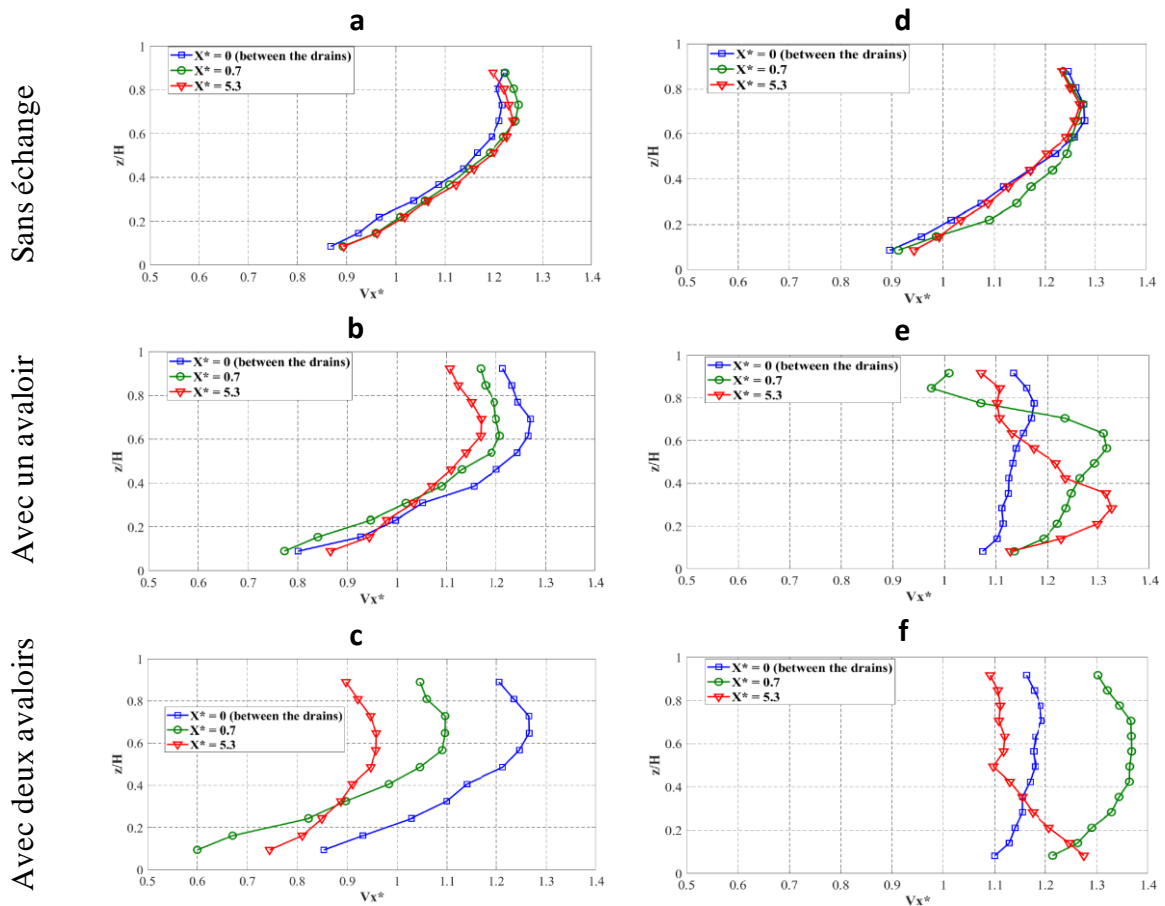


Figure III. 42: profils verticaux des vitesses longitudinales V_x^* à $Y^*=0,5$ (a, b et c: Drainage; $Q_{si} = 2$ L/s, d, e et f: Débordement; $Q_{si} = 3$ L/s)

III.6. Extrapolation des résultats sur un cas réel

L'analyse des résultats a montré que le processus de drainage est moins compliqué que le débordement, la forme de l'écoulement n'étant modifiée que localement. En cas de débordement, le profil de vitesse est complètement modifié avec les vitesses les plus élevées proches du fond dans le cas de deux avaloirs ; même si la vitesse moyenne n'augmente pas beaucoup, il convient d'étudier les conséquences de ce changement de profil de vitesse et de l'augmentation de la turbulence et de la contrainte de cisaillement car elles sont susceptibles d'avoir des conséquences sur la stabilité des personnes ou des voitures présentes dans les rues en cas d'inondation. Malheureusement, les recherches sur la stabilité lors des inondations incluent uniquement la hauteur d'eau, la vitesse ou leur produit comme paramètres hydrauliques de référence (Arrighi et al. 2017 ; Xia et al. 2014).

Pour extrapoler les résultats expérimentaux à un cas réel, un calcul de similitude de Froude a été effectué (Annexe A.IV). Dans les expériences, le diamètre de l'avaloir est de 1/10 de la largeur de la rue donc si le diamètre typique d'un avaloir est de 0,5 m, la largeur de rue du prototype b_p est de 5 m, ce qui correspond à une rue étroite. Le rapport entre les différentes dimensions du prototype et du modèle physique doit être constant et égal $\hat{b} = 33,3$.

Cependant, comme dans le modèle physique, le rapport de la hauteur d'eau à la largeur de la rue est élevé, on préfère considérer un modèle distordu, en gardant la même échelle de longueur 33,3 dans les directions x et y et en introduisant une autre échelle égale 6 dans la direction z, en considérant une hauteur d'inondation réelle $H_i = 0,5$ m, ce qui correspond à une limite habituelle de stabilité de la voiture (bien qu'elle dépende du type de véhicule (Smith et al., 2019)). Li et al., (2019) rappellent que l'utilisation de modèles distordus est courante dans les modèles d'inondations urbaines afin de permettre des hauteurs d'eau plus élevées dans le modèle de laboratoire ; en utilisant leurs références, on peut considérer que les facteurs d'échelle ci-dessus sont dans la plage recommandée et meilleurs que ceux utilisés pour d'autres recherches. Li et al., (2020) indiquent également que les effets de distorsion sont plus légers aux faibles nombres de Froude. Cependant, faire passer le rapport largeur/profondeur de 2 en laboratoire à 10 signifie que le schéma des courants secondaires est susceptible d'être modifié car, selon (Nezu, 2005), la rue prototype n'est plus une rue étroite. De plus, pour les cas de débordement, le jet vertical ne peut pas être facilement mis à l'échelle. Les propriétés de ce jet dépendent également du type d'avaloir. Dans les expériences de laboratoire, les structures d'échange sont fortement simplifiées avec un simple tuyau pour relier la rue et l'avaloir et sans couvercle ni grille pour limiter le débit de la sortie à la surface de la rue.

Cependant, les photos d'inondations urbaines montrent que les jets verticaux provenant des drains atteignent souvent la surface de la rue, ce qui signifie que les couvercles et les grilles peuvent être enlevés ou ne suffisent pas à casser le jet vertical en cas de haute pression dans le réseau. L'utilisation de modèles détaillés de laboratoire ou de modèle 3D CFD « Computational Fluid Dynamics » (Djordjevic et al., 2013) peut répondre à cette question.

Le tableau III-4 fournit les paramètres géométriques et hydrauliques du modèle physique et des prototypes.

Tableau III-4: paramètres géométriques et hydrauliques du modèle physique et prototypes calculés à partir de variables moyennes (cas sans échange)

	Longueur de rue (m)	Largeur de rue (m)	Hauteur d'eau (m)	Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)	Débit (m ³ /s)	Hauteur d'eau* Vitesse (m ² /s)
Modèle physique	5,4	0,15	0,082	$0,16 < V_{si} < 0,24$	$0,002 < Q_{si} < 0,003$	$0,013 < HV < 0,02$
Prototype (non-distordu)	180	5	2,73	$0,93 < V_p < 1,40$	$12,8 < Q_p < 19,2$	$2,54 < HV < 3,82$
Prototype (distordu)	180	5	0,5	$0,41 < V_p < 0,61$	$0,98 < Q_p < 1,47$	$0,20 < HV < 0,30$

En cas de débordement, les résultats expérimentaux identifient une augmentation de la turbulence et un blocage de l'écoulement de la rue par le jet vertical, ce qui conduit à une augmentation de la vitesse longitudinale à la surface libre. A l'échelle du prototype, ces processus seront toujours présents bien que l'on ne puisse pas être sûr que leur intensité soit similaire. De plus, les recherches sur la stabilité lors des inondations urbaines n'incluent que la hauteur de l'eau, la vitesse moyenne ou leur produit comme paramètres hydrauliques de référence (Arrighi et al., 2017 ; Xia et al., 2014) il est donc difficile d'intégrer les changements locaux et la turbulence. Le calcul du produit HV à l'échelle du prototype peut être une approche simplifiée. A partir des variables moyennées sur la section (Tableau III-4), la plage est de 0,2 à 0,3 m² s⁻¹ à l'échelle du prototype en considérant le modèle distordu, ce qui conduit à considérer que les piétons sont stables suivant la plupart des références bien que (Martinez-Gomariz et al., 2016) aient proposé une valeur du produit HV aussi bas que 0,22 m² s⁻¹ pour les enfants. Les figures III.43 et III.44 fournissent l'évolution du produit HV sans

tenir compte de l'effet de la turbulence qui pourrait augmenter fortement la vitesse locale pendant un court instant. Dans le cas du drainage, le produit local n'augmente jamais de plus de 33% (Figure III. 44a) par rapport à la situation sans échange et on peut considérer que les conditions de stabilité demeurent. En cas de débordement (Figure III. 44b), localement, HV est multiplié par plus de 7 et la stabilité des piétons et des voitures ne peut être assurée à proximité des égouts et en aval (selon nos expériences, jusqu'à $X^* = 5,3$).

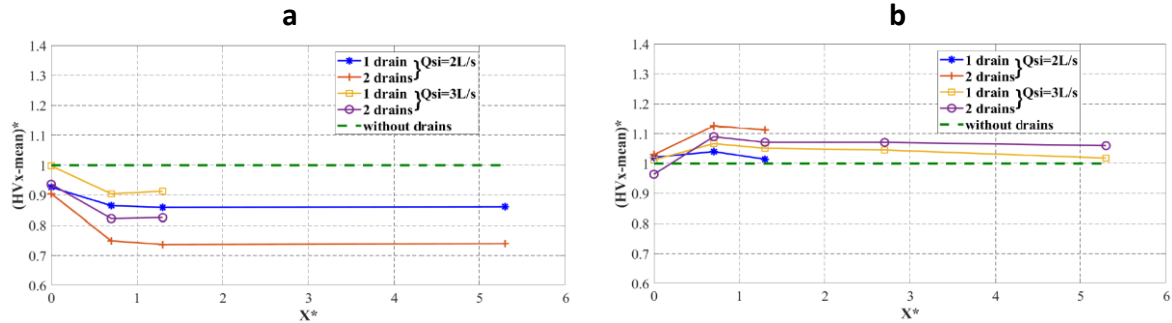


Figure III. 43 : profils du produit HV calculé à partir des variables moyennes dans la section $X^*=0$ et à l'aval pour tous les cas expérimentaux (a : drainage, b : débordement)

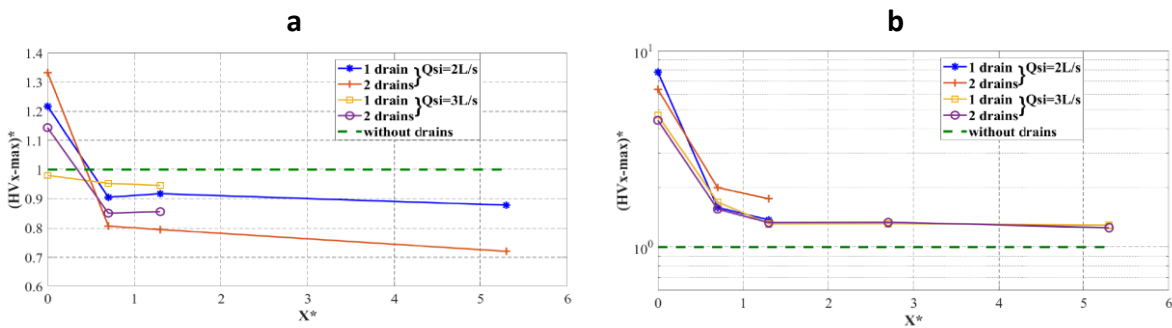


Figure III. 44 : : profils du produit HV calculé à partir des variables maximales dans la section $X^*=0$ et à l'aval pour tous les cas expérimentaux (a : drainage, b : débordement)

Ces résultats peuvent être interpolés pour obtenir une carte de la rue avec les valeurs modifiées de HV (Figure III. 45) et ainsi identifier les emplacements dangereux le cas échéant.

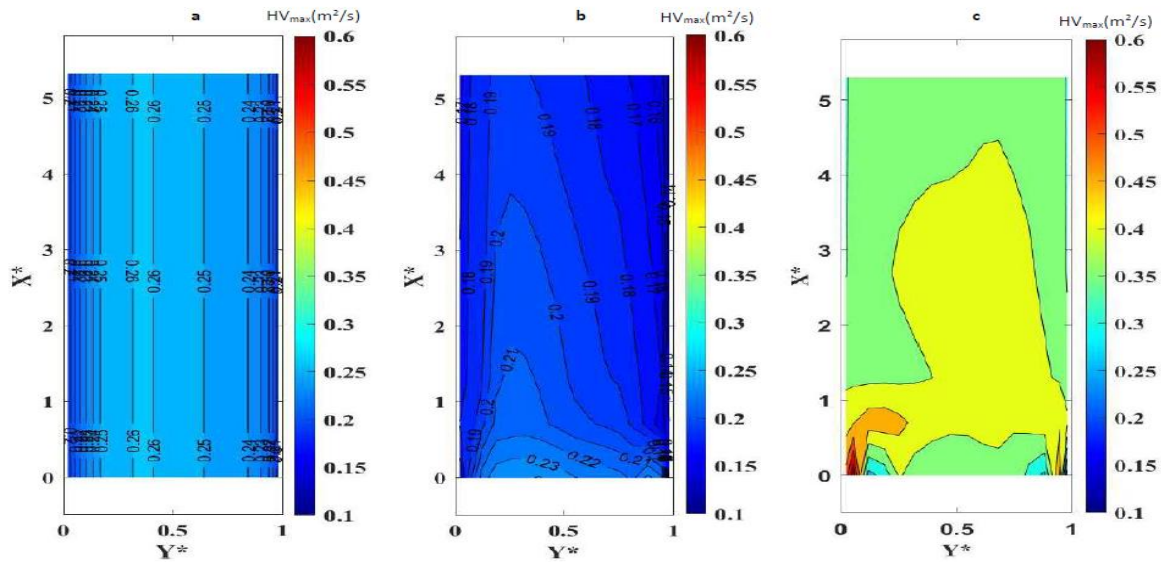


Figure III. 45 : variation du produit HV à l'endroit des avaloirs et en aval à l'échelle du prototype ; a : sans échange, b : drainage avec deux avaloirs, c : débordement avec deux avaloirs

III.7. Modèle d'échange de débit surface/rue

Dans le même contexte de modélisation des interactions entre les écoulements de surface et les écoulements dans les conduites de drainage, l'estimation du débit d'échange qui passe à travers les avaloirs est primordiale. Dans cette partie, nous avons essayé de trouver une méthode de modélisation que nous pouvons appliquer sur les expériences de drainage et de débordement en utilisant des équations empiriques afin de les intégrer dans le modèle numérique 1D/2D.

III.7.1. Dispositif d'échange

A la surface de la maquette, l'avaloir fait un diamètre $D_a = 19$ mm et à 5 mm au-dessous de cette surface, on a un raccord en plastique rigide de $D_r = 14$ mm et de longueur $L_r = 60$ mm qui relie la surface et le tuyau de drainage (Figure III. 46b). Ce dernier est en plastique flexible et fait le même diamètre que l'avaloir $D_a = 19$ mm sur une longueur de $L_A = 1180$ mm pour l'avaloir A et $L_B = 680$ mm pour l'avaloir B. Un autre raccord de même dimension que celui à l'entrée relie (à mi-diamètre du collecteur) le tuyau de drainage avec le collecteur, le diamètre de ce dernier est $D_p = 100$ mm. Le point le plus bas du collecteur est considéré comme le point de référence $Z = 0$. La sortie de l'avaloir vers la rue est à une altitude $Z_d = 0,36$ m.

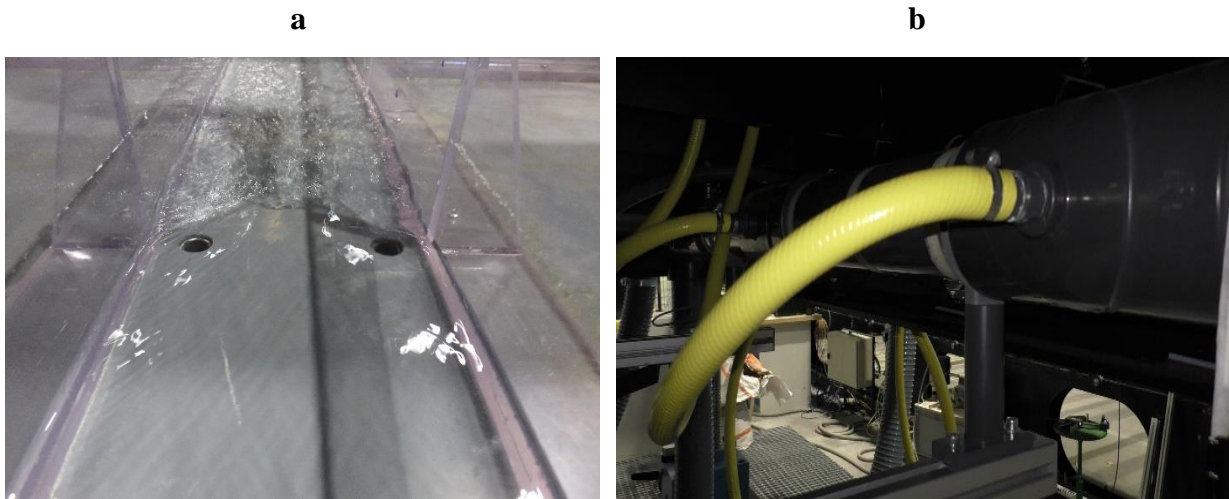


Figure III. 46: a : photo des deux avaloirs dans la rue droite ; b : Tuyaux de drainage pour les avaloirs A et B

III.7.2. Principe de modélisation

On compte plusieurs changements de section dans le dispositif d'échange de la maquette MURI, l'estimation de la perte de charge à travers ce dernier exige la prise en considération de tous ces changements de section. La figure III.47 montre les dimensions du dispositif d'échange et les points numérotés de 1 à 10 où on peut éventuellement avoir des pertes de charges.

Pour les cas de drainage, le point de raccordement au niveau du collecteur n'est jamais en charge donc la perte de charge n'est pas calculable. Pour les cas de débordement l'écoulement est en charge donc le calcul de la perte de charge est faisable sur toute la longueur de dispositif d'échange (Bazin et al., 2014 ; Isenmann et al., 2016). En utilisant le principe de Bernoulli, la différence de la charge hydraulique entre l'amont (à la surface proche de l'avaloir) et l'aval (réseau d'assainissement proche du point de raccordement), il est possible de lier le débit d'échange aux pertes de charges durant le processus d'échange :

$$\Delta H_{10-1} = \Delta H_{10-9} + \Delta H_{9-8} + \Delta H_{8-7} + \Delta H_{7-6} + \Delta H_{6-5} + \Delta H_{5-4} + \Delta H_{4-3} + \Delta H_{3-2} + \Delta H_{2-1}$$

Où ΔH_{10-1} est la perte de charge totale entre le premier et le dernier point du dispositif d'échange (Figure III.47).

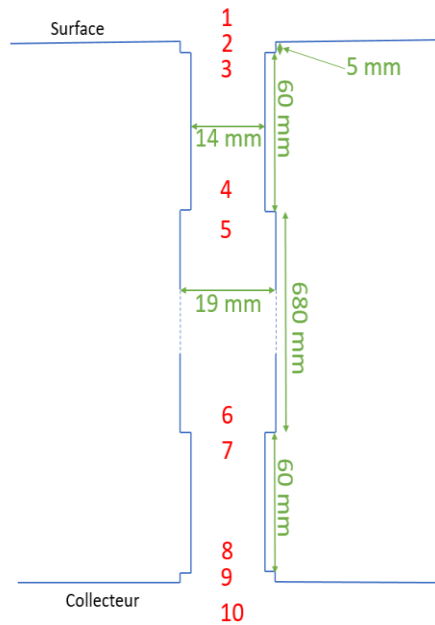


Figure III. 47: coupe transversale du dispositif d'échange de l'avaloir B

III.7.3. Charge hydraulique au-dessus des avaloirs

Le calcul de la charge hydraulique au-dessus de l'avaloir peut être fait en deux points, le premier est situé au-dessus immédiat de l'avaloir $d = 0$ mm et l'autre à $d = 130$ mm en amont de l'avaloir (au milieu de la rue). Au niveau du collecteur, on possède deux points de mesure de la charge hydraulique en amont et en aval ; pour les cas de débordement, les résultats expérimentaux montrent une très légère variation (de l'ordre de 1 mm) de la charge hydraulique entre l'amont et l'aval, cela peut être expliqué par la faible pente 0,1% et la faible vitesse d'écoulement dans le collecteur. De ce fait, une valeur moyenne des deux mesures est calculée. On calcule donc 2 charges hydrauliques différentes à la surface pour chaque cas de drainage et de débordement. Pour la vitesse à l'endroit d'échange (l'avaloir et le raccordement avec le collecteur) nous avons supposé qu'elles soient respectivement égales à la vitesse moyenne de l'écoulement à la surface V_{si} et la vitesse moyenne dans le collecteur V_{pi} .

Le tableau III-5 montre les débits d'échange mesurés et les valeurs calculées de la charge hydraulique.

Tableau III-5: charges hydrauliques à la surface H_s (dans deux différents points) et au collecteur H_p (au niveau de point d'échange)

Cas	Nombre d'avaloir	Q_{si} (L/s)	Q_{ex} (L/s)	d (mm)	h_s (m)	H_s (m)	H_c (m)
Drainage	1 avaloir	2	0,230	0	0,0780	0,4395	
				130	0,0752	0,4368	
		3	0,210	0	0,0773	0,4407	
				130	0,0762	0,4397	
	2 avaloirs	2	0,520	0	0,0782	0,4397	
				130	0,0774	0,4389	
		3	0,510	0	0,0765	0,4400	
				130	0,0761	0,4397	
Débordement	1 avaloir	2	0,171	0	0,0833	0,4446	0,649
				130	0,0835	0,4448	
		3	0,162	0	0,0831	0,4461	0,627
				130	0,0833	0,4462	
	2 avaloirs	2	0,289	0	0,0856	0,4468	0,571
				130	0,0872	0,4484	
		3	0,298	0	0,0851	0,4479	0,578
				130	0,0865	0,4492	

La hauteur d'eau au-dessus de l'avaloir est souvent perturbée, notamment pour les cas de débordement, en plus de la difficulté pour le choix de la vitesse dans ce point. Par conséquent, le choix s'est porté sur le point à 130 mm en estimant que cette distance est suffisante pour éviter l'influence du processus d'échange de débit sur la hauteur d'eau mesurée dans la rue.

III.7.4. Estimation du débit d'échange

III.7.4.1. Cas de drainage

Pour les cas de drainage, comme on l'a dit auparavant, le point de raccordement au niveau du collecteur n'est jamais en charge donc la perte de charge n'est pas calculable. Ainsi l'estimation du débit d'échange est faite en considérant qu'une section est limitante pour l'écoulement ; pour cela, le débit d'échange peut être calculé à l'aide des trois formules suivantes :

- La section de l'avaloir avec un diamètre $D_a = 19 \text{ mm}$:

$$Q_{\text{ex}} = \mu_a \pi \frac{D_a^2}{4} * \sqrt{2g} (H_s - Z_d)^{1/2} \quad (\text{III.5})$$

- La section du raccord avec un diamètre $D_r = 14 \text{ mm}$:

$$Q_{\text{ex}} = \mu_r \pi \frac{D_r^2}{4} * \sqrt{2g} (H_s - Z_d)^{1/2} \quad (\text{III.7})$$

- Section de déversement (charge hydraulique au-dessus de l'avaloir par périmètre) ce qui nous donne une équation de déversoir :

$$Q_{\text{ex}} = \mu_d \pi D_a * \sqrt{2g} (H_s - Z_d)^{3/2} \quad (\text{III.6})$$

Où, Q_{ex} le débit d'échange, μ_a , μ_r , μ_d sont les coefficients de débit correspondants à chaque équation, D_a est le diamètre de l'avaloir (section d'entrée), D_r est le diamètre du raccord avec la surface de la maquette, H_s est la charge hydraulique à la surface et Z_d la cote de déversement (cote de l'avaloir).

On possède une seule valeur mesurée pour le débit d'échange, alors que le débit qui passe dans le réseau d'assainissement n'est pas le même pour les deux avaloirs à cause de la longueur des différents tuyaux de raccordements. De ce fait, un seul coefficient sera calculé pour les cas de drainage avec deux avaloirs.

En supposant que la vitesse au point d'échange est égale à la vitesse moyenne de l'écoulement V_{si} , nous pouvons déduire le coefficient de débit en utilisant les équations III.6, III.7 et III.8. Le tableau III-6 montre ces coefficients de débit d'échange calculé à partir des résultats expérimentaux.

Tableau III-6: comparaison des coefficients de débit pour les cas de drainage

Débit de surface		Q _{si} = 2L/s		Q _{si} =3L/s	
Nombre d'avaloir		1 avaloir	2 avaloirs	1 avaloir	2 avaloirs
μ_a	D = 19 mm	0,649	0,733	0,588	0,761
μ_r	D = 14 mm	1,196	1,350	1,084	1,402
μ_d		0,0388	0,0437	0,0346	0,0453

Pour une équation d'orifice si on prend la section avec un diamètre de 19 mm comme section limitante de l'écoulement les résultats pour le coefficient de débit sont relativement constants et proches de la valeur standard 0,6. Bazin et al (2014) ont trouvé que les coefficients de débits variants entre 0,53 et 0,67 pour un cas de drainage. Cela n'est pas le cas pour la section

avec un diamètre de 14 mm. Malgré la faible différence entre les deux sections, c'est bien la section de l'avaloir et pas celle du raccord qui limite l'écoulement.

Dans tous les cas de drainage, l'avaloir est submergé et la hauteur d'eau est beaucoup plus importante que le diamètre $HD_a \gg \frac{D_a^2}{4}$, l'utilisation de la formule de déversoir (III.8) pour estimer le débit d'échange donne des coefficients de débit loin des valeurs standards et ne semble pas applicable pour ces cas, bien que ce soit la formule la plus utilisée pour le calcul de débit d'échange dans les cas réels où l'avaloir est rarement sous des hauteurs d'eau supérieures à sa taille.

III.7.4.2. Cas de débordement

Pour le cas de débordement, l'écoulement est en charge donc le calcul de la perte de charge est faisable dans le dispositif d'échange :

$$\Delta H_{10-1} = \Delta H_{10-9} + \Delta H_{9-8} + \Delta H_{8-7} + \Delta H_{7-6} + \Delta H_{6-5} + \Delta H_{5-4} + \Delta H_{4-3} + \Delta H_{3-2} + \Delta H_{2-1}$$

Où ΔH_{10-1} est la perte de charge totale entre le premier et le dernier point du dispositif d'échange.

Dans le cas de débordement, le jet d'eau n'est pas libre, la hauteur et la vitesse importantes à la surface peuvent modifier la répartition des vitesses à la sortie du jet ce qui va augmenter les pertes de charge à la sortie.

Deux vitesses d'échange V_{exr} (vitesse débitante en considérant le diamètre du raccord) et V_{exa} (vitesse débitante en considérant le diamètre de l'avaloir) vont être considérées pour le calcul des pertes de charge dans le dispositif d'échange, la formule de débit d'échange peut être exprimée comme suit :

$$\Delta H_{10-1} = - \frac{Q_{ex}^2}{2g \cdot \pi^2 \left(\frac{D_a^2}{4}\right)^2} \left[(\xi_{10-9} + \alpha_{6-5} + \xi_{2-1}) + \frac{(D_a)^2}{(D_r)^2} (\xi_{9-8} + \alpha_{8-7} + \xi_{7-6} + \xi_{5-4} + \alpha_{4-3} + \xi_{3-2}) \right] \quad (III. 7)$$

- Estimation des pertes de charge singulières et linéaires

Les pertes de charge dues aux singularités sont souvent négligées comparativement à celle due au frottement. Cependant, leur effet peut être important dans notre dispositif. Les coefficients pour estimer les pertes de charges singulières dépend de la géométrie de la conduite et le nombre de Reynolds. La transition entre le régime laminaire et turbulent (généralement pour un nombre de Reynolds $2000 < Re < 4000$) est associée à des variations importantes de la perte de charge (Bazin et al 2014). Dans nos expériences, le nombre de Reynolds est compris entre $7,5 \cdot 10^3$ et $1,2 \cdot 10^4$ dans le dispositif d'échange et entre $2 \cdot 10^3$ et

$5 \cdot 10^3$ pour le collecteur, ainsi les coefficients de perte de charge peuvent légèrement dépendre du nombre de Reynolds.

Nous avons défini un coefficient de perte de charge singulière pour chaque structure hydraulique présentées dans notre dispositif d'échange (Figure III. 47).

ΔH_{10-9} : la perte de charge entre le collecteur et le tuyau de raccordement, ξ_{10-9} est le coefficient de perte de charge pour cette singularité, que nous allons considérer comme une jonction brusque avec séparation des courants. (Idelchik., 1996, diagramme 7.25) propose une formule pour ce type de branchement en T (Figure III.48a), le coefficient de perte de charge dépend du ratio de débit et de la section : $\xi_{10-9} = f\left(\frac{Q_{ex}}{Q_{pi}}, \frac{A_a}{A_p}\right)$ est déterminé d'après la courbe (Figure III. 48b).

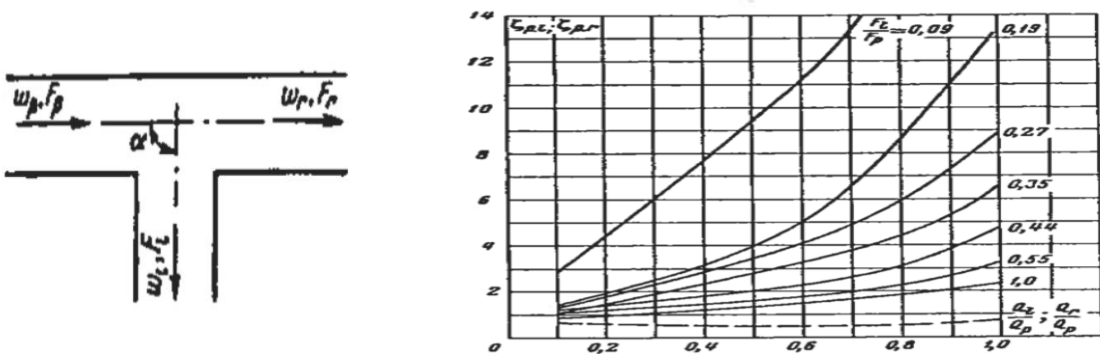


Figure III. 48: a. type de branchement en T ; b. Abaque des coefficients de perte de charge pour un branchement en T avec séparation de courants (Idelchik., 1996).

Miller (1976) propose aussi un abaque pour cette perte de charge en fonction du rapport de débits et de sections (Figure III. 49).

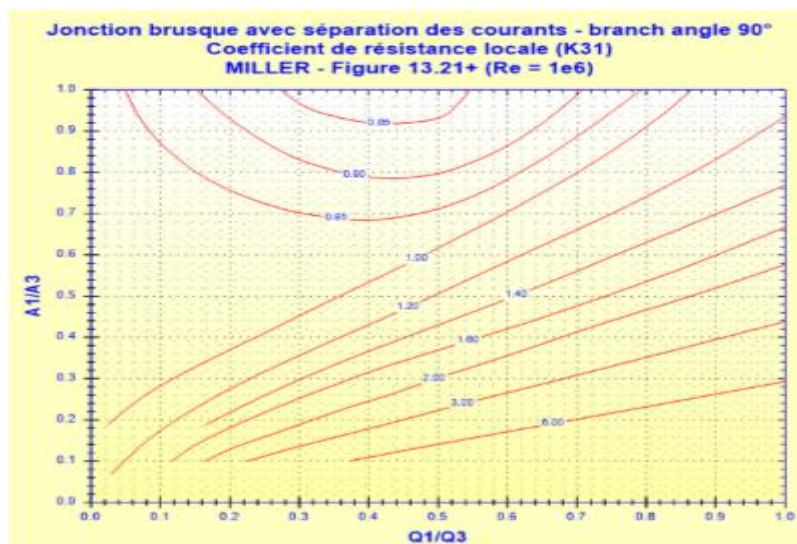


Figure III. 49 : coefficient de perte de charge dû à une jonction brusque avec séparation des courants (Miller., 1976)

Le tableau III-7 montre les valeurs de ξ_{10-9} déterminées à partir des courbes (Figures III.48b et III.49) pour les cas de débordement. Pour le cas avec deux avaloirs, les branchements des tuyaux de drainage ne sont pas au même endroit et comme nous avons une seule valeur mesurée de débit d'échange, nous avons supposé que le débit d'échange soit le même pour les avaloirs A et B pour pouvoir prendre en compte le changement de débit dans le tronçon entre les deux avaloirs. Les valeurs du coefficient de perte de charge sont très variables et dépendent fortement du ratio de débit et de vitesse entre les branches principale et latérale.

Tableau III-7 : coefficients de perte de charge calculés pour chaque cas de débordement

Débit de surface	Qsi= 2L/s			Qsi=3L/s		
	1 avaloir	2 avaloirs		1 avaloir	2 avaloirs	
		A	B		A	B
ξ_{10-9} (Idelchik)	2,9	2,5	3,2	2,7	2,5	3,2
ξ_{10-9} (Miller)	2,3	2,0	2,9	2,1	2,0	2,9

ΔH_{9-8} et ΔH_{5-4} : sont les pertes de charge dues au rétrécissement de la section. On considère cette singularité comme un rétrécissement brusque droit, (Idelchik., 1996, diagramme 3.9) propose la formule suivante :

Pour $Re_r > 10^4$ de la section du raccord $D_r = 14$ mm.

$$\xi_{9-8} = \xi_{5-4} = 0,5 * \left(1 - \frac{A_r}{A_a}\right) \quad \text{(III. 8)}$$

La vitesse pour le calcul des pertes de charge est V_{ext} (raccord de 14 mm). Dans nos cas, le nombre de Reynolds dans la section du raccord varie entre 10^4 et $1,2*10^4$, ainsi le coefficient de perte de charge peut dépendre aussi de nombre de Reynolds. Un abaque basé sur les expériences de [Karev, ref 3.5] est proposé dans l'ouvrage de références (Idelchik., 1996, diagramme 3.10), (Figure III. 50)

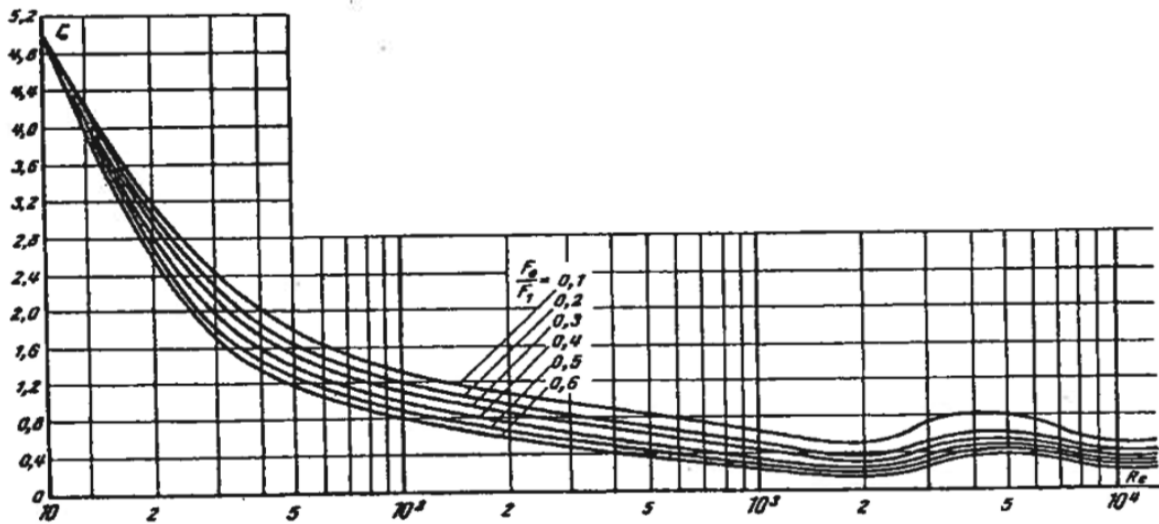


Figure III. 50 : coefficient de perte de charge dû à un rétrécissement brusque pour $Re < 10^4$

Le coefficient est déterminé en fonction du nombre de Reynolds et le ratio entre les deux sections.

Miller (1976) propose la même formule en forme d'abaque où le coefficient est déterminé en fonction du rapport de sections $\xi_{9-8} = \xi_{5-4} = f\left(\frac{A_r}{A_a}\right)$ (Figure III. 51) :

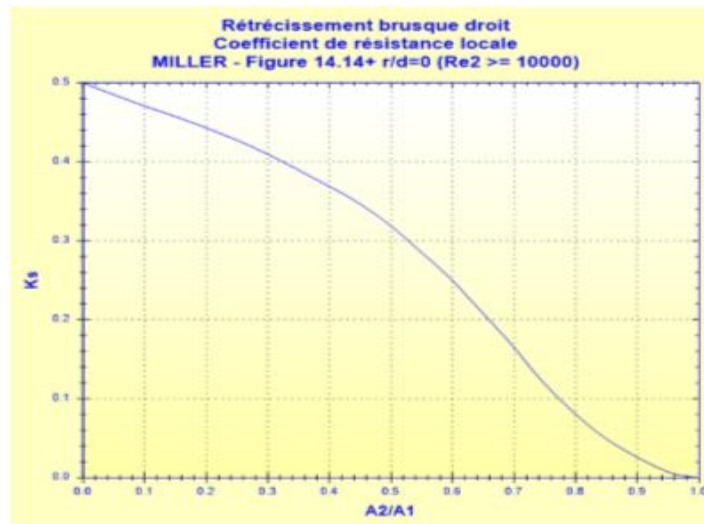


Figure III. 51 : coefficient de perte de charge dû à un rétrécissement brusque droit (Miller 1976)

Donc notre cas, on a un rapport 0,73 entre les sections pour un nombre de Reynolds proche de 10^4 . La valeur de coefficient de perte de charge déterminée à partir de la formule [III.10] ou bien l'abaque proposé par Miller (1976) (Figure III. 51) est la même $\xi_{9-8} = \xi_{5-4} = 0.132$.

ΔH_{8-7} et ΔH_{4-3} sont les pertes de charges linéaires dans les deux raccords (en PVC) à l'amont et à l'aval du dispositif d'échange de diamètre identique égal à $D_r = 14$ mm. Pour estimer cette hauteur la formule générale des pertes de charges linéaire est utilisé :

$$\alpha_{8-7} = \alpha_{4-3} = \lambda \frac{L_r}{D_r} = 0,137 \quad (\text{III.9})$$

Où λ est le coefficient de perte de charge déterminé d'après l'abaque de Moody (Levin. L., 1973) pour une rugosité égale à 0,001 mm (pour les conduites en PVC).

ΔH_{7-6} et ΔH_{3-2} : sont les pertes de charges dues au passage de la section de diamètre $D_r = 14$ mm à $D_a = 19$ mm. Cela peut être considéré comme une entrée avec élargissement brusque. Cette perte dite « par choc » dépend seulement du rapport entre les sections étroite et large lorsque $Re > 3 \cdot 10^3$ (Idelchik., 1996, diagramme 4.1). On calcule le coefficient de perte de charge à partir de la formule de Borda-Carnot (Idelchik., 1996) :

$$\xi_{7-6} = \xi_{3-2} = \left(1 - \frac{A_r}{A_a}\right)^2 \quad (\text{III.10})$$

Miller (1976), propose un coefficient en fonction du rapport de deux sections

$$\xi_{7-6} = \xi_{3-2} = f\left(\frac{A_r}{A_a}\right) \text{ (Figure III.52).}$$

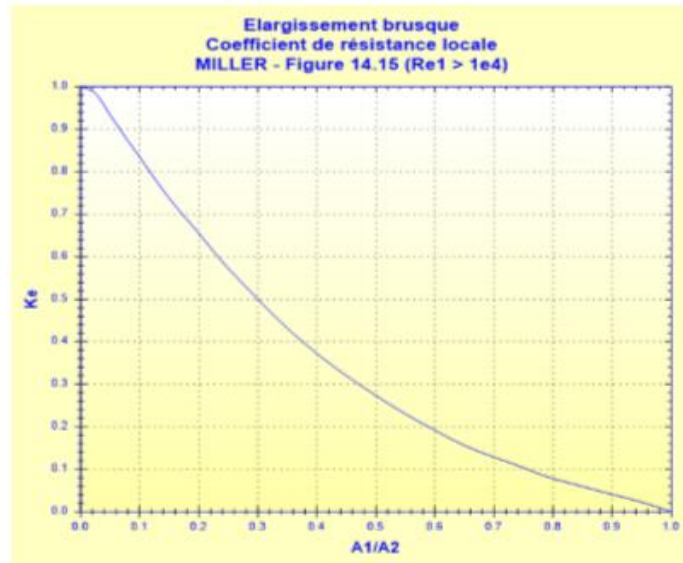


Figure III. 52 : coefficient de perte de charge dû à un élargissement brusque (Miller 1976)

La vitesse pour le calcul des pertes de charge est V_{exr} (raccordement 14 mm). Le tableau III-8 montre les valeurs de coefficient de perte de charge déterminés à partir de la formule de Borda-Carnot et l'abaque de Miller (Figure III.52).

Tableau III-8 : coefficient de perte de charge calculé avec les formules de Idelchik et Miller (élargissement)

Idelchik (1996)	0,07
Miller (1976)	0,1

ΔH_{6-5} est la perte de charge linéaire dans le tuyau de drainage de diamètre $D_a = 19$ mm. Les tuyaux de drainage ne sont pas rectilignes (Figure III. 46b), mais vu leurs longueurs importantes, le rapport entre le rayon de la courbure et le diamètre est très grand et donc les

perdes de charge singulières dû au changement de direction sont d'une valeur négligeable. Le tuyau est en pvc souple renforcé par des fibres polyester, lisse à l'intérieur, nous avons opté pour une rugosité de l'ordre de 0,001mm. Pour estimer le coefficient de perte de charge la formule utilisée est :

$$\alpha_{6-5} = \lambda \frac{L_A}{D_r} \quad \text{ou} \quad \alpha_{6-5} = \lambda \frac{L_B}{D_r} \quad (\text{III.11})$$

où L_A et L_B sont respectivement la longueur de tuyau de drainage des avaloirs A et B.

Le coefficient de perte de charge est égal à 1,99 pour l'avaloir A et 1,15 pour l'avaloir B.

ΔH_{2-1} est la perte de charge singulière à la sortie de l'avaloir vers la rue. L'arrivée de la conduite est rectiligne si on suppose que la section est constante (en négligeant le changement de diamètre à 5mm au-dessous de la surface) et que la répartition des vitesses à la sortie est de forme parabolique (écoulement turbulent à la sortie de l'avaloir), le coefficient de perte de charge donné par (Idelchik., 1996) pour un jet d'eau libre à travers un tube à section circulaire est : $\xi_{2-1} = 2$.

Si on transforme l'équation de perte de charge III.9 en équation d'orifice on peut exprimer le coefficient de débit μ_{num} en fonction des différents coefficients de perte de charge.

$$\mu_{num} = \frac{1}{\sqrt{\eta}} = \frac{1}{\left[(\xi_{10-9} + \alpha_{6-5} + \xi_{2-1}) + \frac{(D_a)^2}{(D_r)^2} (\xi_{9-8} + \alpha_{8-7} + \xi_{7-6} + \xi_{5-4} + \alpha_{4-3} + \xi_{3-2}) \right]^{1/2}} \quad (\text{III. 12})$$

Le tableau III-9 montre la valeur du coefficient de perte de charge calculé à partir des formules de pertes de charges précédentes :

Tableau III-9: coefficients de perte de charge totale dans le dispositif d'échange.

Débit de surface	$Q_{si} = 2L/s$			$Q_{si} = 3L/s$		
	1 avaloir	2 avaloirs		1 avaloir	2 avaloirs	
η (Idelchik)	9,18	A	B	8,89	A	B
		8,78	8,64		8,78	8,64
η (Miller)	8,79	8,49	8,55	8,59	8,49	8,55

Les valeurs des coefficients de perte de charge à l'entrée et à la sortie ne semblent pas évidentes à estimer. Le diamètre du collecteur est 8 fois plus grand que celui du tuyau de drainage ainsi le rapport entre la vitesse dans le collecteur et la vitesse d'échange V_{ex}/V_{pi} est très faible si on le compare avec celui des débits Q_{ex}/Q_{pi} . Les formules proposées par Idelchik (1996) et Miller (1976) donnent des valeurs proches pour les coefficients de perte de charge singulière sauf à l'entrée du tuyau de drainage (à partir du collecteur).

Le tableau III-10 montre la comparaison entre les coefficients de débit d'échange calculé à partie de la somme des pertes de charge estimées.

Tableau III-10 : coefficients de débit calculés et mesurés pour chaque cas de débordement

Débit de surface	$Q_{si} = 2Ls$			$Q_{si} = 3L/s$		
	1 avaloir	2 avaloirs		1 avaloir	2 avaloirs	
μ (Idelchik)	0,330	A	B	0,334	A	B
		0,337	0,340		0,337	0,340
μ (Miller)	0,337	0,343	0,342	0,341	0,343	0,342

Le coefficient de débit calculé en considérant l'estimation de perte de charge d'Idelchik est de l'ordre de **0,34**. (Bazin et al ; 2014) ont trouvé que les coefficients de débits varient entre 0,39 et 0,46 pour le débordement et donc loin de la valeur classique de 0,6. La tableau III-11 montre le débit mesuré et le débit calculé à partir des formule d'Idelchik (1996) et Miller (1976).

Tableau III-11 : débits d'échange mesuré et calculé avec le modèle d'échange pour le cas de débordement

Débit de surface	$Q_{si} = 2Ls$		$Q_{si} = 3L/s$	
	1 avaloir	2 avaloirs	1 avaloir	2 avaloirs
Q_{ex} (Idelchik)	0,188	0,299	0,180	0,308
Q_{ex} (Miller)	0,192	0,302	0,184	0,312
Q_{ex} (mesuré)	0,171	0,289	0,162	0,298

Si le débit est calculé en utilisant l'estimation de perte de charge d'Idelchik pour un diamètre d'avaloir égal à 19 mm, les débits d'échange calculés sont très proches des débits d'échange mesurés et signifie que les pertes de charge singulières sont bien estimées dans le dispositif d'échange. Le léger biais entre ces valeurs est peut-être dû à la perturbation de l'écoulement à la sortie de l'avaloir correspondant à un jet d'eau introduit dans un écoulement transversal avec une hauteur d'eau importante par rapport au diamètre de l'avaloir ce qui peut modifier la répartition des vitesses à la sortie. En outre, au niveau des élargissements, la courbure du tuyau de drainage peut provoquer une non-uniformité de la répartition des vitesses. Cette circonstance agit fortement sur les pertes de charge réelles et les augmente considérablement. Dans le cas d'un régime de transition, les coefficients de perte de charge dépendent du nombre de Reynolds qui, pour les cas de débordement, à l'intérieur de dispositif d'échange, est de l'ordre de 10^4 et donc très proche de la limite entre un écoulement de transition et turbulent ; cela peut expliquer la difficulté à estimer les coefficients de perte de charge pour ces expériences.

III.8. Expériences complémentaires

Même si, pour ces expériences complémentaires, il n'a pas été possible d'effectuer des séries de mesures aussi complètes que dans les expériences principales, ces expériences sont intéressantes pour montrer des cas où le comportement général est différent. Ces expériences

seront, en outre, utilisées dans le chapitre suivant afin d'avoir plus d'éléments pour la comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs.

Le tableau montre les expériences complémentaires faites sur la même configuration de la maquette MURI en modifiant la condition limite aval et donc le régime d'écoulement.

Tableau III-12 : essais complémentaires : (seuil aval =0 Cm)

Cas		Q _{si} (L/s)	Q _{pi} (L/s)	Q _{ex} (L/s)	V _{exa} (m/s)	V _b (m/s)	h _w (mm)	Aval du collecteur
Sans échange		2	0	0	0	0,404	0	Vanne ouverte
Drainage	Avec l'avaloir A et B	2	0	0,2	0,3527	0,485	0	Ouverture partielle 22%
				0,49	0,882	0,491	0	Vanne ouverte
Débordement	Avec l'avaloir A et B	2	0,5	0,3	0,564	0,311	0	Ouverture partielle 22%

III.8.1. Cas de drainage

Sur la même configuration de MURI (une rue simple avec 2 avaloirs connectés au réseau) et dans le but d'étudier d'autres cas de drainage, deux autres expériences ont été faites. Pour le même débit de surface $Q_{si}=2$ L/s, nous avons varié le pourcentage d'ouverture de la vanne aval du réseau de sorte d'avoir un drainage avec le réseau en charge pour le premier essai et à surface libre pour le deuxième.

III.8.1.1. Réseau de drainage en charge

Lors de cet essai, nous avons lancé un débit à la surface de la maquette, la vanne d'entrée D203 étant ouverte à 31%. Au niveau du réseau, aucun débit n'est lancé ; la vanne de sortie de ce dernier D112 est ouverte seulement à 24 % pour mettre le réseau en charge. Après le temps de remplissage, la charge constante au niveau de réseau est égale à -2 cm par rapport à la surface de la maquette, mesurée à l'aide d'un piézomètre installé sur la vanne de purge à l'aval du collecteur principal. Le tableau suivant montre les différents débits moyens mesurés :

Tableau III-13 : tableau de conservation de débit. Cas de drainage avec deux avaloirs ($Q_{si}=2L/s$, $Q_{pi}=0$, $h_w=0$; réseau de drainage en charge)

	Q_{pi}	Q_{si}	Q_{po}	Q_{so}
Débit moyen (L/s)	0	2,02	0,20	1,85
Ecart-type (L/s)	0	0,0097	0,0054	0,0097

Etant donné que le réseau est en charge (absence d'air), le débit d'échange est celui mesuré par le débitmètre D112 soit $Q_{ex} = Q_{po}$. Si on considère le biais de mesure entre les deux débitmètres de surface (estimé pendant les tests préliminaires et égal à 1%) nous trouvons :

$$Q_{ex} = Q_{si} - (Q_{so} - 0,01 * Q_{si}) = 0,19 \text{ L/s}$$

La hauteur d'eau dans la rue est de l'ordre de 30 mm ce qui rend difficiles les mesures de vitesse avec l'ADV. Avec le capteur US, nous avons mesuré les hauteurs d'eau sur la rue droite de l'amont jusqu'à l'aval sur 3 profils. La figure III.53 montre une comparaison de la variation de la hauteur d'eau de ce cas de drainage et le cas de référence sans échange.

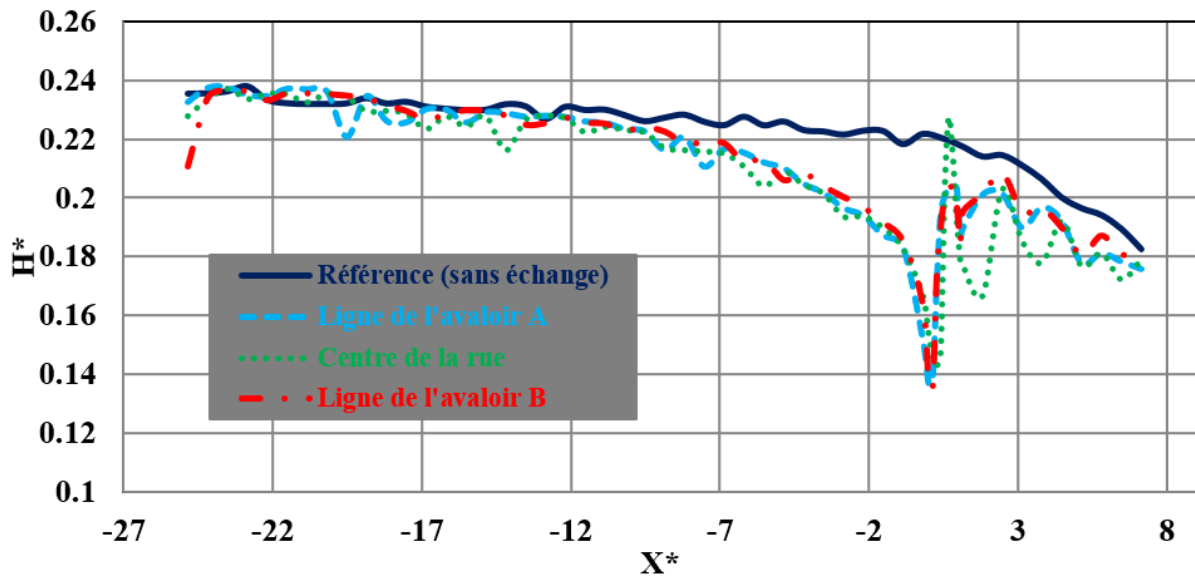


Figure III. 53 : variation de la hauteur d'eau le long de la rue droite, cas de drainage ($Q_{si}=2 \text{ L/s}$, $Q_{pi}=0 \text{ L/s}$; réseau de drainage en charge)

Le régime d'écoulement passe en torrentiel à l'approche des avaloirs (hauteur critique = 25 mm) et il atteint la hauteur minimale juste à l'aval de ces derniers. La quantité d'eau passée au réseau de drainage à travers ces ouvrages engendre une dissipation d'énergie, cela provoque une transition brusque d'un écoulement torrentiel à un écoulement fluvial de type « ressaut hydraulique ».

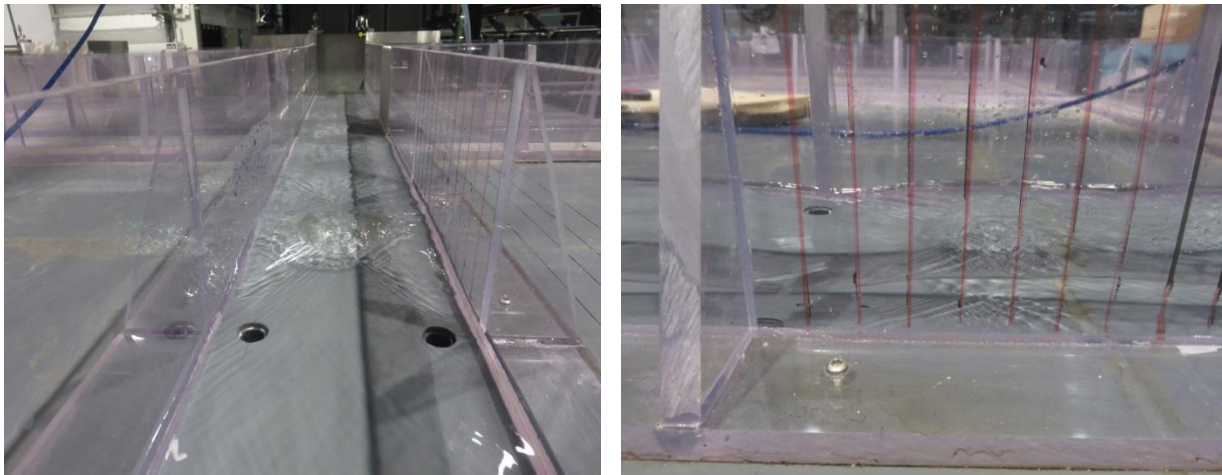


Figure III. 54 : ressaut hydraulique, Cas de drainage avec deux avaloirs ($Q_{si} = 2L/s$, $Q_{pi}=0$ et $h_w = 0$; réseau de drainage en charge)

L'eau qui rentre par les deux avaloirs crée une perturbation de la surface libre (Figure III. 54), et les mesures avec le capteur US ne sont plus fiables. Nous avons donc mesuré la hauteur d'eau au-dessus et à l'aval des avaloirs à l'aide d'un limnimètre électronique (Tableau III-14)

Tableau III-14 : mesure de hauteur d'eau à l'aide d'un limnimètre électronique, ($Q_{si} = 2L/s$, $Q_{pi}=0$ et $h_w = 0$; réseau de drainage en charge)

X^*	$Y^*=0,1$	$Y^*=0,3$	$Y^*=0,5$	$Y^*=0,7$	$Y^*=0,9$	Hauteur moyenne (mm)	Froude
0	20,50	22,37	22,97	22,7	20,45	21,798	1,32
0,13	20,90	21,36	21,93	21,88	20,33	21,280	1,37
0,27	25,54	21,11	21,41	21,20	25,96	23,044	1,21
0,40	29,22	22,33	22,16	22,09	28,48	24,856	1,08
0,53	30,06	30,16	30,39	30,64	30,05	30,260	0,80
0,67	30,45	34,50	34,09	34,63	30,27	32,788	0,71
0,80	30,56	33,24	32,29	31,31	30,58	31,596	0,75
0,93	30,50	28,67	28,95	28,03	29,63	29,156	0,85
1,06	28,06	26,68	26,70	26,93	27,62	27,198	0,94

Pour un écoulement permanent de faible pente et graduellement varié et un nombre de Froude $F_r=1$, la hauteur critique h_c peut être calculée à l'aide de la formule III.15.

$$h_c = \left(\frac{Q_{si}^2}{g b^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (III.13)$$

Soit $h_c = 26$ mm.

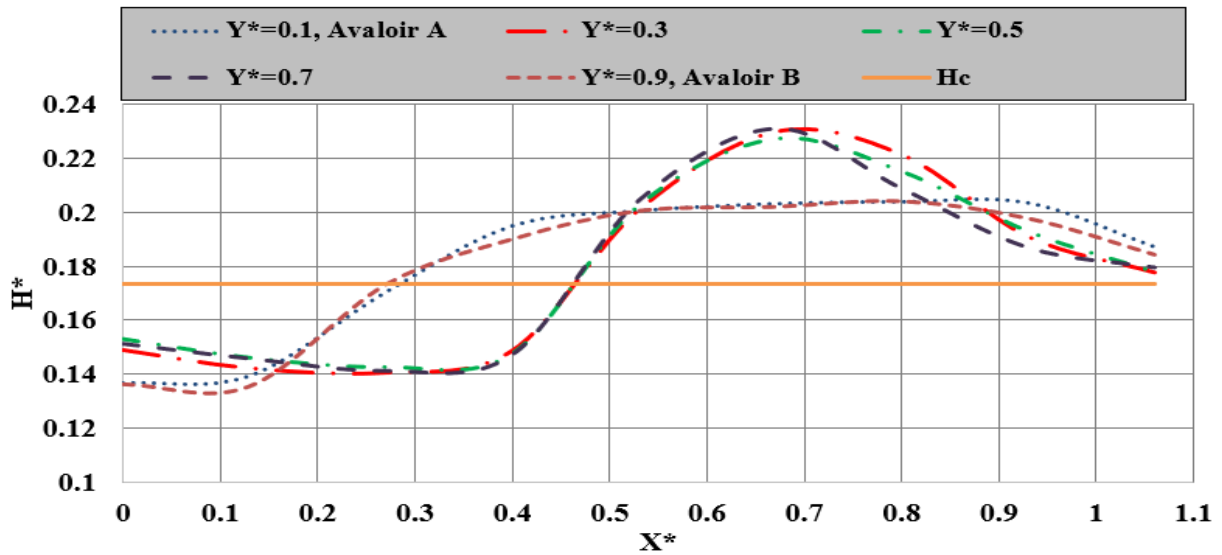


Figure III. 55 : variation de la hauteur d'eau à l'approche des avaloirs ($Q_{si} = 2L/s$, $Q_{pi} = 0L/s$ et $h_w = 0$; réseau de drainage en charge)

- **Ressaut hydraulique**

Dans un canal rectangulaire, les deux équations suivantes sont vérifiées dans le cas où un ressaut hydraulique se réalise :

l'équation de continuité :

$$V_1 y_1 = V_2 y_2 \tag{III. 14}$$

l'équation de Newton sous la forme « impulsion-quantité de mouvement » :

$$\frac{1}{2} \rho g y_1^2 + q \rho V_1 = \frac{1}{2} \rho g y_2^2 + q \rho V_2 \tag{III. 15}$$

V_1 et V_2 vitesses moyennes en amont et en aval du ressaut (m/s) ; y_1 et y_2 : hauteurs d'eau en amont et en aval du ressaut (m) ; ρ : masse volumique de l'eau (kg/m^3) ; g : accélération de pesanteur (m/s^2) ; q : débit unitaire (m^2/s).

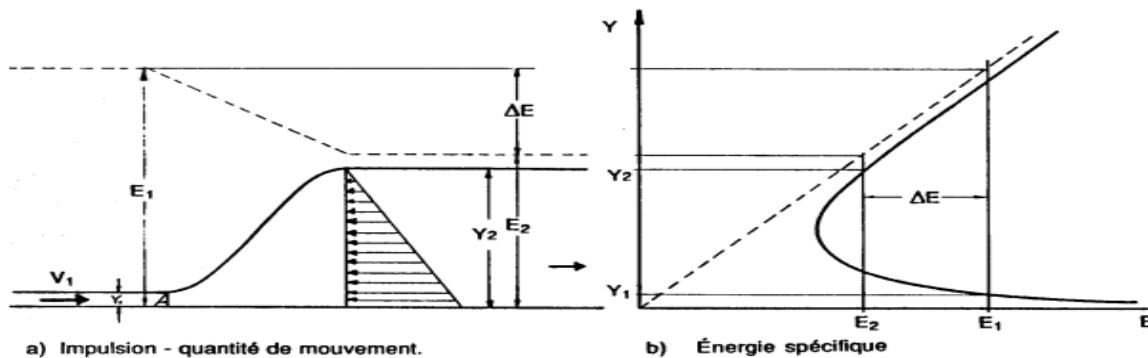


Figure III. 56 : ressaut hydraulique dans un canal rectangulaire

La relation entre les hauteurs conjuguées de ressaut hydraulique est la solution des deux équations précédentes III.16 et III.17 :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1) \quad (III. 16)$$

Fr_1 : nombre de Froude en amont du ressaut, y_1 et y_2 hauteurs conjuguées de ressaut.

Si on applique la valeur moyenne de la hauteur d'eau à l'amont $X^*=0$ soit $y_1 = 21,8\text{mm}$ et à $X^*=0,67$ soit $y_2 = 32,79 \text{ mm}$ (Tableau III-14) l'équation (III.18) est vérifiée.

III.8.1.2. Réseau de drainage à surface libre

Tableau III-15 : tableau de conservation de débit, cas de drainage avec deux avaloirs ($Q_{si} = 2\text{L/s}$, $Q_{pi} = 0$ et $h_w = 0$; réseau de drainage à surface libre)

	Q_{po}	Q_{si}	Q_{po}	Q_{so}
Débit moyen (L/s)	0	2,03	0,47	1,59
Ecart-type (L/s)	0	0,0098	0,00625	0,0109

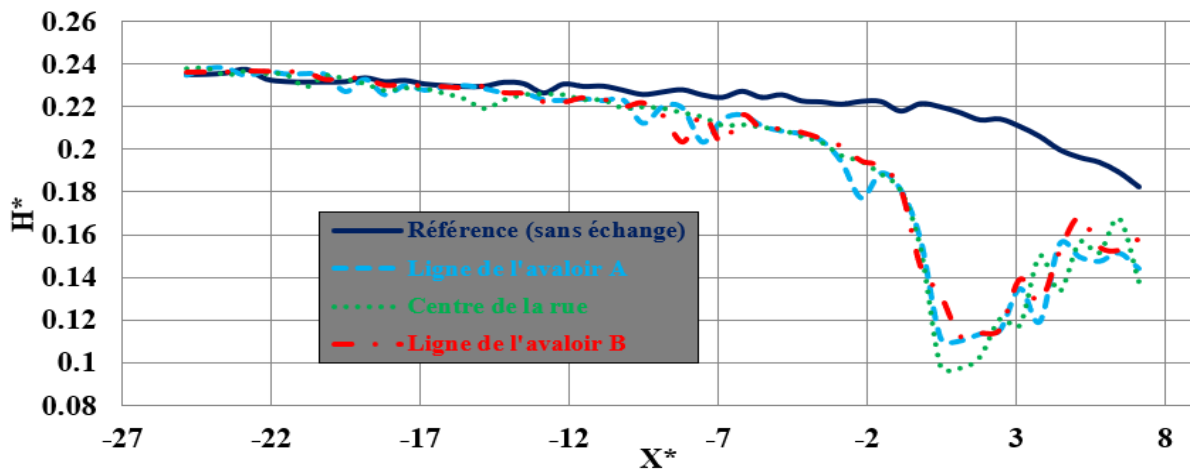


Figure III. 57 : variation de la hauteur d'eau le long de la rue droite cas de drainage ($Q_{si} = 2\text{L/s}$, $Q_{pi} = 0$ L/s ; réseau de drainage à surface libre)

L'écoulement passe en torrentiel 10 cm à l'amont des avaloirs, la hauteur d'eau ne dépasse pas la hauteur critique et l'écoulement reste torrentiel jusqu'à l'aval de la rue. Cette transition apparaît comme une perturbation de la surface libre (ondes de surface) (Figure III. 56).

III.8.2. Cas de débordement

Lors de cet essai, les vannes d'entrée D103 et D203 sont ouvertes successivement à 22% et 31%. La vanne de sortie de réseau est ouverte à 24%. Cette condition nous a permis d'avoir un débordement du réseau d'assainissement à la surface à travers les deux avaloirs présents sur la rue droite. Le tableau suivant montre les différents débits moyens mesurés.

Tableau III-16 : tableau de conservation de débit pour le cas de débordement avec deux avaloirs ($Q_{si} = 2L/s$, $Q_{pi}=0,5$ et $h_w = 0$)

	Q_{pi}	Q_{si}	Q_{po}	Q_{so}
Débit moyen (L/s)	0,52	2,01	0,21	2,36
Ecart-type (L/s)	0,0066	0,011	0,0056	0,012

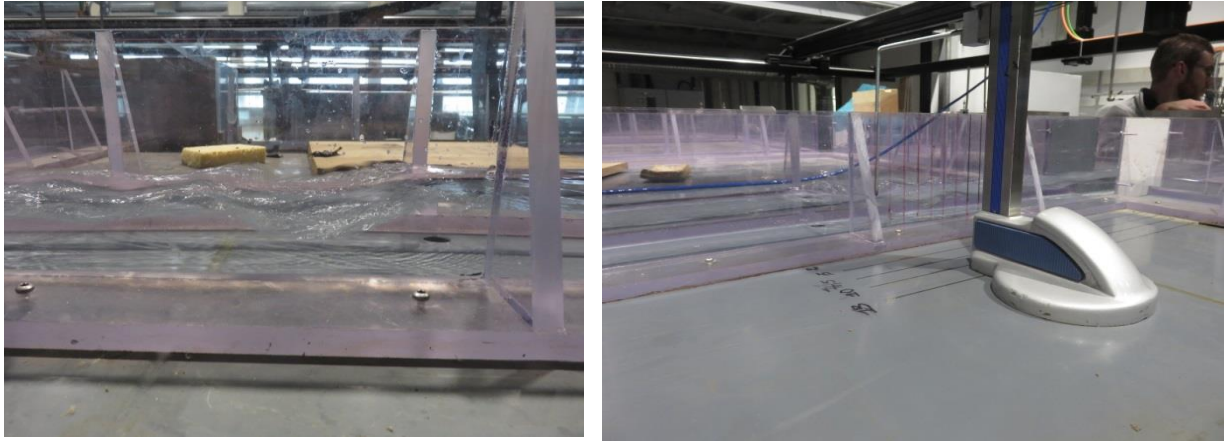


Figure III. 58 : a : cas de débordement avec deux avaloirs ($Q_{si} = 2L/s$, $Q_{pi}=0,5L/s$ et $h_w = 0$), b : maillage utilisé pour les mesures avec le limnigramme

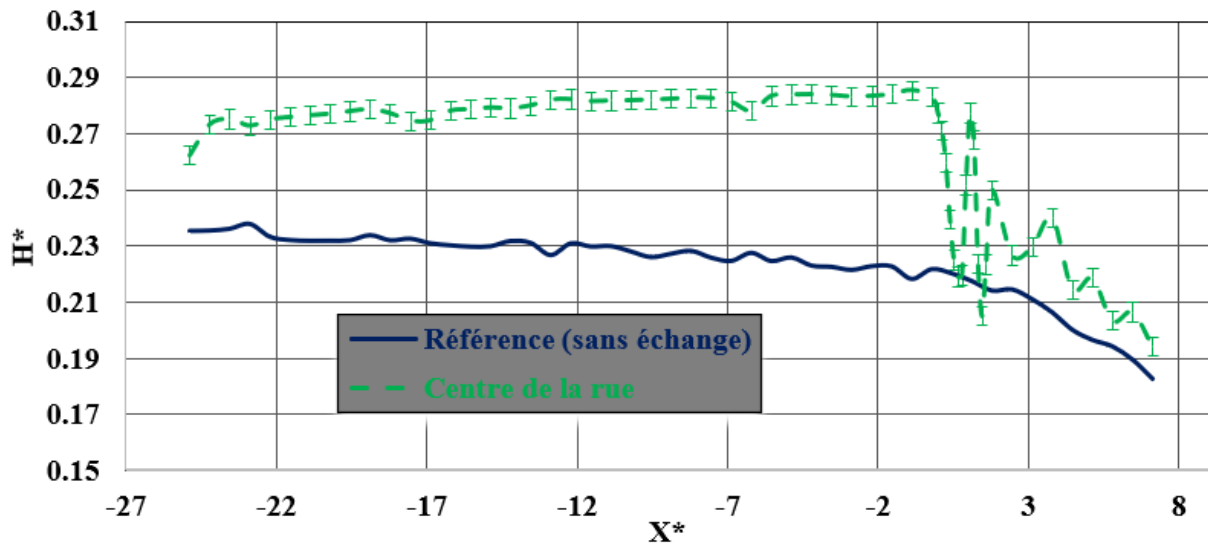


Figure III. 59 : variation de la hauteur d'eau le long de la rue droite cas de débordement ($Q_{si}=2L/s$, $Q_{pi}=0,5L/s$)

Tableau III-17 : mesure de la hauteur d'eau à l'approche des avaloirs à l'aide d'un limnimètre électronique, (Débordement : $Q_{si} = 2L/s$, $Q_{pi} = 0,5$ et $h_w = 0$)

X*	Y*=0,1	Y*=0,3	Y*=0,5	Y*=0,7	Y*=0,9	Hauteur moyenne (mm)	Froude
0	45,41	43,11	41,6	41,91	44,7	43,3	0,47
0,13	47,05	40,20	40,63	40,93	45,81	42,9	0,47
0,27	47,57	36,14	38,95	38,3	46,30	41,5	0,50
0,4	36,64	33,20	35,92	35,03	37,73	35,7	0,63
0,53	29,14	31,13	33,74	32,84	31,2	31,6	0,75
0,67	30,4	31,35	32,84	32,20	32,02	31,762	0,75
0,8	37,4	34,23	32,93	32,60	33,36	34,104	0,67
0,93	41,43	39,10	37,75	36,63	38,23	38,628	0,56
1,06	38,57	38,74	41,59	40,97	41,99	40,372	0,52

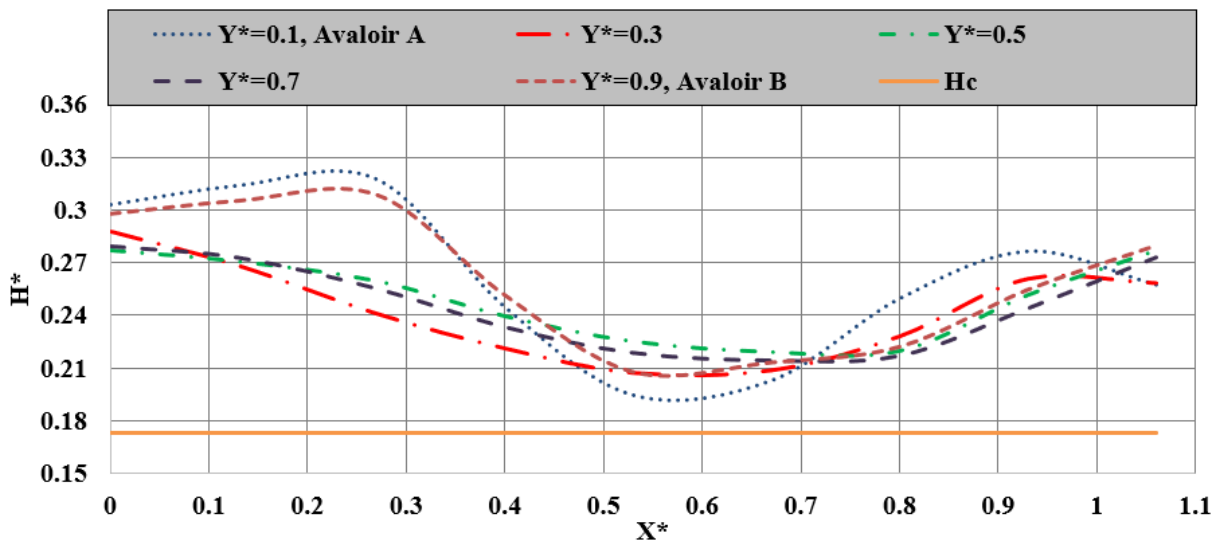


Figure III. 60 : hauteur d'eau pour cinq profils au-dessus et à l'aval des avaloirs (Débordement : $Q_{si} = 2L/s$, $Q_{pi} = 0,5L/s$ et $h_w = 0$)

III.9. Conclusion

Ce chapitre présente les résultats expérimentaux pour des cas de drainage et de débordement pour une configuration correspondant à une rue avec une pente longitudinale de 0,1 % avec un et deux avaloirs connectés au réseau par des tuyaux de drainage pour assurer un écoulement de la rue vers la conduite ou de la conduite vers la rue. L'impact de ces deux processus sur l'écoulement de surface est caractérisé expérimentalement.

Dans les cas de drainage, l'accélération du débit est localisée à proximité des drains et du fond. La distribution de la vitesse pour le cas avec deux avaloirs est très similaire à celui avec un seul avaloir mais l'intensité relative des différents processus reste différente car l'avaloir est placé près du mur de la rue. Le réarrangement de l'écoulement est progressif sans augmentation significative de la turbulence. Le risque d'inondation n'augmente que très près des avaloirs (à moins d'une largeur de rue).

En cas de débordement avec un ou deux avaloirs (pour lesquels les débits d'échange sont plus faibles que pour les cas de drainage), les jets verticaux sortant des trous créent un blocage local de l'écoulement ; l'eau est forcée de passer à travers les côtés du jet, ce qui implique une vitesse longitudinale élevée entre le drain et la paroi (jusqu'à deux fois la vitesse moyenne). Immédiatement en aval des avaloirs, la vitesse longitudinale augmente fortement (jusqu'à 50% à $X^* = 0,7$) à la surface. Plus en aval, la vitesse longitudinale maximale est à $z/H = 0,2$ et les courants secondaires se développent sur toute la section avec une forte augmentation locale des vitesses transversales à la surface et, surtout, près du fond. Le réarrangement de l'écoulement est très différent entre le cas d'un avaloir et le cas avec deux avaloirs ; mais, dans les deux cas, par rapport aux cas sans échange, l'augmentation du débit d'écoulement dans la partie aval de la rue (7 à 15%) est directement à l'origine de la légère augmentation de la hauteur d'eau (0% à 5%) et la vitesse moyenne (6% à 12%) tandis que l'augmentation locale de la turbulence (multipliée par un facteur de 2 à 4 pour l'intensité turbulente à $X^* = 1,3$) est susceptible d'entraîner une augmentation beaucoup plus élevée du risque d'inondation en aval des avaloirs. L'ensemble de ces résultats expérimentaux détaillés et le changement d'échelle correspondant ont fait l'objet d'un article publié (Chibane et al., 2021) avec un lien disponible vers l'ensemble des données expérimentales (<https://doi.org/10.6084/m9.figshare.12548093>). Néanmoins, d'autres expériences seraient nécessaires pour confirmer l'impact du débordement sur les risques d'inondation dans la rue.

Pour le modèle d'échange et à l'aide d'une équation d'orifice en prenant la charge hydraulique au-dessus de chaque avaloir sans calculer les pertes de charge dans le dispositif d'échange, un coefficient de débit est déterminé pour chaque cas de drainage. Pour le cas de débordement, l'estimation des pertes de charges dans le dispositif d'échange a abouti à une estimation plus ou moins fiable du débit d'échange ; le biais entre la valeur mesurée et calculée est dû à la complexité de l'écoulement le long des dispositifs de connexion particulièrement à la sortie de l'avaloir vers la rue où deux facteurs peuvent éventuellement augmenter la perte de charge : la hauteur d'eau de surface et l'emplacement des avaloirs par rapport à la largeur de la rue.

Les expériences complémentaires à plus faible hauteur d'eau montrent de fortes perturbations de la surface libre dans les directions transversale et longitudinale y compris pour les cas de drainage du fait de la modification du régime de l'écoulement (passage du régime torrentiel au régime fluvial). Ceci induit sans doute une forte augmentation de la turbulence de l'écoulement qui se traduirait par une augmentation du risque dans un cas réel.

CHAPITRE IV : étude numérique

Chapitre IV : étude numérique

IV.1. Introduction

Dans le cadre de la gestion des inondations, la simulation des écoulements dans les zones urbaines est nécessaire afin d'établir des mesures de prévention ou de protection (Sanders et al., 2020). En particulier, des modèles couplés 1D / 2D permettant de calculer les débits d'échange entre le ruissellement de surface et l'écoulement dans le réseau de drainage, peuvent être utilisés pour obtenir des résultats détaillés près des entrées du réseau de drainage (avaloirs) (Jang et al., 2019). Etant donné la complexité de ces écoulements (Chapitre III), le développement de modèles numériques dédiés est une phase incontournable pour mieux la cerner. De nombreux dispositifs expérimentaux ont été utilisés pour valider ces modèles numériques (Mignot et al., 2019). L'objectif principal de ce chapitre est d'examiner si un modèle couplé 1D / 2D est capable d'effectuer une étude de modélisation numérique détaillée des écoulements qui peuvent avoir lieu lors des inondations urbaines. Nous avons construit un modèle numérique capable de reproduire :

- Dans un premier temps, les écoulements turbulents obtenus lors de la campagne de mesures sur la configuration expérimentale d'une seule rue,
- Et, dans un deuxième temps, l'ensemble de la maquette MURI et un cas de terrain qui est présenté dans le chapitre suivant.

Pour la première étape, à partir des expériences présentées au chapitre III, un jeu de données a été produit. Il comprend une description détaillée de la géométrie de la configuration et des mesures précises de hauteur et de vitesse d'eau en divers endroits de la rue. Ces données sont exploitées pour caler et valider un modèle de couplage entre l'écoulement dans une rue et l'écoulement dans une conduite enterrée.

Dans ce chapitre, les codes de calcul Rubar20 (2D), Rubar 3 (1D) et leur module de couplage 1D/2D sont présentés et utilisés pour simuler les écoulements sur la maquette MURI. Ensuite sont présentés les résultats obtenus dans le cadre de la simulation des écoulements expérimentaux décrits dans le chapitre III. Enfin, la deuxième partie sera autour de la modélisation de l'ensemble de la maquette MURI afin de valider l'efficacité du modèle sur une configuration plus complexe.

IV.2. Présentation des logiciels de simulation

Les 3 codes numériques utilisés pour simuler les écoulements dans la maquette urbaine MURI sont Rubar3 (1D) pour le réseau de conduites, Rubar20 (2D) pour les écoulements dans les rues et le module de couplage 1D/2D pour relier ces deux couches d'écoulements en même temps et simuler l'interaction qui peut avoir lieu entre les deux au niveau des ouvrages d'échange.

IV.2.1. Rubar3

Rubar 3 est un logiciel qui permet tout calcul hydraulique où les équations de Saint-Venant peuvent être considérées comme valides. Il résout les équations complètes de Barré de Saint-Venant unidimensionnelles par une méthode explicite en volumes finis (Irstea., 2019a). Cette dernière utilise un schéma du second ordre (du type VAN LEER). À chaque pas, le problème de Riemann est résolu de façon approchée grâce à une linéarisation de Roe. Cette méthode de résolution s'appuie sur les travaux de Jean Paul VILA et André PAQUIER (Paquier., 1995) portant sur les schémas numériques appliqués aux systèmes hyperboliques non linéaires (El Kadi et al., 2008). Elle a été initialement conçue pour les études d'ondes de submersion mais le logiciel est aussi utilisé pour simuler les écoulements dans un réseau de cours d'eau ou de conduites lors d'inondations.

IV.2.2. Rubar20

Rubar 20 est un logiciel de simulation des écoulements bidimensionnels. A l'origine il est conçu pour modéliser la propagation d'une onde sur une zone initialement sèche (Rupture de Barrage). Il permet tout calcul hydraulique 2D ressortant des équations de Saint-Venant bidimensionnelles, en particulier pour des événements forts tels que les crues. La méthode de résolution en volumes finis est appliquée à un maillage constitué de quadrilatères ou de triangles ayant entre eux une arête commune. Pour calculer le flux entrant dans et sortant de chaque maille à chaque pas de temps, on résout un problème de Riemann dans la direction normale à l'arête.

La mise en œuvre du logiciel est constituée des lancements successifs de plusieurs programmes, correspondant à la définition des différents paramètres, le calcul proprement dit et l'exploitation des résultats. Le code de calcul utilise une méthode en volumes finis du second ordre appliquée à un maillage constitué de quadrilatères et de triangles (Irstea., 2019b).

A chaque pas de temps, pour calculer les flux entrants et sortants de chaque maille, un problème de Riemann dans la direction normale à l'arête est résolu. On résout d'abord le

problème homogène pour les 3 équations dans cette direction, équations mises sous forme conservative puis on ajoute les termes du second membre où se trouvent le terme de gravité, les frottements, etc. (El Kadi et al., 2009).

IV.2.3. Couplage 1D/2D

Le programme de calcul couplé regroupe les codes Rubar 3 et Rubar 20 et le module pour le couplage. Les deux codes de calcul Rubar 3 et Rubar 20 utilisent des schémas explicites en volumes finis du second ordre pour le même pas de temps pour résoudre respectivement les équations de saint Venant 1D et 2D. Le principe de calcul de ces schémas consiste à estimer les flux de masse et de quantité de mouvement qui passent d'une maille à une autre maille sur un pas de temps ; ces valeurs sont estimées au demi pas de temps et le calcul se fait soit à travers une section dans le modèle 1D soit une arête dans le modèle 2D suivant le même principe. Le couplage entre les deux modèles 1D et 2D est donc traduit par un flux d'échange de masse et de quantité de mouvement à ce même demi pas de temps, le couplage entre les deux modèles fonctionnant lorsque des échanges de débit se produisent dans des endroits spécifiques (en général, des ouvrages). Donc pour déterminer ce flux d'échange qui peut être soit vers la surface (modèle 2D), soit vers la conduite (modèle 1D), des lois d'ouvrage sont utilisées. Elles sont intégrées dans le code de calcul de logiciel Rubar 20 qui incluait déjà cette fonctionnalité de représentation hydraulique locale par une loi d'ouvrage. Ce flux (positif ou négatif) est ensuite injecté comme un apport latéral dans les conduites (Irstea., 2019c). Le couplage entre les modèles 1D et 2D est constitué par la somme de plusieurs échanges élémentaires, chacun de ces échanges étant défini entre une maille 2D et une maille 1D (tronçon entre deux sections en travers). Une maille 1D peut être associée à plusieurs mailles 2D et donc à plusieurs échanges élémentaires.

IV.3. Modélisation de la configuration expérimentale

La configuration expérimentale est présentée dans le chapitre III. Afin de reproduire les écoulements expérimentaux sur la maquette MURI, un modèle 1D/2D a été mis en œuvre.

Pour cette modélisation, nous avons suivi la démarche décrite ci-après.

- La première étape consiste à construire séparément les modèles 1D pour la conduite et 2D pour la rue. Des simulations préliminaires sont effectuées sur ces modèles. L'objectif est de vérifier le fonctionnement de ces derniers pour voir leurs stabilités et précisions en essayant à chaque fois d'ajuster le maillage, les conditions aux limites et les paramètres de calcul. Les résultats pour cette première étape sont discutés et

présentés en comparaison avec des résultats expérimentaux d'un écoulement dans la conduite seule (modèle 1D) ainsi que du cas de référence (rue sans réseau, modèle 2D) décrit dans le chapitre précédent.

- La deuxième étape est la modélisation 1D/2D à l'aide d'un modèle couplé qui est construit pour prendre en compte les échanges de flux entre la rue et son réseau de drainage à travers les avaloirs (modèle avec les nouvelles équations d'échange proposées dans le chapitre précédent). Dans cette étape, nous avons pris un cas expérimental de drainage avec deux points d'échange en essayant de trouver la meilleure représentation c'est-à-dire celle qui donne des hauteurs et vitesses d'eau similaires aux mesures sur toute la rue et localement à proximité des avaloirs. L'écoulement étant très complexe autour de ces derniers (écoulement 3D avec forte turbulence), plusieurs simulations sont effectuées en modifiant à chaque fois le modèle couplé et ses paramètres de calcul (maillage, méthode d'implémentation des ouvrages, frottement, coefficient de diffusion numérique), ces changements étant proposés comme un jeu d'hypothèses. Cette étape a pour but d'avoir un modèle couplé 1D/2D bien calé c'est-à-dire donnant les meilleurs résultats pour ce cas expérimental.
- Après le choix du modèle le plus adéquat, la troisième étape est de simuler l'ensemble des cas expérimentaux ayant fait l'objet de mesures détaillées (drainage et débordement, Tableau IV-1) avec le modèle couplé calé lors de la deuxième étape.
- Enfin, la quatrième étape sera consacrée à la simulation des expériences complémentaires (sans seuil aval) présentées dans le chapitre précédent où nous avons pu remarquer des écoulements critiques et torrentiels dans quelques parties de la rue ; la simulation numérique de ces expériences va me permettre de faire le lien avec un cas réel d'inondation où divers types d'écoulements peuvent avoir lieu. Nous allons vérifier donc si ce modèle est capable ou pas de donner des résultats numériques et expérimentaux adéquats quand nous avons des conditions d'écoulement différentes.

Tableau IV-1 : tableau récapitulatif des essais sur MURI (CRef : cas de référence sans échange ; DA: drainage avec l'avaloir A; DAB: drainage les avaloirs A et B; OA: débordement avec l'avaloir A ; OAB débordement avec les avaloirs A et B)

Cas	Q _{si} (L/s)	Q _{pi} (L/s)	Q _{pi} [*]	Q _{ex} (L/s)	Q _{ex} [*]	V _{ex} (m/s)	V _{ex} [*]	Fr « rue »	Re « rue » (×10 ⁴)
CRef3	2	0	0	0	0	0	0	0,18	2,5
CRef2	3	0	0	0	0	0	0	0,26	3,8
DA2	2	0	0	0,23	0,115	1,49	9,25	0,20	2,7
DA3	3	0	0	0,21	0,07	1,36	5,61	0,30	3,9
DAB2	2	0	0	0,52	0,26	1,69	10,45	0,19	2,6
DAB3	3	0	0	0,51	0,17	1,66	6,81	0,30	3,9
OA2	2	0,5	0,25	0,20	0,085	1,30	8,03	0,17	2,5
OA3	3	0,5	0,17	0,21	0,057	1,36	8,4	0,26	3,7
OAB2	2	0,5	0,25	0,31	0,145	1,01	4,1	0,16	2,4
OAB3	3	0,5	0,17	0,34	0,093	1,10	4,5	0,25	3,6

A noter que toutes les valeurs calculées par le modèle numérique seront adimensionnalisées de la même façon que les mesures expérimentales dans le chapitre précédent.

IV.3.1. Modélisation du réseau de drainage « Modèle 1D »

La modélisation du réseau de drainage est faite par le logiciel Rubar3. Ce dernier permet le choix entre plusieurs types de conditions aux limites ; en amont : un hydrogramme, une condition de réflexion ou plutôt un limnigramme tandis qu'à l'aval, la condition peut être une courbe de tarage, une réflexion (mur), limnigramme, un flux libre, un régime uniforme ou bien un régime critique. Les conditions initiales sont fixées en tirant d'eau et vitesse. Le pas de temps et le pas d'espace peuvent être soit fixes, soit variables (Irstea, 2019a). La mise en œuvre du logiciel est constituée des lancements progressifs de plusieurs programmes : Fudaa_Modeleur (prétraitement de la topographie), Secma (interpolation des sections en travers), Rubar3, PAMHYR (entrée des paramètres de calcul et post-traitement des résultats du calcul). Ces programmes permettent, en particulier, la construction du maillage, la saisie des données brutes et l'interpolation sur les sections de calcul afin de créer l'ensemble des fichiers de données demandés lors du lancement du code de calcul Rubar3.

IV.3.1.1. Construction du maillage

Dans la configuration expérimentale (Chapitre III), le réseau est constitué d'un seul collecteur de diamètre $D_p = 100$ mm et de longueur $L_p = 4200$ mm. Le modèle 1D a été construit sur un seul bief à l'aide des différents utilitaires de code Rubar3. Le maillage est fait de manière à ce que la distance entre deux sections du bief soit de 50 mm sur une longueur totale de $L_p = 4200$ mm soit 84 mailles au total. Les sections sont fermées et l'écoulement est susceptible de passer en charge ; en conséquence, une prolongation de ces sections par une fente fictive dite fente de Preissmann (Figure IV. 1) est effectuée. Ceci est la méthode classique recommandée bien que d'autres aient été développées (Sanders et Bradford, 2011). Cet artifice permet de ne pas distinguer dans la résolution les tronçons en charge des autres. La fente doit être de très faible épaisseur pour que le volume d'eau qu'elle enferme soit négligeable (dans le calcul), et le frottement ne doit pas s'appliquer à ses parois (Gérald L, 1991). Pour notre cas, la largeur de la fente est égale à 1% du diamètre du collecteur (1 mm) avec une hauteur suffisante égale à 3 mètres pour être sûr d'atteindre le niveau d'eau maximal dans la rue et assurer la stabilité du calcul. L'amont et l'aval du collecteur sont à $X = 500$ mm et $X = 4700$ mm respectivement soit en adimensionnelle $X^* = -24,2$ et $X^* = 3,8$, par rapport à la surface de la maquette (Chapitre III). Le point le plus bas du collecteur est à 36 mm au-dessous de surface de la maquette. Comme pour la configuration expérimentale, la pente est égale à 0,1 % et le Strickler déterminé lors des tests préliminaires pour le collecteur est $K = 109$ m^{1/3}/s (Chibane et al., 2018b).

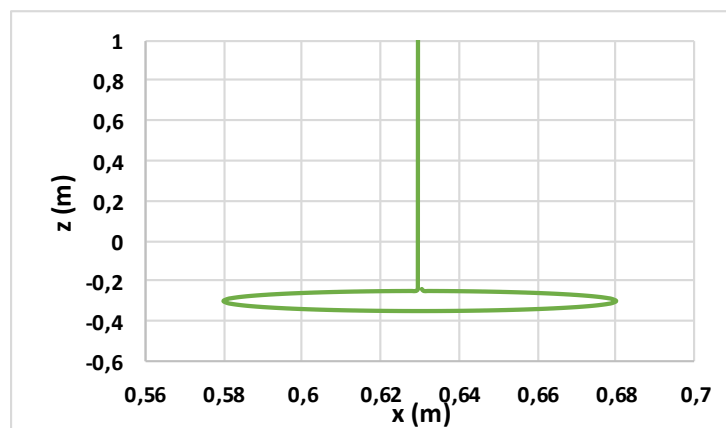


Figure IV. 1: géométrie des conduites (fente de Preissmann)

IV.3.1.2 Conditions aux limites

Dans le but de tester le modèle 1D et de savoir si le pas d'espace de 50 mm entre deux sections est suffisant pour avoir la bonne représentation de la ligne d'eau, un débit $Q_{pi} = 1$ L/s est introduit à l'amont du collecteur. A l'aval, une courbe de tarage est imposée, déterminée à

l'aide de l'équation de Manning-Strickler (se basant sur la mesure expérimentale du Strickler). La hauteur d'eau initiale est égale à $H_p = 50$ mm pour assurer une stabilité rapide du calcul.

IV.3.1.3. Comparaison des résultats numériques et expérimentaux

Nous avons lancé la simulation avec les paramètres de calcul montrés dans le tableau IV-2. A la fin de simulation, la conservation de volume d'eau dans le modèle est vérifiée et à l'aide du logiciel PAMHYR qui permet la visualisation des résultats, nous avons ensuite extrait la variation de la hauteur d'eau en fonction de temps dans une section quelconque $X^* = -18,7$, cette variation est montrée dans la figure IV.2 où nous pouvons voir que le calcul se stabilise au bout de 80 secondes. A noter que les valeurs de hauteur d'eau sont adimensionnalisées comme dans le chapitre III : $H^* = H/b$.

Tableau IV-2: paramètres de calcul modèle 1D

Débit (L/s)	Strickler ($m^{1/3}/s$)	Pente (%)	Pas de temps de calcul (s)	Temps de calcul (s)
1	109	0,1	0,001	200

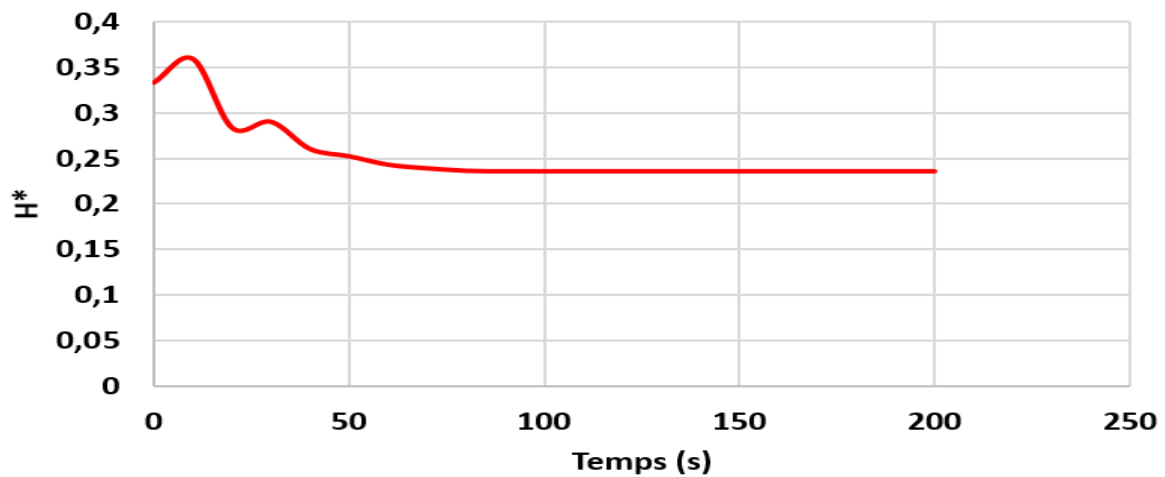


Figure IV. 2: variation de la hauteur d'eau en fonction de temps dans la section $X^* = -18,7$ du collecteur pour un débit $Q_{pi} = 1$ L/s

Ensuite, la ligne d'eau sur toute la longueur du collecteur pour un temps de calcul $t = 200$ s est montré sur la figure IV.3, cette dernière contient aussi la ligne d'eau expérimentale déterminée pour un débit d'entrée $Q_{pi} = 1$ L/s.

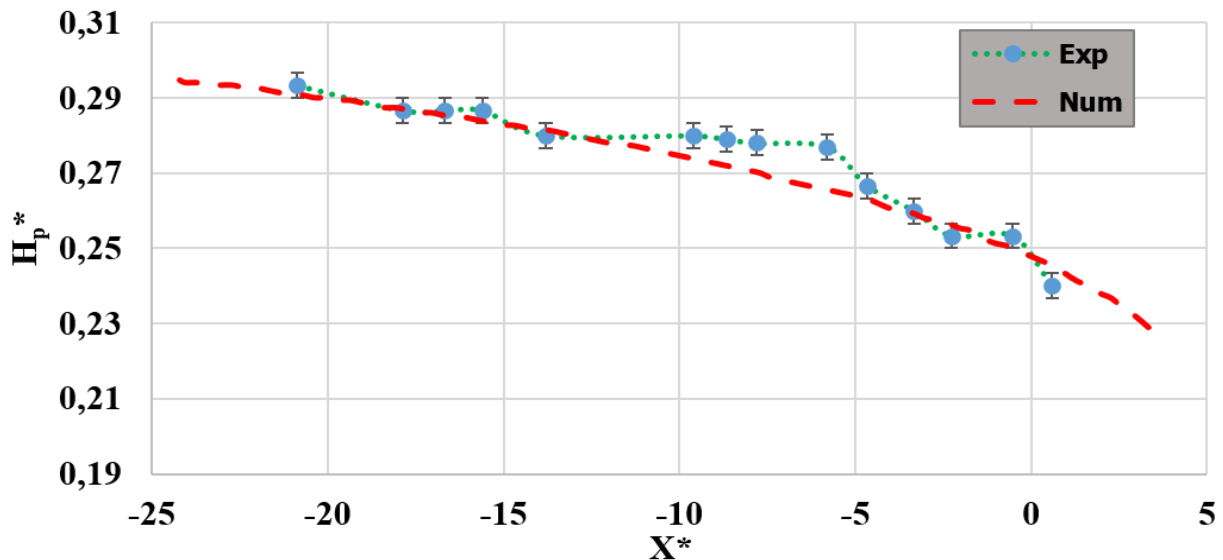


Figure IV. 3: variation de la hauteur d'eau dans le collecteur pour un débit $Q_{pi} = 1 \text{ L/s}$

La mesure expérimentale de la hauteur d'eau dans le collecteur est faite à l'œil nu à l'aide des règles graduées positionnées en différents points marqués en bleu (Figure IV. 3). L'erreur sur la mesure a été estimée à $\pm 0,5\text{mm}$ (l'erreur sur une règle graduée en mm généralement correspond à la moitié de la petite graduation), une erreur supplémentaire correspondant au positionnement de ces règles par rapport au point le plus bas du collecteur peut éventuellement être considérée. Les singularités présentes dans le collecteur (raccordement avec les 3 conduites secondaires du réseau d'assainissement) ne sont pas prises en compte dans le modèle numérique (conduite homogène) et sont susceptibles de créer des pertes de charge singulières qui peuvent perturber et augmenter la hauteur d'eau. Etant donné le manque de précision des mesures au niveau du réseau de drainage, le maillage avec un pas d'espace de 50 mm me semble acceptable.

IV.3.2. Modélisation de la rue droite de la maquette « Modèle 2D »

La modélisation de la rue est faite par le logiciel Rubar20. Ce dernier propose plusieurs types de conditions aux limites : une réflexion (débit nul sur l'arête), une hauteur imposée, une courbe de tarage, un régime critique...etc. Les conditions initiales sont données par l'utilisateur, qui sont la hauteur d'eau et les débits, et ceci à chaque centre de maille au début de calcul. La mise en œuvre du logiciel est constituée des lancements successifs de plusieurs programmes (Fudaa_Modeleur, Secma, Mcoxima (transformation des sections en travers en maillage 2D), Mail20 (vérification de la cohérence du maillage), Vf2m (définition des différents paramètres), Rubar20 (calcul) et Fudaa_Prepro (visualisation des données et des résultats)). Après la construction du modèle 2D, des séries de simulations sont effectuées, en changeant quelques paramètres de calcul, notamment le maillage, le frottement aux parois et

la diffusion numérique dans le but de trouver la meilleure reproduction des hauteurs et des vitesses d'eau expérimentales.

IV.3.2.1. Choix du maillage

Dans la configuration expérimentale, la rue fait une longueur $L_r = 5400$ mm et une largeur $b=150$ mm et contient deux avaloirs A et B de diamètre $D_a=19$ mm située à $X = 4130$ mm. Le maillage est constitué de sections en travers et des lignes directrices qui relient les points caractéristiques de même rang de chaque section en travers, ;dans notre cas, les sections en travers et les lignes directrices sont perpendiculaires et donc on obtient des mailles rectangulaires (carrées si le pas d'espace est identique dans les deux directions). Deux maillages réguliers de $15*15$ mm « **M15** » et $5*5$ mm « **M5** » ont été construits (Figure IV. 4). Pour une longueur de rue de 5400 mm et une largeur de 150 mm, le nombre total des mailles est de 3600 avec 10 mailles par largeur de rue pour le premier et 32400 mailles et 30 mailles par largeur de rue pour le maillage de $5*5$ mm. Comme pour la configuration expérimentale, la pente est égale à 0,1 % et le Strickler a été déterminé lors des tests préliminaires pour la surface de la maquette à $K_s =120$ m^{1/3}/s (Chibane et al., 2018b).

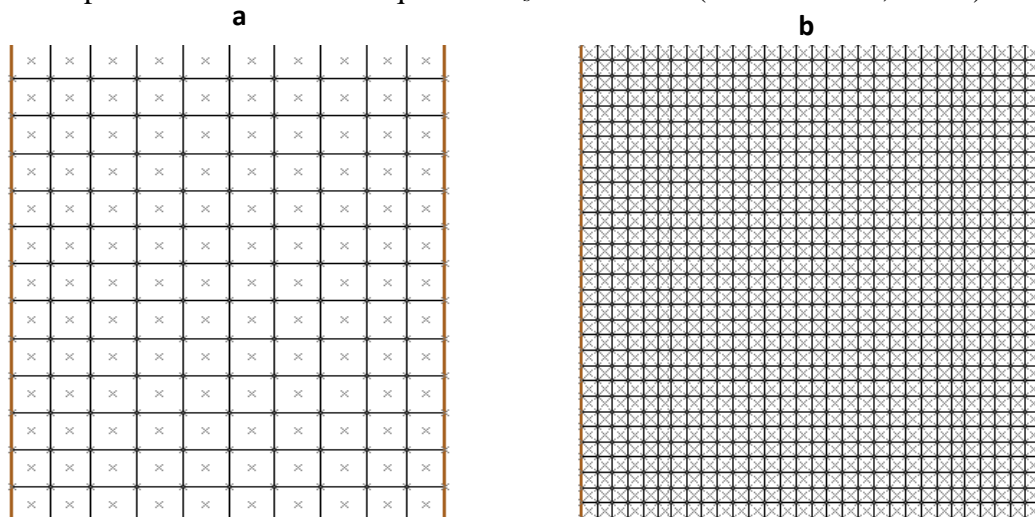


Figure IV. 4: maillages de la surface de la rue, a : maillage M15 ; b : maillage M5

IV.3.2.2. Conditions aux limites

Pour les conditions aux limites, on introduit le débit Q_{si} en amont et on impose une hauteur d'eau d'entrée. A l'aval, une loi de tarage de type déversoir est définie pour que le régime d'écoulement soit fluvial dans toute la rue (régime fluvial pour nos expériences en laboratoire) et ajusté au niveau imposé par le déversoir placé sur la rue juste à l'amont de la cuve aval.

$$Q_{si} = m * b \sqrt{2g} * H^{\frac{3}{2}} \quad (IV. 1)$$

Q_{si} : le débit moyen de l'écoulement dans la rue, m : coefficient de débit, b : largeur de la rue, H : la hauteur d'eau au dernier point mesuré.

Le dernier point de mesure de la hauteur d'eau sur MURI est à $X=5200$ mm, soit à 200 mm de l'extrémité aval de la rue. La figure IV.5 montre les deux courbes de tarage utilisées pour les deux cas de références (sans réseau) : CRef2 et CRef3.

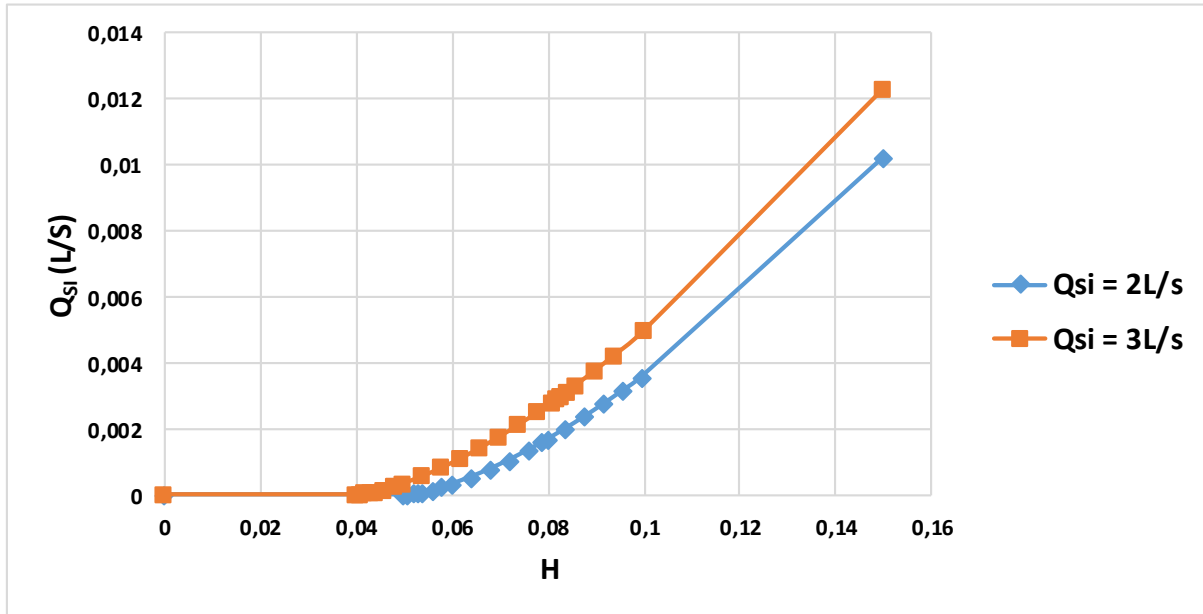


Figure IV. 5 : courbe de tarage utilisée dans le modèle 2D pour les cas de références.

Pour les conditions initiales à la surface de la rue, nous avons donné une hauteur d'eau proche de la valeur expérimentale pour atteindre la stationnarité du calcul après un faible temps de calcul.

IV.3.2.3. Comparaison des résultats numérique et expérimentaux

D'abord, nous avons simulé les deux cas expérimentaux sans échange CRef3 et CRef2 (Tableau IV-1) pendant un temps de calcul $t = 200$ s et coefficient de diffusion numérique standard C_v égal 10^{-3} m²/s sur tout l'ensemble de la rue (cette première hypothèse est nommée **D0**). Le tableau IV-3 résume les paramètres de calcul.

Tableau IV-3: paramètres de calcul modèle 2D (cas CRef2)

Débit (L/s)	Strickler (m ^{1/3} /s)	Pente (%)	Pas de temps de calcul (s)	Temps de calcul (s)	Coefficient de diffusion	Nombre de Courant
2 et 3	120	0,1	0,001	200	0,001	0,9

Comme on peut voir sur le limnigramme (Figure IV.6) la convergence des simulations est généralement obtenue pour des temps de simulation d'environ $t = 50$ s, ce qui correspond à

l'ordre de grandeur du temps nécessaire à l'écoulement de la rue pour se propager entre les limites amont et aval.

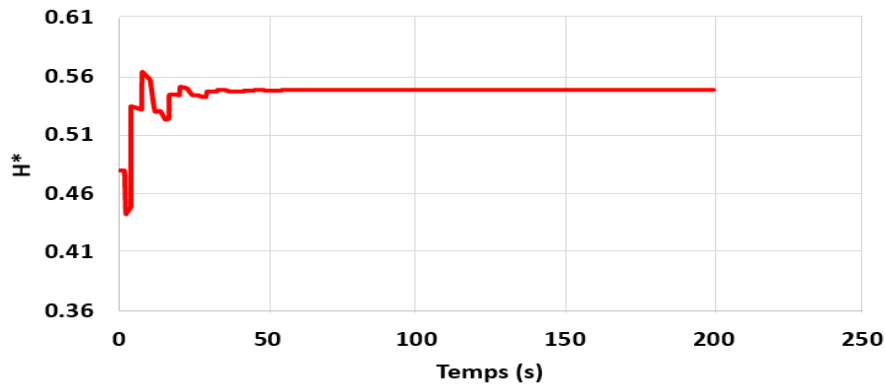


Figure IV. 6: variation de la hauteur d'eau en fonction de temps de calcul pour le cas de référence CRef2

Pour montrer l'opérationnalité du modèle 2D et l'indépendance au maillage, nous allons comparer la hauteur d'eau H^* le long de la rue et la vitesse longitudinale V_x^* dans la section transversale $X^*=0$. La figure IV.7 montre une comparaison entre les résultats numériques (pour le maillage M15) et expérimentaux de la hauteur d'eau au-dessus de la rue. La hauteur d'eau avec le maillage M5 est identique à celle avec le maillage M15.

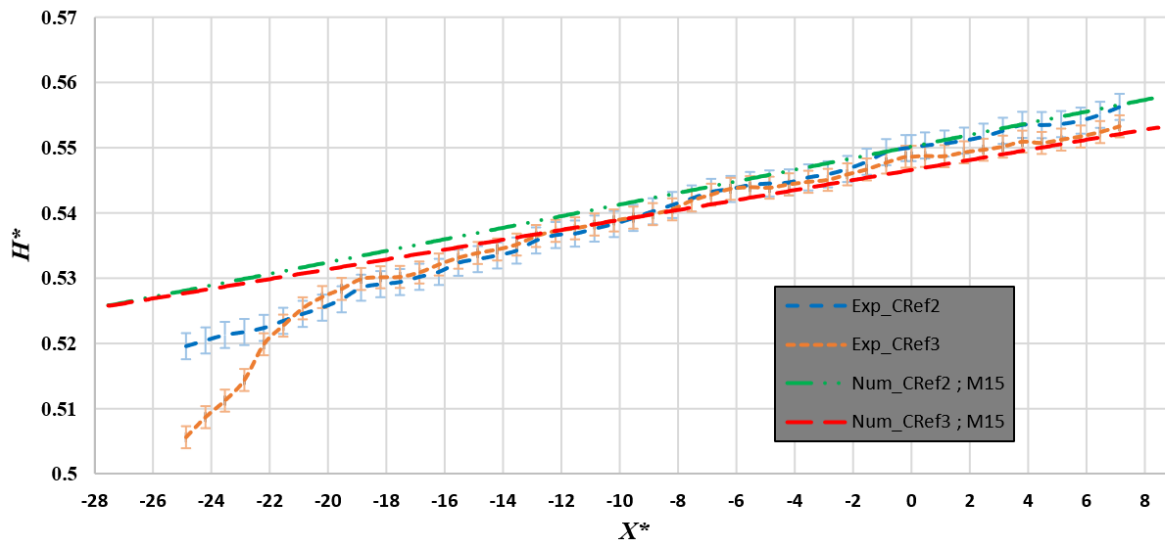


Figure IV. 7: comparaison de la hauteur d'eau expérimentale et numérique au-dessus de la rue ; M15 ; cas de référence : CRef2 et CRef3.

Dans la section des avaloirs ($X^*=0$) et à l'aval, les résultats pour les deux débits sont bien estimés. Si on prend en considération l'erreur de mesure du capteur à ultra son égale à $\pm 0,3$ mm, c'est à partir du milieu de la rue que les lignes d'eau commencent à être superposées. A l'extrémité amont de la rue, une différence de 1,5 mm et 3 mm pour CRef2 et CRef3 respectivement est remarquable entre le numérique et l'expérimental. La cause est peut-être le

dispositif de régularisation de débit qu'on a mis à l'amont de la rue de MURI (nid d'abeille et tapis japonais) et qui fait 200 mm de longueur, ce rétrécissement de la section de passage n'est pas pris en compte dans la modélisation numérique de la rue et induit une répartition verticale des vitesses qui ne correspond pas au profil standard qu'on retrouve plus à l'aval dans la rue.

Pour arriver à comparer la vitesse longitudinale V_x avec les résultats numériques, nous avons appliqué une méthode d'intégration sur la verticale pour toutes les vitesses longitudinales mesurées sur chaque profil dans la section transversale, en se basant sur l'hypothèse que la vitesse est nulle au fond et sur les parois et qu'à la surface elle est égale à 80% de la vitesse mesurée au dernier point du profil. La figure IV.8 montre cette comparaison dans la section $X^*=0$:

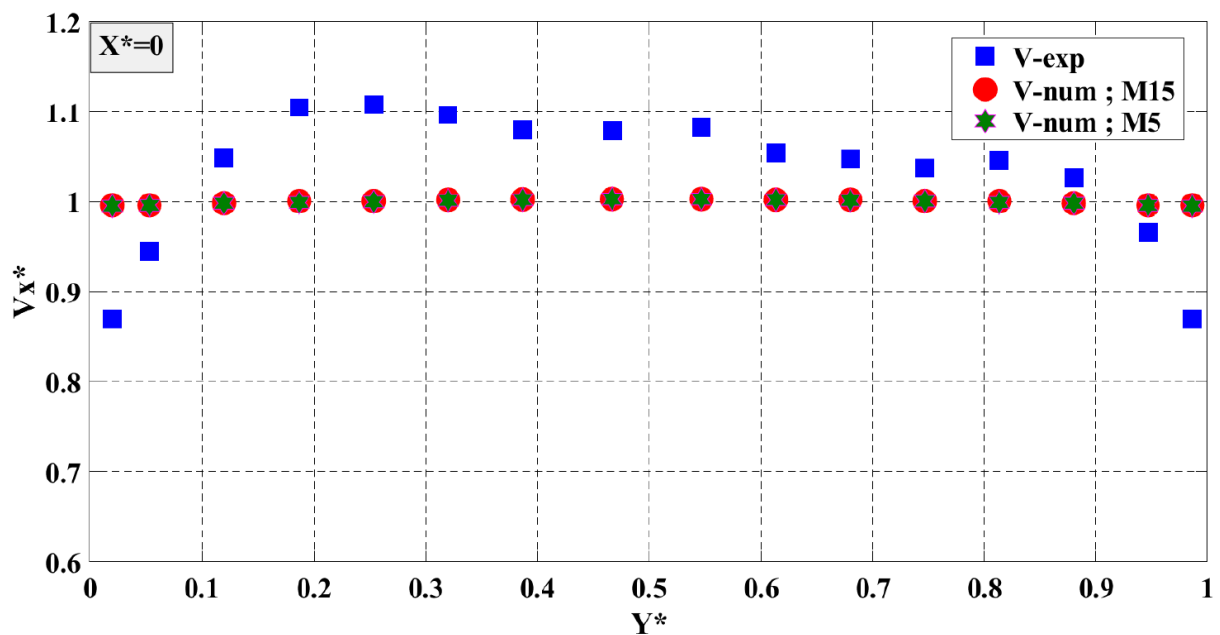


Figure IV. 8: comparaison de la vitesse longitudinale dans la section transversale à l'endroit des avaloirs $X^*=0$; coefficient de diffusion constant ; Maillage : M15 et M5 ; CRef2.

En regardant ces résultats, on constate que les vitesses numériques sont aplaties et l'influence des parois sur la vitesse est très faible contrairement aux vitesses expérimentales où on peut voir que la vitesse est forte au centre de la rue et faible sur les côtés. Même avec un maillage plus fin, les résultats numériques sont très similaires. L'absence des ouvrages ou des cavités où on peut avoir des écoulements complexes dans la rue rend non nécessaire le raffinement du maillage pour le modèle 2D. Pour l'instant, on peut conclure qu'un maillage régulier avec 10 mailles par largeur de rue est suffisant pour modéliser des écoulements dans cette rue sans avaloirs. Cependant, et pour répondre au problème de l'influence des parois qui est peut-être dû à la diffusion numérique que nous supposons surestimée pour un écoulement à faible

turbulence (chapitre III), ou plutôt au frottement qui est un peu différent car la surface et les parois ne sont pas construites avec le même matériau et donc probablement on a deux coefficients de frottement différents.

D’abord, nous avons commencé par augmenter le frottement aux parois en gardant le même coefficient de diffusion, mais ce changement n’avait **aucune influence sur la hauteur d’eau ni la distribution des vitesses** proche des parois. Après cela, nous avons lancé trois (03) autres simulations en changeant à chaque fois la distribution du coefficient de diffusion sur la surface de la rue (en annulant ou limitant la diffusion transversale entre les mailles). La première simulation (nommée **D1**) est faite sans diffusion ; pour la deuxième (nommée **D2**) un coefficient de diffusion égal à 10^{-4} est défini sur les mailles adjacentes aux parois et il est égal à zéro sur le reste des mailles tandis que pour la troisième (nommée **D3**), une valeur $C_v=10^{-4}$ est définie sur les mailles adjacentes aux parois sur une largeur de 30 mm (équivalent de six mailles dans le maillage M5 (Figure IV. 9) et 2 mailles dans le maillage M15) et 10^{-5} sur le reste de la largeur de la rue. L’ensemble de ces hypothèses est résumé dans le Tableau IV-4.

Tableau IV-4 : hypothèses sur la distribution du coefficient de diffusion dans la rue

Hypothèse	Coefficient de diffusion numérique C_v
D0	$C_v = \text{cste} = 10^{-3}$
D1	$C_v = \text{cste} = 0$
D2	$C_v = 10^{-4}$ sur les premières mailles adjacentes aux parois et 0 ailleurs
D3	$C_v = 10^{-4}$ sur les mailles adjacentes aux parois sur une largeur = 3 cm et 10^{-5} sur le reste de la largeur
D4	$C_v = 5 \cdot 10^{-6}$ sur les premières mailles adjacentes aux parois et 0 ailleurs

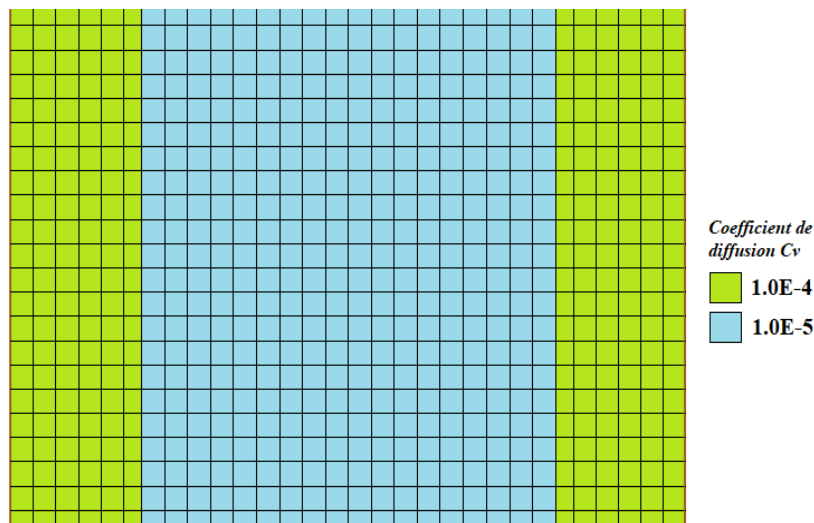


Figure IV. 9: distribution de coefficient de diffusion sur les mailles (hypothèse D3, maillage M5)

Les autres paramètres de calcul donnés dans le tableau IV-3 n'ont pas été changés. Les figures IV.10 et IV.11 montrent la comparaison avec les nouveaux résultats de simulation pour les deux maillages :

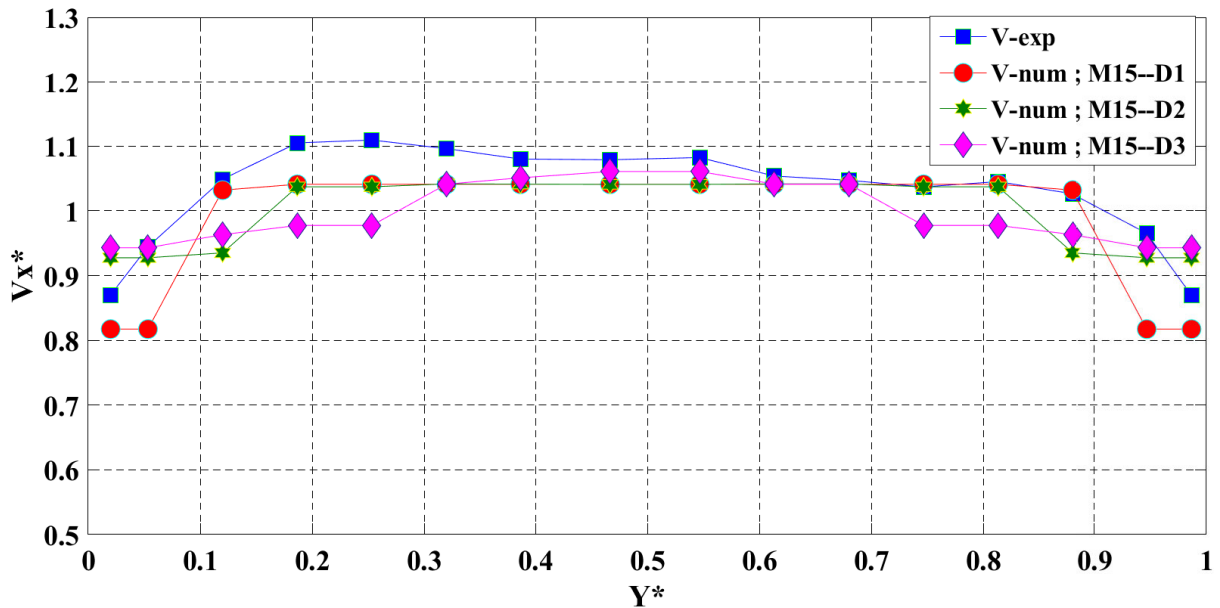


Figure IV. 10 : comparaison des vitesses longitudinales dans la section transversale à l'endroit des avaloirs $X^*=0$; Maillage M15 ; CRef2.

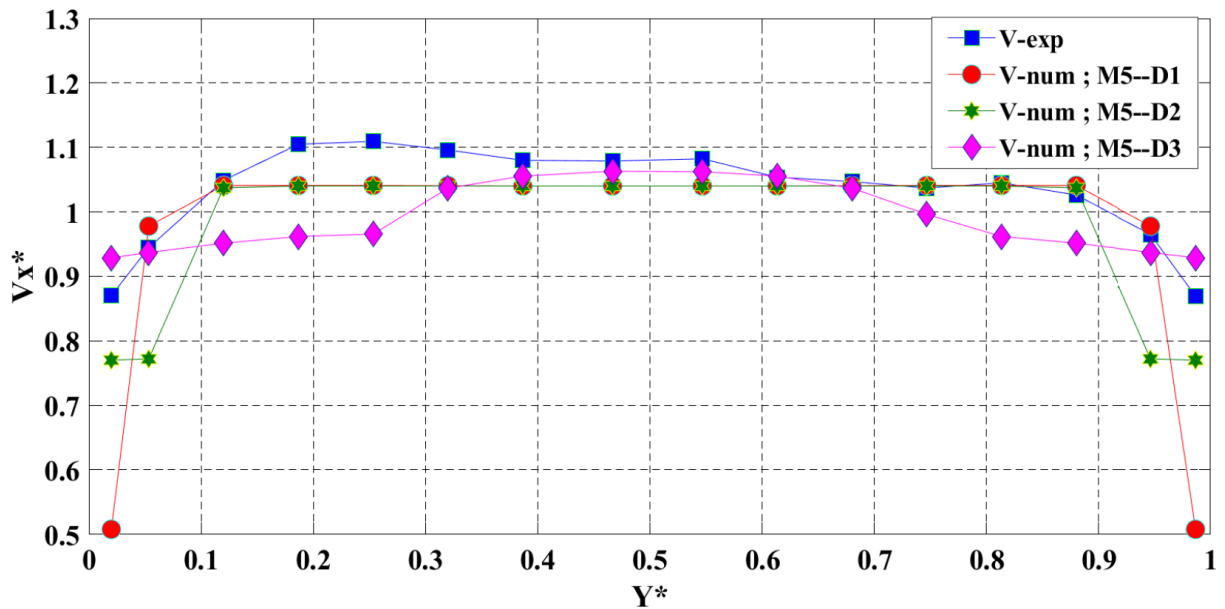


Figure IV. 11 : comparaison des vitesses longitudinales dans la section transversale à l'endroit des avaloirs $X^*=0$; Maillage : M5 ; CRef2.

Pour ces nouvelles simulations, les vitesses numériques ne sont plus aplaties et ils se superposent avec les vitesses mesurées au centre de la rue mais restent un peu différentes proches des parois. Ces résultats montrent aussi que la diffusion numérique au centre de la rue devrait être très faible ou même nulle cependant, au niveau des mailles adjacentes aux parois la diffusion devrait être plus importante et ce afin qu'on puisse constater l'influence des

parois sur la distribution des vitesses. Ce sont les deux hypothèses D1 et D2 qui me semble les plus fiables, malgré le fait que le modèle avec le maillage M5 apparait plus sensible à la diffusion numérique (D1). Pour l’instant on peut conclure que **le choix d’un coefficient de diffusion constant limite la qualité des prédictions du modèle.**

Nous allons donc définir une nouvelle hypothèse D4 qui va avoir la même distribution que l’hypothèse D2 mais avec un faible coefficient de diffusion $C_v = 5 \cdot 10^{-6}$. Les résultats de simulation pour les deux maillages avec cette nouvelle hypothèse sont présentés dans la figure IV.12.

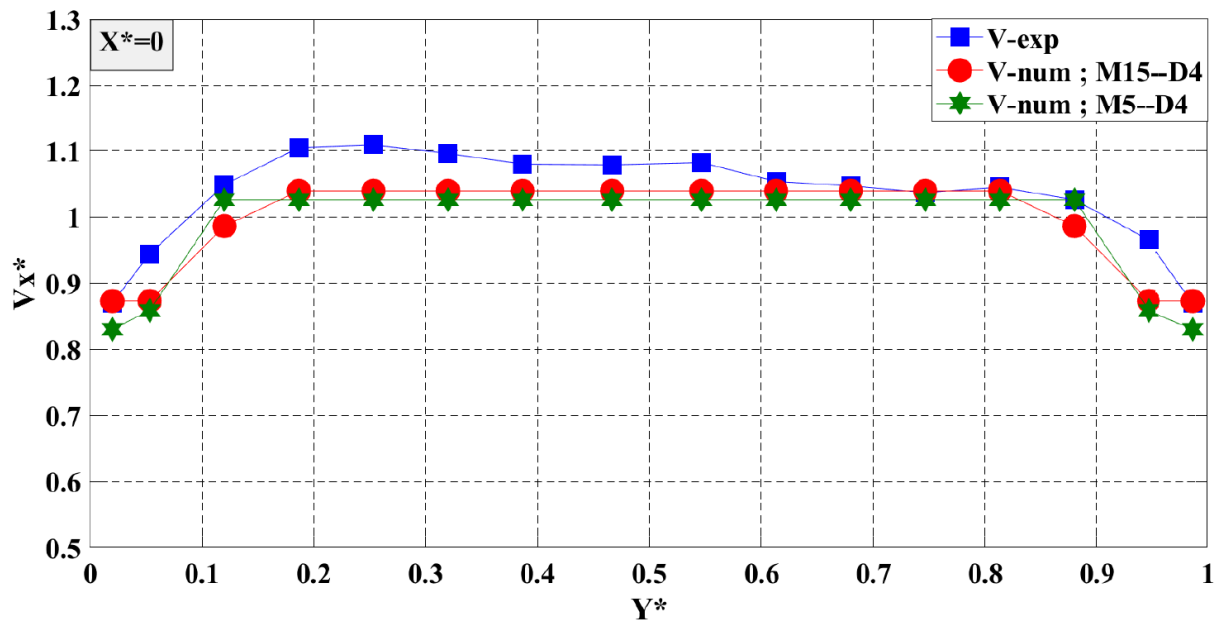


Figure IV. 12 : comparaison des vitesses longitudinales dans la section transversale à l’endroit des avals $X^*=0$; Maillages : M15 et M5 ; CRef2 ; hypothèse D4

Pour le maillage M15, les deux premiers points de mesures tombent dans la même maille, ce qui explique l’égalité des deux valeurs numériques à proximité des parois. Le tableau IV-5 montre la moyenne des écarts moyens entre la vitesse mesurée et la vitesse calculée dans chaque point (16 points) dans la section $X^*=0$.

Tableau IV- 5 : moyenne sur la largeur de la rue des écarts moyens entre la valeur expérimentale et la valeur numérique de la vitesse V_x dans la section $X^*=0$, cas CRef2

Hypothèse et maillage associé	D0		D1		D2		D3		D4	
	M15	M5	M15	M5	M15	M5	M15	M5	M15	M5
Moyenne des écarts types (%)	2,73	2,75	1,71	3,31	1,72	2,32	2,09	2,20	1,36	1,42

En termes de moyenne c’est l’hypothèse D0 avec le maillage M15 qui donne moins d’erreur, cependant, nous avons pu remarquer sur la figure IV.8 que les vitesses sont aplaties et ne

ressemblent pas à la distribution expérimentale. Etant donné l'erreur déjà observée sur les valeurs expérimentales de vitesse (avec la méthode d'intégration sur la verticale), ces pourcentages d'erreur me semblent acceptables ainsi et en regardant les différentes distributions de vitesse, l'hypothèse que nous estimons meilleure pour le moment et qui donne moins d'erreur et donc une distribution de vitesse dans la section plus proche des valeurs mesurées, est la **D4**.

IV.3.3. Modèle couplé 1D / 2D (réseau/rue)

Après la vérification de l'opérationnalité des modèles 1D et 2D séparément, dans cette deuxième étape, nous allons mettre en place un modèle couplé 1D/2D afin d'étudier l'interaction entre l'écoulement de surface et l'écoulement dans le réseau d'assainissement. L'objectif de cette étape est d'essayer d'avoir un modèle couplé 1D/2D bien calé qui donne les meilleurs résultats pour le cas expérimental DAB2 que nous allons considérer comme référence pour caler le modèle couplé.

L'étude expérimentale de l'écoulement en cas d'échange de débit entre la rue et le réseau a mis en évidence l'apparition de phénomènes hydrauliques complexes comme les recirculations et la forte turbulence notamment autour des avaloirs où l'écoulement devient 3D. La première solution à appliquer pour modéliser cela est le raffinement du maillage. Ensuite, pour arriver à se rapprocher le mieux des résultats expérimentaux en utilisant un modèle 2D en surface pour ce type d'écoulement, la modification de certains paramètres est indispensable, en l'occurrence le frottement et la diffusion numérique sur les mailles de l'ouvrage ou autour. Puis, les simulations seront effectuées en se basant sur les hypothèses définies auparavant (Tableau IV-4) et d'autres hypothèses si nécessaire. Nous allons commencer par étudier les cas de drainage DAB2.

IV.3.3.1. Implémentation des ouvrages

Le couplage est assuré par l'implantation d'ouvrages en l'occurrence des avaloirs. Le type de couplage « C » est celui choisi parmi les cinq possibilités prises en compte par le code de calcul 1D/2D : cette interaction est faite entre l'arête amont de l'ouvrage dans le modèle 2D et le centre d'une maille 1D, pour ce type de couplage, le flux d'échange étant calculé par une loi d'ouvrage intégrée dans le modèle 2D et ce flux étant transposé comme un apport latéral dans le modèle 1D positif si drainage ou négatif si débordement. Pour la mise en œuvre de ce couplage, nous devons créer un fichier de couplage qui comporte une ligne par ouvrage où nous devons également donner le type de couplage, la localisation du couplage dans le

modèle 1D (par numéro de maille ou coordonnées), la localisation du couplage dans le modèle 2D (par un numéro d'arrête ou des coordonnées) (Irstea., 2019c). Quelques modifications ont été faites dans le code Rubar20, notamment l'ajout d'une équation de type orifice (chapitre III) qui prend en considération la charge hydraulique au-dessus de l'avaloir pour le calcul de débit d'échange en cas de drainage, et la différence de la charge hydraulique entre la conduite et la rue en cas de débordement, avec des coefficients de débit déterminés expérimentalement pour chaque cas (Tableaux III-6 et III-10). La charge hydraulique au-dessus de l'avaloir que le code de calcul utilise pour le calcul du débit d'échange est prise sur une arête située à 130 mm à l'amont des avaloirs pour assurer la stabilisation de calcul ; ce point correspond au point de mesure du niveau amont dans les expériences. Les coefficients de débit utilisés pour calculer le débit d'échange pour chaque cas simulé, sont ceux estimés dans le chapitre III (Tableaux III-6 et III-10).

Les emplacements des deux avaloirs qui ont été ajoutés au modèle 2D de la maquette MURI apparaissent sur la figure IV.13.

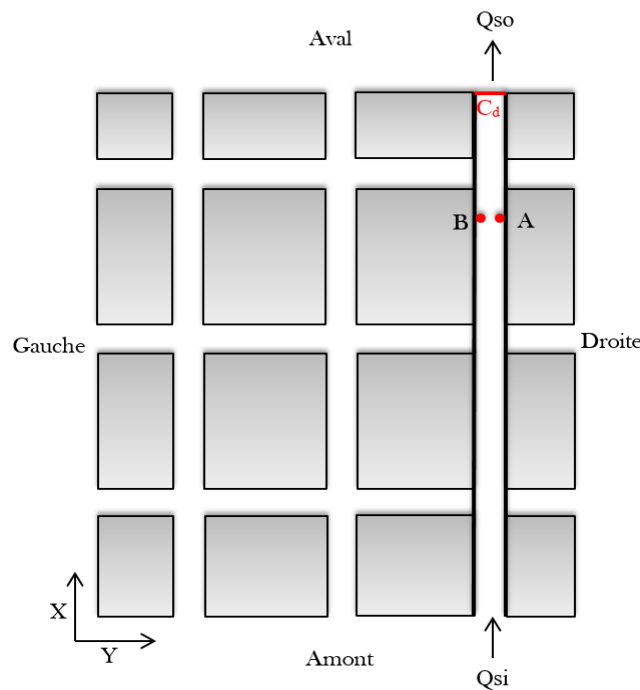


Figure IV. 13: position des avaloirs A et B dans la rue droite de la maquette MURI.

Comme pour le modèle 2D, deux maillages ont été testés, M15 et M5. Le centre de l'avaloir est à 20 mm du mur. Nous avons construit ces maillages en prenant en compte la position des ouvrages (avaloirs) sur le maillage. Pour le maillage M15, le diamètre de l'avaloir $D_a = 19$ mm est plus grand que la taille de maille : un ajustement est fait pour que le centre de la maille dans laquelle l'ouvrage est défini, soit à 20 mm de mur (Figure IV. 14a). Pour le maillage M5, l'ouvrage est divisé sur 24 mailles et un décalage longitudinal et transversal est fait pour que

l'avaloir soit défini sur une superficie 19*19 mm, la figure IV.14b montre la position de l'ouvrage par rapport au maillage.

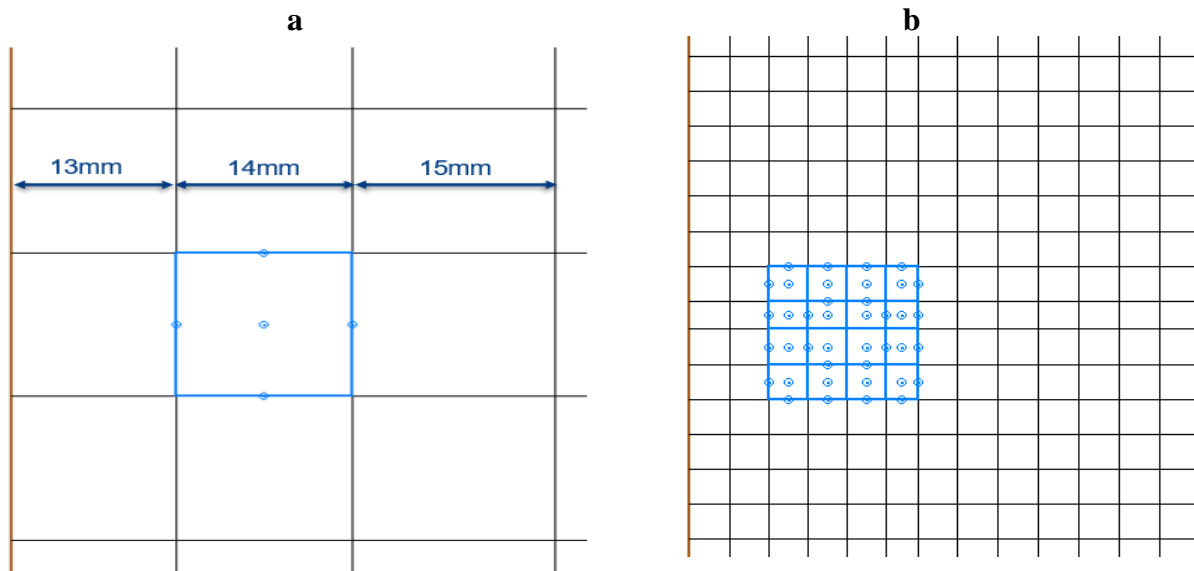


Figure IV. 14: position de l'ouvrage (avaloir) par rapport au maillage, (a) M15 ; (b) M5.

Les avaloirs sont définis dans le modèle comme des orifices circulaires. On rappelle ici que le débit d'échange est estimé à partir de la charge hydraulique calculée sur une arête située à 130 mm à l'amont des ouvrages. Pour le maillage M15, dans un premier temps l'ouvrage est défini sur une maille et une seule arête amont et le maillage est nommé **M15_I**. Dans ce cas, la totalité de débit drainé sera enlevé uniquement sur cette arête, mais dans la réalité le débit d'échange rentre dans l'avaloir à travers tout le périmètre. De ce fait et dans un deuxième temps, nous avons opté pour une autre méthode de définition des ouvrages ; elle consiste à définir 4 ouvrages de type orifice circulaire dans la même maille mais avec des arêtes amont différentes (une arête amont sur chaque côté de la maille et le maillage est nommé **M15_IV**) en divisant le coefficient de débit par quatre, cela permet une distribution raisonnable du débit d'échange. De même, pour le maillage M5, pour que le débit drainé soit enlevé sur les quatre côtés de l'ouvrage, 24 ouvrages sont définis sur 16 mailles, les quatre mailles internes et les mailles des coins contiennent chacune deux ouvrages. La figure IV.15 montre les arêtes sur laquelle le débit sera enlevé.

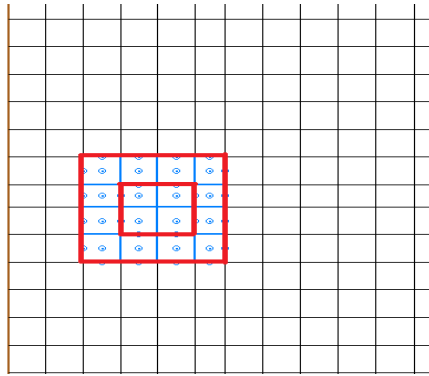


Figure IV. 15: arêtes sur laquelle le débit sera enlevé (drainage) ou rajouté (débordement) ; Maillage M5.

IV.3.3.2. Cas de drainage de référence DAB2

- **Conditions aux limites**

Pour commencer, nous avons choisi de modéliser le cas de drainage avec deux avaloirs et un débit $Q_{si}=2L/s$; « DAB2 ». Les conditions aux limites pour ces simulations sont comme pour le cas de référence CRef2 un débit constant $Q_{si} = 2 L/s$ introduit à l'amont du modèle, à l'aval une courbe de tarage (équation de déversoir) déterminée à partir de débits mesurés Q_{so} et la hauteur d'eau expérimentale au-dessus de seuil aval (déterminée après une extrapolation sur quelques points de mesure de la hauteur d'eau à l'aval des avaloirs).

- **Comparaison de la hauteur et de la vitesse d'eau**

Afin de montrer quelle méthode et quel maillage sont adéquats pour modéliser l'écoulement en cas d'échange de débit entre le modèle 1D et 2D, nous allons comparer la hauteur d'eau au centre de la rue et au-dessus d'un avaloir ainsi que la vitesse longitudinale V_x dans la section des avaloirs $X^*=0$ pour le cas DAB2. On commence par la simulation selon l'hypothèse **D0** (Tableau IV-4) et on garde les mêmes paramètres de calcul présentés dans le tableau IV-3.

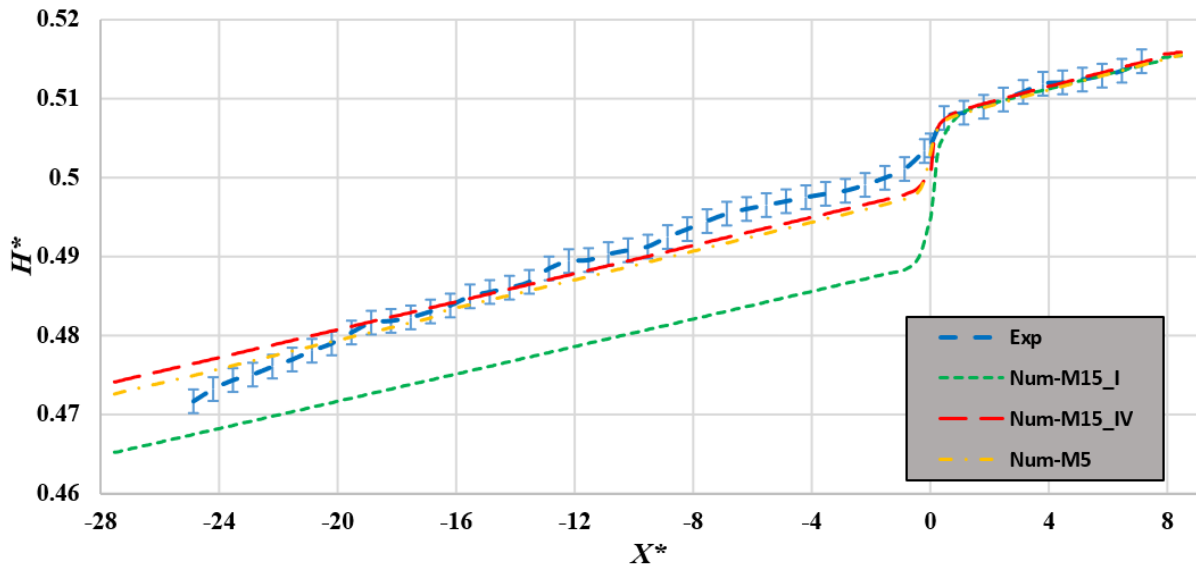


Figure IV. 16: comparaison des profils en long de la hauteur d'eau au centre de la rue pour le cas DAB2 ; hypothèse D0.

La figure IV.16 montre la variation de la hauteur d'eau le long de la rue droite sur le profil de mesure situé au centre de la rue, à l'aval des avaloirs les quatre courbes se superposent parfaitement. A l'approche des avaloirs et sur la partie amont de la rue, les résultats semblent acceptables pour les maillages M15_IV et M5, malgré une légère différence de 0,4 mm sur une distance de 1000 mm à l'amont de l'avaloir. Par contre, pour le modèle avec un ouvrage et une seule arête, cette différence est de 1,5 mm sur toute la partie amont. Sur la figure IV.17 qui montre la variation de la hauteur d'eau sur la ligne de l'avaloir, cette diminution est plus forte et la variation est de l'ordre de 12 mm tandis qu'elle est de l'ordre de 3,5 mm pour le maillage M5.

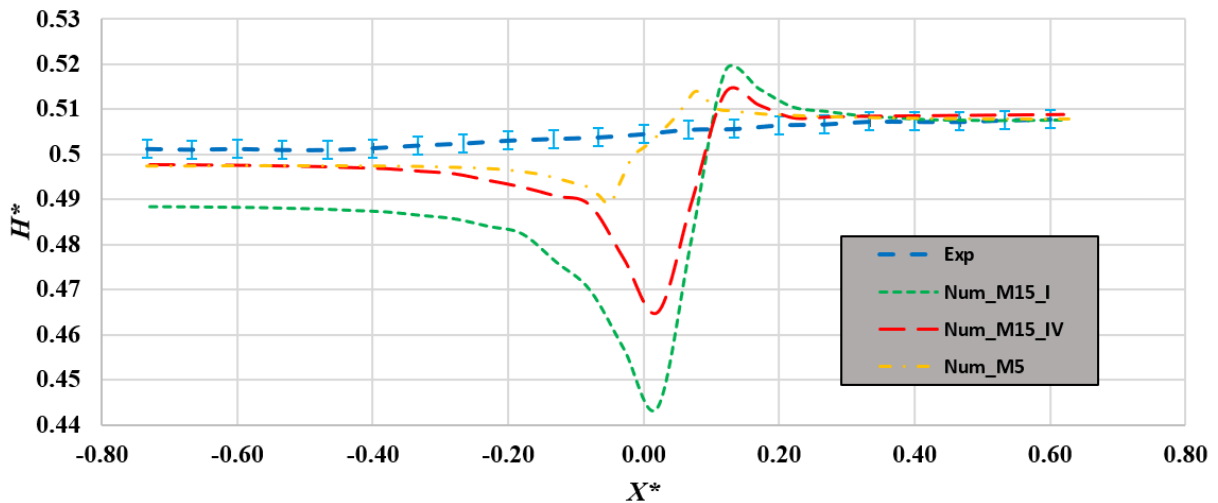


Figure IV. 17: comparaison des profils en long de la hauteur d'eau au-dessus de l'avaloir B pour le cas DAB2 ; hypothèse D0.

La diminution de la hauteur d'eau au-dessus des avaloirs engendre une accélération de l'écoulement à cet endroit comme on peut voir sur la figure IV.18 qui montre une comparaison entre la vitesse longitudinale V_x numérique et expérimentale dans la section $X^*=0$ pour le cas de drainage DAB2.

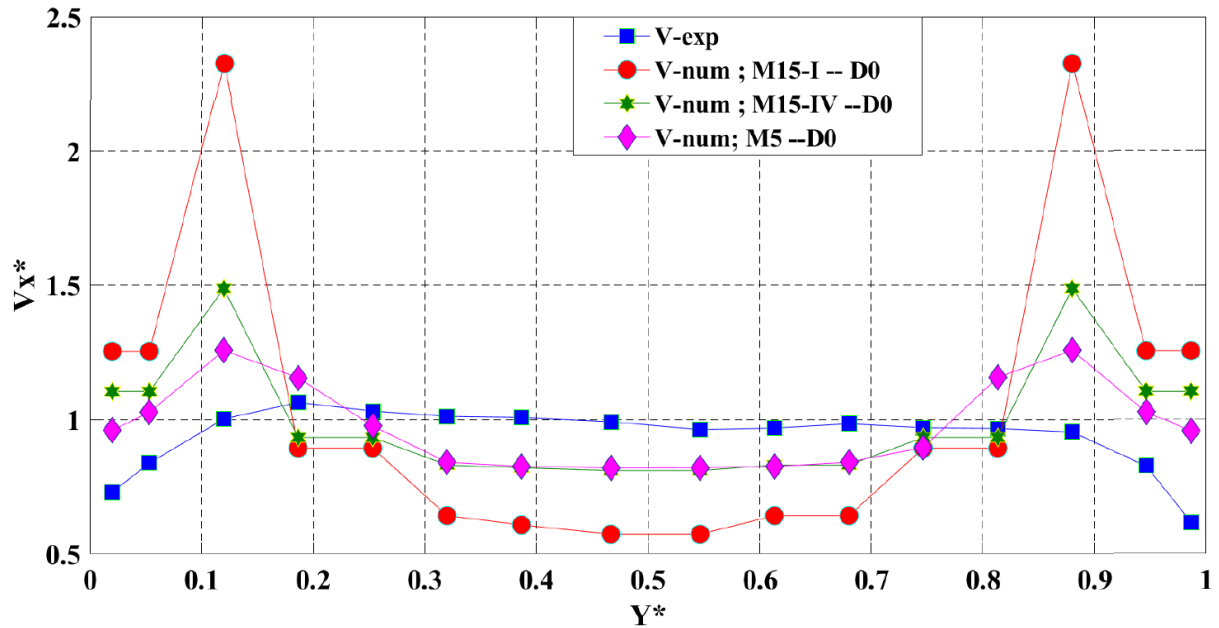


Figure IV. 18 : comparaison des vitesses longitudinale V_x dans la section transversale à l'endroit des avaloirs $X^*=0$ pour le cas DAB2 ; hypothèse D0.

Tableau IV-6 : moyenne sur la largeur de la rue des écarts moyens entre la valeur expérimentale et la valeur numérique de la vitesse V_x dans la section $X^*=0$; cas DAB2 ; D0

Maillage	M15_I	M15_IV	M5
Moyenne des écarts types (%)	26,67	11,62	9,01

Les modèle M15_IV (avec quatre arêtes) et M5 donnent généralement des valeurs similaires et proches des résultats expérimentaux sauf au-dessus des avaloirs où c'est le modèle avec un maillage M5 qui donne des valeurs de hauteur d'eau et de vitesse les plus proches des résultats expérimentaux. L'enlèvement de débit d'échange sur les quatre coins de l'ouvrage semble la méthode la plus adéquate pour se rapprocher du cas réel. Cependant au niveau local (proche des murs et au-dessus des avaloirs) où l'écoulement est très complexe et devient réellement 3D, et comme le code Rubar20 ne considère pas implicitement les effets de la turbulence, d'autres modifications sont nécessaires pour améliorer les résultats.

Pour répondre à cela, nous allons modifier le coefficient de diffusion numérique dans la rue. Nous appliquons les trois hypothèses de distribution du coefficient de diffusion **D1**, **D3** et **D4** présentées auparavant (Tableau IV-4) et une autre que nous nommons **D5** où nous avons changé le coefficient de diffusion aux alentours des ouvrages. Cela consiste à augmenter ce

coefficient entre les deux avaloirs et à le diminuer entre l'avaloir et la paroi (Figure IV. 19 :). Nous avons choisi cette distribution car elle donne les meilleurs résultats en termes de vitesse longitudinale.

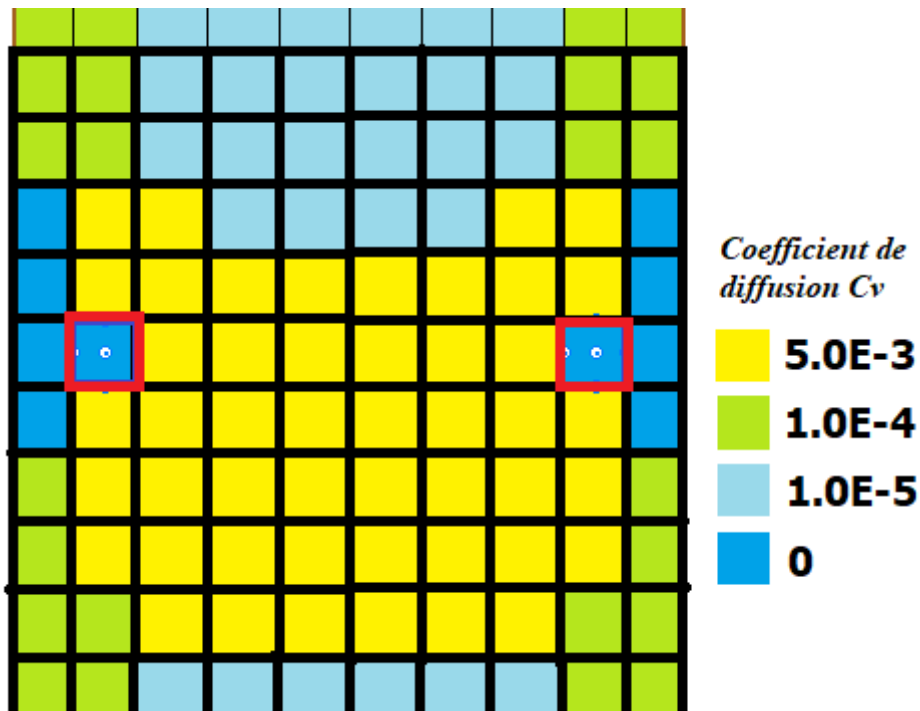


Figure IV. 19 : distribution variable du coefficient de diffusion numérique (hypothèse D5)

Après ces modifications, des séries de simulations ont été lancées, en gardant les mêmes paramètres de calcul (Tableau IV-3). Les résultats des hauteurs et de vitesses d'eau sont montrés dans les figures IV.20, IV.21 et IV.22. A noter que les résultats pour la simulation avec l'hypothèse D4 que nous avons choisie au début pour modéliser le cas de référence CRef ne sont pas affichés sur ces figures car ils donnent des résultats très différents des résultats expérimentaux (Tableau IV-7).

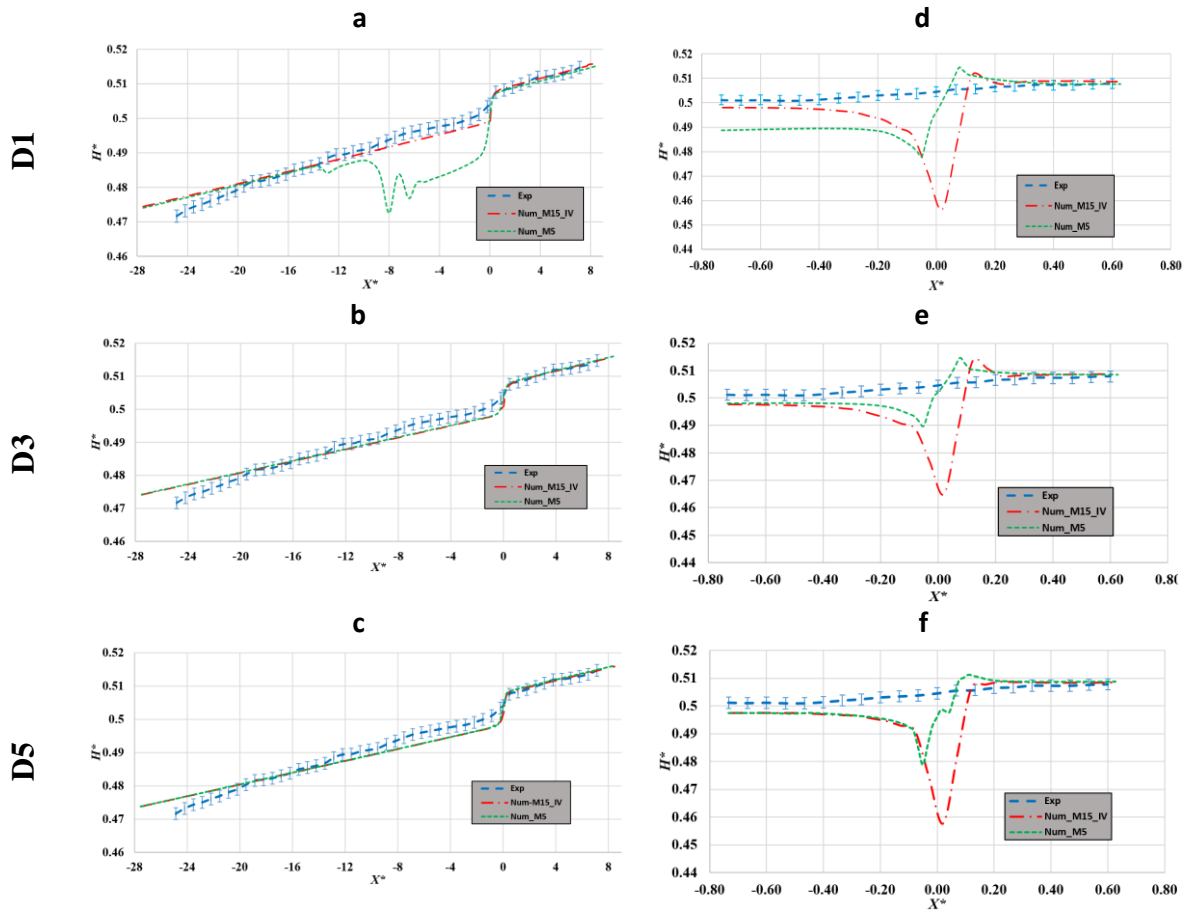


Figure IV. 20 : (a, b et c) profils en long de la hauteur le long de de la rue pour D1, D3 et D5 ; (d, e et f) profils en long de la hauteur d'eau au-dessus de l'avaloir B pour D1, D3 et D5 ; DAB2.

Le changement de coefficient de diffusion n'influence pas la hauteur d'eau au centre de la rue sauf pour l'hypothèse D1 (Figure IV. 20a) où le maillage M5 semble sensible à ce changement (calcul non-stable). Au-dessus de l'avaloir, c'est l'hypothèse D3 pour le maillage de M5 qui donne la hauteur la plus proche des résultats expérimentaux, néanmoins un raffinement du maillage est peut-être une solution pour bien représenter la hauteur d'eau au-dessus des avaloirs.

Pour déterminer laquelle de ces hypothèses reproduit le mieux nos résultats expérimentaux, nous avons tracé pour ces simulations, les vitesses longitudinales dans la section transversale $X^*=0$ afin de les comparer avec les vitesses expérimentales dans cette même section (Figure IV. 21). Nous constatons que c'est la simulation avec l'hypothèse D5 (Figure IV. 19) (à noter que l'hypothèse D5 a été obtenue après quelques simulations en changeant à chaque fois la diffusion numérique) qui donne la meilleure représentation des vitesses. Les résultats avec le maillage M5 (Figure IV. 22) sont encore meilleurs. Le maillage M15_IV est plus sensible au changement du coefficient de diffusion (au-dessus-des avaloirs), cela peut s'expliquer par le fait de la forte diffusion numérique car la maille a les mêmes dimensions que l'avaloir.

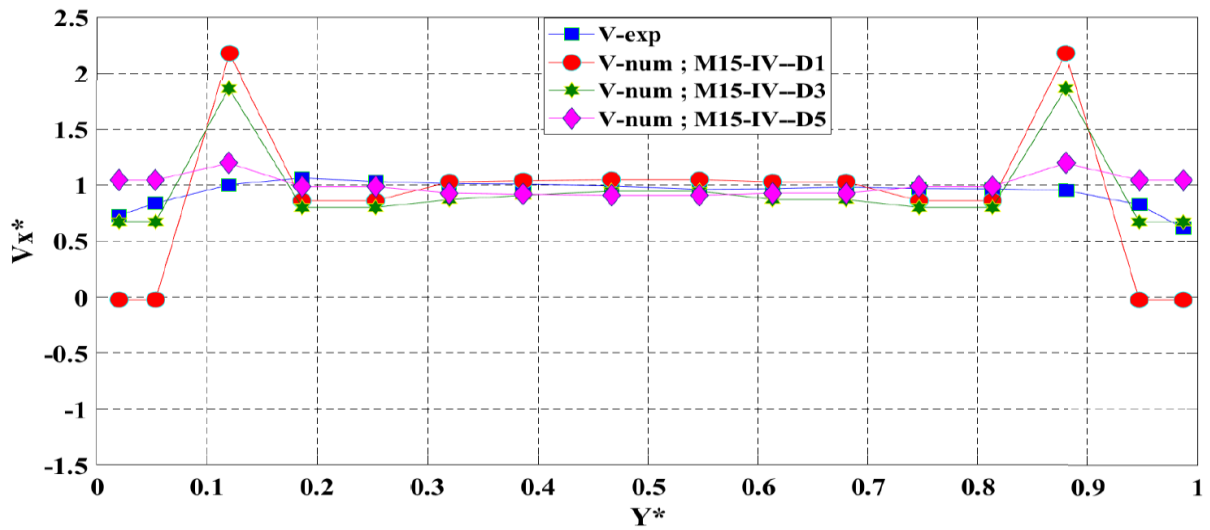


Figure IV. 21 : comparaison des vitesses longitudinale V_x dans la section transversale à l’endroit des avaloirs $X^*=0$ pour le cas DAB2 ; maillage M15_IV ; Hypothèses D1, D3 et D5.

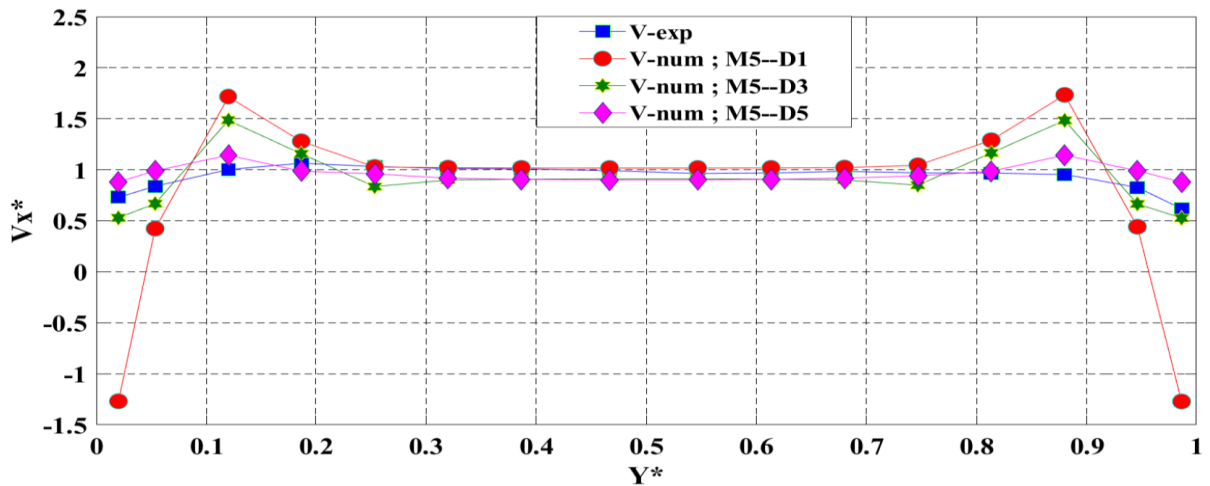


Figure IV. 22 : comparaison des vitesses longitudinales V_x dans la section transversale à l’endroit des avaloirs $X^*=0$ pour le cas DAB2 ; maillage M5 ; hypothèses D1, D3 et D5.

Tableau IV- 7 : moyenne sur la largeur de la rue des écarts moyens entre la valeur expérimentale et la valeur numérique de la vitesse V_x dans la section $X^*=0$ DAB2 ; D1, D3, D4 et D5.

Hypothèse	D1		D3		D4		D5	
	M15_IV	M5	M15_IV	M5	M15_IV	M5	M15_IV	M5
Erreur %	19,98	21,81	11,09	8,56	17,62	24,60	6,78	5,42

Afin de montrer l’influence de ces changements de coefficients de diffusion numérique sur la vitesse longitudinale V_x et le champ de vecteur V_{xy} , la figure IV.23 montre la variation de ces deux paramètres à l’approche des avaloirs pour les hypothèses D0, D1, D3 et D5 pour le maillage M5. On voit clairement sur l’ensemble des figures, la différence dans la répartition des vitesses longitudinales et le champ de vitesses particulièrement au dessus de l’avaloir et sur les mailles entre l’ouvrage et le mur où on peut constater par exemple pour l’hypothèse D1 (Figures IV.23b et IV.23f) des phénomènes de recirculation (vitesse dans le sens inverse

de l'écoulement) sur les mailles adjacentes aux parois alors que ce phénomène n'apparaît jamais dans nos expériences en laboratoire.

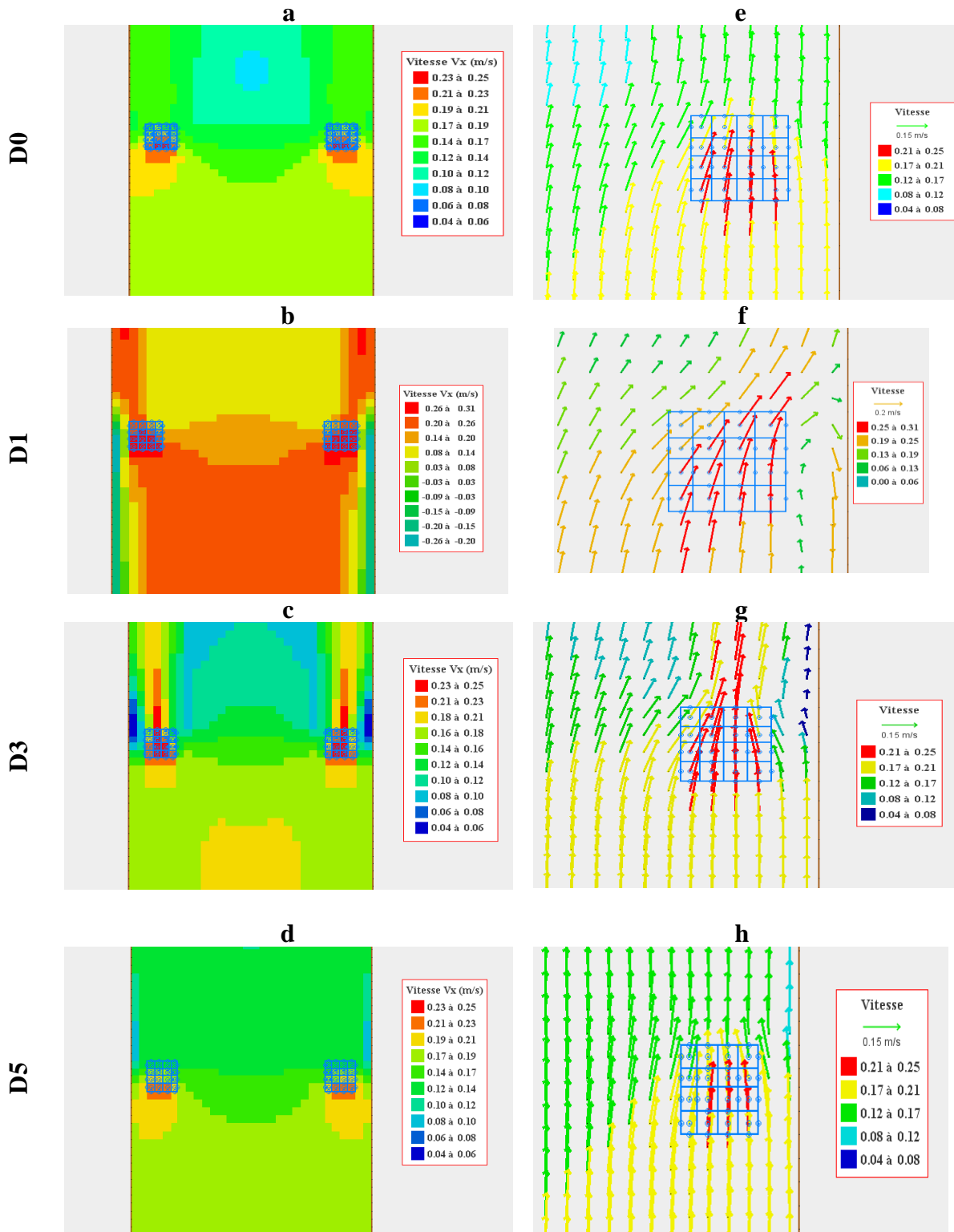


Figure IV. 23 : (a, b, c et d) : variation de la vitesse longitudinale V_x à l'approche des avaloirs ; (e, f, g et h) : champ de vitesses à l'approche des avaloirs ; (hypothèse D0, D1, D3 et D5) ; maillage M5.

Les résultats des simulations pour un cas de drainage montrent que le modèle numérique avec l'hypothèse D5 est capable de prédire avec une précision acceptable les caractéristiques globales de l'écoulement.

Tableau IV-8: jeu de paramètres choisis pour le cas de drainage de référence DAB2.

Maillage	Coefficient de diffusion Cv	Frottement à la surface	Frottement sur les parois	Pas de temps de calcul	Nombre de Courant
M5	Hypothèse D5	$K_s=110$	$K_s=100$	0,001	0,9

IV.3.3.3. Cas de débordement de référence

L'objectif de cette étape étant de trouver les bons paramètres pour simuler tous les cas expérimentaux. Ainsi, nous devons donc tester ce jeu de paramètres trouvé pour un cas de drainage (Tableau IV-8) avec l'hypothèse D5 sur un cas de débordement pour vérifier si les paramètres sont toujours valables. Pour cela, nous avons choisi le cas expérimental de débordement avec deux avaloirs et un débit de surface $Q_{si} = 3 \text{ L/s}$ « OAB3 » et nous avons lancé de nouvelles simulations.

- **Conditions aux limites**

Les conditions aux limites pour cette simulation sont pour le modèle 2D un débit constant $Q_{si} = 3 \text{ L/s}$ introduit à l'amont du modèle et à l'aval une courbe de tarage (équation de déversoir) déterminée à partir de débits mesurés Q_{so} et la hauteur d'eau expérimentale au dernier point mesuré dans la rue (à 200 mm en amont du seuil aval). Pour le modèle 1D, un débit constant $Q_{pi} = 0,5 \text{ L/s}$ est introduit à l'amont du collecteur et une courbe de tarage est définie à l'aval du collecteur déterminée à partir du débit Q_{po} mesuré pour ce cas de débordement. Le débit Q_{po} est inférieur au débit Q_{pi} donc après un certain temps le collecteur se remplira et l'eau commencera à déborder vers la rue à travers les deux avaloirs A et B. Comme on a remarqué dans les résultats expérimentaux, le débit d'échange qui passe à travers l'avaloir B est un peu supérieur à celui de l'avaloir A mais l'estimation du coefficient de débit a donné des valeurs très proches pour l'avaloir A et B.

- **Comparaison de hauteur et vitesse d'eau**

La figure IV.24 montre la comparaison entre la hauteur d'eau expérimentale et numérique au centre de la rue et sur la ligne de l'avaloir B. Sur cette figure, les lignes d'eau expérimentale et numérique sont très proches à partir du milieu de la rue (un peu différent à l'approche des avaloirs). Sur la partie amont de la rue une différence de 1 mm entre les deux lignes. Cette différence se retrouve dans toutes les comparaisons faites auparavant et elle est due peut-être au nid d'abeille mis en place dans le dispositif expérimental.

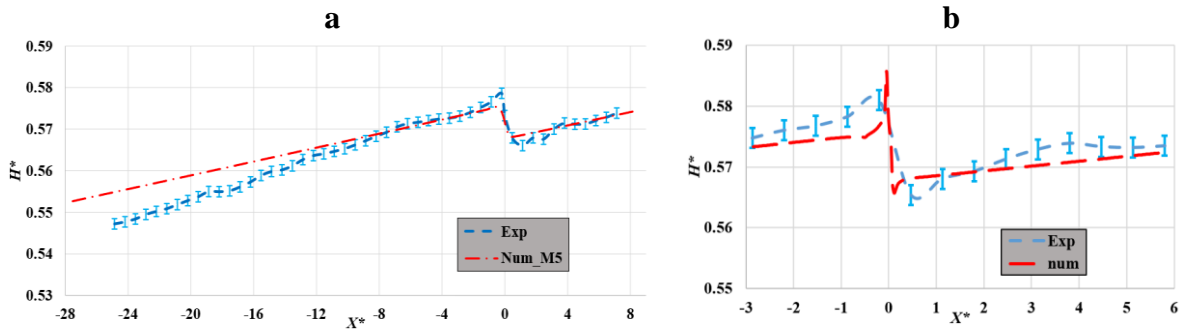


Figure IV. 24 : (a) profils en long de la hauteur au centre de de la rue ; (b) profils en long de la hauteur d'eau au-dessus de l'avaloir B ; OAB3 ; maillage M5, Hypothèse D5

De la même manière, les vitesses calculées et mesurées d'eau sont tracées dans la section des avaloirs $X^*=0$ (Figure IV. 25).

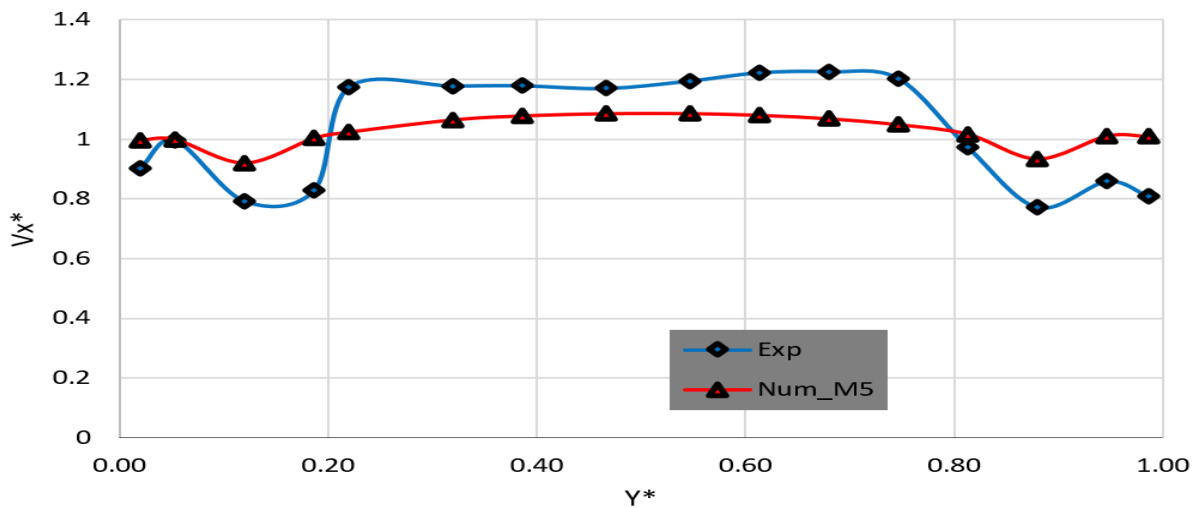


Figure IV. 25: comparaison des vitesses longitudinale V_x dans la section transversale à l'endroit des avaloirs $X^*=0$ pour le cas OAB3 ; maillage M5 ; hypothèse D5

Les vitesses mesurées dans les deux demies sections à $X^*=0$ ne sont pas symétriques, particulièrement près des parois. Cela est peut-être dû à des erreurs de mesure à cause de la forte turbulence dans ces endroits et aussi à la différence de débit d'échange observé entre les deux avaloirs A et B. Les résultats numériques ne montrent pas cette dissymétrie malgré que la simulation soit faite en prenant en compte deux coefficients de débit calculés dans le chapitre précédent, 0,337 pour l'avaloir A et 0,34 pour l'avaloir B (Tableau III-10) mais cette différence est très faible et elle est peut-être sous-estimée (impossible de mesurer le débit d'échange pour l'avaloir A et l'avaloir B séparément). En termes de moyenne, l'erreur est de 6,53% entre les valeurs mesurées et calculées.

Le paramétrage optimal du modèle numérique couplé (maillage, frottement, diffusion numérique) permet d'atteindre une bonne adéquation entre les résultats de simulation et les mesures expérimentales de ces cas de référence. Les résultats de simulation montrent que l'incertitude associée au frottement est négligeable. Cependant, le choix du coefficient de

diffusion et de sa répartition sur l'ensemble de la rue est très important pour trouver une bonne représentation de l'écoulement notamment autour des points d'échange et près de la paroi. Ce dernier ne semble pas évident à choisir car il dépend de chaque cas de simulation.

Dans l'étape prochaine, l'ensemble des paramètres de simulation dérivés de ces premiers résultats sera appliqué à tous les écoulements expérimentaux décrits au chapitre III. Nous allons comparer les vitesses longitudinales des deux simulations précédentes (drainage et débordement) dans le reste des sections mesurées à l'aval des avaloirs ainsi que l'ensemble des écoulements observés sur la maquette urbaine MURI, et ce, afin de compléter la validation du modèle numérique 1D/2D et montrer sa capacité à reproduire d'une manière adéquate des écoulements réels dans différentes conditions aux limites.

IV.3.4. Modélisation numérique des cas de drainage et débordement

Dans cette troisième étape de la première partie et après vérification de l'opérationnalité du modèle couplé 1D/2D et la discussion des résultats des cas de drainage et débordement de référence, le choix est tombé sur l'hypothèse **D5** qui elle donne les résultats les plus fiables. Ainsi, en gardant cette même hypothèse, le reste des écoulements expérimentaux (Tableau IV-1) vont être simulés et présentés dans cette partie du chapitre. A la fin de cette étape, nous pouvons vérifier si notre modèle est capable ou pas de donner des résultats numériques adéquats avec l'expérimental dans des conditions différentes d'écoulements de drainage et débordement, avec et sans seuil aval (expériences complémentaires chapitre III).

IV.3.4.1. Simulation des essais avec seuil aval

- **Cas de drainage**

Après les simulations numériques, les schémas de répartition des vitesses pour les cas de drainage DA2, DAB2 et DA3, DAB3 (Tableau IV-4) sont tracés ci-dessous dans la section des avaloirs et en aval (Figures IV.26 et IV.27).

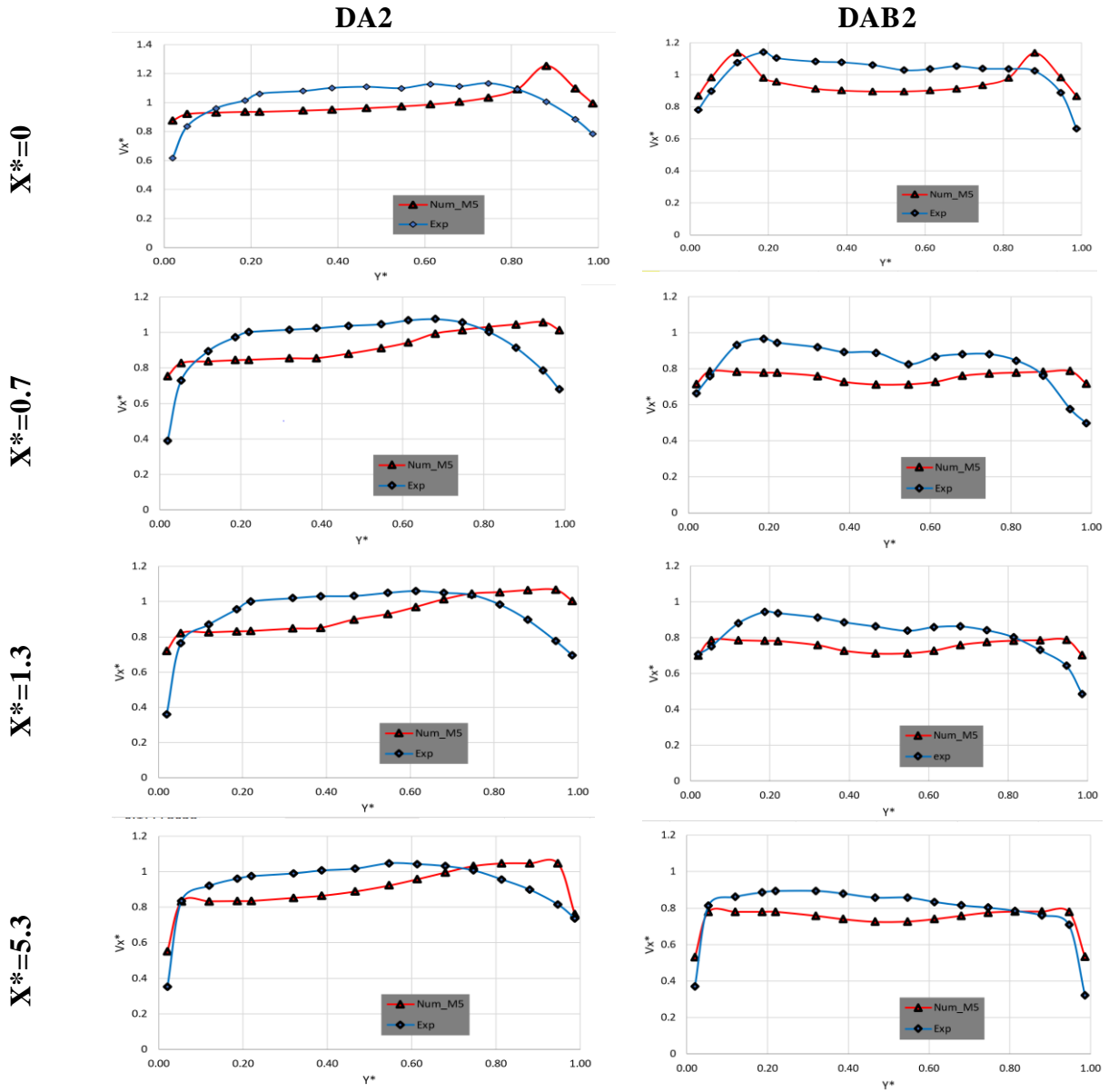


Figure IV. 26 : comparaison de la vitesse V_x numérique et expérimentale pour les cas de drainage DA2 et DAB2

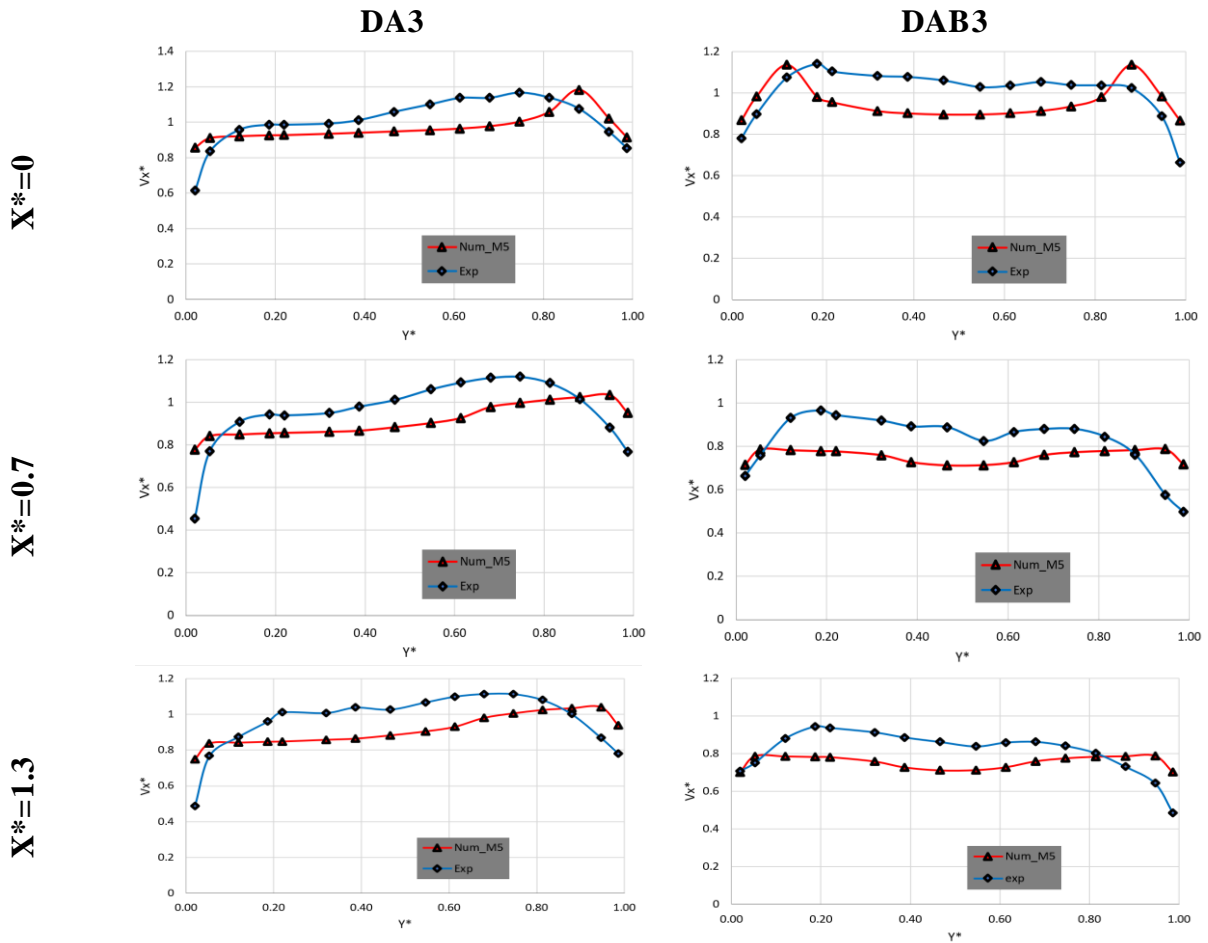


Figure IV. 27 : comparaison de la vitesse V_x numérique et expérimentale pour les cas de drainage DA3 et DAB3

- **Cas de débordement**

Les figures IV.28 et IV.29 montrent la comparaison de la vitesse V_x pour les cas de débordement avec un et avec deux avaloirs OA2, OAB2 et OA3, OAB3.

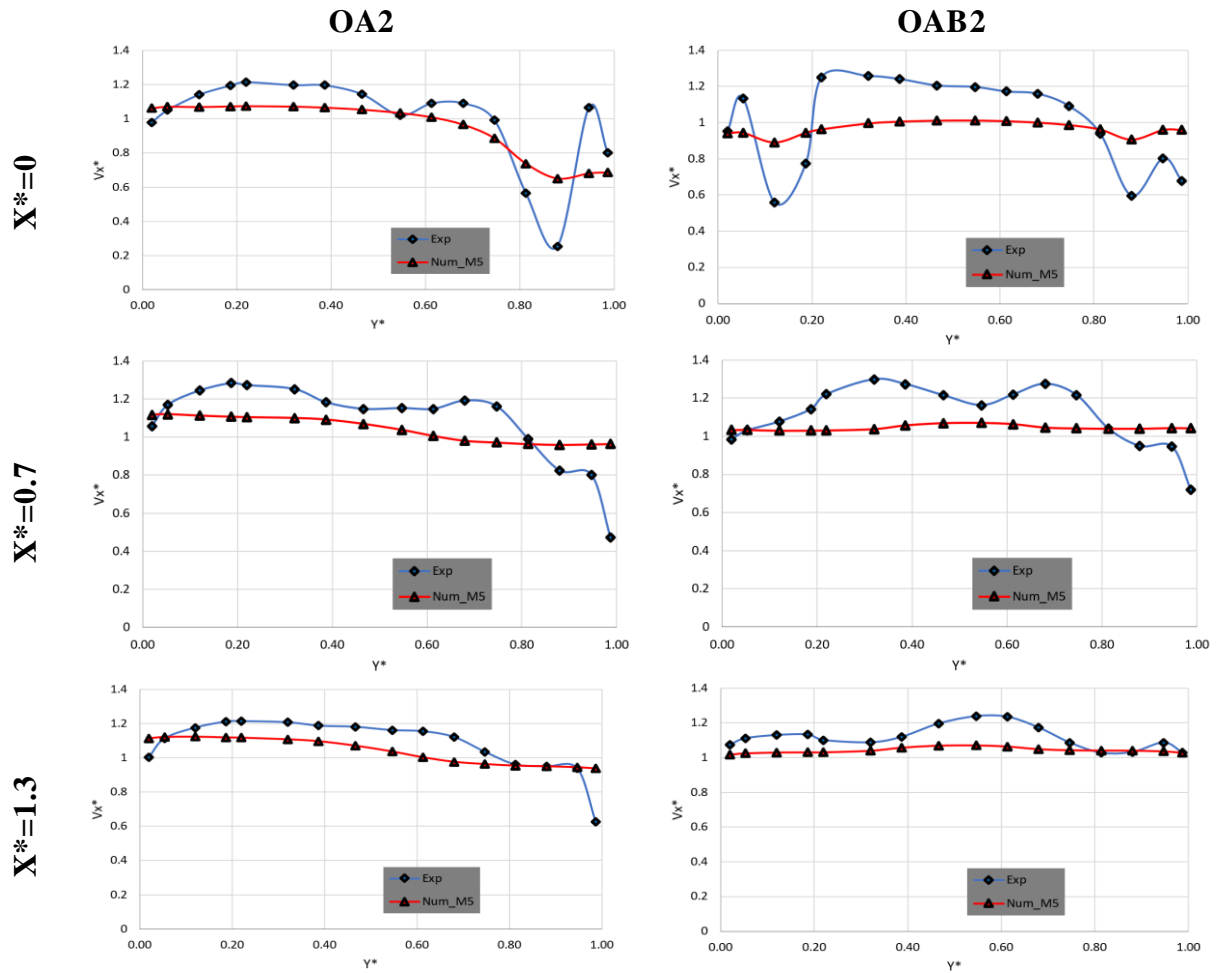


Figure IV. 28 : comparaison de la vitesse V_x numérique et expérimentale pour les cas de débordement OA2 et OAB2

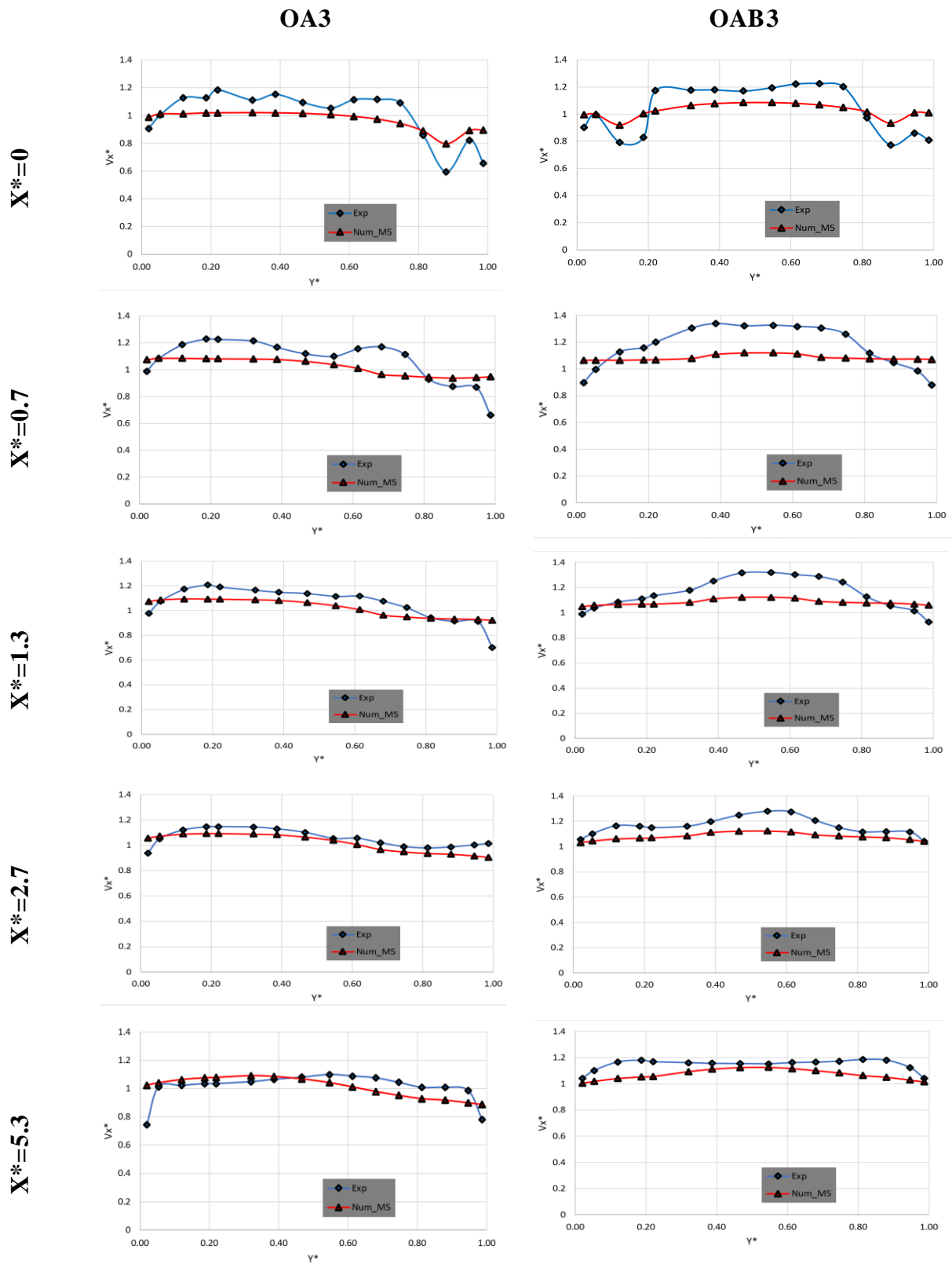


Figure IV. 29 : comparaison de la vitesse V_x numérique et expérimentale pour les cas de débordement OA3 et OAB3

Tableau IV-9 : moyenne sur la largeur de la rue des écarts moyens entre la valeur expérimentale et la valeur numérique de la vitesse V_x dans la section $X^*=0$ pour tous les cas simulés. Maillage M5, Hypothèse D5.

Section	$X^*= 0$	$X^* =0,7$	$X^* = 1,3$	$X^* = 2,7$	$X^* = 5,3$
DA2	6,69	7,57	7,28		5,41
DA3	5,25	6,12	6,58		
DAB2	6,34	6,5	5,56		4,76
DAB3	7,57	6,11	5,23		
OA2	6,81	7,45	4,62		
OA3	5,54	5,51	3,91	2,71	3,74
OAB2	9,57	6,83	3,84		
OAB3	6,53	7,28	5,15	4,02	3,84

Pour tous les cas de drainage avec seuil aval (Figures IV.26 et IV.27), en comparant la valeur moyenne de vitesse mesurée et calculée dans la section, l'écart calculé est faible et compris entre 1 et 5 %. Le changement du coefficient de diffusion numérique et la méthode d'implantation des ouvrages des ouvrages dans le modèle numérique (de sorte que le drainage de débit d'échange soit réparti sur les 4 cotés) permet d'avoir des allures de répartition de vitesse qui sont plus proches des mesures dans la section ; cependant, on constate que la répartition n'est pas toujours conforme aux mesures que ce soit au milieu de la rue pour les cas avec deux avaloirs DAB2 et DAB3 ou sur la ligne de l'avaloir pour les cas avec un seul avaloir DA2 et DA3.

Pour les cas de débordement (Figures IV.28 et IV.29), le modèle numérique montre l'influence du débordement sur l'écoulement principal mais au niveau de la section des avaloirs, le blocage causé par le débit d'échange calculé n'est pas très important comparé à celui mesuré. L'écoulement étant tridimensionnel et très turbulent à cet endroit, le modèle 1D/2D est utilisé en dehors de son domaine et ne reproduit pas parfaitement les vitesses que nous avons obtenues lors des expériences sur la maquette.

En résumé, les limites du modèles couplé 1D/2D sont observables notamment au niveau des points d'échange entre la surface et le réseau où l'écoulement est tridimensionnel et donc le champ de vitesse est fortement perturbé et déformé. Le changement des paramètres de calcul ne permet pas d'atteindre une répartition des vitesses conforme aux mesures.

IV.3.4.2. Simulation des essais complémentaires sans seuil aval

Les essais complémentaires en changeant la condition à la limite aval (présentés dans le chapitre III) ont été simulés. Nous avons choisi le maillage M5 et l'hypothèse de distribution de coefficient de diffusion **D5**. Etant donné que la hauteur d'eau pour ces essais est faible et

qu'on ne dispose pas de mesures de vitesse, seule la hauteur d'eau sera comparée. Un seul débit de surface $Q_{si}=2L/s$ a été testé. Le tableau IV-10 est un récapitulatif de ces quatre expériences sans seuil aval. Le premier essai SS_2 est sans échange, Deux essais correspondent à un drainage : SS_DAB2_a est un drainage influencé c'est-à-dire que le réseau de drainage est en charge (vanne aval ouverte partiellement), le deuxième essai SS_DAB_b est un drainage libre. Enfin, un cas de débordement SS_OAB2 est simulé.

Tableau IV-10 : tableau récapitulatif des essais complémentaires sans seuil aval.

Cas	$Q_{si}(L/s)$	$Q_{pi}(L/s)$	$Q_{ex}(L/s)$	$V_{ex}(m/s)$	F_r « rue »	R_e « rue » ($\times 10^4$)	Aval du collecteur
SS_2	2	0	0	0	0,70	3,6	Vanne ouverte
SS_DAB2_a	2	0	0,2	0,3527	0,86	3,8	Ouverture partielle 22%
SS_DAB2_b	2	2	0,49	0,882	0,92	3,8	Vanne ouverte
SS_OAB2	2	0,5	0,3	0,564	0,48	3,4	Ouverture partielle 22%

Dans le modèle numérique 2D, différentes conditions aux limites aval ainsi que des coefficients de frottement (aux parois et à la surface) ont été testées afin d'avoir une hauteur d'eau proche des résultats expérimentaux. Finalement, nous avons opté pour un régime critique à l'aval de la rue, la chute d'eau dans le réservoir aval étant progressive. Pour les cas de drainage influencé SS_DAB2_a et débordement SS_OAB2, une courbe de tarage (calculée à partir des débits d'échange mesurés) est imposée à l'aval du modèle 1D.

Les paramètres optimaux choisis pour simuler ces cas sans seuil aval sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau IV-11 : paramètres de simulation du modèle 2D pour les cas de drainage et débordement sans seuil aval.

Maillage	Coefficient de diffusion C_v	Frottement à la surface	Frottement sur les parois	Pas de temps de calcul	Nombre du courant	Condition aval
M5	Hypothèse D5	$K_s=110$	$K_p=100$	0,001	0,9	Régime critique

Les figures IV.30, IV.31, IV.32 et IV.33 montrent la comparaison entre la hauteur expérimentale et numérique pour les cas SS_2, SS_DAB2_a, SS_DAB2_b, SS_OAB2.

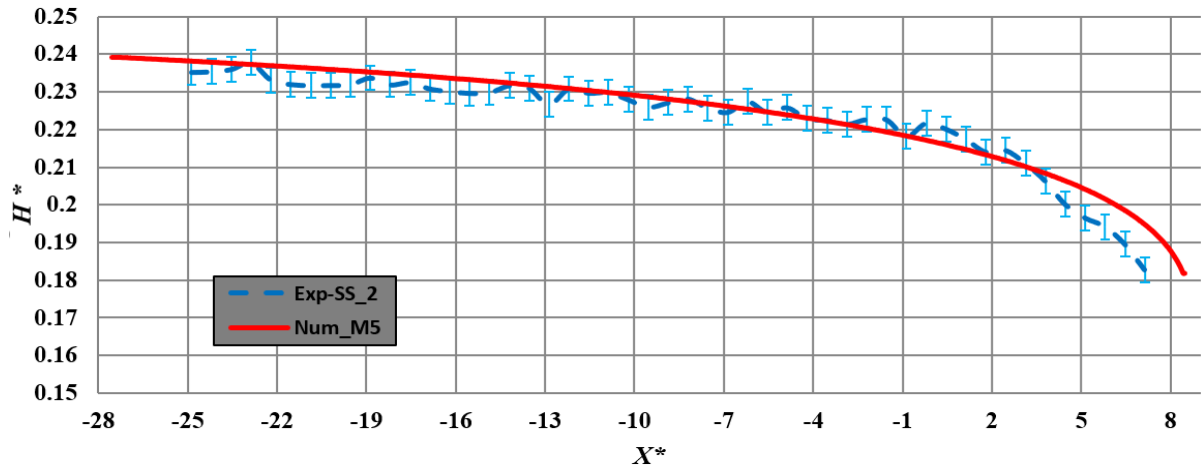


Figure IV. 30 : ligne d'eau au centre de la rue ; cas SS_2

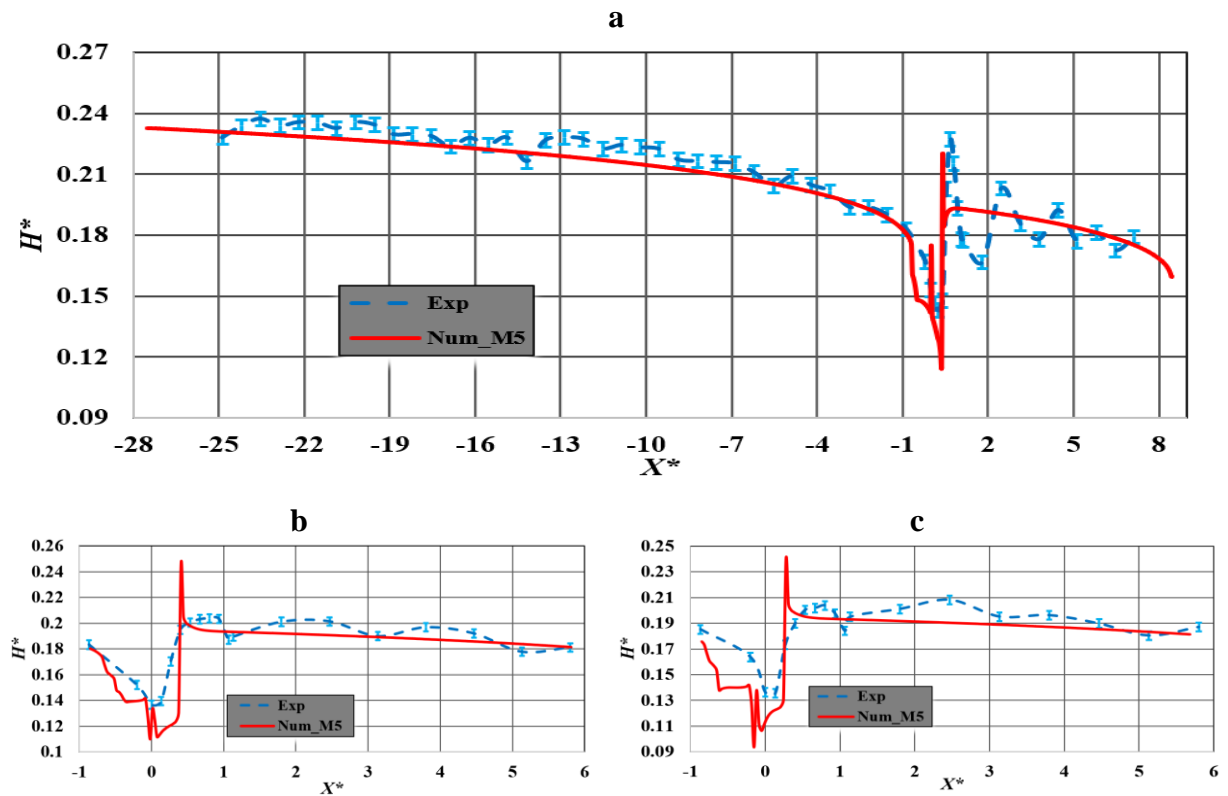


Figure IV. 31 : comparaison de la hauteur d'eau numérique et expérimentale ; a : au centre de la rue, b : au-dessus de l'avaloir A, c : au-dessus de l'avaloir B ; cas : SS_DAB2_a

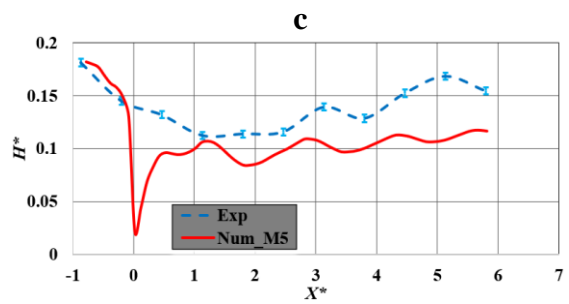
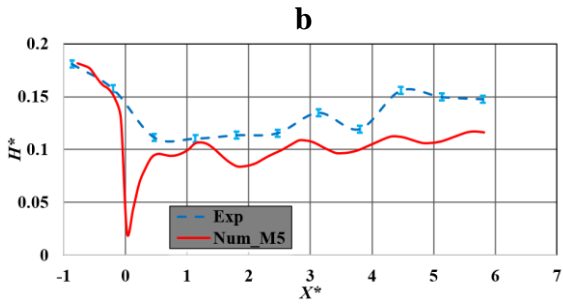
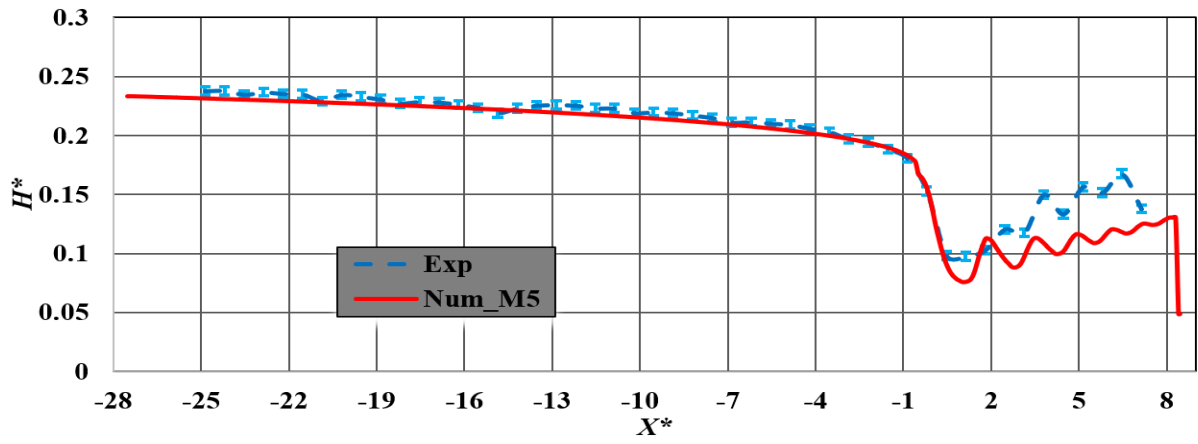


Figure IV. 32 : comparaison de la hauteur d'eau numérique et expérimentale ; a : au centre de la rue, b : au-dessus de l'avaloir A, c : au-dessus de l'avaloir B ; cas SS_DAB2_b.

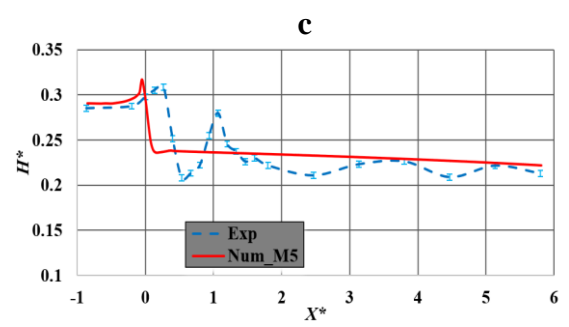
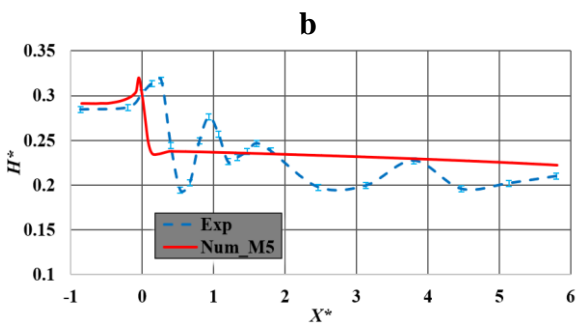
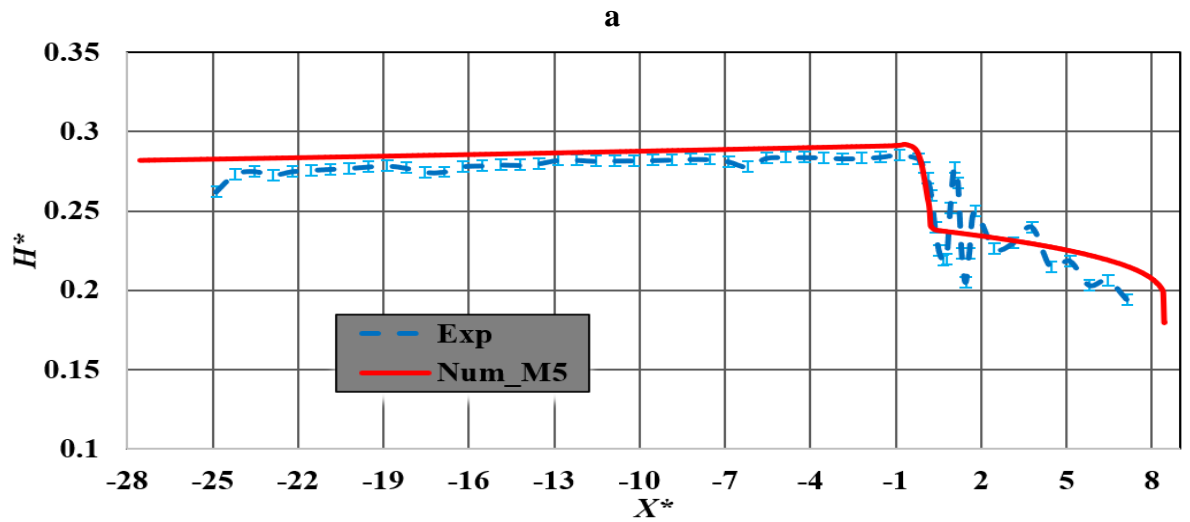


Figure IV. 33 : comparaison de la hauteur d'eau numérique et expérimentale ; a : au centre de la rue, b : au-dessus de l'avaloir A, c : au-dessus de l'avaloir B ; cas SS_OAB2.

Les oscillations de la surface libre à l'aval des avaloirs pour les deux cas de drainage SS_DAB_a et SS_DAB_b mesurés sont stables dans le temps. La figure IV.34 montre le nombre de Froude à l'approche des avaloirs pour ces deux cas.

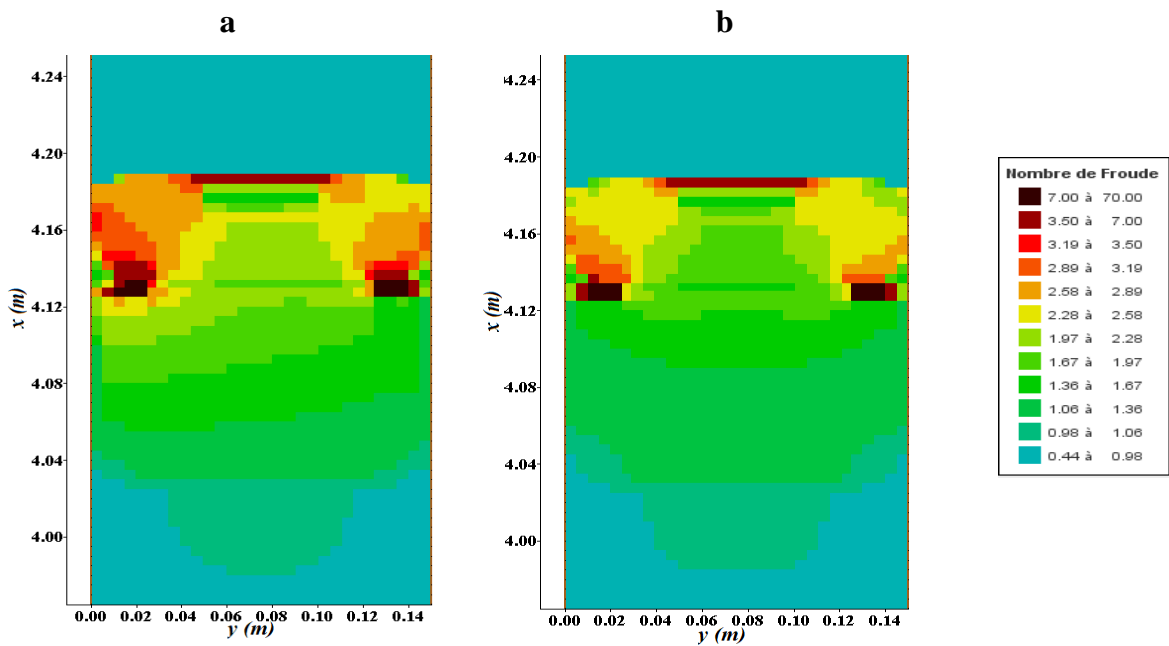


Figure IV. 34 : carte du nombre de Froude à l'approche des avaloirs, a : cas SS_DAB_a ; b : SS_DAB_b

Pour le cas sans échange SS_2, à l'amont, le modèle numérique reproduit parfaitement l'allure de la ligne d'eau. Une légère différence de l'ordre de 1 mm est observée à l'approche des avaloirs et à l'aval de ces derniers, cela est peut-être dû à une mauvaise estimation de coefficient de frottement qui est défini d'une manière régulière dans le modèle numérique, alors que dans la configuration expérimentale, les plaques qui ferment les rues adjacentes sont dans un matériau légèrement différent et la fermeture des avaloirs A et B avec du ruban adhésif crée une rugosité supplémentaire.

Pour le cas de drainage influencé SS_DAB2_a, le débit d'échange est contrôlé par l'ensemble de la structure d'échange ; le collecteur étant en charge, la partie inférieure de la structure d'échange limite le débit drainé. Quant au cas de drainage libre SS_DAB2_b, c'est la charge hydraulique au-dessus de la rue qui contrôle le débit drainé (Figure IV. 32).

A l'amont et contrairement au cas avec seuil aval, les 3 lignes d'eau calculées (au centre de la rue et sur les lignes de l'avaloir A et l'avaloir B) pour les deux cas de drainage et le cas de débordement (Figures IV.31 et IV.32 et IV.33) semblent proches des mesures expérimentales. Au-dessus immédiat des avaloirs et à l'aval, la perturbation observée sur les mesures expérimentales n'est pas bien reproduite par le modèle numérique. Pour les deux cas de drainage, la proportion de débit d'échange par rapport au débit principal dans la rue (10%

pour le cas SS_DAB_a et 23 % pour le cas SS_DAB_b) perturbe d'une manière différente la forme de la ligne d'eau à l'aval et donc influence la capacité du modèle numérique à la calculer, comme on peut remarquer sur les figures IV.31b et IV.31c du cas de drainage influencé où les lignes d'eau calculée et mesurée ne sont pas très différentes.

IV.3.5. Modèle d'échange

Les tableaux IV-12 et IV-13 montrent une comparaison entre les débits d'échange calculés et mesurés pour tous les cas de drainage et de débordement. Pour les cas avec seuil aval, la comparaison entre les valeurs mesurées et calculées de débit d'échange lorsque les flux d'échange vont de la rue vers le réseau (drainage), montre que le modèle numérique est capable de prédire les débits d'échange avec une assez bonne précision car les coefficients de débit utilisés sont ceux calculés à partir des résultats expérimentaux (Equation III.6). Cependant, pour le cas de drainage libre sans seuil aval SS_DAB_b (Tableau IV-12) où nous avons montré le Q_{ex} "num" pour une simulation faite avec le coefficient de débit pour le cas de drainage avec seuil aval DAB2 égal à 0,733, l'erreur sur la valeur calculée passe à 15%. Les coefficients pour les cas de drainage sont généralement proches de la valeur standard 0,6 mais pour des simulations numériques sans mesure expérimentale, l'estimation de la charge hydraulique au-dessus de la rue est nécessaire pour avoir plus de précision sur la valeur de débit d'échange calculée. Pour le drainage influencé SS_DAB_a et les cas de débordement, ce n'est pas la section de l'avaloir qui contrôle le débit mais la structure d'échange et la courbe de tarage imposé à l'aval du collecteur.

Tableau IV-12 : débit d'échange calculé et mesuré pour les cas de drainage

Cas	DAB2	DAB3	DA2	DA3	SS_DAB2_a	SS_DAB_b
Débit d'échange Q_{ex} "exp"	0,533	0,532	0,243	0,253	0,20	0,440
Débit d'échange Q_{ex} "num"	0,509	0,546	0,255	0,261	0,21	0,310
Coefficient de débit	0,649	0,733	0,588	0,761	0,65	0,761

Tableau IV-13 : débit d'échange calculé et mesuré pour les cas de débordement

Cas	OAB2		OAB3		OA2	OA3	SS_OAB2	
Débit d'échange Q_{ex} "exp"	0,289		0,298		0,171	0,162	0,303	
Débit d'échange Q_{ex} "num"	0,303		0,309		0,197	0,192	0,309	
Coefficient de débit	0,337	0,34	0,337	0,34	0,33	0,334	0,337	0,34

Ces résultats confirment les travaux de recherche de Bazin (2014) sur l'efficacité des drains. Selon lui, le modèle d'échange développé est spécifique au modèle physique qui a utilisé « Disaster Prevention Research Institute (DRPI, Université de Kyoto, Japan) ». L'analyse de ses résultats a montré que le coefficient de débit pour les équations d'orifice dépend de la situation de l'avaloir (drainage normal ou débordement), donc il est impossible de choisir un coefficient unique pour ces différents cas.

IV.4. Modélisation numérique de l'ensemble de la maquette MURI

L'analyse des résultats expérimentaux pour les différents cas de drainage et de débordement sur la configuration d'une seule rue longitudinale ont permis de décrire d'une manière explicite l'influence de l'ouverture des avaloirs sur les caractéristiques de l'écoulement dans la rue. Ces résultats ont permis aussi le calage du modèle numérique couplé qui est arrivé à reproduire assez bien les caractéristiques globales des écoulements pour cette configuration. Dans cette partie, à l'aide de ce modèle numérique couplé et les paramètres de calcul calés, l'ensemble de la maquette urbaine MURI sera modélisé. Le but est de : comparer ces résultats avec les simulations déjà faites auparavant avec les paramètres de calcul classique (Annexe B).

Cette partie est donc consacrée à la simulation des écoulements sur l'ensemble de la maquette MURI avec 3 rues longitudinales, 3 rues transversales, 9 carrefours et 6 avaloirs connectés au réseau de drainage qui, lui aussi, suit la configuration à la surface avec une conduite au-dessous de chaque rue. Deux maillages seront comparés 5*5 mm, 15*15 mm (soit respectivement 30 et 10 mailles par rue), ce dernier va permettre de discuter de la faisabilité sur un cas réel. Pour chaque maillage, une comparaison est faite entre 2 simulations : la première sera avec les paramètres de calcul et les équations d'ouvrages standard (Irstea, 2019b). La deuxième simulation sera réalisée avec le modèle couplé 1D/2D que nous avons choisi dans la première partie de ce chapitre. Les résultats de ces simulations vont permettre d'évaluer les capacités des codes de calcul et seront un outil utile efficace pour planifier d'autres essais expérimentaux sur d'autres configuration de la maquette MURI. Ils permettront d'introduire la discussion sur l'applicabilité de ce couplage 1D/2D à un cas réel d'inondation.

IV.4.1. Configuration de la maquette MURI

Dans un contexte de modélisation hydraulique en zone fortement urbanisée, il paraît très difficile de représenter chaque structure. En effet, l'hétérogénéité des formes des habitations,

et les types d'ouverture et points d'échange avec le réseau d'assainissement engendre une quantité de données difficile à intégrer dans un modèle numérique. Dans sa configuration actuelle présentée dans le chapitre III, la maquette MURI représente un quartier de ville avec des rues étroites (3 rues longitudinales et 3 rues transversales (Figure III.2) et des blocs urbains imperméable). Cette configuration a été retenue après une étude d'un cas d'inondation dans le centre-ville de Besançon (crue de 1910) connu par son caractère fortement urbanisé avec la présence de bâtiments anciens plutôt imperméables séparés par un réseau de rues étroites. Le choix de la configuration repose aussi sur l'observation des structures urbaines des grandes villes. La figure IV.35 ci-dessous montre une photo aérienne de la ville de Barcelone. On aperçoit clairement une structure de rues orthogonales formant des îlots urbains rectangulaires et très réguliers.

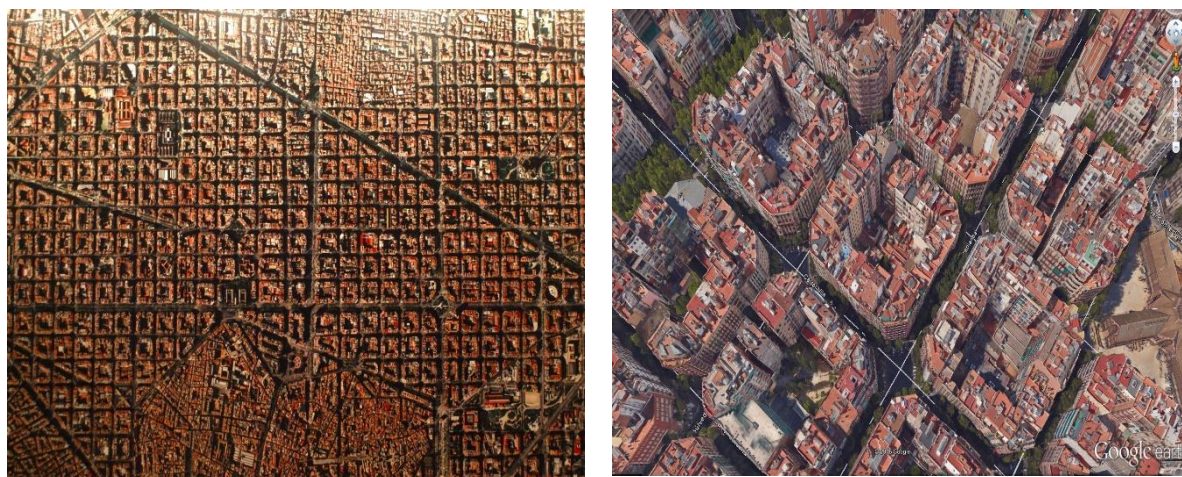


Figure IV. 35 : photos aériennes d'un quartier de ville de Barcelone

Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques géométriques pour la configuration actuelle de MURI pour différentes échelles.

Tableau IV-14 : caractéristiques géométriques pour la configuration actuelle de MURI.

Echelle	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur mur (m)	Largeur rue (m)	Diamètre avaloir (m)
Réelle (MURI)	5,4	3,8	0,15	0,15	0,014-0,019
1/30 ^{ème}	162	114	4,5	4,5	0,42-0,57
1/40 ^{ème}	216	152	6	6	0,56-0,76
1/50 ^{ème}	270	190	7,5	7,5	0,70-0,95
1/60 ^{ème}	324	228	9	9	0,84-1,14

Un débit maximum de 50 L / s peut être envoyé en entrée du MURI. Ce débit peut pénétrer dans la maquette à travers de petits réservoirs (taille typique : 0,3 m). Trois réservoirs du côté nord ne peuvent être utilisés que pour les entrées, trois réservoirs du côté sud sont uniquement pour les sorties et six réservoirs des côtés ouest et est peuvent être utilisés pour les entrées et

les sorties. Ces entrées et sorties de la maquette sont modulables cela permet d'obtenir des conditions aux limites amont/aval proches de celles de cas de terrains. Le réseau de drainage de la maquette MURI est composé de conduites interconnectées, de sorte qu'on trouve une conduite au-dessous de chaque rue (Figures III.5 et III.24). Le débit maximal pour chaque entrée est de 5 L/s, sachant que le réseau total peut supporter un débit global maximal de 10 L/s. On compte 6 points d'échange entre les rues et le réseau de drainage (Figure IV. 36a).

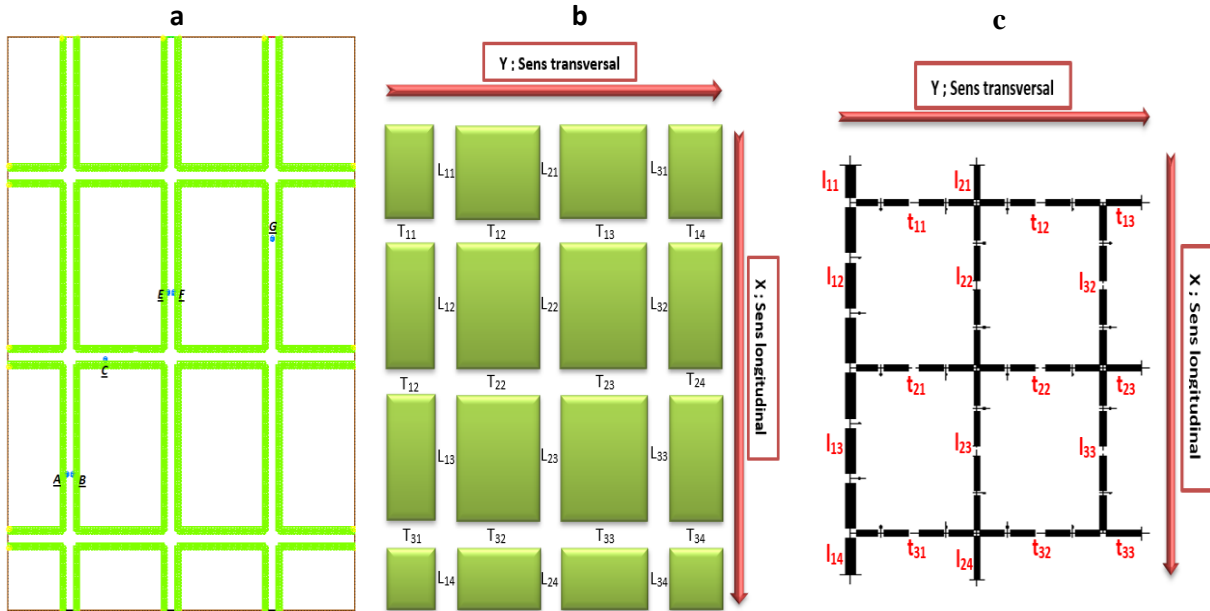


Figure IV. 36 : nomenclature pour la maquette MURI ; a : points d'échange, b : la surface (L : Rue longitudinale, T : Rue transversale), c : le réseau (l : conduite longitudinale, t : conduite transversale)

Pour qu'il soit facile à se repérer sur la maquette MURI, des codes ont été attribués à chaque tronçon de rue ou de conduite (Figures IV.36).

IV.4.2. Résumé de l'annexe B (Chibane et al., 2018a)

Avant l'étude expérimentale et la construction de la maquette, une investigation numérique de MURI a été effectuée (Annexe B). L'objectif principal est d'obtenir les principales caractéristiques de quelques scénarios représentatifs des expériences sur MURI et d'établir un protocole expérimental tenant compte de la capacité des appareils de mesure. Pour cela, trois modèles numériques ont été successivement construits : un modèle 2D pour les rues avec le logiciel Rubar20, un modèle 1D pour le réseau de conduites utilisant le logiciel Rubar3 et un modèle couplé 1D / 2D pour simuler les deux derniers écoulements et les interactions entre ces deux couches.

Pour le modèle 2D, cinq maillages ont été construits avec des mailles de taille respective 5 * 5, 3 * 3, 1,5 * 1,5, 1 * 1, 0,75 * 0,75 cm. Les limites des rues ont été définies comme des murs

impermeables. MURI dispose d'un système de réglage de la pente longitudinale et transversale de 0 à 5% mais pour tous les calculs, la pente longitudinale est de 1% et la pente transversale est nulle. Le tableau 1 (Annexe B) présente certains des paramètres utilisés pour les calculs.

Un premier calcul est effectué avec une entrée de 5 L/s répartie entre les trois entrées Nord. Les trois sorties Sud sont entièrement ouvertes afin que la condition en aval puisse être considérée comme critique ; cependant, il a été préféré (pour être cohérent avec les cas dans lesquels le seuil aval est surélevé) d'utiliser une relation de type déversoir avec une élévation de la crête égale au fond de la rue.

L'écoulement est principalement du nord au sud et concentré dans les trois rues L_{1i} , L_{2i} et L_{3i} (Figure IV. 36b). Quelques circulations secondaires sont calculées dans les autres rues transversales.

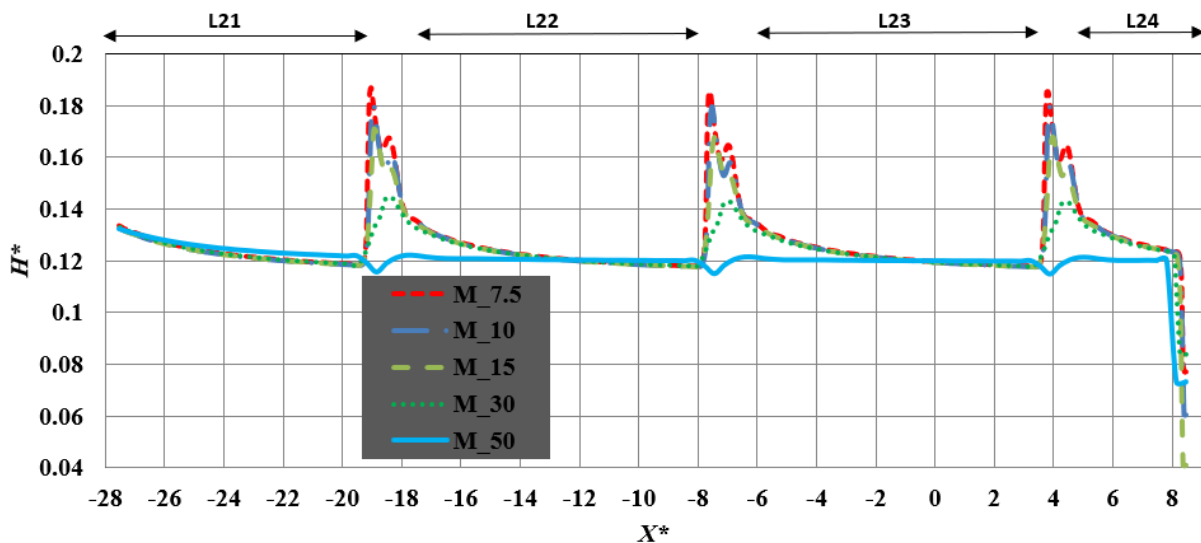


Figure IV. 37 : variation de la hauteur d'eau le long de la rue centrale L2i ; Nord-Sud.

Sur la figure IV.37, il y a une variation soudaine de la hauteur d'eau aux carrefours. Elle peut s'expliquer par l'élargissement de la rue, ce qui implique une perte de charge supplémentaire et le passage d'un régime torrentiel à un régime fluvial. Le maillage de 5 cm ne montre pas la même variation mais on peut comprendre que trois mailles par largeur de rue ne suffisent pas. Les trois plus petits maillage fournissent des résultats assez similaires validant l'hypothèse selon laquelle la taille de cellule de 1,5 cm (10 mailles par largeur de rue) est suffisante pour décrire l'écoulement au carrefour et dans les zones voisines. Ensuite, cette taille de maille de 1,5 cm a été utilisée pour le modèle couplé. Le maillage de 3 cm offre la même tendance mais le maillage n'est pas assez fin.

Pour le modèle 1D, les sections conduites sont circulaires et l'écoulement peut passer en charge. Comme nous avons fait pour modéliser le collecteur principal au début de ce chapitre et afin de s'assurer que le débit est toujours calculé avec une surface libre, une fente de Preissmann est ajoutée à chaque section (Figure IV. 1). La largeur de la fente Preissmann est réglée à 2 mm avec une transition progressive afin d'éviter les instabilités numériques quand on passe d'un écoulement de surface libre à un écoulement en charge. La distance entre deux sections de calcul de chaque conduite est d'environ 10 cm. Un premier calcul est effectué avec une seule entrée de 5 L / s à l'amont du collecteur principal. A l'aval du collecteur une courbe de tarage basée sur une hypothèse de débit critique a été définie et le coefficient de frottement pour le réseau est fixé à $K_s = 100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. L'écoulement permanent est atteint avant 200 secondes de calcul (Figure IV.38).

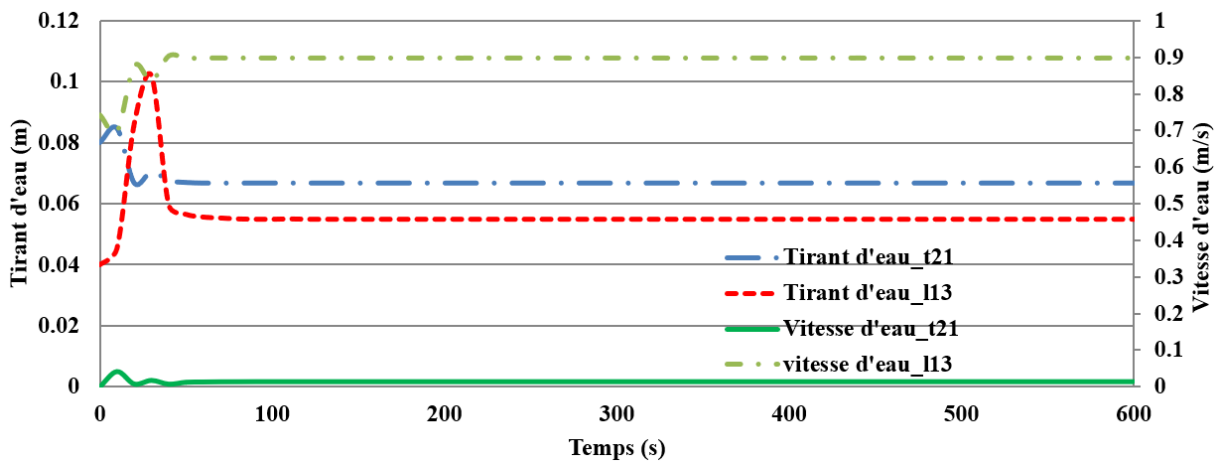


Figure IV. 38 : exemples de variations de la profondeur et de la vitesse de l'eau dans le réseau de drainage ; tronçons t₂₁ et l₁₃.

Après avoir vérifié séparément les modèles 1D et 2D, les deux modèles sont assemblés et complétés par les ouvrages d'échange pour devenir un modèle couplé 1D / 2D permettant d'étudier l'interaction entre l'écoulement dans les rues et l'écoulement dans le réseau de conduites. Les calculs ont été effectués pour 2 configurations : la première avec la connexion de deux avaloirs A et G (Figure IV. 36a) et la deuxième avec sept avaloirs connectés. Trois scénarios ont été calculés pour chaque configuration ; le premier cas est un drainage avec un débit de 5 L / s qui est introduit par les trois entrées Nord et un débit nul pour le réseau de conduites ; le deuxième cas est aussi un drainage mais avec l'introduction d'un débit de 5 L / s à l'amont du collecteur principal du réseau ; le troisième cas est un débordement sur une surface sèche, un seul débit de 5 L/s est introduit à l'amont du collecteur ; de plus, l'extrémité aval du réseau de conduite est fermée pour forcer tout le débit à déborder à travers les avaloirs. Pour le modèle 2D, les résultats des deux configurations ont montré que, pour les cas de drainage avec un débit de 5 L/s, la hauteur de l'eau est d'environ 2 cm. Les hauteurs d'eau

au-dessus des avaloirs sont presque nulles car l'eau passe dans le réseau de conduites. Pour le troisième cas, le débordement se produit et est marqué par une variation soudaine de la hauteur de l'eau au-dessus des avaloirs. Les deux configurations montrent des résultats presque similaires.

Pour résumer cette étude, des calculs ont été effectués pour l'ensemble de la maquette MURI fixé à la pente Nord-Sud de 1%. Comme prévu, en raison des carrefours, le schéma d'écoulement est assez compliqué dans les rues montrant à la fois des écoulements fluviaux et torrentiels et nécessite un maillage raffiné afin d'obtenir des résultats détaillés. Les échanges avec le réseau de canalisations augmentent la complexité et introduisent des difficultés pour obtenir un débit permanent à l'aide du modèle 1D / 2D. Cette difficulté vient de la très faible profondeur d'eau à certains avaloirs reliant le premier et deuxième étage de MURI. D'autres simulations ont été effectuées avec une faible pente longitudinale de 0,1 % et une hauteur d'eau imposée à l'aval de la maquette pour avoir un régime fluvial dans les rues. Ces résultats ont permis d'avoir une idée sur les écoulements qu'on peut traiter sur la maquette MURI et ont permis de faire un protocole d'expérience sur la configuration expérimentale d'une seule rue (chapitre III).

IV.4.3. Nouvelles simulations de la maquette MURI

L'analyse des premiers résultats de simulation a montré que le maillage M15 est suffisant pour voir l'influence de la présence des carrefours sur la hauteur d'eau dans la rue. De plus, en comparant les calculs et les mesures pour la configuration d'une seule rue avec le maillage M15, nous avons remarqué que ce maillage est suffisant pour reproduire les caractéristiques globales de l'écoulement bien que les calculs des hauteurs et vitesses d'eau aux alentours des avaloirs sont mieux simulés avec le maillage raffiné M5.

Pour l'ancien modèle couplé 1D / 2D de la maquette MURI, les ouvrages ont été implémentés comme pour le maillage M15_I, c'est-à-dire avec une seule arête amont, ceci explique les hauteurs d'eau presque nulles et la variation soudaine de la hauteur d'eau respectivement pour les cas de drainage et le cas de débordement. De plus, les instabilités de calcul remarquées pour ce modèle sont peut-être dues à l'estimation du débit d'échange car la charge hydraulique est calculée sur une arête de l'ouvrage. Cela a été modifié dans le modèle numérique couplé de la configuration d'une seule rue où la charge hydraulique est maintenant calculée sur une arête située à 0,13 m à l'amont de l'ouvrage (avaloir). Ces améliorations et d'autres modifications (coefficient de diffusion, frottement et modèle d'échange) ont été apportées au nouveau modèle numérique couplé de la maquette MURI. Ci-dessous, nous

allons comparer les hauteurs d'eau pour le cas de drainage avec un débit de surface de 5L/s et un débit nul dans le réseau de conduites (cas 1.1, annexe B). Les nouvelles simulations ont été lancées avec les paramètres de calcul utilisés pour simuler le cas expérimental (Tableau IV-8). Les figures IV.39 et IV.40 montrent l'ancienne « Old » et la nouvelle « New » variation de la hauteur d'eau sur la ligne de l'avaloir A respectivement pour le maillage M15 et le maillage M5.

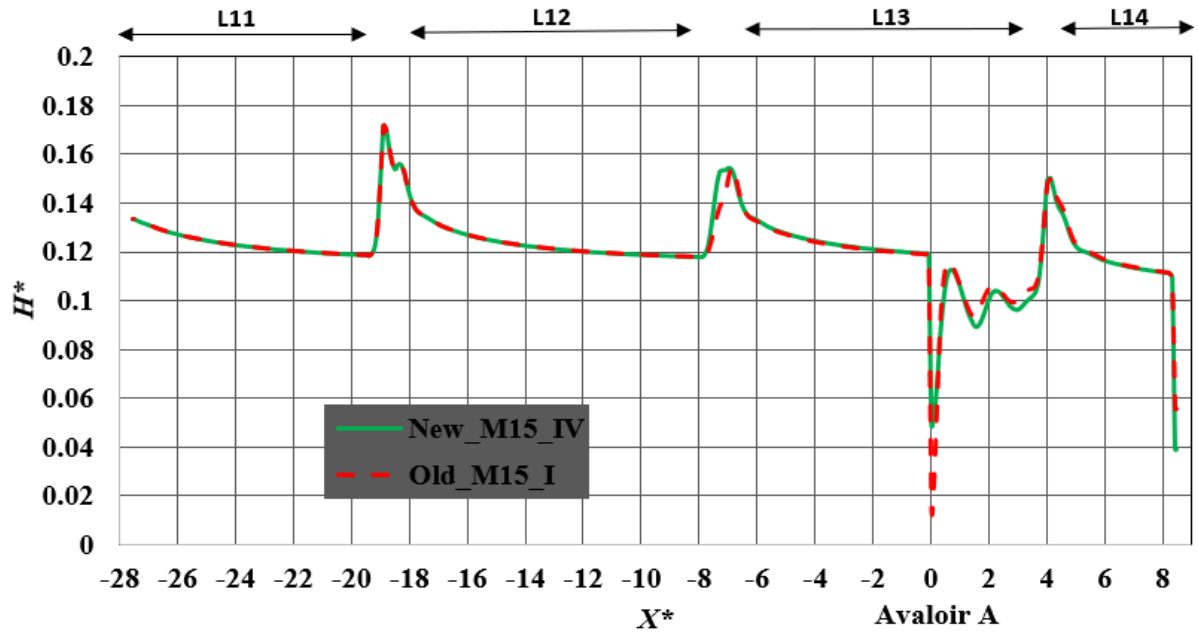


Figure IV. 39 : comparaison de la variation de la hauteur d'eau le long de la rue droite L_{1i} , Nord-Sud. ; sur la ligne de l'avaloir A ; maillage M15.

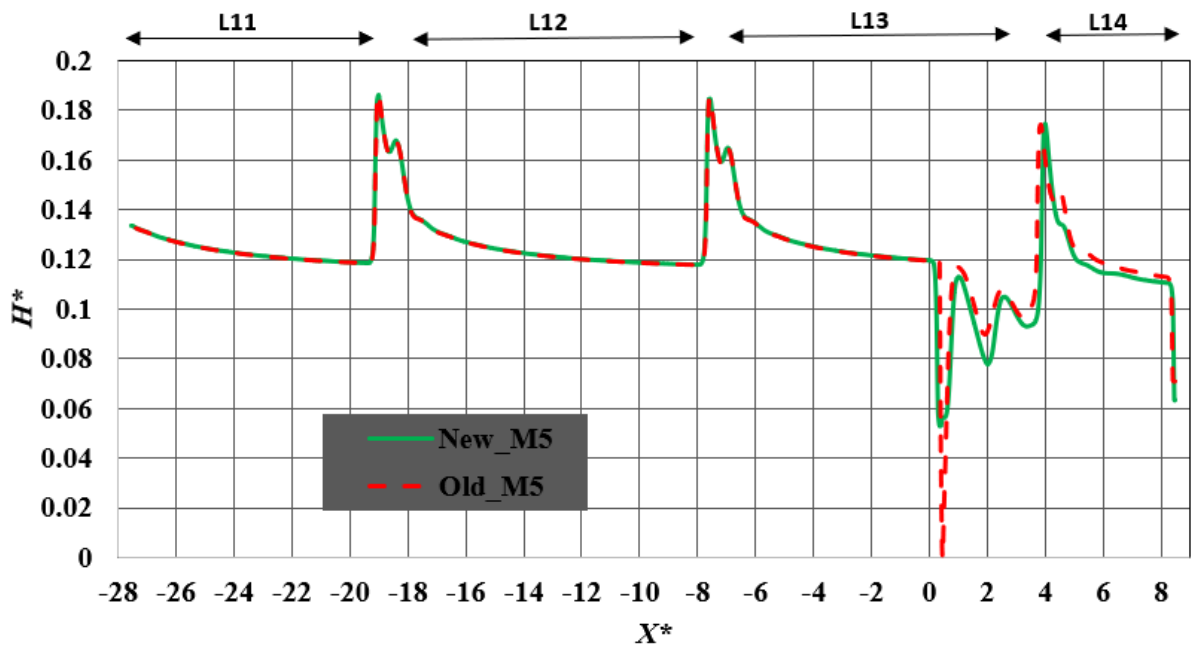


Figure IV. 40 : comparaison de la variation de la hauteur d'eau le long de la rue droite L_{1i} , Nord-Sud. ; sur la ligne de l'avaloir A ; maillage M5.

La comparaison des résultats pour les deux maillages, à l'amont de l'avaloir, montre que la variation de la hauteur d'eau reste toujours la même. Aussi, aux niveaux des carrefours et comme pour le cas sans échange (Figure IV. 37), la différence de hauteur entre les deux maillages M5 et M15 est de 2 mm. Comme prévu, la différence entre les deux simulations est au-dessus de l'avaloir, la hauteur d'eau sur l'arête amont de l'avaloir n'est plus nulle car le débit drainé est enlevé sur les 4 côtés de l'ouvrage.

L'ouverture des points d'échange entre les deux étages modifie la distribution de débit et localement les hauteurs d'eau. Si l'objectif est d'améliorer les résultats localement, le raffinement de maillage est une solution. Cependant, la transition d'un régime torrentiel en fluvial aux niveaux des carrefours est localisé précisément avec les deux maillages. Ceci nous amène à conclure que l'hypothèse de 10 mailles par largeur de rue est acceptable, si l'on s'intéresse aux caractéristiques globales de l'écoulement comme pour la modélisation de cas réels d'inondations. Pour le modèle d'échange, d'après (Ettrich et al, 2005), faute de mesures directes de débit d'échange entre la surface et le réseau de conduites, les formules utilisées pour estimer ces échanges restent incertaines. Le recalcul des simulations sur l'ensemble de MURI ont montré que ce calage des coefficients d'échange n'a souvent qu'une influence limitée sur les lignes d'eau mais cela peut être néanmoins important, par exemple, pour la gestion du réseau d'assainissement.

IV.5. Discussion et conclusion

Les simulations numériques de l'ensemble des écoulements expérimentaux (avec et sans seuil) observés sur la maquette urbaine MURI sont faites à l'aide d'un code de couplage entre un modèle 1D du réseau de drainage (Rubar3 ; résolution des équations de Saint-Venant unidimensionnelles) et un modèle 2D de la surface (Rubar20 ; résolution des équations de Saint-Venant bidimensionnelles).

Le modèle numérique couplé est d'abord utilisé pour simuler des cas de références expérimentaux. Dans les cas sans échange, un maillage grossier est suffisant pour reproduire ces écoulements et avoir une ligne d'eau calculée qui se superpose avec la ligne d'eau expérimentale. Cependant, pour la répartition des vitesses dans la section de l'écoulement et afin de voir l'influence du frottement avec les parois, on est obligé de choisir un coefficient de diffusion numérique différent entre le centre de la rue et les mailles adjacentes aux parois.

Pour les cas de références où il y a échange de débit avec le réseau (DAB2 et OAB3), un raffinement du maillage paraît indispensable mais malgré cela, le modèle numérique couplé a

rencontré des difficultés à estimer la hauteur d'eau et donc la vitesse localement, notamment au-dessus des ouvrages et sur les mailles amont. Ces erreurs proviennent du processus d'échange dans le modèle numérique. Les avaloirs étant définis avec une seule arête amont, l'enlèvement (cas de drainage) ou à l'addition (cas de débordement) du débit d'échange provoque une accélération ou un ralentissement de l'écoulement et donc des variations importantes de vitesse et de hauteur d'eau au niveau de ces mailles. Cela m'a amené à changer la méthode de définition des ouvrages dans le modèle numérique ; cette méthode consiste à définir l'avaloir par plusieurs ouvrages de sorte que toutes les arêtes externes des mailles où l'avaloir est implémenté soient des arêtes amont, ainsi le débit d'échange sera réparti sur les 4 côtés de l'avaloir. En plus, la répartition spatiale du coefficient de diffusion défini auparavant a été changé notamment dans la zone des avaloirs. Ces changements ont permis d'avoir des résultats plus satisfaisants.

L'analyse des résultats numériques des cas de référence a montré l'importante influence des paramètres de calcul sur les résultats obtenus. Elle a permis aussi de définir un jeu de paramètres qui a ensuite été appliqué sur l'ensemble des écoulements expérimentaux. En regardant les résultats numériques de la hauteur d'eau, les vitesses et les débits d'échange le modèle semble stable pour simuler des cas de drainage et de débordement. Les résultats de ces simulations concordent assez bien avec les mesures expérimentales dès qu'un maillage avec 10 mailles ou plus par largeur de rue est utilisé. Néanmoins, l'analyse du champ de vitesse calculé dans la section montre que le modèle numérique ne parvient pas à représenter les perturbations locales dues aux processus de drainage ou de débordement près des avaloirs. L'écoulement étant tridimensionnel et très turbulent à cet endroit, l'utilisation des modèles 3D plus avancés (Djordjevic et al., 2013) pourraient donner des résultats plus détaillés. Mais pour une modélisation numérique d'un cas réel d'inondation, ces modèles deviennent difficiles voir même impossibles à utiliser à cause des limitations liées au temps de calcul. Les modèles couplés 1D / 2D peuvent être utilisés pour obtenir des résultats détaillés à proximité des avaloirs mais la complexité de ces flux nécessite le développement de modèles numériques adaptés pour y faire face et nombreux dispositifs expérimentaux ont été utilisés pour valider ces modèles numériques (Bazin et al., 2014, Djordjevic et al., 2013).

Des études antérieures avec Rubar20 ont été menées et ont montré la capacité du code à simuler des inondations urbaines (Mignot et al., 2006; El Kadi et al., 2009) et (Bazin et al., 2014) avaient simulé les interactions entre les écoulements de surface et souterrains en couplant Rubar 20 et Rubar3. Les expériences en laboratoire sur la maquette MURI ont

permis de valider cette dernière capacité. Dans le chapitre prochain, ce modèle couplé 1D/2D sera utilisé pour simuler un cas réel d'inondation.

CHAPITRE V : cas de terrain

Chapitre V : cas de terrain

V.1. Introduction

Les résultats de simulation numérique 1D/2D des cas expérimentaux effectués sur la maquette MURI ainsi que l'extension sur des cas plus complexes sur l'ensemble de la maquette ont montré que notre modèle numérique 1D/2D est capable de simuler et reproduire les caractéristiques globales de l'écoulement en cas d'inondation urbaine. De plus, plusieurs études ont été menées avec le code de calcul que nous avons utilisé (Rubar20) pour simuler l'écoulement dans les rues en cas d'inondation urbaine (Mignot et al., 2006 ; El-Kadi et al., 2009) et les travaux de PH Bazin (2013) ont montré également la possibilité de simuler simultanément l'écoulement à la surface ainsi que l'écoulement dans le réseau d'assainissement et leurs interactions en utilisant le modèle couplé Rubar3/Rubar20.

Dans ce contexte et afin de tester plus avant notre modèle numérique 1D/2D, nous allons le mettre en application sur un cas réel d'inondation de la ville d'Hussein Dey-Alger, notamment, sur le secteur de la rue Tripoli qui est la zone la plus vulnérable du bassin versant d'Hussein Dey. Le réseau d'assainissement drainant cette zone semble être très limité en termes de capacité de collecte et d'évacuation des eaux pluviales. Il demeure donc nécessaire d'établir un diagnostic hydraulique du fonctionnement du système de drainage réseau/rue à travers une modélisation bidimensionnelle de l'écoulement de surface et une modélisation unidimensionnelle de l'écoulement dans le réseau, tout en prenant en considération l'interaction entre ces deux modèles. Dans ce chapitre, nous allons synthétiser les étapes à suivre ainsi que les données de base nécessaires à la mise en œuvre de cette démarche de modélisation, puis nous allons montrer les résultats de simulation d'un événement pluvieux réel et les situer par rapport aux données de validation correspondantes.

V.2. Zone d'étude

La circonscription administrative d'Hussein Dey fait partie de la wilaya d'Alger dont le chef-lieu est la commune d'Hussein Dey. Elle est située à l'Est du centre de la wilaya d'Alger, au cœur de la baie d'Alger, elle s'étend sur une superficie de 4,9 Km² avec une population près de 41000 habitants.

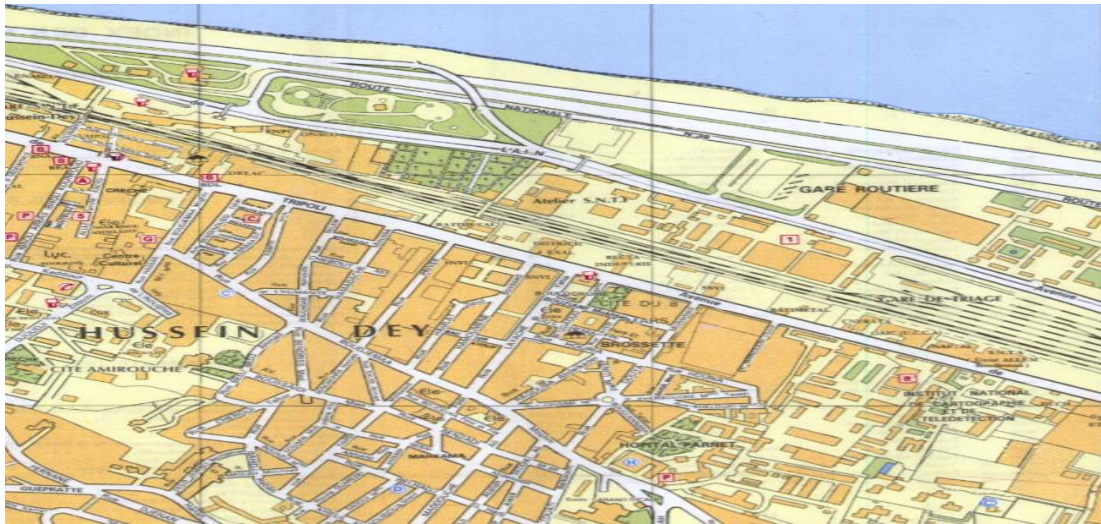


Figure V. 1 : carte d'occupation du sol de la commune d'Hussein Dey dans la wilaya d'Alger.

La zone basse d'Hussein Dey est connue depuis longtemps pour sa vulnérabilité aux risques d'inondations notamment au niveau de la rue Tripoli ; elle représente un point sensible, à cause de sa topographie relativement plate. Cette zone basse subit des inondations presque à chaque saison de pluie mais cette situation s'est aggravée avec les extensions urbanistiques. D'après le diagnostic effectué par la Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger « SEAAL », le fait le plus important à signaler pour la rue Tripoli est l'aménagement du tramway en 2007 qui a engendré beaucoup de modifications sur le réseau d'assainissement (les réseaux étaient présents dans l'emprise de la plate-forme). Selon cette étude de diagnostic, ces travaux d'aménagement ont été exécutés sans se préoccuper de l'aléa d'inondation.

L'inondation de Mai 2013 est la plus significative par rapport aux hauteurs d'eau observées (Figure V.2).



Figure V. 2 : inondation de la rue Tripoli le 21/05/2013.

La rue Tripoli sera donc notre zone d'étude ; elle se trouve en aval du bassin versant d'Hussein Dey et elle reçoit la quasi-totalité des eaux de ce dernier. Son système de collecte et

d'évacuation est composé de deux collecteurs qui sont parallèles, avant de se raccorder au niveau d'une chambre se trouvant sous la plateforme du tramway près de la gare ferroviaire d'Hussein Dey. Les dimensions correspondantes sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Tableau V-1 : caractéristiques géométriques du collecteur de Tripoli

Forme	Dimension (mm)	Matériaux	Linéaire (m)
Circulaire	1000	Béton	2170
Ovoïdale	1000x700	PVC	2170

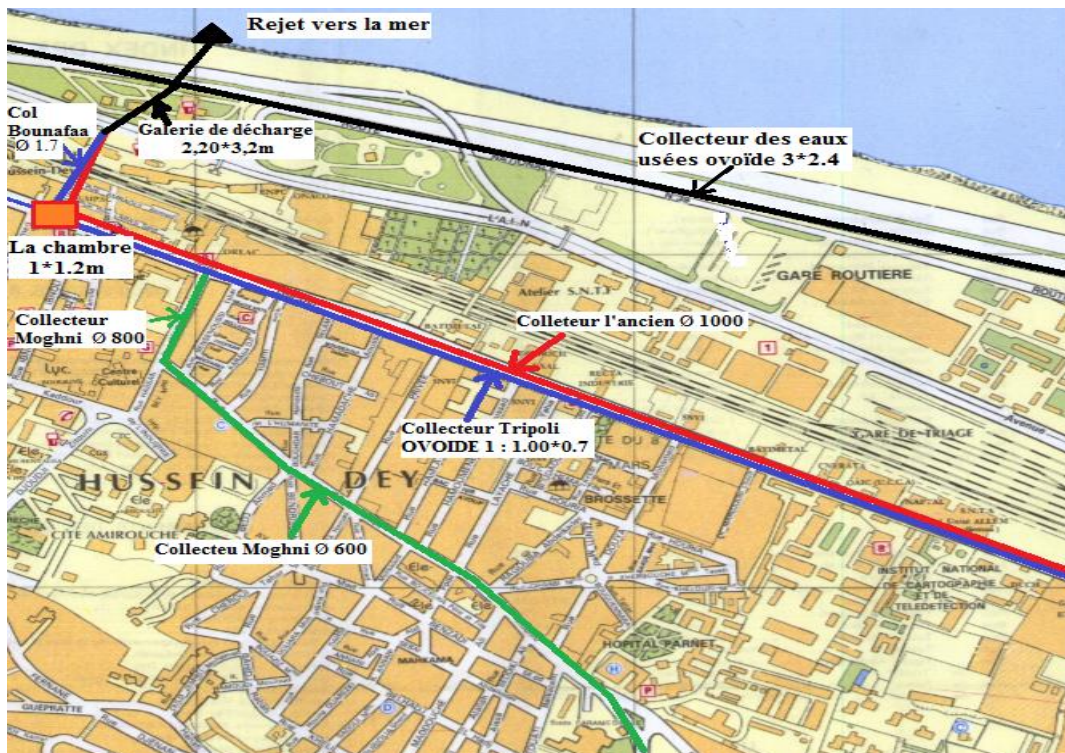


Figure V. 3 : principaux collecteurs existants de la zone d'étude

D'autres conduites de faible diamètre drainent les rues situées au Sud de l'Avenue Tripoli, elles sont raccordées au collecteur de forme ovoïde. La délimitation de la zone d'étude (zone vulnérable la plus touchée par les inondations) est faite après deux sorties sur terrain, les témoignages de riverains et l'analyse des données collectées. Cette zone s'étale sur une superficie de 0,15 Km².

V.3. Inventaire des données

Dans cette partie du chapitre, nous allons faire l'inventaire des données que nous avons pu collecter pour pouvoir modéliser ce cas de terrain. Pour cette collecte, nous nous sommes rapprochés des organismes suivants : la Société des Eaux et Assainissements d'Alger

(Direction Assainissement, et département SIG); l'Entreprise Métro d'Alger; l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH). Les données que nous avons récupérées concernent les volets suivants :

- Topographie et cartographie ;
- Etudes antérieures (assainissement, génie civil,...) ;
- Hydrologie.

De plus, deux sorties sur terrain ont été effectuées pour confirmer l'exactitude de quelques données et avoir d'autres informations en prenant contact avec les habitants de cette zone.

V.3.1. Données de terrain

V.3.1.1. Topographie de surface

La zone choisie pour l'étude est caractérisée par une topographie presque plate au niveau de la rue principale Tripoli et relativement accidentée au niveau des rues situées au sud de cette zone. En se référant à la carte topographique de la commune d'Hussein Dey, on constate une inclinaison du terrain naturel dans le sens sud-nord avec une pente moyenne de 6% ce qui augmente la vitesse de l'eau ruisselée en surface vers la rue Tripoli. Les données que nous avons récupérées sont les suivantes :

- Levé topographique raffiné d'une partie de la zone d'étude qui rapporte aussi des éléments naturels et artificiels (infrastructures existantes, routes, pistes, réseaux divers, arbres, etc..) (Figure V. 4) ;
- Carte topographique de la commune d'Hussein Dey avec un maillage de 30 mètres.

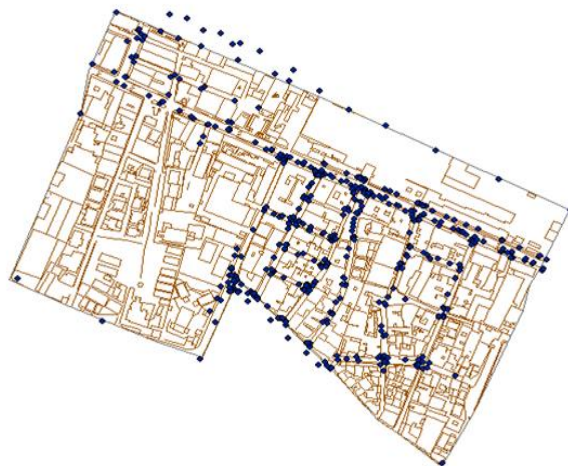


Figure V. 4 : données topographiques disponibles dans la zone d'étude

V.3.1.2. Bassins versants

La commune d'Hussein Dey se trouve en aval d'un bassin versant fortement urbanisé, qui se caractérise par une topographie favorable en amont et défavorable en aval (rue Tripoli).

Les pentes du terrain naturel sont raides à l'amont et cela en allant de l'amont « cité Le Panorama » jusqu'à l'axe Boudjmâa Moghni, puis commencent à diminuer en allant vers l'avenue Tripoli.

V.3.1.3. Réseau d'assainissement

En se référant au diagnostic du réseau d'assainissement effectué par la SEAAL en 2013, et les sorties sur terrain que nous avons effectués, des observations ont été établies sur l'état du réseau existant :

- Le réseau d'Hussein Dey est de type unitaire, il contient trois collecteurs principaux :
 - ✓ collecteur Fernane Hanafi,
 - ✓ collecteur Boujemaâ Meghni,
 - ✓ collecteurs circulaire et ovoïde de la rue Tripoli.
- Plusieurs axes routiers secondaires disposent de collecteurs d'assainissement très anciens, cela a été confirmé par les témoignages des locataires des quartiers concernés et les responsables de la subdivision de l'hydraulique. Ces réseaux sont généralement fonctionnels mais, ne disposent d'aucun regard de visite, ce qui rend leur entretien très difficile.
- Le diagnostic physique effectué décèle qu'il existe des collecteurs qui sont dans un état dégradé et nécessitent de les remplacer par de nouveaux collecteurs.
- L'écoulement est gravitaire dans tout le réseau mais nous avons constaté que le réseau d'assainissement existant dans la zone basse (rue Tripoli) est caractérisé par un faible dénivelé.

Les données récupérées sont :

- plan du réseau existant avec les collecteurs principaux et secondaires,
- plan de détection des avaloirs et regards,
- profils en long des différents tronçons du réseau d'assainissement avec la cote du fond des regards existants,
- dimensions de la galerie de décharge (exutoire).

La première sortie sur la zone d'étude (14/03/2017) avait pour objectif principal la reconnaissance du site d'étude. Elle m'a permis de me repérer par rapport aux plans et documents mis à ma disposition par les différents organismes, ainsi que la confirmation de

l'existence et le positionnement de quelques avaloirs par rapport au plan de détection des regards donné par la direction d'assainissement de la SEAAL (Figure V. 5).

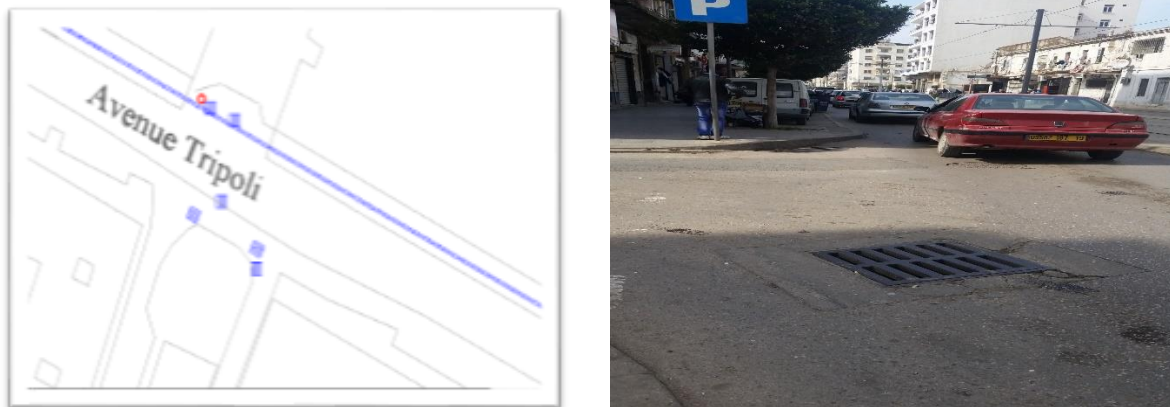


Figure V. 5 : a : plan de détection des avaloirs ; b : avaloir au milieu de route (rue Tripoli) « sortie sur terrain 14/03/2017 ».

V.3.2. Données pluviométriques

Selon les observations de l'office national de météorologie (ONM), les précipitations sont irrégulières : les mois de Juillet et Août sont plus secs et la pluviométrie maximale de l'année est durant la période qui s'étend de Novembre à Janvier ; elle représente 45% de la pluviométrie totale annuelle et cette dernière est entre 650 et 750 mm. La figure V.6 représente les précipitations moyennes mensuelles de la série pluviométrique (1952-2010).

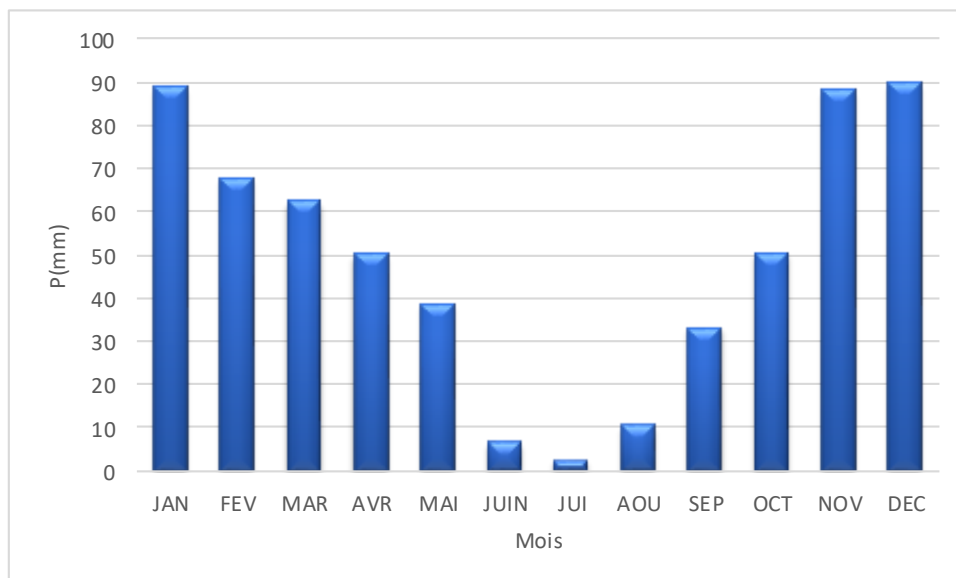


Figure V. 6 : précipitations mensuelles moyennes (en mm) entre 1952 et 2010 (Source ONM)

Les enregistrements de l'Office National de la Météorologie sont de type journalier. Ces données ne peuvent pas être utilisées pour simuler le fonctionnement du réseau d'assainissement de la zone basse d'Hussein Dey, en particulier l'événement pluvieux le plus

significatif survenu en mois de Mai 2013. Cependant, la société des eaux et de l'assainissement d'Alger « SEAAL » a installé une nouvelle station pluviométrique au niveau de la commune de Kouba qui se trouve à 2 Km de notre zone d'étude. La station a été configurée avec un pas de temps d'enregistrement des variations pluviales de 1 minute. Cette station est opérationnelle depuis le mois d'Octobre 2016. Les données issues de cette station sont en parfaite adéquation avec le besoin des modèles qui nécessitent des pas d'enregistrement étroits. Ces mesures vont nous permettre ensuite de simuler le fonctionnement du système de drainage dans cette zone d'étude face à des pluies réelles notamment les évènements pluviométriques du mois de décembre 2016 et de juger le degré de représentativité de notre modèle en faisant une comparaison entre les résultats simulés et les traces d'inondations.

V.4. Modélisation numérique

V.4.1 Modèle de surface

Pour la topographie de la zone, nous avons récupéré les côtes du terrain naturel disponibles le long de notre aire d'étude ainsi que les profils en long et en travers de la rue de Tripoli (Figure V. 4). Ces données topographiques ne sont pas suffisantes notamment dans la partie sud-est de notre zone d'étude où les points topographiques disponibles sont sur des mailles de 30 m². Suite à ce manque de données, une interpolation a été faite (voisin naturel) sur toute la zone d'étude y compris les bâtiments. On précise à titre d'exemple qu'au niveau de la rue Tripoli, on dispose de quelques points topographiques sur la plateforme du tramway et d'autres au niveau de la route et l'interpolation a été faite sur toute la largeur de la rue (route + plateforme). Les résultats de cette étape d'interpolation m'ont permis de construire un modèle Numérique de terrain (MNT) qui comprend les points topographiques mesurés et interpolés.

Le maillage du modèle 2D a été construit en traçant des sections en travers qui représentent les rues de la zone (les points caractéristiques de chaque section doivent être bien définis en x, y et z). Ensuite, nous avons tracé les lignes directrices qui relient les points caractéristiques de même rang de chaque section en travers. Avec un pas d'espace initial de l'ordre de 3 m (moins de 10 mailles par rue y compris dans la rue Tripoli), la forme et la taille des mailles sont différentes dans certaines rues et dépendent de la régularité des bâtiments par rapport aux rues et aussi des points topographiques disponibles. Les mailles des bâtiments ont été supprimées pour simplifier la modélisation et réduire le temps de calcul. La figure V.7 montre le maillage (au total, 6102 mailles) et la bathymétrie pour les différentes rues de la zone

d'étude. Le modèle compte sept entrées de débit, la première au niveau de la rue principale « Tripoli », la deuxième au niveau de la rue « Loubi Mohamed » au sud-ouest de la zone d'étude et cinq entrées au sud de la zone d'étude. La seule sortie du modèle en surface est l'extrémité Ouest de la rue Tripoli où une sortie libre (gradient nul) a été fixée à un endroit où la topographie plate ne permet pas de s'attendre à un gradient de pente de la surface libre important.

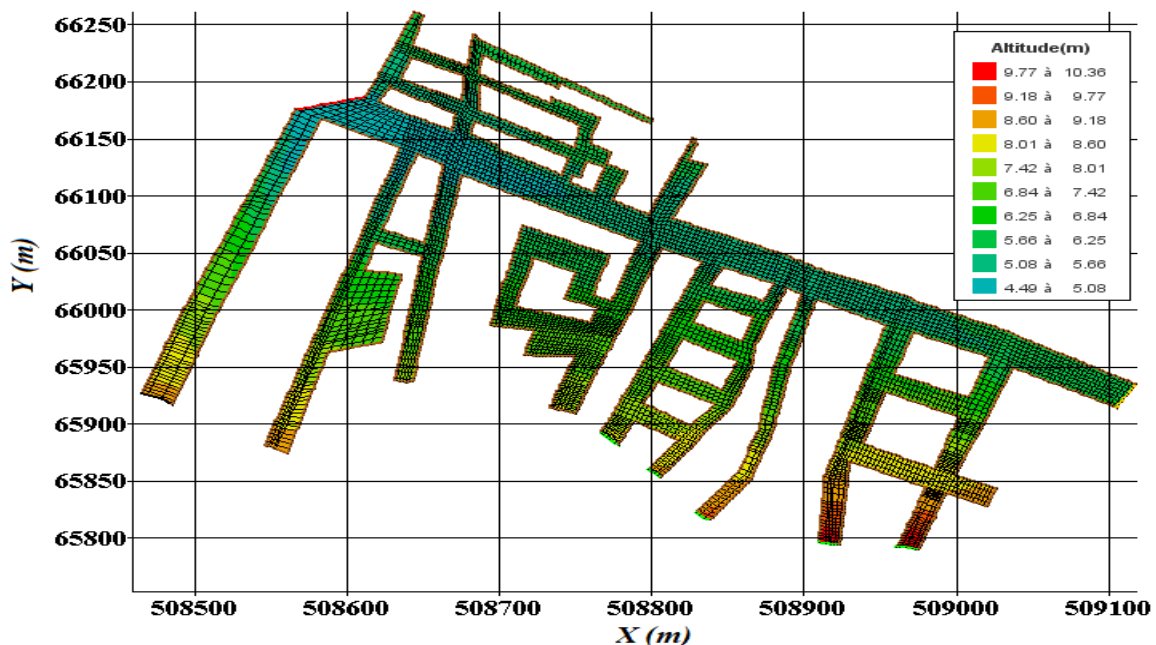


Figure V. 7 : altitude du sol et maillage du modèle 2D

V.4.2 Réseau d'assainissement et points d'échange

Afin de faciliter la modélisation du réseau d'assainissement et partir des données disponibles, nous avons tracé le schéma de fonctionnement de ce dernier (Figure V. 8). Au niveau de la rue Tripoli, on compte 3 collecteurs, le premier est au-dessous de la plateforme du tramway ($D = 0,5$ m), le deuxième est de forme circulaire ($D = 1$ m) et le troisième est de forme ovoïde ($0,7 \times 1$ m). Toutes les conduites secondaires de la partie sud-est de la zone d'étude sont branchées avec ce dernier qui est à son tour branché avec le collecteur circulaire. Ces trois collecteurs de la rue Tripoli plus le collecteur de Boujemaa Meghni se rejoignent à l'aval (l'endroit le plus bas de la zone d'étude) dans une chambre située au-dessous de la plateforme du tramway. Puis, à partir de cette chambre, deux collecteurs de forme ovoïde ($1,7 \times 1$ m et $1,2 \times 0,6$ m) sortent de cette chambre et sont parallèles sur une distance de 260 mètres avant de se raccorder à une galerie de décharge de forme rectangulaire ($3,2 \times 2,3$ m), cette dernière fonctionne comme un déversoir d'orage, c'est-à-dire si le niveau d'eau

dépasse un certain seuil, les eaux sont évacuées vers la mer et pas vers la station d'épuration (Figure V. 9).

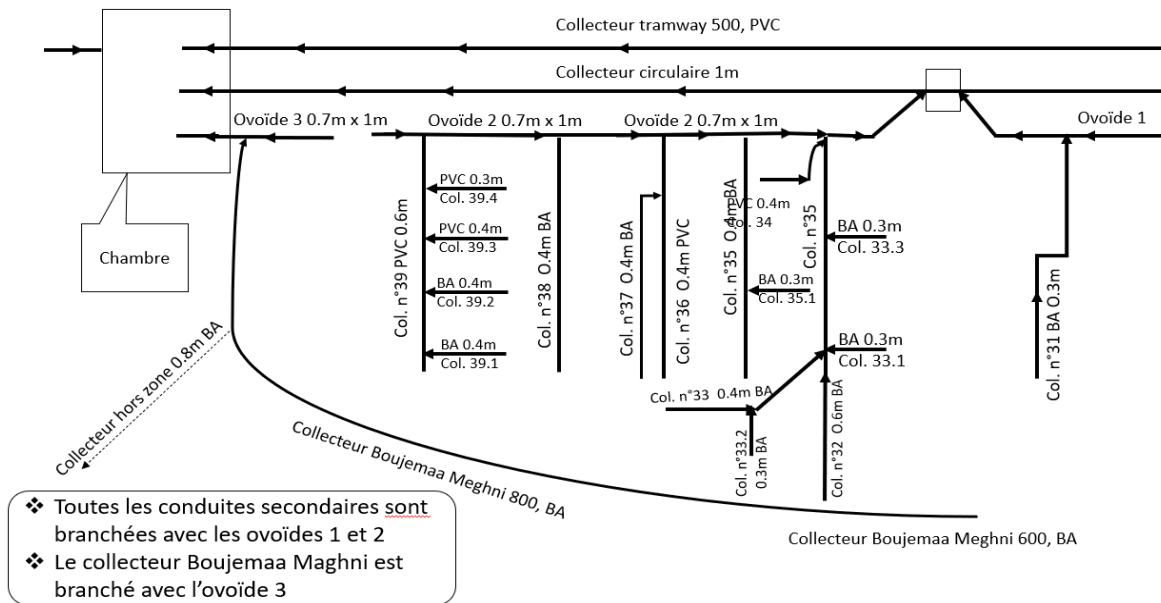


Figure V. 8 : schéma de fonctionnement du réseau d'assainissement dans la zone d'étude

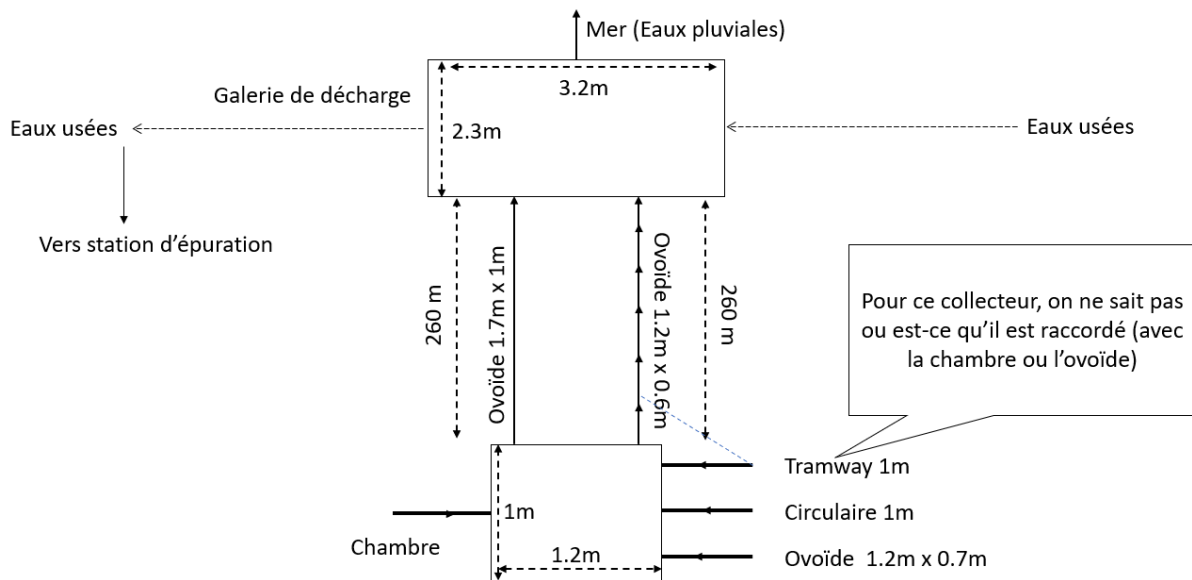


Figure V. 9 : schéma de la partie aval du réseau d'assainissement de la zone d'étude

Les données sur les dimensions de la chambre de branchement (non-visitable) au-dessous de la plateforme du tramway sont manquantes, mis à part la cote du fond qui est à 2,91 mètres. Selon un ingénieur hydraulicien de la SEAAL, ses dimensions ont été modifiées lors des travaux de réalisation de la plateforme et c'est probablement ces derniers travaux qui causent la saturation du réseau d'assainissement à l'aval.

A partir des coordonnées x, y, z de la ligne de fond des conduites, nous avons construit le modèle numérique du réseau d'assainissement. Le pas d'espace entre les sections est de 10 m, réduit parfois à 2 m pour les tronçons courts pour avoir un minimum de trois sections par bief (au total 479 sections de (en général) 51 ou 71 points pour 45 biefs).

On compte au total 5 entrées de débits sur cette partie modélisée du réseau. Les sorties sont les deux conduites en amont de la galerie de décharge (Figure V. 9) qui ne sera pas représentée dans le modèle numérique. Ces deux sorties seront supposées en régime uniforme lors de la simulation. La chambre amont a été représentée comme un canal de 20 mètres de long et deux mètres de large.

Pour les points d'échange entre le réseau et les rues, 58 ouvrages ont été définis dans le modèle 2D à partir des coordonnées x,y disponibles. Les éléments caractéristiques pour ces avaloirs ne sont pas disponibles, de ce fait, nous les avons définis comme des orifices circulaires de diamètre égal à 0,3 m, une longueur de tuyau de raccordement égal à 3 m et un coefficient de débit égal à 0,4. La figure V.10 montre le réseau de conduites (en noir) par rapport aux rues et les points d'échange (en rouge) entre le modèle 1D et le modèle 2D.

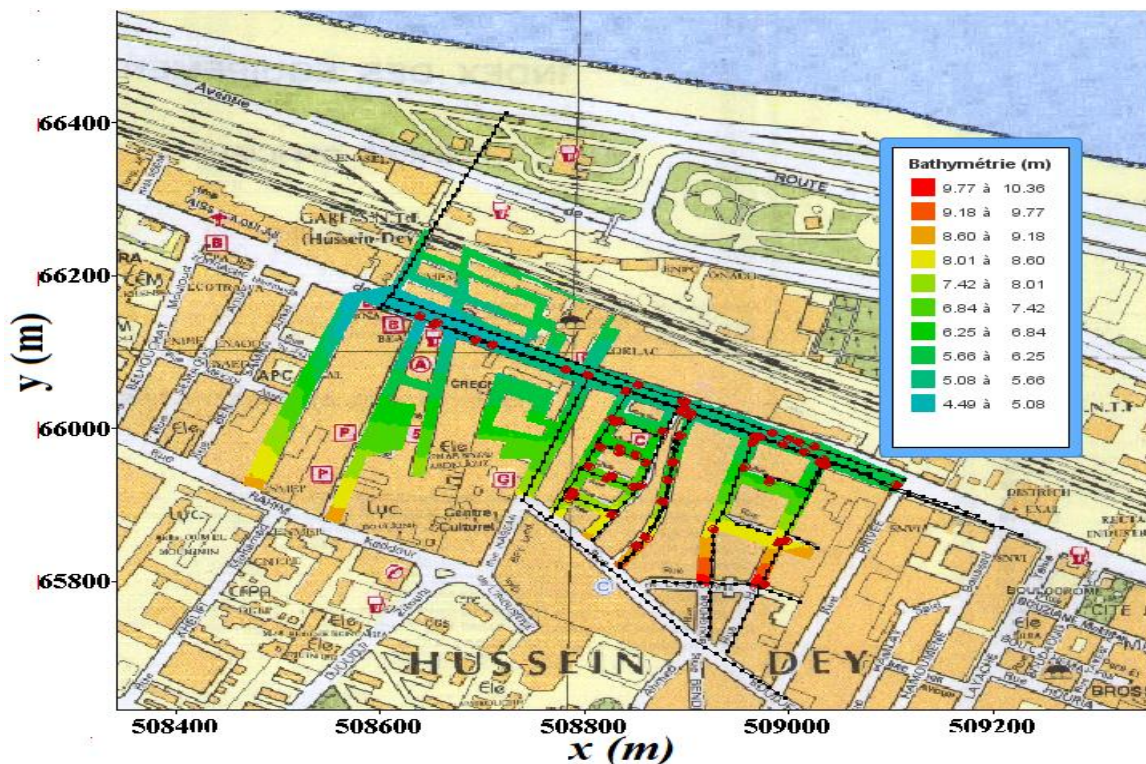


Figure V. 10 : vue générale du modèle numérique 1D / 2D de la zone d'étude.

V.4.4. Événements à modéliser

Au cours de la dernière décennie, la rue Tripoli est inondée presque chaque année. Comme nous l'avons mentionné dans la section (V.2), l'évènement le plus pertinent en termes de

hauteur d'eau est celui du 21 mai 2013. Malheureusement, les enregistrements pluviométriques pendant cette période étaient de type journalier qu'on ne peut utiliser pour simuler un évènement réel. Puis, en Octobre 2016, des stations pluviométriques qui enregistrent les précipitations en temps réel avec un pas de temps d'une minute, ont été installées dans différents endroits de l'aire urbaine de la capitale Alger. La station la plus proche de notre zone d'étude est celle de la commune Kouba limitrophe de la commune d'Hussein Dey à 2 km en vol d'oiseau. L'analyse de cette courte série pluviométrique nous a permis de constater qu'il y a deux évènements importants :

- Un évènement pluviométrique long (07/12/2016) avec un cumul total de pluie de 32,6 mm en 4 heures et demie, une période de forte précipitation entre 06h 03 et 07h 06 pour un cumul de 22 mm.
- Le deuxième évènement est celui enregistré le 21/12/2016 entre 18h 10 et 18h 40 avec un cumul de pluie égal à 8,6 mm (Tableau V-2).

Tableau V-2 : caractéristiques des évènements pluviométrique à modéliser.

Evènement	Durée de l'évènement (h)	Cumul total de pluie (mm)	Pas d'enregistrement (min)	Pluie intense (mm)	Durée de la pluie intense (min)
P1 (évènement du 07/12/2016)	5	32,6	3	22	63
P2 (évènement du 21/12/2016)	1	8,8	1	8,6	31

Selon des sources médiatiques et les témoignages des riverains, ces deux éléments ont causé des inondations dans la zone basse de Tripoli. Les laisses de crues pour ces évènements sont très rares à cause des travaux de réhabilitation après chaque inondation et les seules données que nous avons pu récupérer sont des photos prises lors des inondations (pas datées) dont une qui a été montrée au propriétaire de la pharmacie (Figure V. 11) « située dans l'intersection de la rue Tripoli et l'Avenue Bounaffa ». Il nous a confirmé qu'elle a bien été prise au mois de décembre 2016 mais il ne savait pas de quel évènement il s'agissait ; néanmoins, pour lui, l'eau est entrée à l'intérieur de la pharmacie au moins une fois durant le mois de décembre 2016.



Figure V. 11 : inondation de la rue de Tripoli Décembre 2016.



Figure V. 12 : échange avec des riverains « Sortie sur le terrain 01/05/2017 ».

Pour définir les entrées du modèle 1D / 2D, à partir la carte topographique, 4 sous-bassins versants situés hors zone d'étude ont été délimités. Ces sous-bassins versants sont fortement urbanisés ; en plus, les données pluviométriques réelles sont disponibles donc nous avons choisi la méthode du simple réservoir linéaire qui nous semble adaptée pour le calcul des hydrogrammes de crue. C'est une méthode de transformation pluie-débit qui prend en compte

une distribution temporelle de l'intensité pluviale à partir d'une pluie de projet ou d'une pluie réelle. Elle permet de tenir compte de l'effet réel de stockage du bassin versant et elle est largement utilisée en hydrologie urbaine pour représenter la transformation d'une pluie nette en hydrogramme (Mouse., 1998; Chocat., 1997). Le modèle de transfert est composé de deux équations : l'équation de continuité (V.1) et l'équation de stockage (V.2).

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (V. 1)$$

$$V_s(t) = K \times Q_s(t) \quad (V. 2)$$

Où : $V_s(t)$: Volume Stocké dans le bassin versant à l'instant t ; $Q_s(t)$: débit à l'exutoire du bassin versant à l'instant t ; $Q_e(t)$: débit entrant ou pluie nette ; K : temps de réponse du bassin versant.

La combinaison des équations (V.1) et (V.2) conduit à une équation différentielle du premier ordre. De nombreux auteurs ont modélisé la transformation pluie-ruissellement sur un bassin versant à l'aide du modèle à réservoir linéaire. L'ajustement du modèle se fait alors au moyen du calage du paramètre K qui correspond au décalage entre les centres de gravité de la pluie et de l'hydrogramme de crue. Pour un bassin donné, K varie d'un événement pluie-débit à l'autre (Normand., 1971 ; Sarma et al., 1973). La formule empirique que nous avons utilisée pour l'évaluation de K est celle de Desbordes (1974) (Equation V.3). Les caractéristiques des sous-bassins versants de la zone d'étude rentrent dans le domaine de validité de cette formule.

$$K = 5,07 \times S^{0,18} \times I^{-0,36} \times (1 + C)^{-1,9} \times d_{pi}^{0,21} \times L_c^{0,15} \times H_{pi}^{-0,07} \quad (V. 3)$$

Où : S : surface du bassin versant (ha) ; I : pente moyenne du bassin versant (%) ; C : coefficient d'imperméabilisation ; d_{pi} : durée de la période de pluie intense (min) ; L_c : longueur du plus long parcours de l'eau (m) ; H_{pi} : hauteur de pluie intense (mm).

Le tableau V-3 montre les caractéristiques des sous-bassins versants qui ruissellent vers la zone d'étude (zone basse).

Tableau V-3 : caractéristiques des sous-bassins versants hors zone d'étude

Sous-Bassin Versant	A	B	C	D
Surface (ha)	27	8	4	16
Pente moyenne (%)	4	5	5	4
K_P1	10,2	6,6	5,7	8,2
K_P2	9,5	6,1	5,3	7,7

Le SBV_A est situé au sud de la zone d'étude (les hauteurs de la commune de Kouba), son débit ruisselé sera partagé entre le collecteur de « Boujemma Meghni » dans le modèle 1D et les entrées sud du modèle 2D (Rue « Ben Snousi », rue « Karbadji », rue « Amar Hamiti », rue « Salam », rue « Moussa Hamadache »). Dans la partie sud-ouest de la zone d'étude on n'a pas d'information sur le réseau d'assainissement est donc l'hydrogramme de crue du SBV_B sera totalement défini comme entrée dans le modèle 2D (Rue « Loubi Mohamed »). Les eaux pluviales ruisselées du SBV_C seront injectées dans le modèle 1D (collecteur Ovoïde branché dans la chambre située sous la plateforme du tramway). Au niveau de l'entrée est de la rue principale Tripoli, l'hydrogramme de crue du SBV_D est partagé entre l'entrée du modèle 2D (Rue Tripoli) et les deux entrées du modèle 1D (Collecteur Circulaire et collecteur ovoïde)

Etant donné que la nature de la région est fortement urbanisée, le coefficient de ruissellement choisi pour les quatre sous-bassins versants est constant et égal à 75 %. La figure V.13 montre les hydrogrammes de crue du SBV_A pour les deux événements P1 et P2.

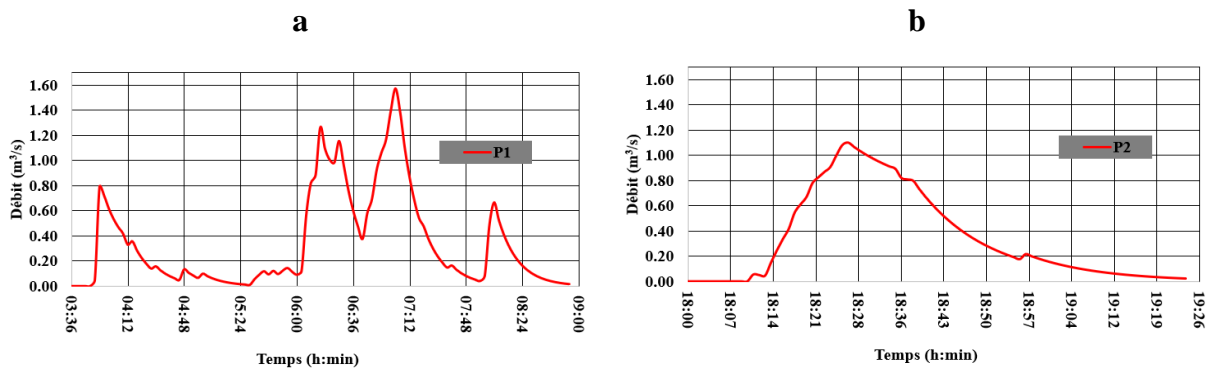


Figure V. 13 : hydrogrammes de crue calculés pour le SBV_A (entrées sud de la zone d'étude), a : événement P1 ; b : événement P2

V.5. Simulations Numériques

Compte tenu de tous les paramètres présentés dans les sections précédentes, il est clair que les données de validation disponibles ne peuvent pas caractériser avec précision les deux événements qui ont causé l'inondation de la rue Tripoli. Par conséquent, l'approche proposée consiste d'abord à simuler l'évènement **P1** et comparer les résultats avec la donnée disponible sur la hauteur d'eau (Figure V. 11) afin d'obtenir une évaluation préliminaire de notre modèle numérique de terrain. Puis comparer les résultats de simulations des deux événements **P1** (événement long) et **P2** (événement court).

Dans le modèle 2D de surface, un coefficient de frottement Strickler $K_s=40 \text{ m}^{1/3}.\text{s}^{-1}$ est défini sur toutes les rues de la zone d'étude (recouvertes soit d'asphalte soit de béton). Pour les

conditions aux limites, les informations sur le réseau d'assainissement et les avaloirs dans les SBV A, B, C, et D hors zone d'étude sont manquantes, par conséquent et comme détaillé ci-dessus, les hydrogrammes de crue calculés sont partagés entre les entrées des rues et les entrées du réseau.

V.5.1. Inondation du 07/12/2016

V.5.1.1. Ruissellement de surface

Les résultats de simulation fournissent une description du ruissellement lors de l'événement pluviométrique P1. La figure V.14 montre l'évolution temporelle des hauteurs d'eau dans les différentes rues de la zone d'étude pendant l'inondation. Le sens d'écoulement suit la pente du terrain naturel, c'est-à-dire du sud vers le nord pour rejoindre la rue Tripoli puis de l'est vers l'ouest. Les hauteurs d'eau commencent à augmenter dès le premier pic de débit (Figure V. 13a). A 04h15, la hauteur d'eau maximale au niveau du point le plus bas de la zone d'étude (situé à $x = 508639\text{m}$, $y = 66145\text{m}$, $z = 0,45\text{ m}$) est de 0,27m ; après le deuxième pic, elle passe à 0,45m à 06h 39 ; puis, juste après la période intense de précipitation, elle passe à 0,7 m à 07h 48. A la fin de l'événement, les hauteurs d'eau commencent à baisser dans les autres rues de la zone d'étude car les eaux pluviales ruissellent vers la zone la plus basse au niveau de la rue Tripoli avec une hauteur maximale de 0,85 m au point le plus bas. Dans cette zone, les hauteurs restent élevées même après la fin de l'événement car le débit qui sort par la seule sortie du modèle 2D situé à l'extrémité ouest de la rue Tripoli est faible.

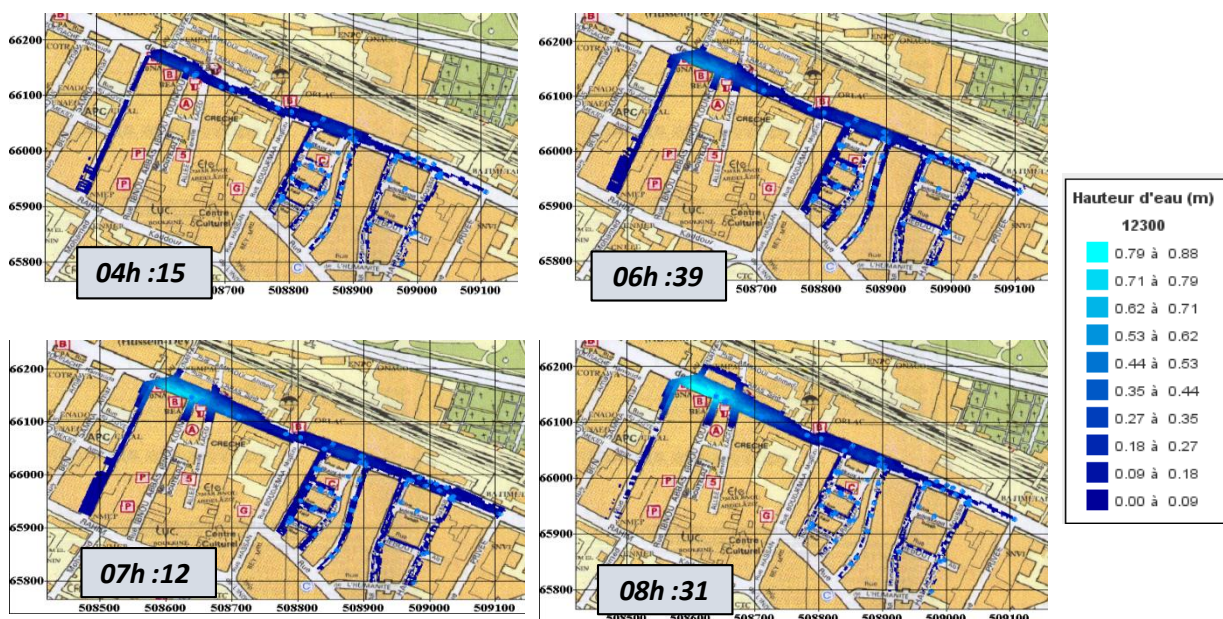


Figure V. 14 : évolution temporelle des hauteurs d'eau simulées jusqu'à la fin de l'événement P1 le 07/12/2016

Selon plusieurs riverains de la zone basse de la rue Tripoli, l'eau de pluie reste un bon moment à stagner après chaque inondation et elle commence à se drainer lentement après l'intervention des agents de la SEAAL pour déboucher le réseau d'assainissement. Sur les photos d'inondations (Figure V. 15) prises à cet endroit, on voit des riverains qui essaient de trouver les ouvertures des avaloirs pour enlever les déchets solides traînés par le ruissellement de surface.



Figure V. 15 : photos d'inondation de la rue Tripoli

V.5.1.2. Comparaison des résultats avec les laisses de crue

Comme mentionné dans la section V.4.4, cet évènement n'est pas documenté et on ne dispose pas de mesures réelles de la hauteur d'eau à part une photo et le témoignage d'un riverain (Figure V. 11). De ce fait, la comparaison avec les résultats de simulation va être uniquement dans cet endroit situé à $x = 508619$ m, $y = 66181$ m. La cote du terrain naturel (plateforme du tramway) est de 4,94 m. et le seuil de la pharmacie fait 0,3 m. La figure V.16 montre l'évolution de la hauteur d'eau au-dessus de la maille concernée, du début jusqu'à la fin de l'évènement P1.

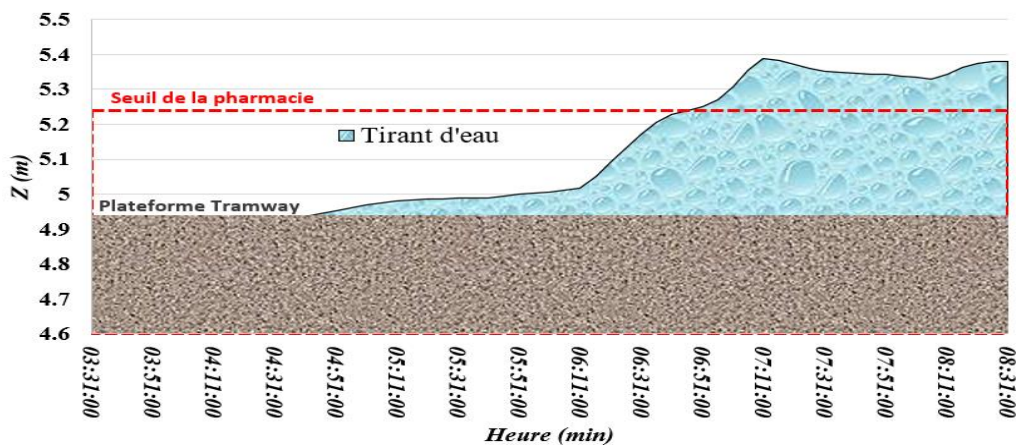


Figure V. 16 : variation de la hauteur d'eau au point $x = 508619$ m, $y = 66181$ m au cours de l'évènement P1

Sur la photo de l'inondation (Figure V. 11), on voit clairement que la hauteur d'eau atteint le seuil de la pharmacie. Malheureusement, l'heure exacte de la prise de la photo est inconnue mais en regardant la couleur du ciel on suppose que la photo a été prise entre l'aube et le lever de soleil, c'est à dire entre 07h :18 et 07h :47 pour la date du 07/12/2016 à Alger. Les résultats de simulation (Figure V. 16) montrent que, durant cette période, la hauteur d'eau est au-dessus du seuil de la pharmacie. On notera que la pluie qui tombe directement sur la zone modélisée n'est pas prise en compte dans le modèle numérique ; elle est de l'ordre de 3 cm sur toute la surface de la zone d'étude y compris les bâtiments. Si on multiplie cette hauteur par le ratio surface totale sur surface des rues (en supposant donc que rien n'est évacué directement vers le réseau, ce qui est évidemment pessimiste), on obtient une hauteur d'eau supplémentaire $\approx 0,1\text{m}$ à rajouter à celle simulée.

V.5.1.3. Réseau d'assainissement

Au niveau du réseau d'assainissement, entre le début de l'événement et avant la période de précipitation intense, l'écoulement reste à surface libre dans presque tous les tronçons. Il commence à se mettre en charge dès le début de la période intense vers 06h 36 notamment au niveau des collecteurs circulaire et ovoïde au-dessous de la rue Tripoli où la charge hydraulique maximale est atteinte à 07 h 01. Dans cette même heure, sur la partie amont du collecteur Boujema Meghni (diamètre 0,6 m), la charge hydraulique dépasse largement la cote du terrain naturel, elle commence à baisser après le passage au diamètre de 0,8 m et cela alors même que l'hydrogramme de crue calculé à l'amont de cette entrée du modèle a été divisée entre le collecteur et cinq rues (entrée sud du modèle 2D).

La figure V.17 montre la variation de la charge hydraulique le long du collecteur circulaire au-dessous de la rue Tripoli. Sur cette figure, on voit que la charge hydraulique dépasse la cote du terrain naturel sur presque toute la longueur de la rue. Le collecteur circulaire reçoit la quasi-totalité des eaux pluviales qui coulent dans le reste du réseau d'assainissement. D_1, D_2, D_3 (Figure V. 17) sont 3 avaloirs situés dans la zone basse de la rue Tripoli et branchés sur le collecteur circulaire.

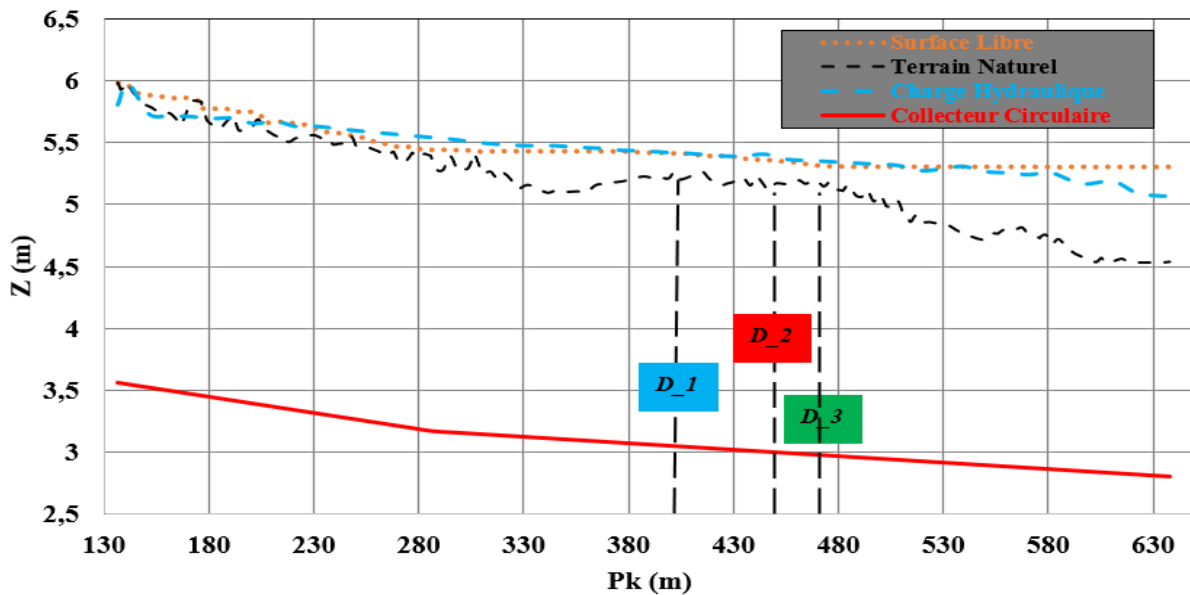


Figure V. 17 : ligne de la surface libre et de la charge hydraulique dans le collecteur circulaire ; rue Tripoli à 07h :01

Dans la figure V.18, nous avons tracé l'évolution temporelle du débit d'échange qui passe dans chacun de ces 3 avaloirs. Pendant tout l'évènement pluviométrique P1, ces avaloirs fonctionnent en drainage sauf durant la période entre 06h 50 et 07h 12 où parfois ils débordent vers la rue, ce qui est cohérent avec le calcul de la charge hydraulique dans le collecteur circulaire qui dépasse la cote du terrain naturel et donc le débordement du réseau vers la rue devait se produire.

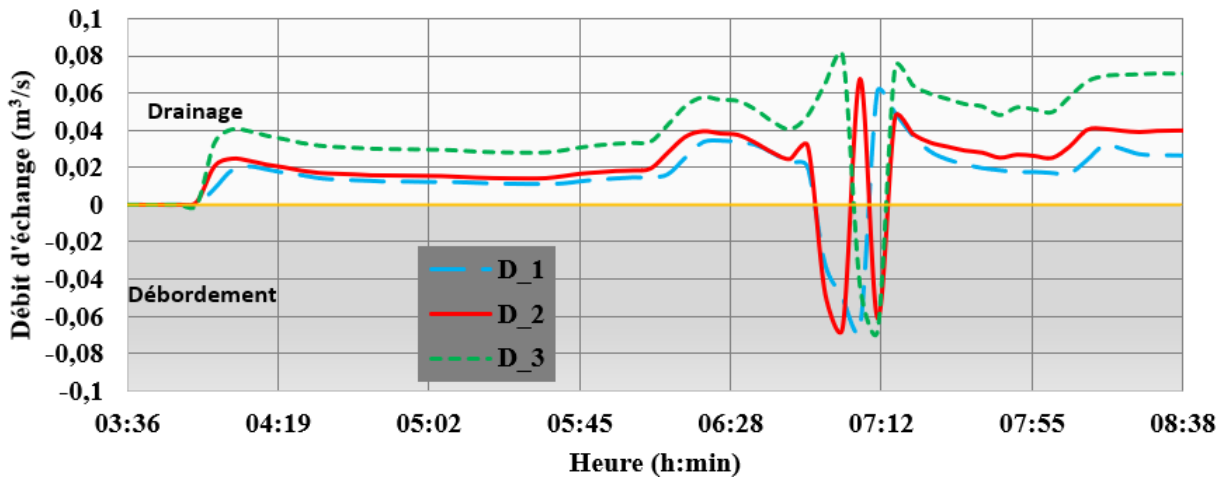


Figure V. 18 : évolution temporelle du débit d'échange pour les avaloirs D_1, D_2 et D_3.

V.5.2. Inondation du 21/12/2016

La simulation de l'évènement pluviométrique **P2** qui s'est produit le 21/12/2016 a été effectué avec les hydrogrammes de crue calculés à partir de la pluie réelle enregistrée avec un pas de temps d'une minute. Pour cet évènement, le pic de débit est enregistré vers 18h 27

(Figure V. 13b) et la hauteur d'eau maximale calculée dans le point le plus bas de la zone d'étude est atteinte vers 18h 50. Dans la figure V.19, les évolutions de la charge hydraulique dans le collecteur circulaire et de la surface libre dans la rue ont été tracées le long de la rue Tripoli, afin de les comparer avec les résultats obtenus pour l'évènement **P1**.

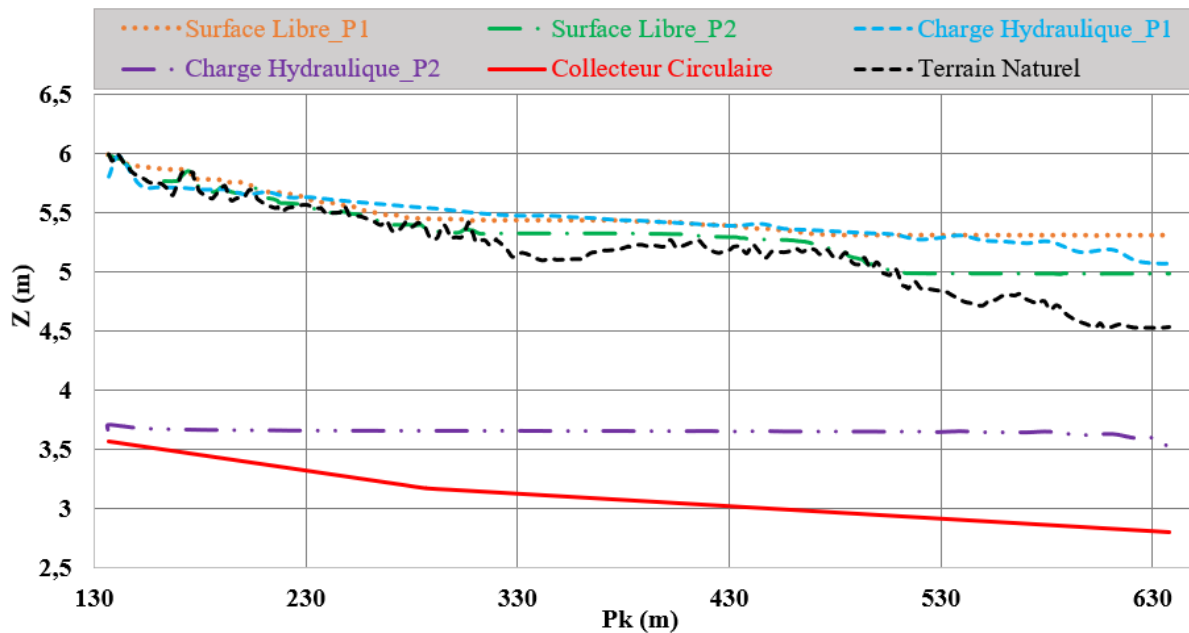


Figure V. 19 : comparaison des différents calculs hydrauliques entre l'évènement P1 le 07/12/2016 à 07h 01 et l'évènement P2 le 21/12/2016 à 18h50.

Sur la figure V.19, on remarque que 20 minutes après le pic de l'évènement P2, l'écoulement dans le collecteur est encore à surface libre bien que la hauteur d'eau atteinte au niveau de la zone basse de la rue Tripoli soit de l'ordre de 0,5 m. Cela confirme que le nombre des avaloirs existants à l'amont et au niveau de cette zone basse n'est pas suffisant. Au niveau du point le plus bas de la zone d'étude, la différence entre les hauteurs d'eau calculées pour les deux évènements est égale à 0,5 m.

Avec un cumul total de pluie égal à 8,6 mm sur une durée de 31 minutes, l'évènement P2 ne peut être classé comme un évènement extrême mais malgré cela, il a causé l'inondation de la rue Tripoli, ce que confirme la simulation. En revanche, l'eau n'est pas entrée dans la pharmacie (en réalité et dans la simulation) contrairement à l'évènement P1.

V.6. Discussion

La topographie presque plate de la rue Tripoli entraîne qu'il faut évacuer la quasi-totalité des eaux pluviales par le réseau d'assainissement. Les hauteurs d'eau maximales sont enregistrées dans la zone basse de la rue qui se trouve dans la partie aval du réseau d'assainissement. A cet endroit, le réseau d'assainissement est susceptible de passer en charge

ou déborder vers la rue à cause de l'eau de ruissellement interceptée par les avaloirs à l'amont ainsi que par l'influence de la condition limite aval car à cet endroit on trouve aussi la chambre de branchement des différents collecteurs. La simulation numérique des deux événements de décembre 2016 et les photos d'inondations ont montré que l'eau stagne dans cette zone et que même si l'écoulement dans le réseau est à surface libre, l'évacuation se fait très lentement après la fin de chaque événement. Cela met en évidence que le nombre des avaloirs est insuffisant et qu'il faut en réaliser d'autres au niveau de cette zone basse et peut être aussi à l'amont pour intercepter le maximum des eaux de ruissellement avant qu'elles n'arrivent à cette zone. Pour l'événement le plus intense P1, la charge hydraulique dans le collecteur circulaire dépasse la cote du terrain naturel sur presque toute la partie modélisée de la rue tandis que l'écoulement dans l'ovoïde qui se trouve aussi au-dessous de la rue Tripoli passe à peine en charge. Dans le rapport de diagnostic du réseau d'assainissement réalisé par la SEAAL en 2013, des ingénieurs ont proposé de faire réaliser des branchements entre les deux collecteurs, cela peut faire baisser un peu la charge hydraulique dans le collecteur circulaire mais ne semble pas une solution efficace d'autant plus que le collecteur ovoïde est très ancien et son degré d'envasement est important ce qui n'a pas été pris en considération dans le modèle numérique. La réalisation d'un nouveau collecteur dans la rue Tripoli semble inévitable pour faire face aux inondations qui se répètent chaque année dans cette zone. Enfin, les résultats de simulations de ces événements peuvent confirmer les témoignages des riverains qui disent que la rue Tripoli est inondée chaque année.

V.7. Conclusion

La modélisation des inondations à la zone basse de Hussein Dey a été réalisée en utilisant un modèle 1D/2D pour simuler les écoulements dans le réseau d'assainissement et le ruissellement de surface générée par deux événements pluviométriques en décembre 2016. Le premier événement P1 a bien été étudié car il s'agit du seul événement que nous avons jugé représentatif en termes de cumul de pluie et aussi de la photo réelle de l'inondation que nous avons pu récupérer.

La représentation détaillée de la topographie des rues n'est pas évidente, car les données topographiques originales utilisées ne sont pas assez précises pour décrire assez bien les changements brusques d'altitude (trottoirs, plateforme du tramway, parking...). Pour simplifier la modélisation, la solution que nous avons choisie est de faire une interpolation des points topographiques originaux sur toute la zone d'étude bien que cela peut localement causer une surestimation ou sous-estimation de la hauteur d'eau dans la rue. En outre, compte

tenu de ces incertitudes, le nombre de mailles sur la largeur des rues (de 3 à 8) a été choisi pour accélérer les calculs.

Du fait que les données de validations sont rares ou inexistantes, la simulation numérique de ces deux événements avait pour objectif l'évaluation de l'opérationnalité et l'efficacité du modèle à donner une description de l'écoulement dans cette zone et aussi sa capacité à simuler l'interaction entre l'écoulement dans les rues et l'écoulement dans les conduites enterrées.

Les processus d'inondations dans la zone basse de Hussein Dey semblent largement dominés par l'intensité de pluie et la topographie presque plate au niveau de la rue principale Tripoli. Les erreurs sur les hauteurs d'eau n'ont pas été calculées (manque de mesures réelles), mais nous estimons que les données topographiques disponibles dans la zone étudiée ont permis une simulation réaliste de la hauteur d'eau (Figure V. 16). A la pointe de l'inondation, la rue Tripoli ressemble à un lac dont le niveau est réglé par l'importance relative des débits entrants et sortants. Une cause additionnelle d'incertitude provient de l'estimation du comportement hydrologique des bassins versants à l'amont de la zone d'étude où se produit une partie importante du ruissellement et de l'inondation.

Enfin, ce chapitre s'est concentré sur la modélisation des écoulements de surface et leurs interactions avec le réseau d'assainissement lors des inondations de Hussein Dey, montrant que le nombre des avaloirs ainsi que les diamètres de quelques collecteurs semblent insuffisants. En phase transitoire, la simulation retrouve des drainages et débordements par les avaloirs avec des processus semblables à ceux étudiés expérimentalement et susceptibles d'accroître le risque pour les personnes dès que l'intensité de la pluie est forte. Une documentation des inondations qui peuvent se produire dans le futur va permettre d'avoir des données pour la comparaison avec les résultats numériques et la validation du modèle 1D/2D de cette zone.

CHAPITRE VI : conclusions et perspectives

Chapitre VI : conclusion générale et perspectives

VI.1. Conclusion générale

L'hydrodynamique des écoulements lors d'inondations urbaines est complexe et les chercheurs essaient de mieux appréhender cette complexité afin d'aller vers une gestion des risques plus pertinente. Mon travail de recherche visait à étudier un des aspects de la modélisation des écoulements lors d'inondations urbaines : nous avons cherché à caractériser l'influence de l'échange de débit entre le réseau d'assainissement et le ruissellement de surface sur l'écoulement dans les rues. Pour ce faire, ma thèse est basée sur deux volets :

- une étude expérimentale menée sur la maquette urbaine MURI qui représente un quartier urbain avec des rues inondables connectées à un réseau de drainage en plusieurs points d'échange,
- et une étude numérique des écoulements, d'une part, dans MURI et d'autre part, pour un cas réel d'inondation urbaine.

Dans la première partie de ma thèse (Chapitre II), une recherche bibliographique a été menée. L'accent est mis sur des études antérieures sur la modélisation des inondations urbaines qui ont montré qu'il est important de considérer l'interaction entre le ruissellement de surface et l'écoulement dans le réseau d'assainissement, afin de combler les lacunes des connaissances sur la compréhension fine de ce phénomène et l'évaluation de l'influence de cette interaction sur l'estimation du risque. Cette revue de la littérature a montré que la plupart des recherches portent sur l'efficacité des avaloirs et ne décrivent pas l'écoulement dans les rues à proximité des points d'échange.

Dans la deuxième partie (chapitre III), des expériences ont été menées sur la maquette MURI avec pour objectif d'explorer à la fois des cas où le réseau déborde vers la rue et des cas où le réseau draine la rue. La configuration que nous avons mis en place et sur laquelle nos expériences ont été menées correspond à une rue avec une pente longitudinale faible (égale à 0,1%) et avec un et deux avaloirs connectés au réseau. L'impact de ces deux processus d'échange (drainage et débordement) est caractérisé expérimentalement et a permis de répondre à certaines des questions scientifiques identifiées en début de thèse :

- **Comment l'échange de débit modifie les propriétés d'écoulement dans la rue à proximité des avaloirs ?**

Pour les cas de drainage, la hauteur d'eau baisse le long de la rue : à l'aval, à cause de la baisse de débit correspondant au débit drainé de la rue vers le réseau à travers les avaloirs et à l'amont car l'aval influence l'amont en régime fluvial. Cet échange de débit provoque aussi une accélération locale de l'écoulement située à proximité des drains et du fond de la rue.

Pour les cas de débordement avec un ou deux avaloirs (pour lesquels les débits d'échange sont plus faibles que pour les cas de drainage), le débit supplémentaire apporté par les avaloirs entraîne une augmentation de la hauteur d'eau le long de la rue avec une augmentation plus forte à l'amont des avaloirs à cause des pertes de charges générées par les jets d'eau qui sortent verticalement et bloquent partiellement l'écoulement principal. Le blocage local de l'écoulement force l'eau à passer à travers les côtés du jet, ce qui implique une vitesse longitudinale élevée à la surface entre l'avaloir et la paroi (jusqu'à deux fois la vitesse moyenne de l'écoulement) sur une distance égale à une fois et demie la largeur de la rue.

L'effet de deux avaloirs dans la rue est-il similaire à deux fois l'effet d'un seul ?

Pour les cas de drainage, la distribution de la vitesse longitudinale pour le cas avec deux avaloirs est très similaire à celle avec un seul avaloir mais l'intensité reste différente du fait de la dissymétrie de l'écoulement, l'avaloir unique étant placé près du mur de la rue.

Pour les cas de débordement cette distribution est différente : avec deux avaloirs, la vitesse longitudinale maximale dans les sections à l'aval des avaloirs se situe au centre de la rue et près du fond, alors que pour un seul avaloir, cette vitesse maximale est proche de la paroi opposée à l'avaloir. Pour ces mêmes cas de débordement, les courants secondaires se développent sur toute la section avec une forte augmentation des vitesses transversales en surface et, surtout, près du fond. Si, au niveau de la section d'échange, l'organisation des courants secondaires est similaire pour les cas avec deux avaloirs et ceux avec un avaloir, le réarrangement dans les sections plus à l'aval s'effectue différemment ; avec deux avaloirs, deux cellules d'écoulement apparaissent sous la forme de recirculations qui tournent dans des directions opposées, tandis qu'avec un seul avaloir, on a observé l'apparition d'une seule cellule d'écoulement qui occupe toute la section de la rue.

Ces derniers changements modifient-ils les variables de l'écoulement de sorte que le risque d'inondation augmente à certains endroits de la rue ?

En comparant les résultats expérimentaux des cas de références sans échange avec ceux des cas de drainage et de débordement, on remarque que ces deux processus ont une influence qui se propage sur toute la partie aval de la rue et changent d'une manière significative la

structure de l'écoulement. Pour les cas de drainage, le réarrangement de l'écoulement est progressif sans augmentation significative de la turbulence et donc le risque qui peut être engendré par les fluctuations instantanées de la vitesse est négligeable. Cependant le calcul de similitude pour l'extrapolation des résultats à l'échelle du prototype a montré que le risque sur la stabilité augmente très près des avaloirs sur une distance inférieure à la largeur de la rue. Pour les cas de débordement, la turbulence est très élevée à l'endroit des avaloirs et encore à l'aval sur une distance égale à 5 fois la largeur de la rue ; à une distance égale à une fois et demie la largeur de la rue, l'intensité turbulente est multipliée par un facteur entre 2 et 4 par rapport aux cas de références sans échange. Ces fortes fluctuations de vitesses sont susceptibles d'entraîner une augmentation du risque d'inondation en aval des avaloirs. L'extrapolation de ces résultats à l'échelle d'un cas réel d'inondation a montré qu'on cas de débordement, la stabilité d'une personne peut être remise en cause à l'aval des avaloirs.

Dans cette même partie (chapitre III), les échanges de débit entre la rue et le réseau à travers les avaloirs ont été estimés et un modèle d'échange a été proposé pour les cas de drainage et les cas de débordement. Pour les cas de drainage, expérimentalement, l'écoulement dans le dispositif d'échange n'est jamais en charge et l'application d'une équation d'orifice à partir de la charge hydraulique au-dessus de chaque avaloir permet d'obtenir un coefficient de débit relativement constant pour l'ensemble des cas de drainage. Pour les cas de débordement, le dispositif d'échange est complètement en charge et le calcul des pertes de charges dans le dispositif d'échange aboutit à une estimation assez précise du débit d'échange même si la perte de charge à la sortie de l'avaloir vers la rue est difficile à estimer (déviation du jet par l'écoulement principal à proximité de la paroi de la rue).

Dans la troisième partie de la thèse (Chapitre IV), des simulations numériques de l'ensemble des écoulements expérimentaux observés sur la configuration d'une seule rue sur la maquette urbaine MURI ont été faites à l'aide d'un code de calcul 1D/2D couplant un modèle 1D du réseau de drainage (Rubar3 ; résolution des équations de Saint-Venant unidimensionnelles) et un modèle 2D des écoulements en surface (Rubar20 ; résolution des équations de Saint-Venant bidimensionnelles). Le modèle d'échange proposé dans le chapitre III a été intégré dans ce code. Afin d'estimer au mieux l'influence des avaloirs sur l'écoulement de surface, il apparaît important de répartir le débit d'échange sur l'ensemble des arêtes et mailles du modèle 2D situées dans l'emprise de l'avaloir. Le coefficient de diffusion numérique et le nombre de mailles par largeur de rue influencent l'écoulement dans la rue, notamment la répartition des vitesses dans la section. Pour les simulations des cas avec échange de débit, une distribution variable du coefficient de diffusion numérique sur les

mailles aux alentours des avaloirs est indispensable pour avoir une répartition de vitesse similaire aux résultats expérimentaux.

Des limites du modèle 1D/2D ont été identifiées, notamment au niveau des points d'échange entre la surface et le réseau où l'écoulement est tridimensionnel et très turbulent pour les cas de débordement : aucun calage des paramètres de calcul ne permet d'obtenir une répartition des vitesses conforme aux mesures pour l'ensemble des cas expérimentaux. Cependant, grâce au calage de la modélisation des débits à travers les ouvrages d'échange, le modèle numérique couplé 1D/2D arrive à reproduire les caractéristiques globales de l'écoulement dans la rue.

Ce modèle couplé 1D/2D a été utilisé aussi pour simuler l'ensemble des écoulements sur la maquette MURI (6 rues, 9 carrefours et 6 points d'échange avec le réseau d'assainissement) pour montrer sa capacité à modéliser des écoulements plus complexes qui peuvent comporter des échanges à la fois par débordement et par drainage.

Dans la dernière partie de la thèse (Chapitre V), une application du modèle numérique 1D/2D sur un cas terrain (zone basse de Hussein Dey, Alger) a été effectuée et a permis de vérifier la capacité du modèle couplé à rendre compte de la complexité d'un cas réel (45 tronçons de réseau, 20 rues, 58 points d'échange). Les écoulements dans le réseau d'assainissement et le ruissellement de surface générés par deux événements pluviométriques qui se sont produits en décembre 2016 ont été simulés. Les résultats des simulations ont confirmé que la quasi-totalité des eaux de ruissellement doit être évacuée par le réseau d'assainissement et que le nombre des avaloirs existants ainsi que les diamètres de certains collecteurs semblent insuffisants. Les vitesses d'écoulement dans la rue Tripoli située au point bas du quartier sont faibles mais des hauteurs d'eau qui dépassent les 0,5 m ont été observées et simulées même pour un événement de pluie de faible intensité. Les échanges importants entre le réseau et les rues sont susceptibles d'aggraver le risque pour les personnes lors d'événements de plus forte intensité.

VI.2. Perspectives

Ce travail de thèse a pour objectif d'étudier l'interaction entre deux couches d'écoulement (surface et réseau souterrain). Pour cela des études expérimentales et numériques ont été effectuées. La partie expérimentale est faite sur la maquette urbaine MURI qui s'est avérée très utile pour étudier le changement des caractéristiques de l'écoulement dans la rue, ce qui n'est pas facilement observable dans le cas d'une inondation réelle. L'analyse des résultats expérimentaux obtenus pour une configuration d'une seule rue avec deux débits de surface :

$Q_{si}=2L / s$ et $Q_{si}=3L / s$ a permis de décrire et différencier d'une manière explicite l'influence de l'ouverture des avaloirs sur les caractéristiques de l'écoulement dans la rue. Toutefois, le jeu de données construit à partir de ces séries d'expériences devrait être utilisé pour une modélisation 3D pour continuer à décrire l'écoulement dans la rue en cas d'échange de débit.

Afin de compléter ou d'améliorer la compréhension du processus d'échange sous condition de drainage ou en débordement, nous proposons aussi sur MURI les études suivantes :

- Pour un cas de débordement, en changeant le débit dans le réseau d'assainissement, on peut avoir deux situations. La première sera avec un jet d'eau qui passe au-dessus de la surface libre dans la rue ; l'autre situation sera avec un débit très faible pour lequel le jet d'eau se dissipe avant d'atteindre la surface libre. Les mesures de la hauteur d'eau et des profils de vitesses à l'amont et l'aval des avaloirs vont permettre de faire une comparaison (l'influence de débit qui sort de réseau sur l'amont, la distance pour que l'écoulement se stabilise à l'aval, la structure de la couche de mélange...).
- Elargir la gamme des débits testés pour obtenir des résultats qui décrivent plus extensivement les caractéristiques liées au processus d'échange. Ainsi un nombre suffisant de tests va permettre une meilleure estimation des coefficients de débit d'échange pour les cas de drainage et les cas de débordement.
- Des tests de débordement du réseau vers la surface sèche de la maquette ($Q_{si} = 0L/s$), semblent intéressants pour voir comment se produit l'inondation et la propagation de cette dernière sur l'ensemble de la maquette.
- Faire une configuration avec différentes localisations des avaloirs : un seul avaloir au milieu d'une rue, un avaloir dans une rue transversale...
- Des tests pour un régime transitoire : maintenir un débit constant à la surface et introduire un hydrogramme au niveau du réseau d'assainissement qui permet d'avoir un drainage et un débordement qui se produisent pendant le même test (sur la maquette MURI les sondes de pression installées dans le réseau d'assainissement permettent un enregistrement à temps réel de la pression dans le réseau d'assainissement). Le but est de comparer les résultats du modèle numérique 1D/2D calibré avec les résultats expérimentaux pour ce régime et voir si notre modèle donne toujours des bonnes estimations des débits d'échange.

Pour la simulation numérique des événements réels d'inondations dans la commune de Hussein Dey, l'installation d'appareils de mesures aux endroits vulnérables dans les rues et dans les différents collecteurs du réseau d'assainissement ainsi qu'une bonne documentation des évènements qui peuvent se produire dans le futur permettraient de construire une base de

données précise et nécessaire afin de valider l'application de notre modèle numérique 1D/2D sur ce cas de terrain et voir son utilité sur le plan opérationnel pour la gestion du risque d'inondation par ruissellement.

Références

- Arrighi, C., Oumeraci, H., Castelli, F. (2017). "Hydrodynamics of Pedestrians Instability in Floodwaters." *Hydrology and Earth System Sciences*, 21(1), 515–531. doi: 10.5194/hess-21-515-2017.
- Apsley David. (2008/2009). "Turbulent Boundary-Layer Theory". University of Manchester, Département of Mathematics. <https://personalpages.manchester.ac.uk/staff/david.d.apsley/lectures/turbbl/index.htm>
- Baumer (2018). UNDK 20U6903/S35A : Handbook. Retrieved. <https://www.baumer.com/ch/fr/apercu-du-produits/mesure-de-distance/detecteurs-de-distance-a-ultrasons-/detecteurs-a-ultrasons-avec-teach/undk-20u6903-s35a/p/33856>.
- Bardiaux J. B., Vazquez J., Mosé R., (2008). "Assessment of velocity fields through open-channel flows with an empiric law". *Water Science and Technology*. 57 (11): 1763–1768. doi:10.2166/wst.2008.290
- Bazin, P. H., Nakagawa, H., Kawaike, K., Paquier, A., Mignot, E. (2014). "Modeling Flow Exchanges between a Street and an Underground Drainage Pipe during Urban Floods". *Journal of Hydraulic Engineering*, 140(10), doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000917.
- Beg, M. N. A., Carvalho, R. F., Leandro, J. (2018). "Effect of surcharge on gully-manhole flow." *Journal of Hydro-Environment Research*, 19, 224-236. doi: 10.1016/j.jher.2017.08.003
- Bonakdari, H., Larrarte, F., Lassabatere, L., Joannis, C. (2008). "Turbulent velocity profile in fully-developed open channel flows", *Environmental Fluid Mechanics*, t. 8, no 1, p. 1–17.
- Brizzi L. E., Foucault, E., Bousgarbiès, J. L. (1996). "Instabilities on a jet issuing normally into a crossflow". *Journal of Flow Visualization & Image Processing* : vol. 3 (2-3), p. 109–127.
- Broadwel, J. E., Breidenthal, R. E. (1984). "Structure and mixing of a transverse jet in incompressible flow". *Journal of Fluid Mechanics* : vol. 148, p. 405–412.
- Chang, T.J., Wang, C.H., Chen, A., Djordjevic, S. (2018). "The Effect of Inclusion of Inlets in Dual Drainage Modelling." *Journal of Hydrology*, 559, 541–555. doi: 10.1016/j.jhydrol.2018.01.066.
- Chanson, H., Brown, R. (2015). "New Criterion for the Stability of a Human Body in Floodwaters." *Journal of Hydraulic Research*, 53(4), 540-542. doi: 10.1080/00221686.2015.1054321.
- Chen, A., Leandro, J., Djordjević, S. (2016). "Modelling Sewer Discharge via Displacement of Manhole covers during Flood events using 1D/2D SIPSON/P-D Wave Dual Drainage Simulations." *Urban Water Journal*, 13(8), 830-840. doi: 10.1080/1573062X.2015.104199.
- Chibane T., Paquier A., Benmamar S. (2018a). "Coupled 1D/2D Hydraulic Simulation of the Model Muri." In: Gourbesville P., Cunge J., Caignaert G. (eds) *Advances in Hydroinformatics*. Springer Water. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-10-7218-5_46.

- Chibane, T., Paquier, A., Benmamer, S., Lalanne, C. (2018b). "Sewer Overflow in the Urban Model MURI." Proceedings of River Flow 2018 - 9th International Conference on Fluvial Hydraulics. Lyon, France. doi: 10.1051/e3sconf/20184006009.
- Chibane T., Paquier A., Benmamar S. (2021). "Experimental study of the flow patterns in a street during drainage or overflow to or from drains." Urban Water Journal. doi: 10.1080/1573062X.2021.1913612.
- Chocat, B. (1997). "Town planning and hydrology". La Houille Blanche, Internationale Water Journal 52(7), 12-19.
- Chocat, B. (1997). Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement. Lavoisier, Technique et Documentation, Paris. France
- Cogez C, Perez. L, Chaumeau. F. (1994). "Le risque d'inondation en ville lors de fortes pluies: le situer; le quantifier; le faire connaître". La Houille Blanche, Internationale Water Journal.
- Coles, D. (1956). "The law of the wake in the turbulent boundary layer". Journal of Fluid Mechanics, 1 :191_226,
- Corre, C. (2005). "La couche limite en aérodynamique. In Aérodynamique Fondamentale". ENSAM - SINUMEF.
- Cortelezzi L. Karagozian A. R. (2001), "On the formation of the counter-rotating vortex pair in transverse jets". Journal of Fluid Mechanics : vol. 446, p. 347–373.
- Desbordes M. (1974). "Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement". Thèse. Université des Sciences et Techniques du Languedoc ; Montpellier ; 171p.
- Desbordes, M. (2010). "Etudes de vulnérabilité au risque pluvial urbain : que peut-on faire actuellement ? ". Note méthodologique, 16pp.
- Despotovic, J., Plavsic, J., Stefanovic. N., Pavlovic, D. (2005). "Inefficiency of storm water inlets as a source of urban floods." Water Science and Technology **51**(2): 139-145.
- Djordjevic, S., Prodanovic, D., Maksimovic, C. (1999) "An Approach to Simulation of Dual Drainage" Water Science and Technology, 39(9), 95-103. doi: 10.2166/wst.1999.0451.
- Djordjevic, S., D. Prodanovic, C. Maksimovic, M. Ivetic and D. Savic (2005). "SIPSON - Simulation of interaction between pipe flow and surface overland flow in networks." Water Science and Technology **52**(5): 275-283.
- Djordjevic, S., Saul, A. J., Tabor, G. R., Blanksby, J., Galambos, I., Sabtu, N., Sailor, G. (2013). "Experimental and Numerical Investigation of Interactions between above and below Ground Drainage Systems." Water Science and Technology, 67(3), 535-542. doi: 10.2166/wst.2012.570.
- El Kadi, K., Paquier, A., Gay, A. (2008). "One-dimensional numerical modelling of dam-break waves over movable beds: application to experimental and field cases". Environmental Fluid Mechanics, 8, 169-198.

- El Kadi, K., Paquier, A., Mignot, E. (2009). “Modelling flash flood propagation in urban areas using a two-dimensional numerical model”. *Natural Hazards*, 50, 433-460
- Ettrich, N., Steiner, K., Thomas, M., Rothe, R. (2005). “Surface models for coupled modelling of runoff and sewer flow in urban areas”. *Water Science and Technology*, 52(5), 25-33.
- Fang, X., and Su, D. H. (2006). “An integrated one-dimensional and two-dimensional urban stormwater flood simulation model”. *Journal of the American Water Resources Association.*, 42(3): 713-724.
- Fraga, I., Cea, L., Puertas, P. (2015). “Validation of a 1D-2D Dual Drainage Model under Unsteady part-full and Surcharged Sewer Conditions.” *Urban Water Journal*, 14(1), 74-84. doi: 10.1080/1573062X.2015.1057180.
- Fric, T. F., Roshko, A., (1994). “Vortical structure in the wake of a transverse jet”. *Journal of Fluid Mechanics* : vol. 279, p. 1–47.
- Gérald L, “Technique de l’ingénieur”. Edition 1991.
- Gioia, G., Bombardelli, F., (2002). “Scaling and similarity in rough channel flows”. *Physical Review Letters*. 88, (2002), 014501. doi: 10.1103/PhysRevLett.88.014501
- Gómez, M., Russo, B. (2011). “Methodology to Estimate Hydraulic Efficiency of Drain Inlets.” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water Management*, 164 (2), 81–90. doi: 10.1680/wama.900070.
- Gómez, M., Hidalgo Rabasseda, G., Russo, B. (2013). “Experimental Campaign to Determine Grated Inlet Clogging Factors in an Urban Catchment of Barcelona.” *Urban Water Journal*, 10(1), 50–61. doi: 10.1080/1573062X.2012.690435.
- Gómez, M., Recasens, J., Russo, B., Martínez-Gomariz, E. (2016). “Assessment of Inlet Efficiency through a 3D Simulation: Numerical and Experimental Comparison”. *Water Science and Technology*, 74(8), 1926-1935. doi: 10.2166/wst.2016.326.
- Guha-Sapir, D., Vos, F., Below, R., Ponserre, S. (2012). “Annual disaster statistical review 2011: The numbers and trends”. CRED. Brussels.
- Guinot, V. and Soares-Fraza, S., (2006). “Flux and source term discretization in two-dimensional shallow water models with porosity on unstructured grids”. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 50(3): 309-345.
- Guinot V., (2012). “Multiple porosity shallow water models for macroscopic modelling of urban floods”. *Advances in Water Resources*. 37, Pages 40-72, ISSN 0309-1708, doi: 10.1016/j.advwatres.2011.11.002.
- Hammond, M.J., Chen, A.S., Djordjević, S., Butler, D., Mark, O. (2015). “Urban Flood Impact Assessment: A state-of-the-art review.” *Urban Water Journal*, 12(1), 14-29. doi: 10.1080/1573062X.2013.857421.
- Hunter, N.M. (2008). “Benchmarking 2D hydraulic models for urban flooding”. *Water management*, 161(WM1): 13-30.

- Irstea (2019a). Logiciel Rubar 20, Notice d'emploi, édition octobre 2019.
- Irstea (2019b). Logiciel Rubar 3, Notice d'emploi, édition septembre 2019.
- Irstea, (2019c). Logiciel couplé 1D/2D Rubar 3 - Rubar 20, Notice d'emploi,
- Isenmann G., Bellahcen S., Vazquez J., Dufresne M., Joannis C., Mose R., (2016). "Stage–discharge relationship for a pipe overflow structure in both free and submerged flow". *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*. 10:1, 283-295, doi: 10.1080/19942060.2016.1157100.
- Jamieson, S. R., Lhomme, J., Wright, G., Gouldby, B. (2012). "A highly efficient 2D flood model with sub-element topography". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water Management* 2012 165:10, 581-595
- Jang, J.H., Chan, T.H., Chen, W.B. (2018). "Effect of inlet modelling on surface drainage in coupled urban flood simulation." *Journal of Hydrology*, 562, 168–180, doi: 10.1016/j.jhydrol.2018.05.010.
- Jang J.H, Hsieh C.T & Chang T.H. (2019). "The importance of gully flow modelling to urban flood simulation". *Urban Water Journal*, 16:5, 377-388, doi: 10.1080/1573062X.2019.1669198.
- Jha, A.K., Bloch, R., Lamond, J. (2012). "Cities and Flooding: A Guide to Integrated Urban Flood Risk Management for the 21st Century". ISBN: 978-0-8213-8866-2
- Jo, J.B., Kim, J.S., Yoon, S.E. (2018). "Experimental Estimation of the Head loss Coefficient at Surcharged four-way Junction Manholes." *Urban Water Journal*, 15(8), 780-789. doi: 10.1080/1573062X.2018.1547408.
- Kemper, S., Schlenkhoff, A. (2019). "Experimental Study on the Hydraulic Capacity of Grate Inlets with Supercritical Surface Flow Conditions." *Water Science and Technology*, 79, 1717–1726. doi :10.2166/wst.2019.171.
- KROHNE (2019). *Optiflux2100C : Handbook*. Retrieved. https://cdn.krohne.com/dlc/AP_OPTIFLUX2100C_DoC-CE_multi_200806_7310744700_R06.pdf.
- Krothapalli A., lourenco L. buchlin J. M., (1990). "Separated flow upstream of a jet in a crossflow". *AIAA Journal* : vol. 28 (3), p. 414–420.
- Lee, S., Nakagawa, H. , Kawaike, K., Zhang, H. (2015). "Urban Inundation Simulation considering Road Network and Building Configurations". *Journal of Flood Risk Management*, 9 (3), 224–233. doi: 10.1111/ jfr3.12165.
- Levin, L (1972). "Etude hydraulique de huit revêtements intérieurs de conduites forcées". *La Houille Blanche Internationale Water Journal* (4) 263-278 (1972). doi: 10.1051/lhb/1972020
- Lhomme, J., Bouvier, C., Mignot, E., & Paquier, A. (2006). "One-dimensional GIS-based model compared with a two-dimensional model in urban floods simulation". Vol. 54 (pp. 83-91).

- Li, X., Erpicum, S., Bruwier, M., Mignot, E., Archambeau, P., Finaud-Guyot, P., Piroton, M., Dewals, B. (2019). “Technical note: Laboratory Modelling of Urban Flooding: Strengths and Challenges of Distorted Scale Models” *Hydrology and Earth System Sciences*, 23, 1567–1580. doi: 10.5194/hess-23-1567-2019
- Li, X., Erpicum, S., Mignot, E., Archambeau, P., Rivière, N., Piroton, M., Dewals, B. (2020). “Numerical Insights into the Effects of Model Geometric Distortion in Laboratory Experiments of Urban Flooding.” *Water Resources Research*, 56, e2019WR026774. doi: 10.1029/2019WR026774.
- Lopes, P., Leandro, J., Carvalho, R.F., Páscoa, P., Martins, R. (2015). “Numerical and Experimental Investigation of a Gully under Surge Conditions.” *Urban Water Journal*, 12(6), 468–476. doi: 10.1080/1573062X.2013.831916.
- Lopes, P., Leandro, J., F. Carvalho, R., Russo, B., Gomez, M. (2016). “Assessment of the Ability of a Volume of Fluid Model to Reproduce the Efficiency of a Continuous Transverse Gully with Grate.” *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. doi: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0001058.
- Margason, R. J., (1993), “Fifty years of jet in crossflow research. In *Computational and Experimental*”. In AGARD, *Computational and Experimental Assessment of Jets in Cross Flow* 41 p (SEE N94-28003 07-34)
- Mark, O., Weesakul, S., Apirumanekul, C., Aroonnet, S. B., Djordjevic, S. (2004). “Potential and limitations of 1D modelling of urban flooding”. *Journal of Hydrology*, 299(3-4): 284-299.
- Marsalek, J.(1984). “Head Losses at Sewer Junction Manholes.” *Journal of Hydraulic Engineering*., 110(8), 1150-1154. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:8(1150).
- Martinez-Gomariz, E., Gomez, M., Russo, B. (2016). “Experimental Study of the Stability of Pedestrians Exposed to Urban Pluvial Flooding” *Natural Hazards*, 82(2), 1259-1278. doi: 10.1007/s11069-016-2242-z.
- Martins, R., Kesserwani, G., Rubinato, M., Lee, S., Leandro, J., Djordjevic, S. Shucksmith, J. (2017). “Validation of 2D Shock Capturing Flood Models around a Surcharging Manhole”. *Urban Water Journal*, 14(9). doi: 10.1080/1573062X.2017.1279193.
- Martins, R., Rubinato, M., Kesserwani, G., Leandro, J., Djordjevic, S., Shucksmith, J. (2018). “On the Characteristics of Velocity fields on the Vicinity of Manhole Inlet Grates During Flood Events”. *Water Resources Research*, 54(9), 6408-6422. doi: 10.1029/2018WR022782.
- Mathevet, T. (2005). “Quels modeles pluie-debit globaux au pas de temps horaire? Développements empiriques et intercomparaison de modeles sur un large échantillon de bassins versants”. ENGREF, Université Pierre et Marie Curie (UPMC), Paris (2005).
- Megerian S., Davitian J., Alves L. S. D. B., Karagozian A. R., (2007), “Transverse-jet shear-layer instabilities. Part 1 : Experimental studies”. *Journal of Fluid Mechanics* : vol. 593, p. 93–129.

- Mignot E, (2005). “étude expérimentale et numérique de l’inondation d’une zone urbaine : cas des écoulements dans les carrefours en crois”. -p323, Mécanique, Ecole doctorale MEGA, Lyon (2005).
- Mignot E, Li X, Dewals B, (2019), “Experimental modelling of urban flooding: A review”. *Journal of Hydrology*, Pages 334-342, ISSN 0022-1694, <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.11.001>.
- Mignot, E., Paquier, A. Rivière, N. (2008). “Experimental and numerical modelling of symmetrical four-branch supercritical cross junction flow”. *Journal of Hydraulic Research* 46(6): 723-738.
- Mitutoyo (2016). ABSOLUTE DIGIMATIC HEIGHT GAGE series 570: Datasheet. Retrieved. https://www.mitutoyo.com/wp-content/uploads/2012/11/1678-570_ABSDIGHEIGHTGAGE.pdf.
- Nasello, C., Tucciarelli, T. (2005). “Dual Multilevel Urban Drainage Model”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(9): 748-754.
- Nezu, I., Rodi W., (1985), “Experimental study of secondary currents in open channel flow”. *Proc. 21 st congress of IAHR, Melbourne*, Vol. 2 pp 115-119.
- Nezu, I., Tominga, A., Nakagawa, H. (1993). “Field Measurements of Secondary Currents in Straight Rivers”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 598-614. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1993)119:5(598).
- Nezu, I., (2005). “Open-Channel Flow Turbulence and Its Research prospect in the 21st Century”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(4), 229-246. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2005)131:4(229).
- Noh, S. J., Lee, S., An, H., Kawaike, K., Nakagawa, H. (2016). “Ensemble urban flood simulation in comparison with laboratory-scale experiments: Impact of interaction models for manhole, sewer pipe, and surface flow.” *Advances in Water Resources*, 97, 25–37, doi: /10.1016/j.advwatres.2016.08.015.
- Normand, D., Veyrat, P., Rene, R. (1971). “Etude statistique des hyétogrammes types”. *Rapport Sogreah, R. 10653, Service central hydrologique, PARIS*.
- Nortek (2017). ADV Nortek Vectrino+: Datasheet. Retrieved. <http://www.nortek-es.com/lib/data-sheets/datasheet-vectrino-lab>.
- Paquier, A., Bazin, P.H., (2013). “Coupling 1-D and 2-D Models for Simulating Floods: Definition of the Exchange Terms”. *Advances in Hydroinformatics, Simhydro 2012 - New frontiers of simulation*, Chapter 11, Springer.
- Paquier, A. (1995). “Modélisation et simulation de la propagation de l’onde de rupture de barrage. Sciences de l’environnement”. *Doctorat Analyse numérique, Université Jean Monnet Saint-Etienne*, 1995. Français. fftel-02582031f
- Paquier, A., Bazin, P.H. (2014). “Estimating Uncertainties for Urban Floods Modelling.” *La Houille Blanche Internationale Water Journal*, 6, 13-18. doi: 10.1051/lhb/2014057.

- Pedersen, F.B., Mark, O. (1990). "Head losses in Storm Sewer Manholes: Submerged Jet Theory." *Journal of Hydraulic Engineering.*, 116(11), 1317-1328. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1990)116:11(1317).
- Petaccia, G., Soares-Fraza, S., Savi, F., Natale, L., Zech, Y. (2010). "Simplified versus Detailed Two-Dimensional Approaches to Transient Flow Modeling in Urban Areas". *Journal of Hydraulic Engineering.*, 136(4): 262-266.
- RS Pro (2017). IPSL 828-5729: Datasheet. Retrieved. docs.rs-online.com/942a/0900766b8162ad41.pdf.
- Rubinato, M., Martins, R., Kesserwani, G., Leandro, J., Djordjevic, S., Shucksmith, J. (2017). "Experimental Calibration and Validation of Sewer/Surface Flow Exchange Equations in Steady and Unsteady Flow Conditions." *Journal of Hydrology*, 552, 421–432. doi: 10.1016/j.jhydrol.2017.06.024.
- Rubinato, M., Martins, R., Shucksmith, J. (2018a) "Quantification of Energy Losses at a Surcharging Manhole", *Urban Water Journal*, 15(3), 234-241. doi: 10.1080/1573062X.2018.1424217.
- Rubinato, M., Seungsoo, L., Martins, R., Shucksmith, J. (2018b). "Surface to Sewer Flow Exchange through Circular Inlets during Urban Flood Conditions." *Journal of Hydroinformatics*, 20(3), 564–576. doi: 10.2166/hydro.2018.127.
- Russo, B., Gómez, M., Tellez, J. (2013). "Methodology to Estimate the Hydraulic Efficiency of Nontested Continuous Transverse Grates." *Journal of Irrigation and Drainage Engineering.* doi: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000625.
- Saldarriaga, J., Rincon, G., Moscote, G., Trujillo, M. (2017). "Symmetric Junction Manholes Under Supercritical Flow Conditions." *Journal of Hydraulic Research*, 55(1), 135-142. doi: 10.1080/00221686.2016.1212410.
- Sanders, B.F. & Bradford, S.F. (2011). "Network implementation of the two-component pressure approach for transient flow in storm sewers". *Journal of Hydraulic Engineering*, 137(2), 158-172.
- Sanders, B.F., Schubert, J.E., Goodrich, K. A., Houston, D., Feldman, D. L., Basolo, V., et al. (2020). "Collaborative modeling with fine-resolution data enhances flood awareness, minimizes differences in flood perception, and produces actionable flood maps". *Earth's Future*, 7, e2019EF001391. <https://doi.org/10.1029/2019EF001391>
- Schmitt, T.G., Thomas, M. and Ettrich, N., 2004. "Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems". *Journal of Hydrology*, 299(3-4): 300-311.
- Smith, G.P., Modra, B.D, Felder, S. (2019). "Full-scale Testing of Stability Curves for Vehicles in Flood Waters." *Journal of Flood Risk Management*, 2019(12). doi: 10.1111/jfr3.12527.
- Société des Eau et d'Assainissement d'Alger « SEAAL » ; Direction d'assainissement (2013). "Diagnostic, Etude du réseau d'assainissement en vue de lancer des travaux de renouvellement des réseaux d'assainissement des quartiers de la commune de Hussein Dey".

- Tellez-Alvarez, J., Gomez, M., Russo, B. (2020). "Quantification of Energy Loss in two Grated Inlets Under Pressure." *Water*, 12(6), 1601. doi: 10.3390/w12061601
- Tennekes, H., Lumley, J. L. (1972) "A first course in turbulence". MIT press.
- Thuau, O., (2010). "Hydrodynamique de l'environnement". Institut National polytechnique Toulouse INPT, 2010. P-328 978-2-7302-1564-0.
- Tominaga A., Nezu I., Ezaki K., Nakagawa H., (1989, "Three-dimensional turbulent structure in straight open channel flows". *Journal of hydraulic Research*, Vol.27, No. 1, pp 149-173.
- Van Leer, B. (1979). "Towards the ultimate conservative difference scheme. V. A second-order sequel to Godunov's method". *Journal of Computational Physics*, 32, 101-136.
- Vojinovic, Z., and Tutulic, D., (2009). "On the use of 1D and coupled 1D-2D modelling approaches for assessment of flood damage in urban areas". *Urban Water Journal*, 6(3): 183-199.
- Wertel, J., (2009). "Modélisation tridimensionnelle des écoulements turbulents en conduite d'assainissement à surface libre. Doctorat Mécanique et ingénierie des systèmes, spécialité Mécanique des fluides". Université de Strasbourg, 182 pp.
- Xia, J. Q., R. A. Falconer, B. L. Lin and G. M. Tan (2011). "Numerical assessment of flood hazard risk to people and vehicles in flash floods." *Environmental Modelling & Software* 26(8): 987-998.
- Xia, J. Q., Falconer, R.A., Wang, Y.J. (2014). "New Criterion for the Stability of a Human Body in Floodwaters." *Journal of Hydraulic Research*, 52(1), 93-104. doi :10.1080/00221686.2013.875073.
- Yu, D., Lane, S.N. (2011). "Interactions between subgrid-scale resolution, feature representation and grid-scale resolution in flood inundation modelling". *Hydrological Processes*, 25: 36-53. <https://doi.org/10.1002/hyp.7813>

Annexe A : Résultats expérimentaux additionnels

A.I. Topographie de la surface de MURI

L'objectif de cette partie est de mesurer la variation des tirants d'air au-dessus de la maquette MURI à vide afin de pouvoir mesurer des hauteurs d'eau, ces variations sont dues à la surface de la maquette qui n'est pas parfaitement plate et à l'oscillation des rails de mesure.

Un relevé topographique de la maquette à vide est indispensable vu que le capteur à ultrason (US) mesure des tirants d'air. D'après les caractéristiques du capteur, la mesure se fait sur un cercle d'environ 1 cm de diamètre autour du point souhaité. Pour cela nous avons défini un maillage pour toutes les rues de MURI.

Sur chaque rue, 5 profils ont été définis, espacés entre eux de 2, 2,5 et 3 cm (Figure A.1), ces distances ont été choisies afin d'avoir des points de mesures au-dessus des ouvrages d'échange avec le réseau d'assainissement et aussi pour éviter les recouvrements.

$\Delta_y = 2, 2,5 \text{ ou } 3 \text{ cm}$; $\Delta_x = 10 \text{ cm}$; $\Delta_t = 30 \text{ s}$; $f = 2 \text{ Hz}$.

En raison de l'emplacement du capteur US sur le portique, le premier point de mesure on fait des mesures pour x allant de 40 cm à 520 cm pour les rues longitudinales et y allant de 30 cm à 320 cm pour les rues transversales.

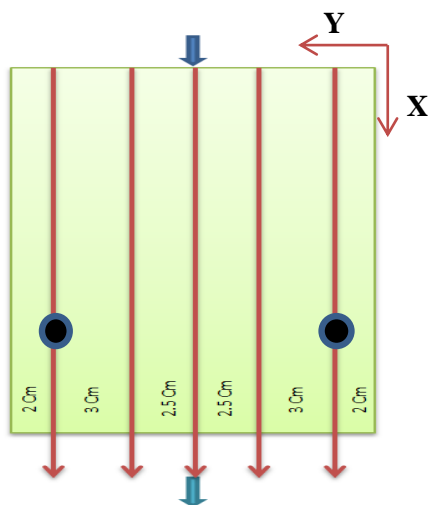


Figure A. 1: espacement entre les profils topographiques et positionnement des avaloirs dans la rue longitudinale droite.

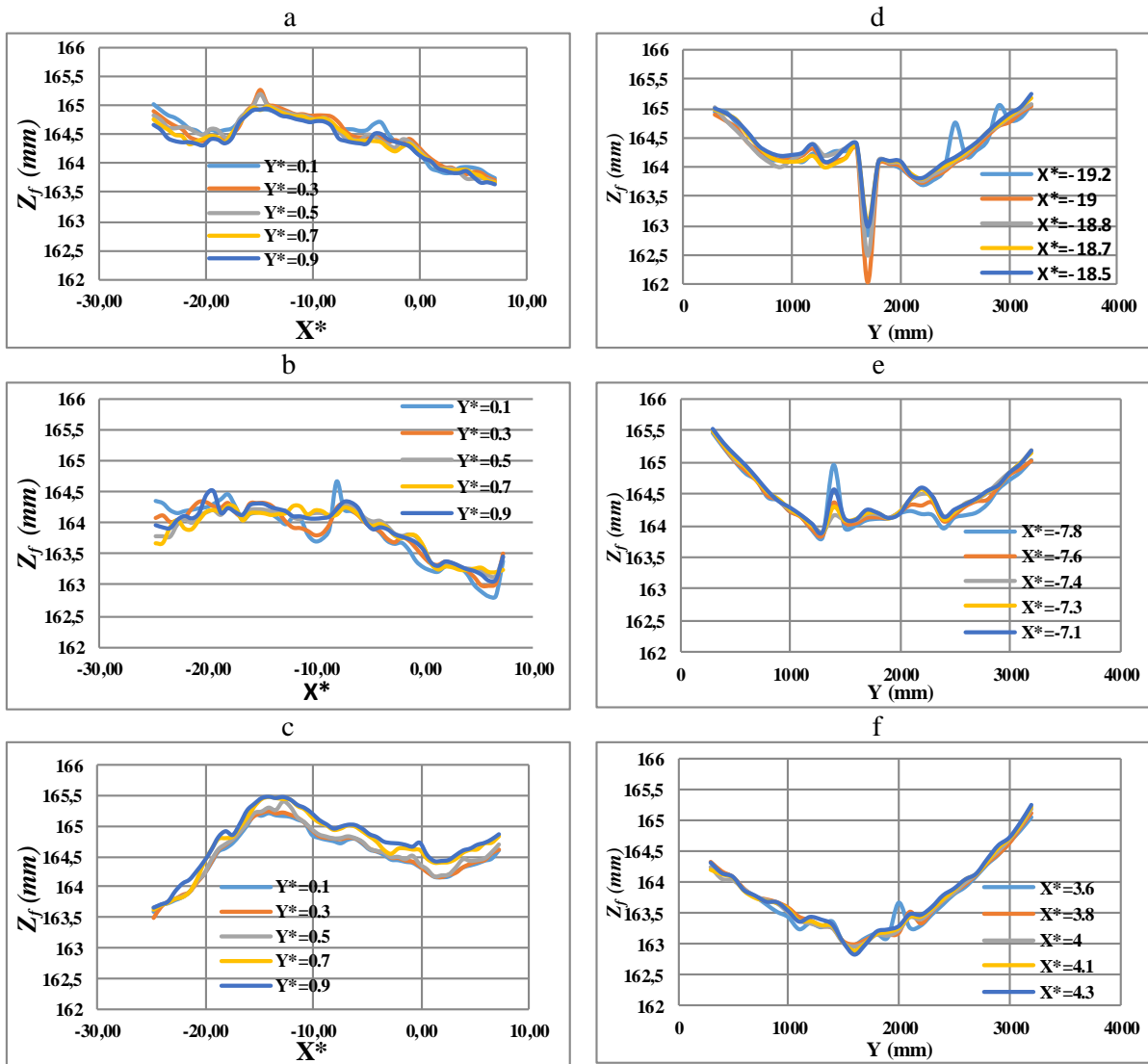


Figure A. 2 : topographie de la maquette MURI : (a b et c : rue longitudinale gauche, centre et droite), (d, e et f : rue transversale amont, centre et aval)

Les figures ci-dessus montrent la variation des tirants d'air mesurés entre le capteur US et la surface de la maquette, ces variations sont dues à l'irrégularité du plancher ainsi que les oscillations des rails de mesure. Les hauteurs d'eau à la surface seront calculées comme suite :

$$H = z_f - z_e$$

z_f : Tirant d'air à vide, z_e : Tirant d'air jusqu'à la surface d'eau.

A. II. Conservation des débits

Plusieurs configurations ont été testées sur les deux étages de MURI pour vérifier les mesures données par les différents débitmètres installés sur la maquette. Pour les configurations entrée amont sortie aval (couples (D201 ; D210), (D202 ; D211) et (D203 ; D212)), les résultats obtenus montrent un écart systématique avec un débit plus fort en sortie qu'en entrée. Pour les

configurations entrées amont sortie latérale, les débitmètres semblent plus ou moins étalonnés.

Dans le but de connaître la source de ce biais et pour l'estimer, nous avons fait d'autres tests en prenant en compte les mesures des deux débitmètres installés en amont de la maquette afin de les comparer avec les résultats donnés par les débitmètres à l'entrée et la sortie de la maquette.

Un essai sur le collecteur principal (les autres conduites sont fermées) pour un débit moyen d'entrée de 4,9 L/s, la vanne V112 à la sortie du réseau est ouverte à 100%. Le couple (D103 ; D112) étant déjà vérifié, dans cet essai, nous avons intégré un nouveau débitmètre (Daval) qui se situe à l'amont de MURI afin de comparer ses mesures avec le débitmètre (D103).

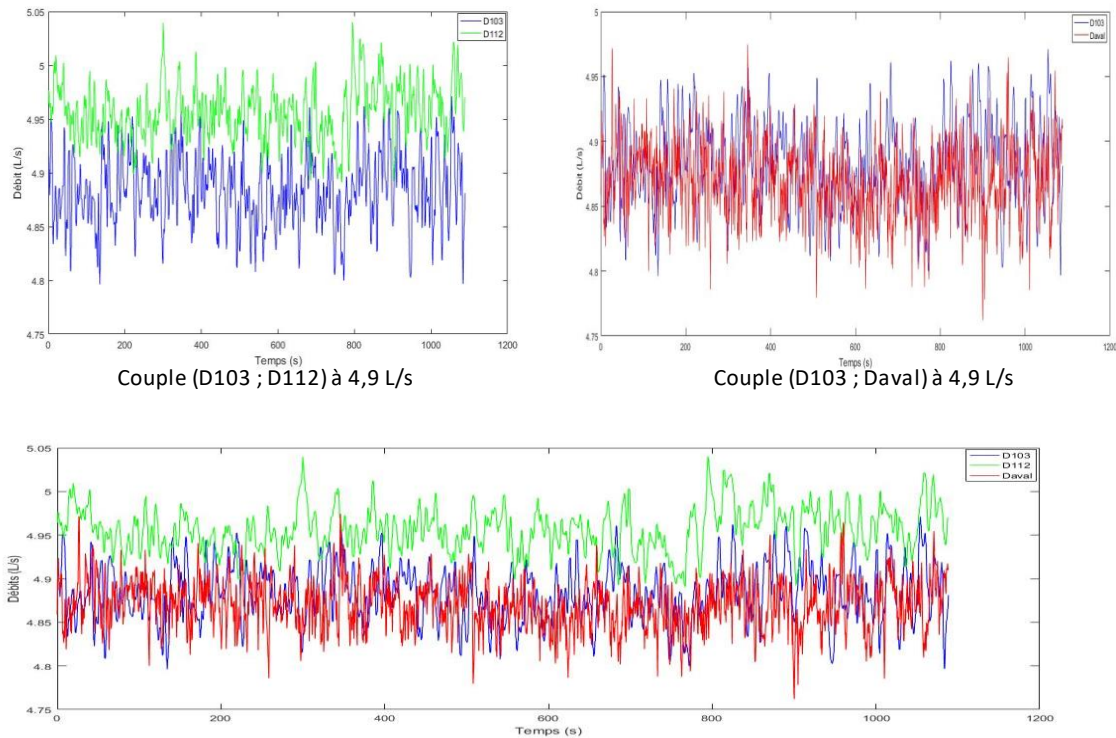


Figure A. 3 : évolution temporelle des débits à l'entrée (D103 et Daval) et à la sortie (D112)

Tableau A. 1 :test sur le collecteur principal

Débitmètres	Durée (s)	Débit moyen entrée L/s (écart type)	Débit moyen sortie L/s (écart type)
D103 ; D112 ; Daval	1100	4,88 (0,03) D103	4.96(0.025) D112
		4,87 (0,03) Daval	

Le débit de sortie est supérieur au débit d'entrée, dans cet essai on peut remarquer que D103 et Daval semble donner la même mesure.

Afin de limiter l'entraînement d'air, nous avons essayé de créer des pertes de charges en mettant des tapis japonais et des hérissons au niveau de la cuve aval. Nous avons joué aussi sur l'ouverture des différentes vannes aval de sorte de maintenir les débitmètres en charge sur tout le temps de chaque test. Pour les expériences de drainage et débordement, les débits à l'amont et à l'aval ainsi que le débit d'échange avec le réseau d'assainissement sont mesurés après un temps de stabilisation et de débit nécessaire au remplissage des volumes morts.

A.II.1. Sans échange

Les résultats du test amont aval sur la rue droite pour le couple D203/D212 sont montrés dans les tableaux A.2 et A.3 :

Tableau A. 2: mesures de débit pour le cas sans réseau d'assainissement pour $Q_{si} = 2 \text{ L/s}$

Couple débitmètres	Durée(s)	Débit moyen entrée L/s(écart-type)	Débit moyen sortie L/s (ecart-type)	Ecart %
D203 ; D212	16200	2,000 (0,012)	2,009 (0,047)	0,453 %

Tableau A. 3 : mesures de débit pour le cas sans réseau d'assainissement pour $Q_{si} = 3 \text{ L/s}$

Couple débitmètres	Durée(s)	Débit moyen entrée L/s(écart-type)	Débit moyen sortie L/s (ecart-type)	Ecart %
D203 ; D212	10400	2,988 (0,032)	3,003 (0,040)	0,496 %

A.II.2. Débordement

Avec un avaloir

Tableau A. 4 : conservation de débit cas de débordement avec un avaloir ($Q_{si} = 2 \text{ L/s}$)

Débitmètres	Débits moyens (L/s)	Ecart-type (L/s)	$\frac{[Q_{si} + Q_{pi}] - [Q_{so} + Q_{po}]}{[Q_{so} + Q_{po}]}$ (L/s)	Erreur (%)	$Q_{ex} = Q_{pi} - Q_{po} $	$Q_{ex} = Q_{si} - Q_{so} $
D203 (Q_{si})	2,00	0,024	-0,025	1,27	0,171	0,200
D212 (Q_{so})	2,19	0,012				
D103 (Q_{pi})	0,50	0,010				
D112 (Q_{po})	0,33	0,0067				

Tableau A. 5 : conservation de débit cas de débordement avec un avaloir ($Q_{si} = 3 \text{ L/s}$)

Débitmètres	Débits moyens (L/s)	Ecart-type (L/s)	$\frac{[Q_{si} + Q_{pi}] - [Q_{so} + Q_{po}]}{[Q_{so} + Q_{po}]}$	Erreur (%)	$Q_{ex} = Q_{pi} - Q_{po} $	$Q_{ex} = Q_{si} - Q_{so} $
D203 (Q_{si})	3,00	0,028	-0,049	1,63	0,162	0,216

D212 (Q_{so})	3,22	0,012				
D103 (Q_{pi})	0,50	0,016				
D112 (Q_{po})	0,33	0,006				

Avec deux avaloirs

Tableau A. 6 : conservation de débit cas de débordement avec deux avaloirs ($Q_{si}=2L/s$)

Débitmètres	Débits moyens (L/s)	Ecart-type (L/s)	$\frac{[Q_{si}+Q_{pi}]-[Q_{so}+Q_{po}]}{[Q_{so}+Q_{po}]}$ (L/s)	Erreur (%)	$Q_{ex} = Q_{pi} - Q_{po} $	$Q_{ex} = Q_{si} - Q_{so} $
D203 (Q_{si})	2,00	0,019	-0,021	1,06	0,289	0,307
D212 (Q_{so})	2,31	0,013				
D103 (Q_{pi})	0,46	0,013				
D112 (Q_{po})	0,17	0,005				

Tableau A. 7 : conservation de débit cas de débordement avec deux avaloirs ($Q_{si}=3L/s$)

Débitmètres	Débits moyens (L/s)	Ecart-type (L/s)	$\frac{[Q_{si}+Q_{pi}]-[Q_{so}+Q_{po}]}{[Q_{so}+Q_{po}]}$	Erreur (%)	$Q_{ex} = Q_{pi} - Q_{po} $	$Q_{ex} = Q_{si} - Q_{so} $
D203 (Q_{si})	3,00	0,029	-0,054	1,79	0,298	0,348
D212 (Q_{so})	3,36	0,010				
D103 (Q_{pi})	0,47	0,006				
D112 (Q_{po})	0,16	0,005				

A.II.3. Drainage

Avec un avaloir

Tableau A. 8 : conservation de débit cas de drainage avec un avaloir ($Q_{si}=2L/s$)

Débitmètres	Débits moyens (L/s)	Ecart-type (L/s)	$\frac{[Q_{si}+Q_{pi}]-[Q_{so}+Q_{po}]}{[Q_{so}+Q_{po}]}$ (L/s)	Erreur (%)	$Q_{ex} = Q_{pi} - Q_{po} $	$Q_{ex} = Q_{si} - Q_{so} $
D203 (Q_{si})	2,00	0,025	-0,009	0,46	0,243	0,233
D212 (Q_{so})	1,77	0,051				
D103 (Q_{pi})	0	0				
D112 (Q_{po})	0,243	0,005				

Tableau A. 9 : conservation de débit cas de drainage avec un avaloir ($Q_{si}=3L/s$)

Débitmètres	Débits moyens (L/s)	Ecart-type (L/s)	$\frac{[Q_{si}+Q_{pi}]-[Q_{so}+Q_{po}]}{[Q_{so}+Q_{po}]}$ (L/s)	Erreur (%)	$Q_{ex} = Q_{pi} - Q_{po} $	$Q_{ex} = Q_{si} - Q_{so} $
D203 (Q_{si})	3,00	0,033	-0,03	1,16	0,253	0,218
D212 (Q_{so})	2,78	0,024				

D103 (Q_{pi})	0	0				
D112 (Q_{po})	0,253	0,005				

Avec deux avaloirs

Tableau A. 10 : conservation de débit cas de drainage avec deux avaloirs ($Q_{si}=2L/s$)

Débitmètres	Débits moyens (L/s)	Ecart-type (L/s)	$\frac{[Q_{si}+Q_{pi}]-[Q_{so}+Q_{po}]}{[Q_{so}+Q_{po}]}$ (L/s)	Erreur (%)	$Q_{ex} = Q_{pi} - Q_{po} $	$Q_{ex} = Q_{si} - Q_{so} $
D203 (Q_{si})	2,00	0,020	-0,002	0,11	0,533	0,531
D212 (Q_{so})	1,47	0,040				
D103 (Q_{pi})	0	0				
D112 (Q_{po})	0,53	0,006				

Tableau A. 11 : conservation de débit cas de drainage avec deux avaloirs ($Q_{si}=3L/s$)

Débitmètres	Débits moyens (L/s)	Ecart-type (L/s)	$\frac{[Q_{si}+Q_{pi}]-[Q_{so}+Q_{po}]}{[Q_{so}+Q_{po}]}$ (L/s)	Erreur (%)	$Q_{ex} = Q_{pi} - Q_{po} $	$Q_{ex} = Q_{si} - Q_{so} $
D203 (Q_{si})	3,00	0,028	-0,014	0,48	0,532	0,517
D212 (Q_{so})	2,48	0,022				
D103 (Q_{pi})	0	0				
D112 (Q_{po})	0,53	0,006				

A.III. Hauteur d'eau dans le collecteur

Les deux sondes de pressions installées en amont et en aval du collecteur donnent la hauteur d'eau en mètre colonne d'eau. Cependant, les deux points de connexion entre le collecteur et la surface se situent à $X=4300$ mm et une interpolation est faite pour avoir la donnée de pression à cet endroit. A vide, les deux sondes indiquent des hauteurs égales à 4,4 cm et 4,9 cm pour l'amont et l'aval respectivement.

Le tableau suivant résume les mesures de pression pour les expériences faites avec connexion de deux avaloirs :

Tableau A. 12 : mesures de la charge hydraulique par les deux sondes de pression à l'amont et à l'aval du collecteur (cas avec connexion de deux avaloirs).

Cas	Q_{si} (L/s)	Pression amont (cm)	Pression aval (cm)	Pression à X_{4300} (cm)
Drainage	2	3,305	2,736	2,852
	3	3,260	2,513	2,665

Débordement	2	56,366	56,856	56,756
	3	58,205	58,735	58,627

Le point le plus bas du collecteur (emplacement des sondes) est situé à 36 cm au-dessous de la surface de la maquette. Et le raccordement des tuyaux flexible est fait au milieu du collecteur, ce dernier ayant un diamètre égal à 10 cm. Ce point de branchement sera la référence pour le calcul théorique.

A.IV. Similitude

La technique des modèles réduits est basée sur les règles de similitude, donc sur l'analyse dimensionnelle. Ces règles permettent d'une part de concevoir et d'exploiter le modèle, mais aussi de transposer les résultats obtenus à la réalité. Pour tout système, les résultats des mesures expérimentales sur le modèle ne sont transposables au prototype que si les données définissant les problèmes posés satisfont à un certain nombre de conditions. Ce sont les conditions de similitude mécanique : géométrique, cinématique, dynamique. Une similitude parfaite implique aussi le respect des conditions de similitude de Froude et de Reynolds.

$$F_r=R_e=1, \quad F_r = R_e = 1 \Rightarrow \frac{v}{\sqrt{g \cdot L_c}} = \frac{v L_c}{\nu} = 1 \quad \text{soit } L_c^{-\frac{3}{2}} = \nu$$

La plupart du temps, on utilise le même fluide pour le modèle que dans la réalité. Ceci implique $L_c = 1$, c'est-à-dire un modèle de la même taille que le prototype ...On ne peut donc pas satisfaire simultanément les deux conditions de similitude. Pour la plupart des modèles d'écoulement à surface libre, et si on peut négliger les forces de viscosité, il est possible de ne respecter que la similitude de Froude. Il faut cependant veiller à ce que le prototype et le modèle soient dans le même régime d'écoulement, et à ce que les coefficients de rugosité relative soient les mêmes.

Un calcul de similitude est fait entre la configuration expérimentale et un prototype (cas réel).

Pour la rue (configuration expérimentale) nous avons les paramètres géométriques suivantes :

Largeur de la rue : $b=0,15$ m ; longueur de la rue : $L=5,4$ m ; hauteur des murs : $H=0,15$ m ; diamètre de l'avaloir : $D_a=0,014$ m

Le diamètre de l'avaloir est 1/10 de la largeur de la rue. Dans le cas réel, cela correspond à une rue étroite. Les avaloirs généralement utilisés dans ce type de rue ont un diamètre compris entre 0,25 et 0,45 mètre, nous avons donc choisi une largeur de rue pour le prototype $b_p = 5$ m

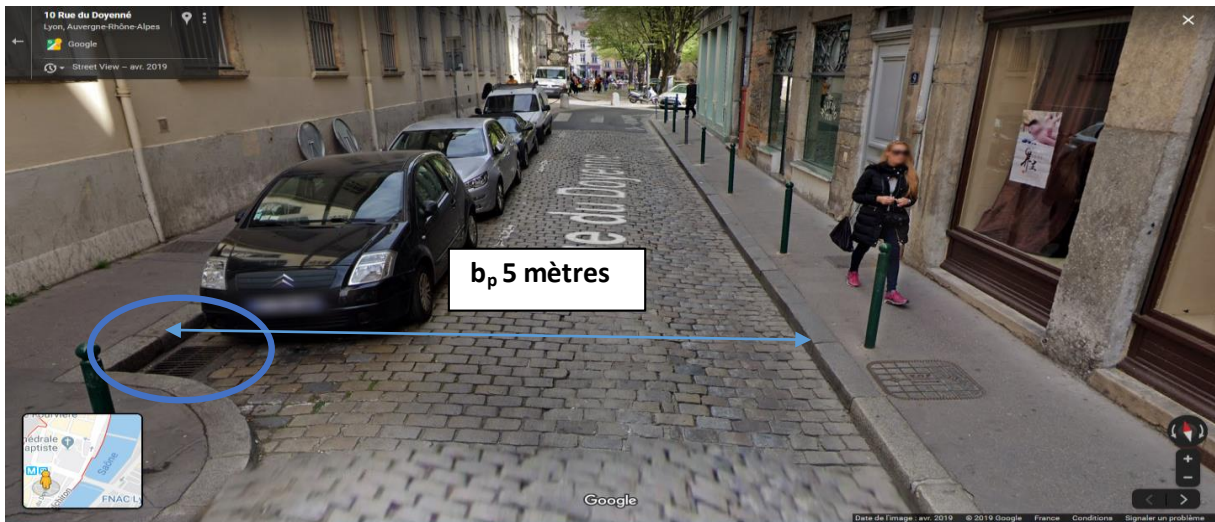


Figure A. 4 : rue étroite, Vieux Lyon, « street view google maps »

Pour une similitude géométrique, le rapport entre les différentes dimensions de prototype et modèle doit être constant :

$$\hat{b} = \hat{L} = \frac{b_p}{b}$$

$$\hat{b} = 33.3$$

Pour la similitude dynamique, dans notre cas, nous avons un modèle de Froude car l'écoulement est gravitaire et les forces de viscosité sont négligées ; donc le rapport entre les efforts d'inertie et les efforts de gravité est conservé. La similitude de Froude se traduit donc par :

$$F_{rp} = F_r$$

$$\hat{u} = \frac{u_p}{V_{si}} = \sqrt{\hat{b}}$$

$$\hat{u} = 5.77$$

$$\hat{Q} = \hat{b}^2 \hat{u}$$

$$Q = \frac{Q_p}{Q_{si}} = \hat{b}^{\frac{5}{2}} = 6413$$

Si on considère un modèle non-distordu, pour une hauteur d'eau au-dessus de la rue $H = 0.082$, la hauteur d'inondation pour le cas réel est trop élevée de l'ordre de $H_p \approx 3$ m, Le tableau suivant montre les paramètres géométriques trouvés en considérant un modèle non distordu.

Tableau A. 13 : paramètres géométrique et hydraulique en considérant un modèle non-distordu

	Longueur de rue (m)	Largeur de rue (m)	Hauteur d'eau (m)	Vitesse V_{si} (m/s)	Débit Q_{si} (m ³ /s)	HV
Maquette (rue seul)	5,4	0,15	0,082	$0,162 < V_{si} < 0,243$	$0,002 < Q_{si} < 0,003$	$0,013 < HV < 0,02$
Prototype (cas réel)	180	5	2,73	$0,93 < U_p < 1,40$	$12,8 < Q_p < 19,24$	$2,54 < HV < 3,82$

En raison de la hauteur d'eau importante au-dessus de la rue de la maquette, nous allons considérer un modèle distordu.

On garde la même échelle de longueur \hat{b} dans la direction X et Y et on introduit une autre échelle dans la direction Z, en considérant une hauteur d'inondation $H_i = 0,5$ m

$$\hat{z} = \frac{h_p}{h} = 6$$

$$\hat{u} = \sqrt{\hat{z}} = 2,5$$

$$\hat{Q} = \hat{z}^{\frac{3}{2}} \cdot \hat{b} = 490$$

Donc on trouve pour la maquette :

Tableau A. 14 : paramètres géométrique et hydraulique en considérant un modèle distordu

	Longueur de rue (m)	Largeur de rue (m)	Hauteur d'eau (m)	Vitesse V_{si} (m/s)	Débit Q_{si} (m ³ /s)	HV
Modèle physique	5,4	0,15	0,082	$0,162 < V_{si} < 0,243$	$0,002 < Q_{si} < 0,003$	$0,013 < HV < 0,02$
Prototype (distordu)	180	5	0,5	$0,405 < V_p < 0,608$	$0,98 < Q_p < 1,47$	$0,2025 < HV < 0,30$

A.V. Homogénéité de l'écoulement

Nous allons déterminer le débit dans la rue par intégration de la vitesse sur la section afin de le comparer avec le débit mesuré. L'intégration est faite sur les points de mesure dans la section transversale en considérant que la vitesse est nulle au fond et sur la paroi et en extrapolant le point de mesure le plus haut vers la surface libre. Le tableau A.15 montre une comparaison entre le débit mesuré (le débit mesuré pour les sections à l'aval des avaloirs est la somme du débit de surface et du débit d'échange.) et calculé (déterminé à partir de la vitesse mesurée). Pour tous les cas, la valeur de débit calculé est entre 100 et 110 % de la valeur mesurée.

Tableau A. 15 : Détermination du débit de surface par intégration des vitesses mesurées dans les sections transversales

Cas	Débit Qsi (L/s)	Nombre d'avaloir	Section (X*)	0	0,7	1,3	2,7	5,3
Sans réseau	2	0	Débit calculé	2,085				
			Débit mesuré	2				
	3		Débit calculé	3,12				
			Débit mesuré	3				
Drainage	2	1	Débit calculé	1,931	1,802	1,79		1,795
			Débit mesuré	2	1,77	1,77		1,77
		2	Débit calculé	1,886	1,560	1,535		1,540
			Débit mesuré	2	1,48	1,48		1,48
	3	1	Débit calculé	2,881	2,774	2,780		
			Débit mesuré	3	2,79	2,79		
		2	Débit calculé	2,89	2,607	2,585		
			Débit mesuré	3	2,49	2,49		
Débordement	2	1	Débit calculé	2,125	2,167	2,14		
			Débit mesuré	2	2,2	2,2		
		2	Débit calculé	2,146	2,346	2,319		
			Débit mesuré	2	2,32	2,32		
	3	1	Débit calculé	3,159	3,329	3,281	3,263	3,0176
			Débit mesuré	3	3,21	3,21	3,21	3,21
		2	Débit calculé	3,009	3,40	3,343	3,342	3,308
			Débit mesuré	3	3,34	3,34	3,34	3,34

A. VI. Magnitude de la turbulence

On fournit les tableaux de comparaison entre les valeurs moyennes et maximales des paramètres hydrauliques H , V_x , V_y , V_z , HV , $RMS (Vx')$ et $Cov(x y)$

Valeurs moyennes sur la section

Tableau A. 16 : valeurs moyennes des paramètres hydrauliques dans la section $X^*=0$

		Q _{si} (l/s)	H (mm)	V _x (Cm/s)	V _y (Cm/s)	V _z (Cm/s)	HV	Rms (Vx')	Cov (x y)
Sans réseau		2		17,83	0,04	-0,04		1,58	-0,06
		3		26,66	0,12	-0,18		2,28	-0,09
Drainage	1 avaloir	2		16,95	-1,21	-1,57		1,69	-0,03
		3		26,14	-1,46	-1,69		2,33	-0,16
	2 avaloirs	2		17,59	0,02	-3,15		1,98	-0,07
		3		26,79	-0,14	-3,20		2,58	-0,15
Débordement	1 avaloir	2		18,05	0,35	1,54		7,04	-0,35
		3		26,41	-1,16	-0,58		4,59	2,80
	2 avaloirs	2		17,86	-0,56	0,38		6,87	-10,36

Annexe A

		3		24,07	-0,03	0,13		5,64	-6,15
--	--	---	--	-------	-------	------	--	------	-------

Tableau A. 17 : valeurs moyennes des paramètres hydrauliques dans la section X*=1.3

		Q _{si} (l/s)	H (mm)	V _x (Cm/s)	V _y (Cm/s)	V _z (Cm/s)	HV	Rms (Vx')	Cov (x y)
Sans réseau		2		17,83	0,04	-0,04		1,58	-0,06
		3		26,66	0,12	-0,18		2,28	-0,09
Drainage	1 avaloir	2		15,48	-0,39	0,00		1,74	-0,05
		3		25,06	-0,07	-0,13		2,36	-0,24
	2 avaloirs	2		14,29	-0,01	0,01		2,02	-0,11
		3		23,22	-0,01	0,09		2,65	-0,21
Débordement	1 avaloir	2		17,92	-0,67	0,45		2,93	-0,81
		3		27,56	0,90	0,03		3,69	-1,54
	2 avaloirs	2		18,92	-0,01	0,62		4,51	-0,46
		3		27,33	-0,05	0,24		3,92	0,74

Valeurs maximales dans la section

Tableau A. 18 : valeurs maximales des paramètres hydrauliques dans la section X*=0

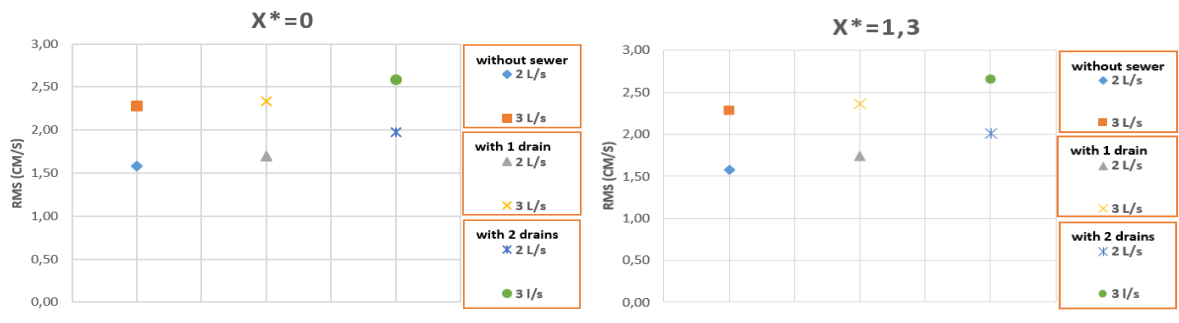
		Q _{si} (l/s)	H (mm)	V _x (Cm/s)	V _y (Cm/s)	V _z (Cm/s)	HV	Rms (Vx')	Cov (x y)
Sans réseau		2		21,20	0,62	0,57		2,09	-0,74
		3		30,77	0,90	0,59		3,16	-1,63
Drainage	1 avaloir	2		21,20	-14,97	-24,8638		8,072	5,09
		3		32,11	-15,07	-25,16		9,51	12,51
	2 avaloirs	2		21,28	-16,61	-25,34		5,91	-1,24
		3		31,13	-16,84	-27,70		6,69	-2,13
Débordement	1 avaloir	2		48,51	-8,89	130,07		40,36	-102,45
		3		46,28	-8,91	117,39		42,66	123,32
	2 avaloirs	2		49,98	-7,54	103,03		43,34	-225,03
		3		50,70	-8,77	108,15		45,40	-292,23

Tableau A. 19 : valeurs moyennes des paramètres hydrauliques dans la section $X^*=1.3$

		$Q_{si}(l/s)$	H (mm)	V_x (Cm/s)	V_y (Cm/s)	V_z (Cm/s)	HV	Rms (V_x')	Cov (x y)
Sans réseau		2		21,20	0,62	0,57		2,09	-0,74
		3		30,77	0,90	0,59		3,16	-1,63
Drainage	1 avaloir	2		20,45	0,64	1,99		2,44	-1,43
		3		30,79	-1,40	-2,18		3,60	-2,58
	2 avaloirs	2		18,62	-0,98	2,11		2,74	1,46
		3		28,23	1,27	2,79		3,80	-2,31
Débordement	1 avaloir	2		22,99	6,14	6,74		7,43	-7,48
		3		33,08	-8,97	10,30		8,16	-11,41
	2 avaloirs	2		28,81	7,69	9,45		7,14	-7,43
		3		32,81	-6,90	9,37		7,26	6,31

Les figures suivantes sont pour une comparaison entre les valeurs moyennes et maximales de la contrainte de cisaillement dans la section des avaloirs et la section à 200 mm à l'aval.

Cas de drainage

Figure A. 5 : valeur moyenne du RMS (V_x') dans la section transversale

Pour le cas sans réseau, l'augmentation du débit dans la rue pour la même hauteur d'eau engendre une augmentation de la contrainte de cisaillement de l'ordre de 40%.

Pour les cas de drainage, au niveau de la section $X^*=0$, une légère augmentation est peut-être observée. (Pour le cas avec deux avaloirs elle est de l'ordre de 20% par rapport au cas sans avaloirs) avec à peu près le même écart entre 2 et 3 L/s observé dans le cas sans réseau. À 20 cm à l'aval des avaloirs, nous avons presque les mêmes valeurs du RMS (V_x') comme pour la section à l'endroit des avaloirs

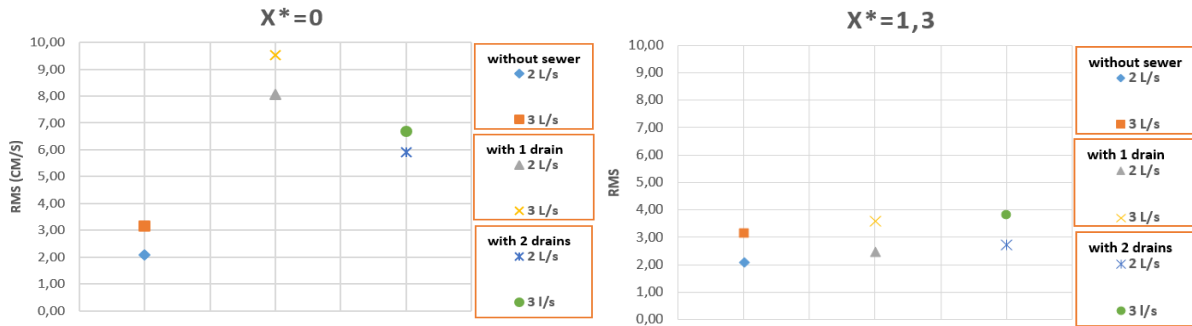


Figure A. 6 : valeur maximale du RMS (V_x') dans la section transversale

En regardant les valeurs maximales mesurées dans la section à l'endroit des avaloirs, nous avons toujours une contrainte de cisaillement plus forte pour les cas avec $Q_{si} = 3L/s$, sauf qu'ici, cette contrainte est beaucoup plus importante pour le cas avec un seul avaloir et si on la compare avec la valeur maximale pour le cas sans réseau nous avons une augmentation de l'ordre de 200%. Une baisse considérable des valeurs maximales de la contrainte de cisaillement est observée sur la section $X^*=1.3$,

On peut conclure que l'effet du processus de drainage sur la contrainte de cisaillement dans la section est observable localement (à l'endroit des avaloirs) mais cet effet est négligeable à l'aval des avaloirs.

Cas de débordement

Valeur moyenne du RMS (V_x') dans la section transversale :

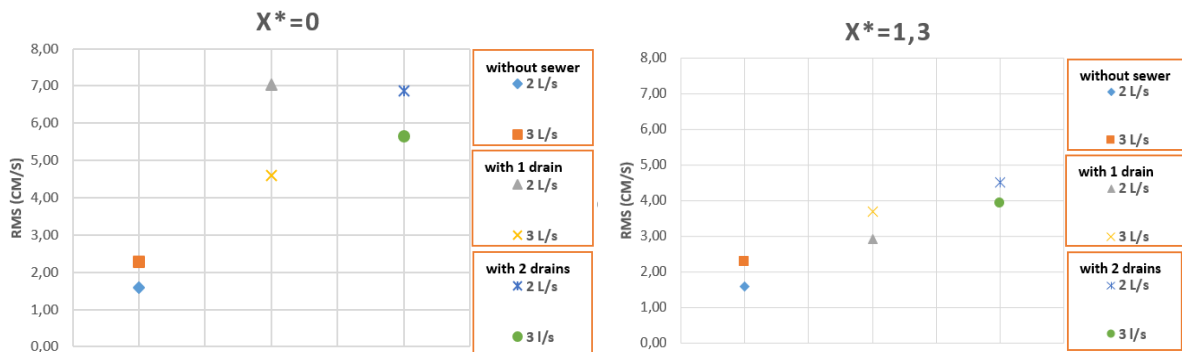
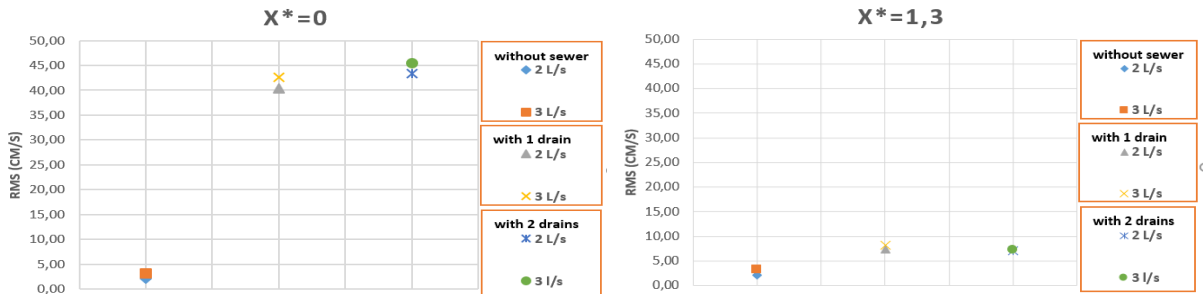


Figure A. 7 : valeur moyenne du RMS (V_x') dans la section transversale ; cas de débordement

Contrairement aux cas sans réseau et les cas de drainage, pour débordement, la contrainte de cisaillement est beaucoup plus forte pour le débit dans la rue le plus fort. Pour le cas avec un avaloir est un débit $Q_{si}=2$ L/s, elle est cinq fois plus celle du cas sans réseau. Elle fait encore 2 fois plus à la section $X^* = 1.3$

Figure A. 8 : valeur maximale du RMS (V_x') dans la section transversale ; cas de débordement

A la section des avaloirs, de très fortes valeurs de la contrainte de cisaillement sont observées localement (20 fois plus que le cas sans réseau), ces valeurs maximales diminuent en aval mais restent élevées par rapport à la situation de référence.

A.VII. Estimation de la rugosité

Rugosité expérimentale du réseau d'assainissement de la maquette MURI :

Pour caractériser le réseau d'assainissement de MURI, nous devons chercher la rugosité expérimentale, pour cela nous avons testé deux configurations :

- Une pente de 0.1%, conduites secondaire isolées par des vannes manuelles, deux débits ont été lancés à l'amont du collecteur principal.

A partir des résultats des expériences sur l'étalonnage des appareils de mesures et pour savoir le débit qui circule dans la conduite, nous avons choisi la mesure du débitmètre D103 (débitmètre à l'amont du réseau d'assainissement), L'écoulement est permanent. (Nous avons des petites fluctuations temporelles sur le débit qu'on peut négliger)

Afin que la ligne d'eau soit bien représentée, nous avons mis des étiquettes graduées, le long du collecteur dans les endroits où le matériau est transparent (Figure A.9).



Figure A. 9: étiquettes graduées sur le collecteur principal du réseau d'assainissement

L'écoulement dans le collecteur est turbulent et la rugosité relative de PVC : $7 \cdot 10^{-4} < \varepsilon = 1.1 \cdot 10^{-3} < 7 \cdot 10^{-2}$ cela nous permettrons d'utiliser la formule de Manning-Strickler pour calculer la rugosité expérimentale.

La vitesse d'écoulement peut être calculée par la formule de Manning Strickler :

$$V = K_s * R_h^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

Pente	Diamètre (m)	Débit (m ³ /s)	Viscosité cinématique de l'eau (m ² /s)	Rugosité (m)
0,01	0,1	0,0011	0,000001007	$1,1 \cdot 10^{-5}$

En régime uniforme, la pente du collecteur, la ligne d'eau et la ligne d'énergie correspondant à la perte de charge par unité de longueur de la conduite sont parallèles $i=j$

Pente 0.1% :

Débit 1 = 0.00086 m³/s

Débit 2 = 0.00188 m³/s

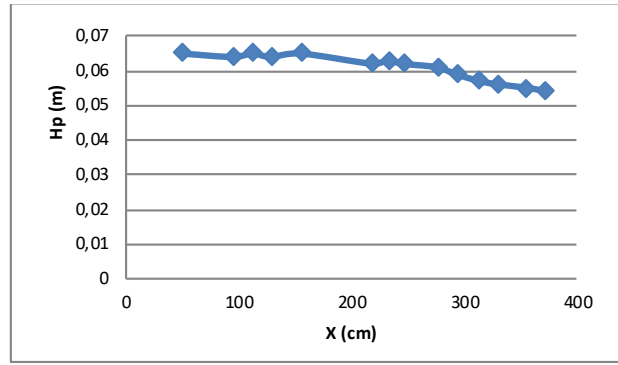
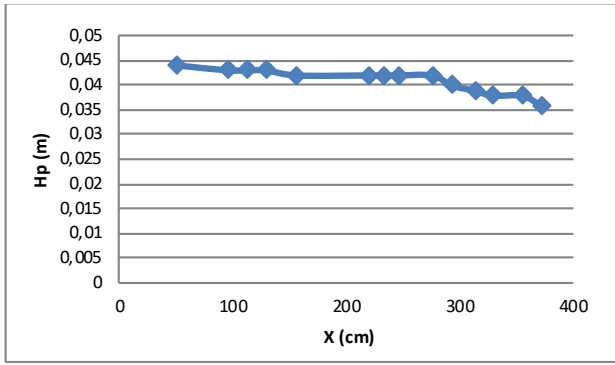


Figure A. 10 : hauteur d'eau au collecteur principal (Débit 0.00086 m³/s) Figure A. 11 : hauteur d'eau au collecteur principal (Débit 0.00188m³/s)

On remarque sur les figures A.10 et A.11 des petites variations du niveau d'eau. Ces pertes de charge dues aux tés et aux réflexions sur les extrémités fermées des conduites secondaires, nous empêchent d'avoir un régime permanent sur toute la longueur du collecteur principal. (L'écoulement devient localement non permanent à cause de la présence des singularités).

Pour une pente de 0.1%, nous pouvons considérer l'écoulement comme quasi-permanent graduellement varié, avec un régime fluvial le long de la conduite.

Ligne d'eau théorique :

Nous allons tracer la ligne d'eau théorique pour la pente 0.1%. Les hauteurs d'eau théoriques peuvent être calculées par l'équation de la ligne d'eau :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{h(x + dx) - h(x)}{dx} = \frac{i - j}{1 - F^2}$$

Avec : $j = \frac{v^2}{K^2 R_h^{4/3}}$ pour la pente de frottement

Comme on est en régime fluvial, nous allons commencer par mesurer localement la hauteur d'eau à l'aval h_{av} . On peut calculer la vitesse V_{av} avec le débit sortant Q_{av} donné par le débitmètre amont D203 qui semble le plus fiable.

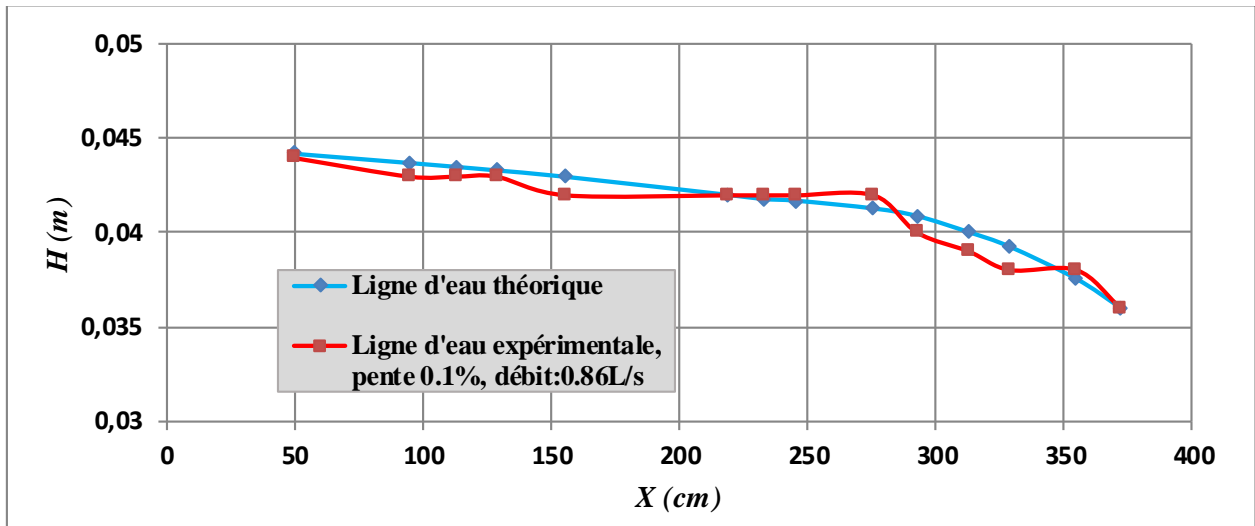


Figure A. 12 : approche des valeurs expérimentales par la courbe théorique pour la configuration (pente :0,1%, débit=0,86L/s)

L'approche des valeurs expérimentales par la courbe théorique de la ligne d'eau montre une variation de l'ordre de 5 mm. Dans un régime fluvial l'aval peut influencer l'amont et la présence des singularités le long de notre collecteur provoque l'augmentation du niveau d'eau !

Pour bien estimer le coefficient de Strickler K_s , nous avons pris un tronçon sur le collecteur dans lequel on peut considérer que notre écoulement est uniforme. Avec une pente de 0,1% et un débit de 0,86 L/s, on remarque que la ligne d'eau est constante.

Le calcul hydraulique donne un coefficient de Strickler pour le réseau d'assainissement $K_s = 109 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Rugosité expérimentale de la surface de la maquette :

La rugosité à la surface de MURI a été déterminé durant les tests préliminaires :

La comparaison entre les formules de Manning-Strickler et Colebrook-White permet d'établir la relation :

$$K_s = \frac{8.2 * \sqrt{g}}{k_s^{1/6}}$$

La rugosité équivalente de sable est $k_s = 9,5 * 10^{-5} \text{ m}$, donc le coefficient de Strickler $K_s = 120 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

A. VIII. Exemple de corrections de champ de vecteur V_{yz} dans la section

Angle de rotation pour chaque demi-section : à gauche :0.76 degrés, à droite 1.58 degrés.

Pour l'ADV: longueur de transmission : 1,8 mm, volume de mesure : 7 mm, distance entre la sonde et le centre du volume de mesure : 50 mm

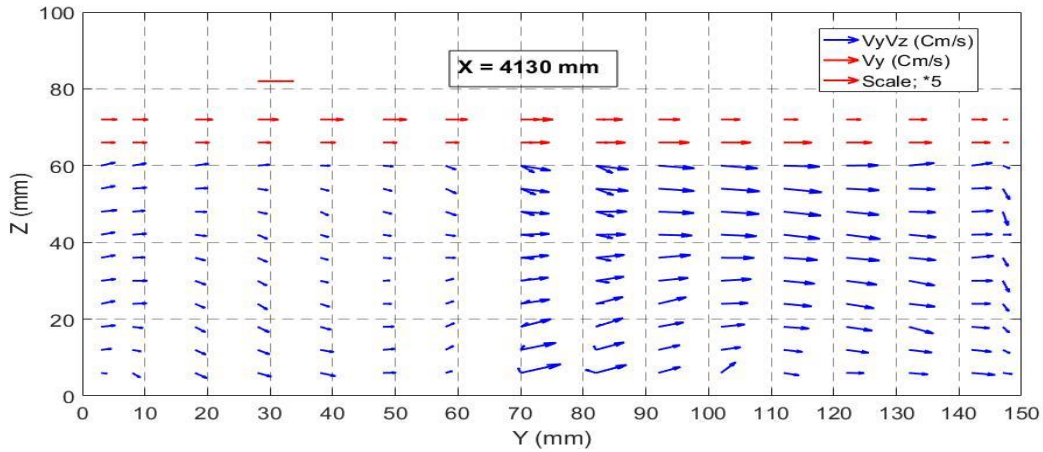


Figure A. 13 : champ de vecteur V_{yz} dans la section $X = 4130$ mm avant correction pour le cas sans échange avec $Q_{si}=2L/s$

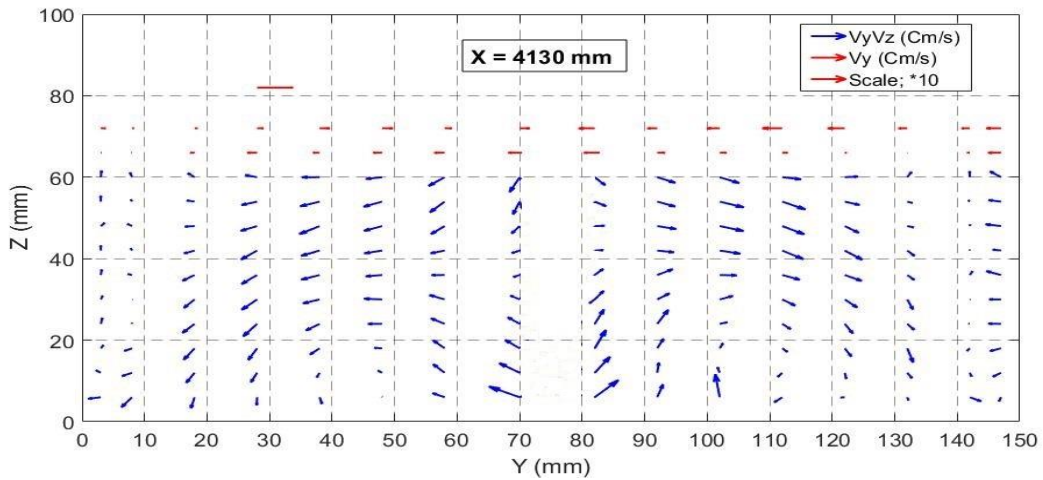


Figure A. 14 : champ de vecteur V_{yz} dans la section $X = 4130$ mm après correction pour le cas sans échange avec $Q_{si}=2L/s$

Annexe B : Article SimHydro 2017

SimHydro 2017: Choosing the right model in applied hydraulics, 14-16 June 2017, Sophia Antipolis.

COUPLED 1D/2D HYDRAULIC SIMULATION OF THE MODEL MURI

Tariq CHIBANE,
tariq.chibane@irstea.fr, tariq.chibane@g.enp.edu.dz

André PAQUIER¹, Saâdia BENMAMAR
andre.paquier@irstea.fr, saida.benmamar@g.enp.edu.dz

KEY WORDS

Numerical 1D/2D model, Coupled networks, Urban Flood, Experimental facility.

ABSTRACT

In an urban flood, interaction between surface runoff and flow into the sewer system can take place. Considering this latter interaction is necessary to understand the phenomenon of urban flooding. A laboratory Model to Study the Flood Risk (MURI) was built; it includes one lower floor for the pipes representing the sewage network and a second floor for the flow along the streets. Before the experimental study, a numerical investigation of MURI is carried out. The main objective is to obtain the main features for a few representative scenarios of the MURI experiments and to establish an experimental protocol taking into account the capacity of the measuring devices. For this purpose, three numerical models have been successively developed: a 2D model for the second floor using Rubar20 software, a 1D model for the pipe network using Rubar3 software and a coupled 1D / 2D model to simulate both latter flows and the flow interactions between the two floors. Supercritical flow conditions partly appear on the second floor, which implies that results are uncertain because it is difficult to locate transitions accurately, particularly if the mesh is not refined. Opening the exchange structures between the two floors strongly changes the flow distribution and locally the water depths. One can expect that the numerical model will be a useful tool to plan the experimental runs.

1. INTRODUCTION

Simulation of flows in urban areas is necessary to establish preventive or protection measures. In order to calculate the exchange flows between surface runoff and flow into the sewage network, coupled 1D/2D models can be used to obtain detailed results near the sewage network inlets. The complexity of these flows requires the development of suitable numerical models in order to deal with. Many experimental devices were used to validate these numerical models. (Djordjevic et al., 2013) used a full-scale physical model to study the exchange of flows at an inlet grid connected to the sewage network. The experimental results showed that there is an improvement understanding the interaction between the two networks. The experimental results of (Bazin et al., 2014) show that these exchanges could not be modelled by simply fitting an orifice equation. However according to (Etrich and al, 2005), because there are no direct measurements of the exchange flow between the surface and the flow in the pipe network, the formulas used to estimate these exchanges remain uncertain.

At Irstea laboratory (HH lab) in Villeurbanne (France), an experimental model to study urban flood risks (MURI) was built. This latter model includes two floors: the second floor represents streets and buildings and the first floor includes a system of connected pipes. In order to define the

¹ Corresponding author

experimental parameters for MURI, preliminary calculations are performed using an operational 1D/2D numerical model coupling a hydrodynamic 2-D model of the surface flow based on Rubar 20 software and a hydrodynamic 1-D model for the sewage network based on Rubar 3 software. First, software and experimental device are presented. Then, the numerical models are successively detailed and preliminary numerical results are provided.

2. DESCRIPTION OF THE SOFTWARE

2.1 Rubar 20

Rubar 20 is software that solves two-dimensional de Saint Venant equations (shallow water equations), particularly for events such as floods that imply drying and wetting soils. The numerical scheme is a second order finite volume method applied to a mesh consisting of quadrilaterals and triangles. At each time step, to calculate the incoming and outgoing flows of each cell, a Riemann problem is solved in the direction normal to the edge permitting to treat the movement of a hydraulic jump. Rubar 20 proved to be convenient for simulating urban floods and the associated complex flows (El Kadi et al., 2009).

2.2 Rubar3

Rubar 3 is software that solves one-dimensional de Saint Venant equations. This numerical scheme is a second order finite volume method of Van Leer type (van Leer, 1979) similar to the one used in Rubar 20. Cross sections describe the topography; they can be alternatively dry or wet following the flow propagation (El Kadi et al., 2008).

2.3 Coupled model 1D/2D

For coupling, one additional code calculates the flow exchanges. In order to simplify, in the coupling method, Rubar 3 and Rubar 20 use the same time step to solve respectively the 1D and 2D shallow water equations. These schemes include an estimate of the mass and momentum fluxes that pass from one cell to one cross section, fluxes calculated from the variables of a 1D cross section or a 2D edge over one time step, the values being estimated at an intermediate time judged representative of the whole time step. The coupling between the two models 1D and 2D transfers an exchange flux of mass and momentum at this same intermediate time. This flux is usually calculated by a Riemann problem for the 2D equations in the direction normal to the boundary between the two domains (Paquier & Bazin, 2013); alternatively, it can be calculated from a hydraulic structure equation (Bazin et al., 2014). This latter method is adapted to the case of the coupling of a sewage network to a surface flow because, in the urban environment, complex hydraulic structures permit the exchanges.

3. DESCRIPTION OF THE MODEL MURI

An Urban Model for the Study of Flood Risk (MURI) was built. This modular facility consists of several floors. Floor 2 is a rectangular PVC tray of 3.8 by 5.4 m representing flooded streets. Figure 1 shows this floor set in the initial configuration including a pattern of 3 streets in x and y directions.

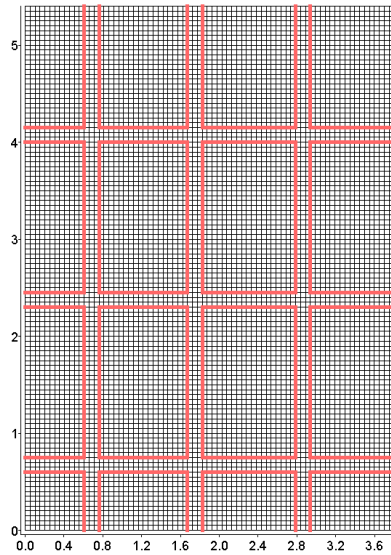


Figure 1: Streets pattern and calculation grid for the 5 cm long edges.

All the streets are 15 cm wide. The blocks of buildings are located on the model using transparent PETG sheets. These latter sheets are 15 cm high (Figure 2) and their location can be modified.

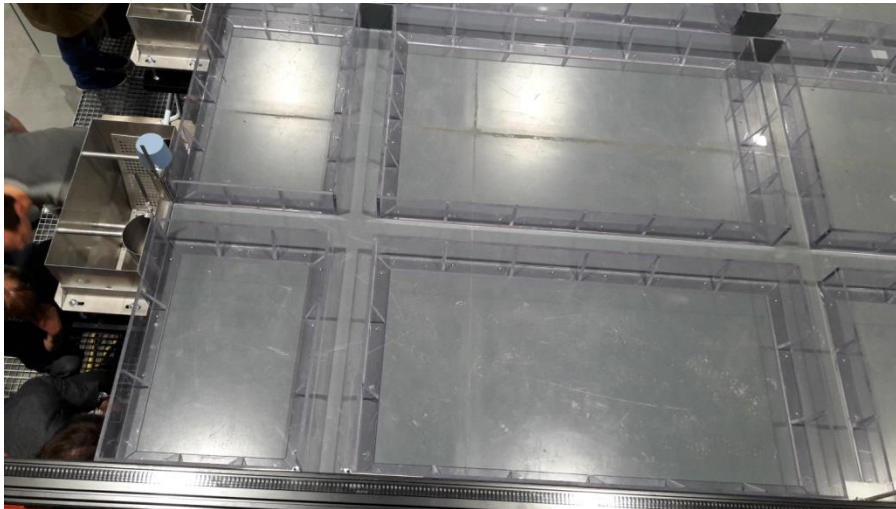


Figure 2: General view of a quarter of MURI.

The slope of the tray can be fixed in both directions, longitudinal and transverse from 0 to 5%. A maximum flow of 50 L/s can be sent as input to the model. This flow can enter the model through small tanks (Figure 3) of which the dimensions are 0.3 m x 0.5 m x 0.5 m. Three tanks on the North side can be used only for inlets, three tanks on the South side are only for outlets and six tanks on the West and East sides can be used for both inlets and outlets.



Figure 3: View of the opening of a tank of MURI acting as outlet.

The first floor is constituted of a network (Figure 4) of transparent PVC pipes fixed to a metal structure slightly smaller than the second floor tray and set about 0.3 m below the second floor. The adjustment of the inclination of the structure which supports the pipe network is possible in all directions (longitudinal and transversal) permitting a slope equal to $\pm 1\%$ relatively to the slope of the second floor. The main collector has a diameter of about 0.1 m while the secondary pipes have a diameter of about 0.05 m. These pipes are connected to the second floor by small pipes (diameter equal to 15 mm reducing to 14 mm at the connection devices). A maximum flow of 5 L/s can be sent as input by the main collector or some secondary pipes.

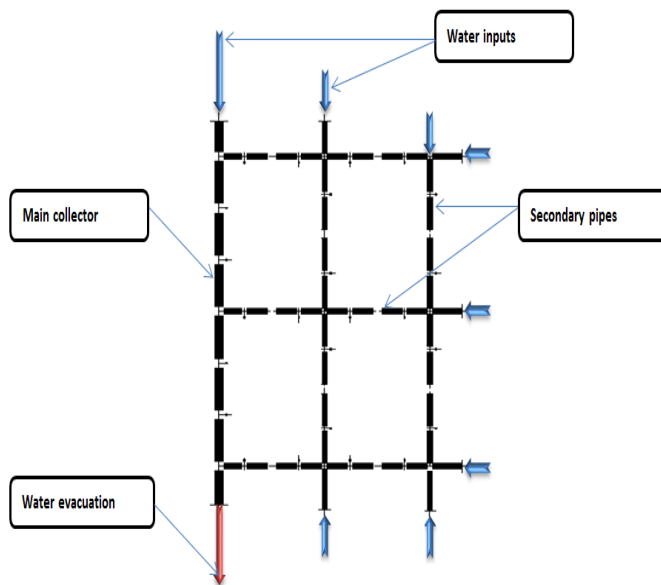


Figure 4: Pipes network pattern.

4. 2-D MODELING OF SURFACE FLOW

4.1 Details about 2-D model parameters

Five meshes were constructed with cells of respective size $5*5$, $3*3$, $1.5*1.5$, $1*1$, $0.75*0.75$ cm. The limits of the building blocks were defined as impermeable walls. MURI has an adjustment system of longitudinal and transverse slope from 0 to 5% but for all the calculations, longitudinal slope is 1% and transverse slope is zero. Table 1 shows some of the calculation parameters used for the calculations detailed here below.

Parameters	Values
------------	--------

Strickler friction coefficient (bottom and walls)	100 m ^{1/3} /s
Turbulent viscosity coefficient	0.001 m ² /s
Van Leer correction coefficient (slope limiter)	0.6
Time step	0.001 s

Table 1: Calculation parameters for the 2-D model.

4.2 Comparison of 2-D results for various cell sizes

A first calculation is performed with an input of 5 L/s equally distributed among the three North and higher inlets. The three Southern outlets are opened fully so that the downstream condition can be considered as critical; however, it was preferred (in order to be consistent with the cases in which the downstream weir is risen) to use a weir-type relation with a crest elevation equal to the street bottom. The flow is mainly from North to South and concentrated in the three streets linking one inlet to one outlet. Some secondary circulations are calculated in the other streets. Figure 5 shows that the results are not independent of the cells size.

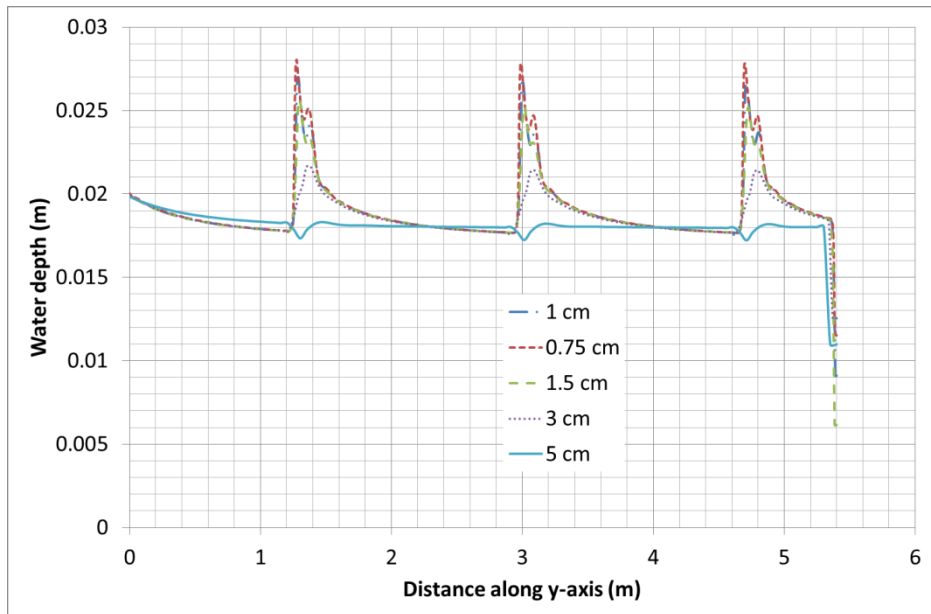


Figure 5: Variation of the water depth along the central North-South street.

There is a sudden variation of the water depth at crossroads. It can be explained by the widening of the street, which implies an additional head loss and the change from supercritical to subcritical flow. The 5 cm mesh does not show the same variation but one can understand that three cells across the street are not enough. The three smaller cell sizes provide quite similar results validating the assumption that the cell size of 1.5 cm (10 cells across the street) is enough for describing the flow at the crossroad and in the neighbouring areas (as also shown on Figure 6). Then, this cell size of 1.5 cm will be used for the coupled model.

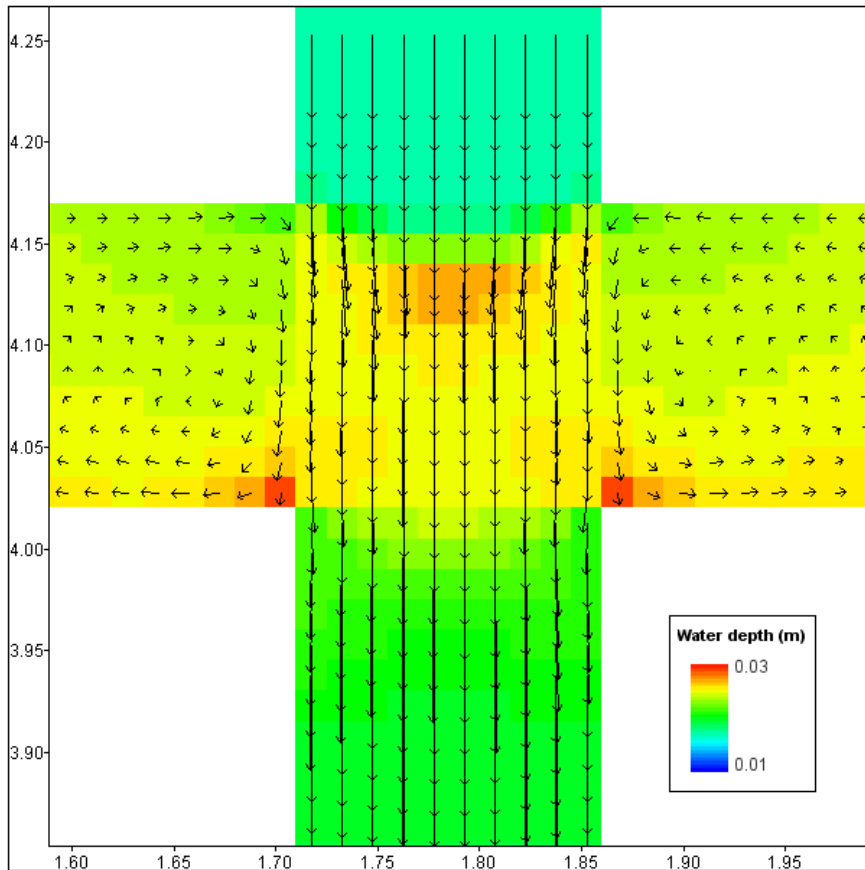


Figure 6: Water depths and velocity field in a crossroad of the central North-South street.

If the roughness of the MURI bottom is not higher than what was estimated for the calculations, for a slope of 1%, the flow discharge should be more than 5 L/s or the downstream weirs should be raised in order to obtain water depths higher than 2 cm, which is the minimum depth for measuring vertical profiles of velocity easily.

5. 1-D MODELING OF PIPE NETWORK

For the 1D model, pipe sections are circular and flow could pass to pressurized flow. In order to ensure that the flow is calculated always with free surface, a Preissmann slot is added to every section (Figure 7), which is the classical recommended method although other ones have been developed (Sanders & Bradford, 2011). The width of the Preissmann slot is set to 2 mm with a progressive transition in order to avoid numerical instabilities when passing from free surface flow to pressurized flow in the pipes. The distance between two calculation sections of each pipe is about 10 cm.

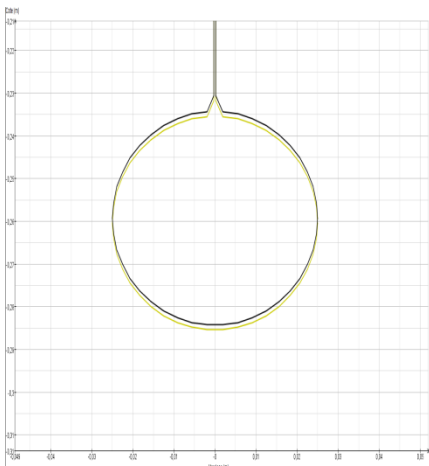


Figure 7: Example of one cross section of a secondary pipe showing the lower part of the Preissmann slot.

At the upstream (North) end of the main collector, a flow rate of 5 L/s is the input, the other inlets being closed. For the downstream condition (Southern end of the main collector), a critical flow assumption was used; it will be modified in the future taking into account the experimental results. The North - South slope is 1%, the pipe network being parallel to the second floor. For friction, the network pipes are built with a transparent PVC so a Strickler coefficient equal to $100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ is used.

Because Rubar 3 calculates only unsteady flow, the simulation started with an approximate initial state (water depth of 8 cm and flow discharge of 5 L/s in the main collector, water depth of 4 cm and zero velocity in the other pipes) for a duration of 600 seconds. As shown on Figure 8, steady flow is reached before 200 seconds.

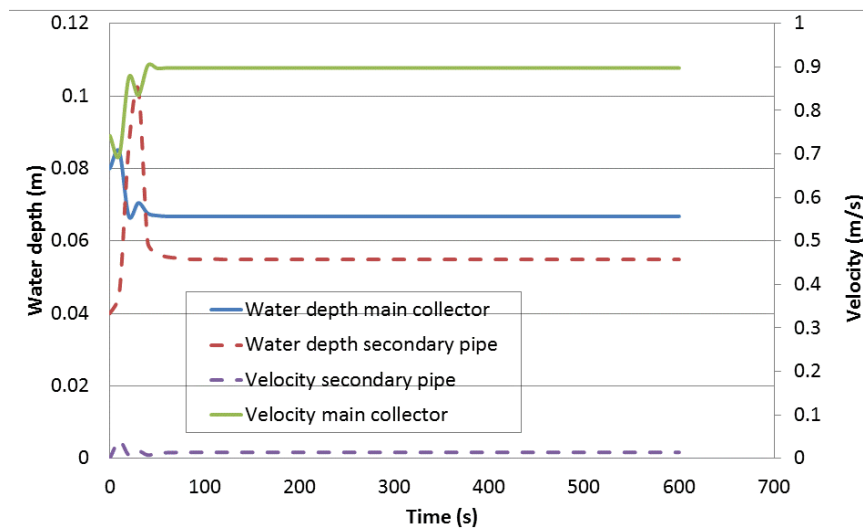


Figure 8: Examples of the variations of the water depth and velocity in the pipes network.

6. COUPLED 1D/2D MODELING

After separately verifying the 1D and 2D models, the two models are gathered and completed by the exchange structures in order to become a coupled 1D / 2D model used to study the interaction between surface flow and flow in the pipes network. As detailed here above, the flows through these structures are calculated using the 2D model functionalities. Seven structures were planned and their location on the second floor is shown on Figure 9.

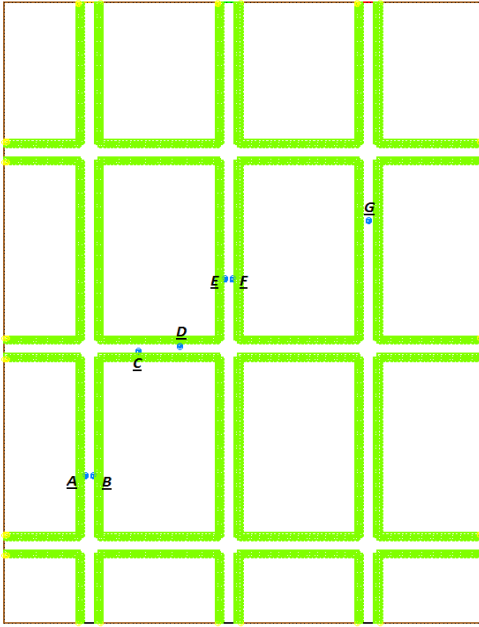


Figure 9: Location of the structures.

6.1 Operating principle of the coupled model

The coupling between the two models is acting when flow exchanges between the first and second floors. Because the flows can be either outgoing towards the surface or entering the pipes network, the equations used take into account the case of a submerged inlet and the cases in which the flow Q is limited by the connecting pipe diameter D (set to 0.014 m) or the inlet section:

- if $z_1 \leq z_d + D$, $Q = \mu D^{0.6} \sqrt{2g} (z_1 - z_d)^{1.9}$,
 - else, Q equals the minimum of the two following values: $Q = \mu D \sqrt{2g} (z_1 - z_d)^{3/2}$,
- $$Q = \pi D^2 / 4 \sqrt{2g / \eta} (z_1 - z_2)^{1/2}$$

in which $\eta = 1.5 + \frac{2gL}{K^2 (D/2)^{4/3}}$, L length of the connecting pipe (set to 0.3 m), K Strickler

coefficient of the connecting pipe (set to $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$), z_1 and z_2 the upstream and downstream water elevations, z_d the street elevation, μ the structure coefficient (set to 0.2 instead of a classical value of 0.3 for usual structures).

First, the calculations are carried out using only connection of two structures (A and G); three cases are calculated:

- case 1.1: a flow rate of 5 L/s is introduced by the three North inlets. For the pipe network, the inflow is zero;
- case 1.2: similar as case 1.1 except that a flow rate of 5 L/s is introduced at the upper end of the main collector;
- case 1.3: the flow entered at the streets is zero, but as in case 1.2, a flow rate of 5 L/s is introduced at the upper end of the main collector. Moreover, the downstream end of the pipe network is closed to force the whole flow by the lower end of the streets.

Second, the seven structures are connected. Cases 2.1, 2.2 and 2.3 are respectively similar to cases 1.1, 1.2 and 1.3 but with the seven structures opened.

6.2 First results

For the cases 1.1, 1.2 and 1.3, the water depths along the centre lines of the left and right North - South streets are shown as well as the whole water depths of the second floor. For the sewage network, the

variation of the water depths at the upper end of the main collector is identified as an indicator of the stability of the flow calculation.

6.2.1 Case 1.1

For the 2D model the results show that, for a flow rate of 5 L/s, the water depth is approximately 2 cm. The water depths above the inlets A and G are almost zero (Figures 10a and Figure 10b) because the flow above the inlet is passing into the sewage network. For the sewage network, at the upper end, the flow is at free surface but becomes pressurized flow in the remaining network. Some small variations (about 5 mm for the water depths at the upper end of the main collector) remain after stabilization because there are reflections on the closed ends of the pipes (and of the streets).

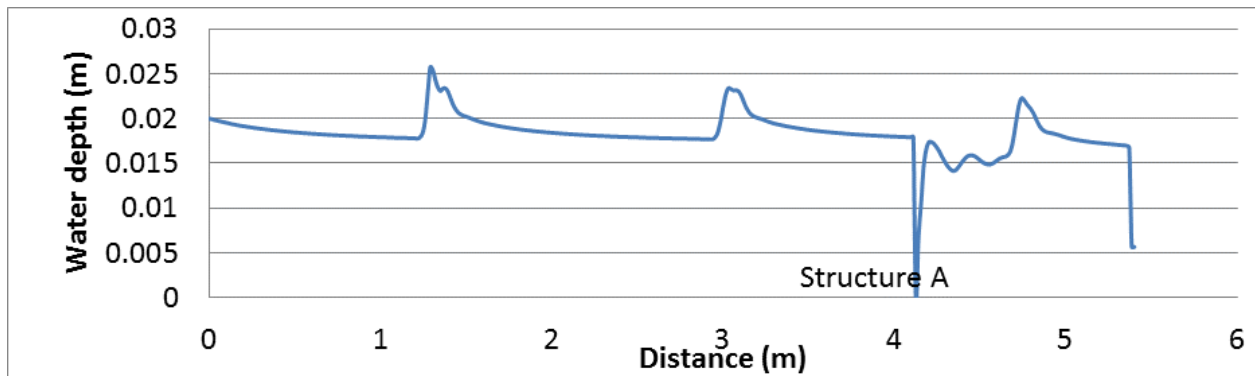


Figure 10a: Water depth along the left street for case 1.1.

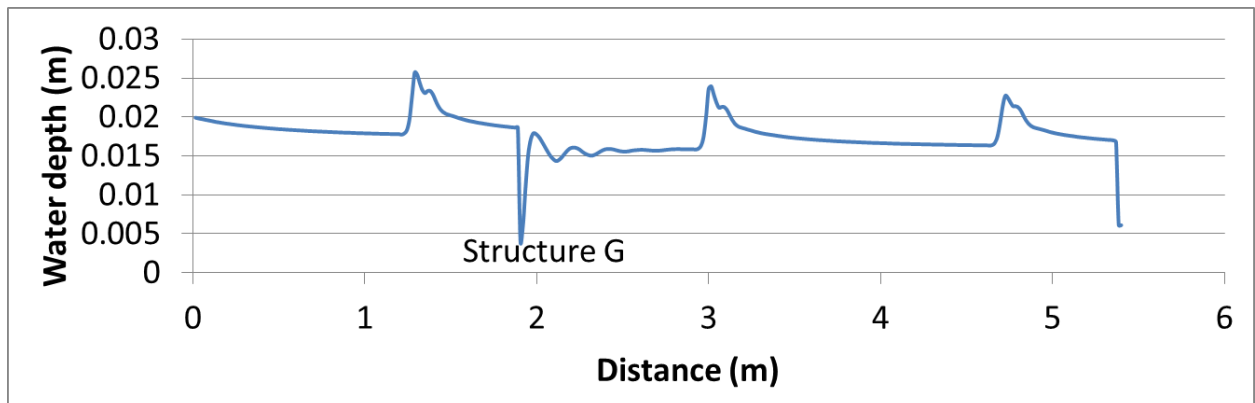


Figure 10b: Water depth along the right street for case 1.1.

6.2.2 Case 1.2

For the second floor, the results are very close to case 1.1 (Figures 11a and 11b). However, because a flow rate of 5L/s is introduced at the upper end of the main collector, the flow in all the pipes is pressurized. After stabilization, the oscillations created by the reflections on the boundaries of the streets and pipes are slightly higher than in case 1.1 (about 1 cm for water depth).

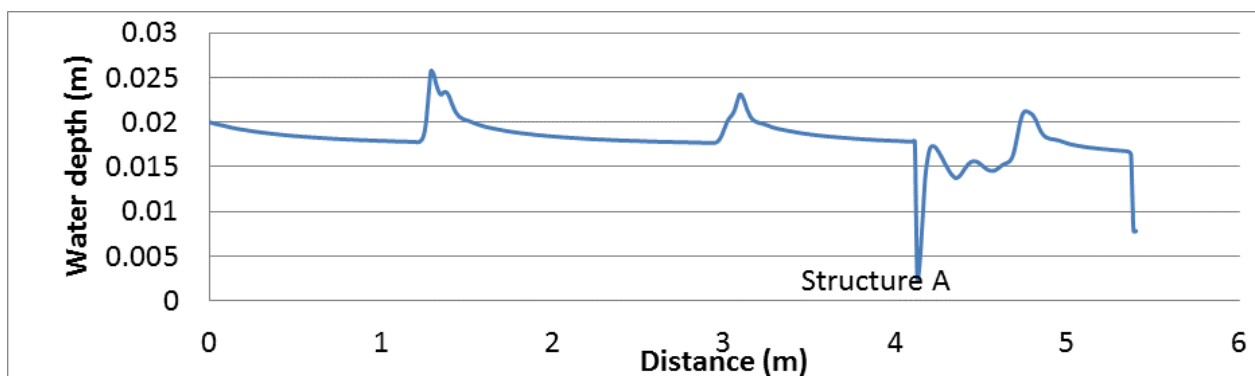


Figure 11a: Water depth along the left street for case 1.2.

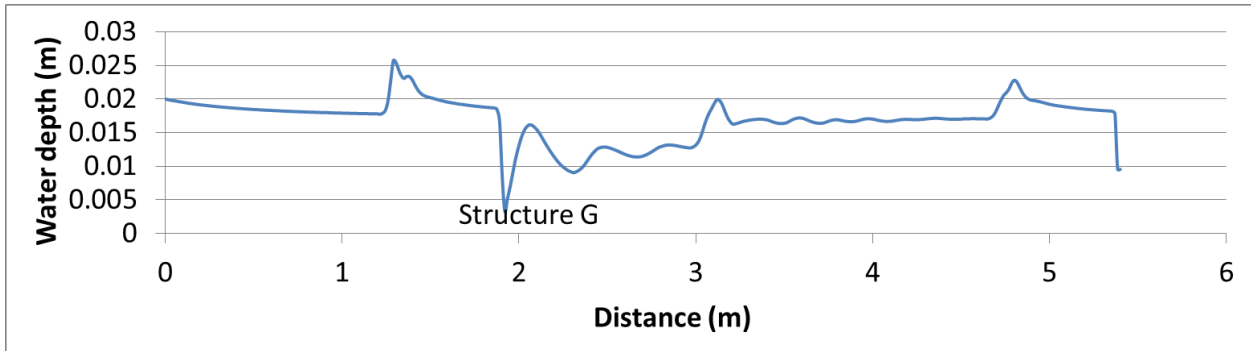


Figure 11b: Water depth along the right street for case 1.2.

6.2.3 Case 1.3

The main objective of case 1.3 is to show the case of overflow from the pipes network to the second floor. Overflow occurs and is marked by a sudden variation of the water depth above the inlets A and G (Figures 12a and 12b). In the pipes network, the flow is highly pressurized (about 3 m) and the water pressure is well stabilized, the flow passing by the two small connection pipes generating high head losses; the corresponding coefficients should be calibrated from the laboratory measurements.

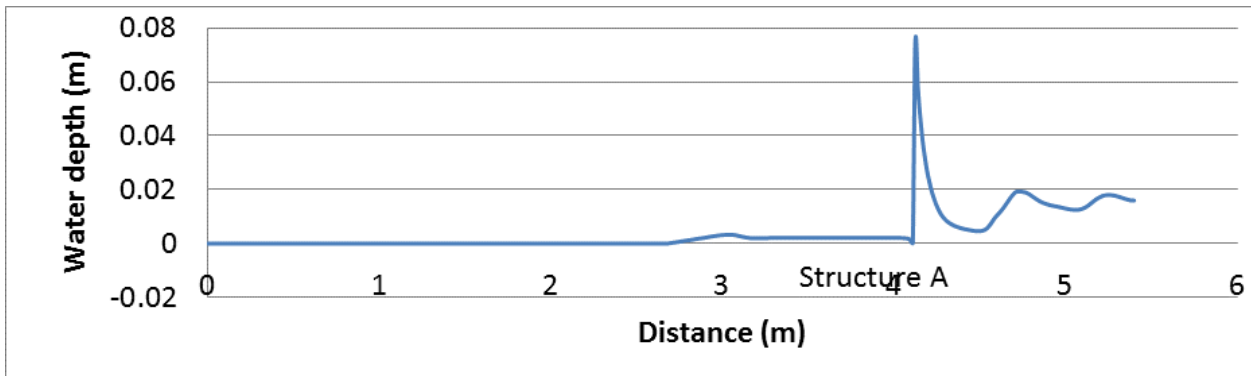


Figure 12a: Water depth along the left street for case 1.3.

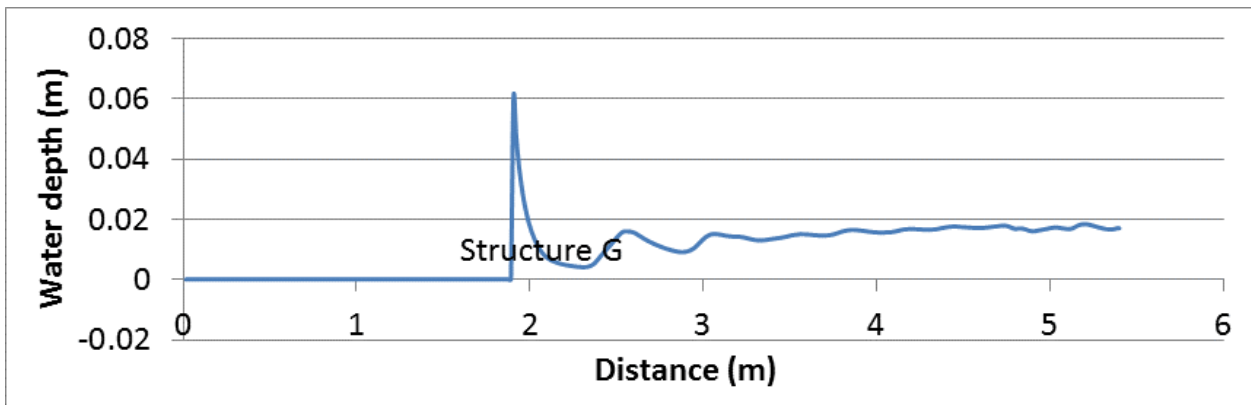


Figure 12b: Water depth along the right street for case 1.3.

6.2.3 Cases 2.1, 2.2 and 2.3

The cases 2.1, 2.2 and 2.3 show results respectively very similar to cases 1.1, 1.2 and 1.3. Figure 13 shows that, for case 2.1, all the seven structures except C and D located in a West-East street act as inlets for the pipes network and the water depth remains about 0.02 m except around the structures.

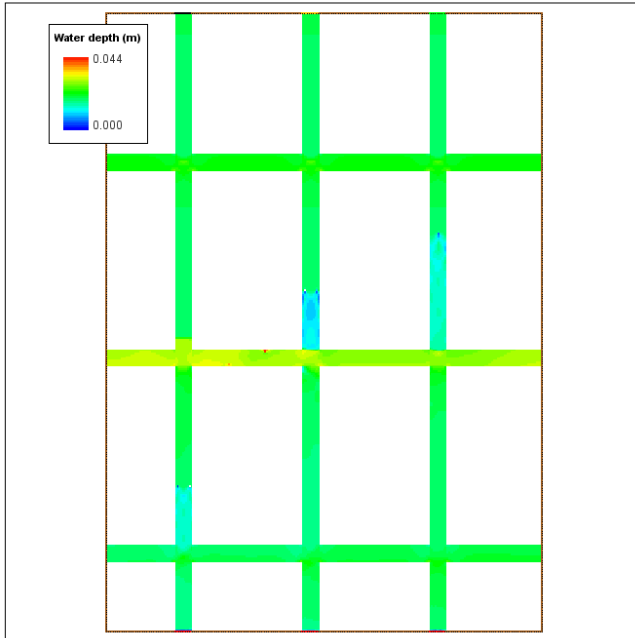


Figure 13: Map of the water depths of the second floor for case 2.1.

For case 2.2, Figure 14 shows that the pattern is more complicated with some structures acting as inlets and other ones as outlets of the pipe network; then, the water depths in the streets are higher than in cases 2.1 or 1.2.

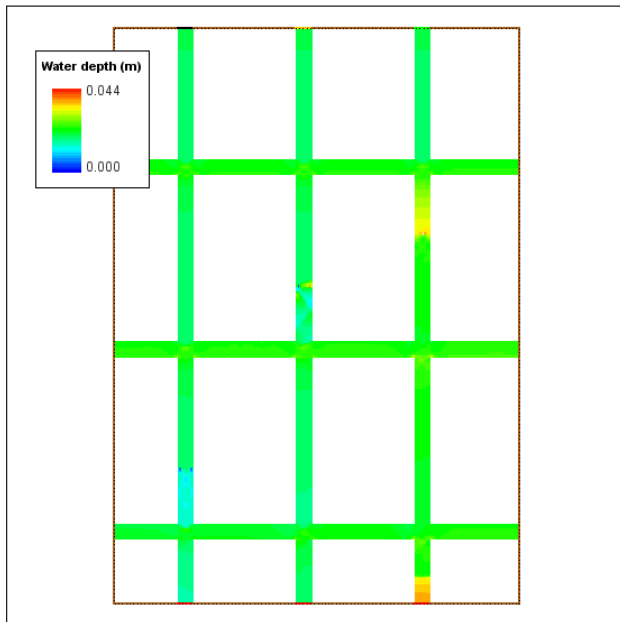


Figure 14: Map of the water depths of the second floor for case 2.2.

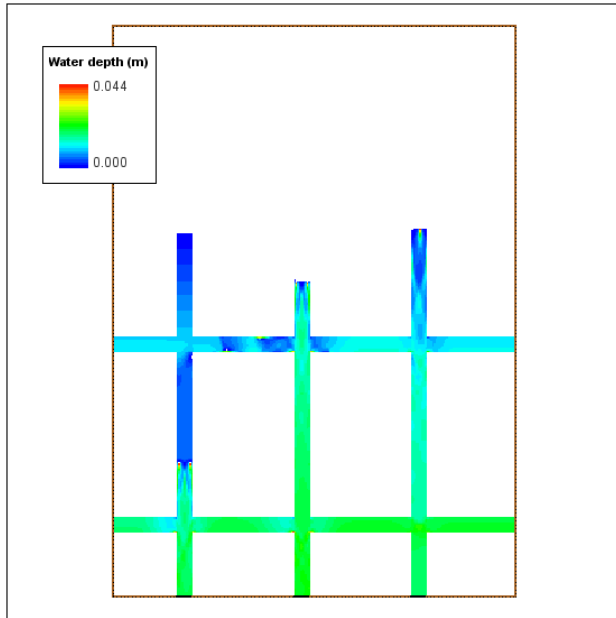


Figure 15: Map of the water depths of the second floor for case 2.3.

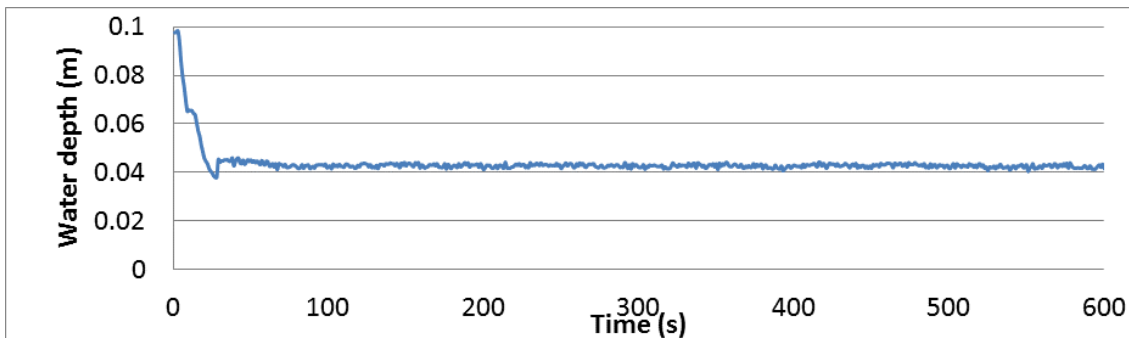


Figure 16: Evolution of the water depths at structure D for case 2.1.

For case 2.3, Figure 15 shows that all the seven structures deliver flow to the streets. Similarly to case 1.3, water depths of case 2.3 stabilize to a steady state while some regular oscillations remain for cases 2.1 (Figure 16) and 2.2.

7. CONCLUSIONS

Calculations were performed for MURI set at the North - South slope of 1%. As expected, because of the crossroads, the flow pattern is quite complicated in the streets showing both subcritical and supercritical flows and requires a refined mesh in order to obtain detailed results. The exchanges with the pipes network increase the complexity and introduce difficulty in obtaining steady flow using the 1D/2D model. This difficulty comes from the very low water depth at some inlets of the structures linking first and second floors of MURI. One can expect that same difficulty will be faced during the experiments for obtaining a fully steady flow.

After calibration of the parameters of the numerical model relatively to the first experimental measurements, one can expect that the coupled model will be used to define the parameters of the experimental runs. First conclusion seems that the slope of 1% is too steep to be used for detailed measurements except if the downstream boundary condition permits to obtain higher water depths.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research is supported by the exchange program CMEP-Tassili.

REFERENCES AND CITATIONS

- Bazin, P. H., Nakagawa, H., Kawaike, K., Paquier, A., & Mignot, E. (2014). Modeling Flow Exchanges between a Street and an Underground Drainage Pipe during Urban Floods. *Journal of Hydraulic Engineering*, **140**(10), DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000917.
- Chanson, H. (2004). *The hydraulics of open channel flow: an introduction*. Elsevier.
- Djordjevic, S., Saul, A.J., Tabor, G.R., Blanksby, J., Galambos, I., Sabtu, N., & Sailor, G. (2013). Experimental and numerical investigation of interactions between above and below ground drainage systems. *Water Science and Technology*, **67**(3), 535–542.
- El Kadi, K., Paquier, A. & Gay, B. (2008). One-dimensional numerical modelling of dam-break waves over movable beds: application to experimental and field cases. *Environmental Fluid Mechanics*, **8**, 169-198.
- El Kadi, K., Paquier, A. & Mignot, E. (2009). Modelling flash flood propagation in urban areas using a two-dimensional numerical model. *Natural Hazards*, **50**, 433-460
- Ettrich, N., Steiner, K., Thomas, M., & Rothe, R. (2005). Surface models for coupled modelling of runoff and sewer flow in urban areas. *Water Science and Technology*, **52**(5), 25-33.
- Paquier, A. & Bazin, P.H. (2013). Coupling 1-D and 2-D Models for Simulating Floods: Definition of the Exchange Terms. *Advances in Hydroinformatics, Simhydro 2012 - New frontiers of simulation*, Chapter 11, Springer.
- Sanders, B.F. & Bradford, S.F. (2011). Network implementation of the two-component pressure approach for transient flow in storm sewers. *Journal of Hydraulic Engineering*, **137**(2), 158-172.
- Van Leer, B. (1979). Towards the ultimate conservative difference scheme. V. A second-order sequel to Godunov's method. *Journal of Computational Physics*, **32**, 101-136.